



ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERÍA TÉCNICA
INDUSTRIAL DE BILBAO



GRADO EN INGENIERÍA MECÁNICA

TRABAJO FIN DE GRADO

2015 / 2016

*PROYECTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN NUEVO ALMACÉN EN EL
POLÍGONO ZUBIETA AMOREBIETA*

DOCUMENTO 2: MEMORIA

DATOS DE LA ALUMNA O DEL ALUMNO

NOMBRE: JESUS
APELLIDOS: RUIZ RUIZ
DNI: 45661998-Y

FDO.:

FECHA: 14/04/2016

DATOS DEL DIRECTOR O DE LA DIRECTORA

NOMBRE: IGNACIO
APELLIDOS: MARCOS RODRÍGUEZ
DEPARTAMENTO: INGENIERÍA MECÁNICA

FDO.:

FECHA: 14/04/2016

ÍNDICE:

2.1. OBJETO DEL PROYECTO.....	1
2.2. ALCANCE DEL PROYECTO	4
2.3. ANTECEDENTES.....	6
2.3.1. PLAN PARCIAL DE AMOREBIETA.....	7
2.4. NORMAS Y REFERENCIAS.....	9
2.4.1. NORMATIVA DE APLICACIÓN	9
2.4.2. BIBLIOGRAFÍA	10
2.4.2.A. Libros.....	10
2.4.2.B. Páginas web.....	11
2.4.2.C. Programas informáticos	11
2.4.2.D. Otras referencias.....	11
2.4.3. PROGRAMAS DE CALCULO	12
2.4.3.A. Generador de pórticos.....	12
2.4.3.B. Metal 3D	13

2.5. CONDICIONES DE DISEÑO	26
2.5.1. CONDICIONES EXIGIDAS POR EL CLIENTE	26
2.5.2. CONDICIONES EXIGIDAS POR LA LEY	26
2.6. ANÁLISIS DE SOLUCIONES	27
2.6.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	32
2.6.2. ACCIONES, HIPÓTESIS DE CARGA Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.....	34
2.6.2.A. Cargas permanentes.....	34
2.6.2.B. Cargas variables	34
2.7. RESULTADOS OBTENIDOS	36
2.7.1. CUBIERTA.....	36
2.7.2. CERRAMIENTOS LATERALES.....	37
2.7.3. CORREAS	37
2.7.4. PUENTE GRÚA	38
2.7.5. VIGA CARRIL Y MÉNSULA DE APOYO	39
2.7.6. ESCALERA	39
2.7.7. ENTREPLANTA	40

2.7.8. ESTRUCTURA METÁLICA PRINCIPAL.....	40
2.7.9. VIGAS RIOSTRAS	42
2.7.10. TIRANTES	43
2.7.11. UNIONES.....	45
2.7.11.A. Unión correa-correa.....	45
2.7.11.B. Unión correa-pòrtico.....	46
2.7.11.C. Unión viga-viga.....	46
2.7.11.D. Unión viga-pilar	46
2.7.11.E. Unión de los tirantes	46
2.7.12. PLACAS DE ANCLAJE.....	47
2.7.13. CIMENTACIÓN	49
2.7.14. SOLERA	50
2.7.15. RED DE SANEAMIENTO	50
2.7.16. URBANIZACIÓN	52
2.8. PLANIFICACIÓN.....	54
2.9. RESUMEN DEL PRESUPUESTO.....	55
2.9.1. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	55
2.9.2. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA	56

2.1. OBJETO DEL PROYECTO

El presente proyecto tiene por objeto la construcción de un almacén en el polígono "Zubieta", en el municipio de Amorebieta-Zornotza (Bizkaia), destinada al almacenaje para distribución de conductos metálicos y accesorios para la ejecución de sistemas de extracción y chimeneas.

El cliente es la empresa, "JEREMIAS ESPAÑA S.A.", con un importante peso en su sector tanto en el mercado nacional como internacional, requiere de la edificación de un almacén en el polígono de Zubieta (Amorebieta) para satisfacer sus necesidades de aumentar la capacidad del almacén con el que cuentan en estos momentos. Por tanto, la nave industrial que se quiere construir requiere estar bien comunicada para poder transportar y distribuir los productos a sus destinos.

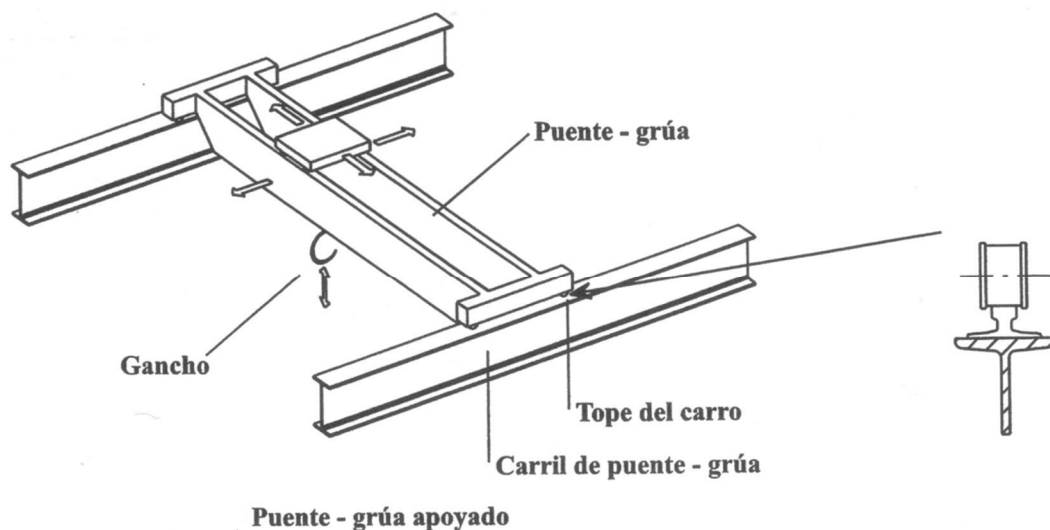
Dicho almacén será una nave industrial construida íntegramente en acero. Aunque los materiales a almacenar no requieren de un gran espacio diáfano, la nave tendrá un espacio diáfano suficientemente amplio para poder facilitar la cabida y la correcta manipulación de los distintos materiales a almacenar. Así mismo, para poder manejar y organizar tal mercancía se precisa de la instalación de una grúa-puente y de un espacio destinado a oficinas en el interior de la nave, éste espacio de oficinas se construirá en una entreplanta.

Así, las dimensiones de la nave son de 20 m. de ancho y 80 m. de largo, quedando una superficie construida en planta de 1600 m². La altura máxima de la nave es de 10 m. en la cumbre (limitada por el Plan General de urbanismo de Amorebieta-Zornotza) y de 8,2 m. a los aleros, dando lugar a una inclinación aproximada de 8.5°.

La nave es a dos aguas con la misma pendiente, de planta rectangular. La estructura se construye con una serie de pórticos iguales repetidos, la cubierta y cerramientos laterales están formados por paneles sándwich fijados mediante uniones atornilladas a correas tanto en cubierta como en los laterales. Tanto los pórticos como las correas estarán constituidos por perfiles laminados o conformados.

La grúa-puente va montada sobre vigas carril, que serán también perfiles laminados, la luz a cubrir por la grúa es todo el ancho de la nave, 20 m. Los extremos apoyan sobre sendos carriles unidos a los perfiles antes mencionados, de forma que el conjunto forma lo que se denomina viga-carril. Dichas vigas descansan sobre ménsulas unidas mediante soldadura a los pilares de los pórticos. La frecuencia de uso de la grúa se puede considerar media-elevada y las cargas normalmente no serán demasiado pesadas, 4 Tn de media aproximadamente (bobinas de metal).

La grúa será proporcionada por la empresa JASO. Una vez examinadas las necesidades que ha de cubrir la grúa se selecciona una grúa del tipo birraíl, como muestra la imagen:



La entreplanta para oficinas se sitúa en la parte superior a la zona de entrada de mercancías y está distribuida a lo ancho de la nave, quedando así bajo ella espacio suficiente para la ubicación de distintos servicios y la entrada y salida de camiones. Las dimensiones de la entreplanta serán 20x20 m. lo que da una superficie construida en segunda altura de 400 m² lo que deja una superficie para almacenaje de 60 x 20 m ya que bajo la entreplanta no se almacenará puesto que será zona de carga y descarga de los vehículos. La entreplanta tendrá el forjado a 5 m de altura y el habitáculo tendrá una altura de 3 m.

Desde este espacio se podrá realizar la gestión de los productos almacenados, esto es, el control de entrada de mercancías así como la posterior distribución desde ahí a los clientes.

Tras la descarga de las mercancías, éstas pasarán un primer control cualitativo para definir el producto y etiquetarlo registrándolo en el sistema informático. En un segundo control cuantitativo se comprueba si el producto está en perfectas condiciones o si hay que rechazarlo, en tal caso se almacenará separadamente del resto de productos aptos en espera de su retirada en otro vehículo y se da constancia en el registro informático. Los productos aptos se almacenarán en la medida de lo posible, por clases en espera de ser distribuidas a los clientes.

2.2. ALCANCE DEL PROYECTO

El alcance del presente proyecto es la realización de los cálculos necesarios para la construcción de un almacén con puente-grúa y una entreplanta destinada a oficinas.

Dentro de dichos cálculos se incluyen:

- Elección y comprobación del material de cubrición de la nave en cubierta y fachadas.
- Elección y comprobación de las correas de cubierta y fachada.
- Cálculo y comprobación de la viga-carril y de las ménsulas de apoyo de éstas.
- Diseño, cálculo y comprobación de la escalera de entreplanta.
- Diseño, cálculo y comprobación de la entreplanta para oficinas.
- Cálculo y comprobación de los pórticos.
- Cálculo y comprobación de las cimentaciones necesarias, incluyendo definición de placas base, pernos, armado y hormigonado.
- Cálculo y comprobación de las uniones atornilladas y soldadas necesarias.
- Cálculo de las instalaciones necesarias en el almacén.
- Urbanización de la parcela de ubicación del almacén.

Como se muestra en el último punto, dentro del alcance del proyecto se incluirá la urbanización de una parcela para la implantación de la nave, esto es, la aplicación de las restricciones marcadas por el plan general de Amorebieta-Zornotza: separaciones a linderos y viales,

retranqueos, limitaciones de edificabilidad (superficial y volumétrica), definición de aparcamientos y viales de acceso.

También es alcance del proyecto el “Estudio de Seguridad y Salud”, “Estudio contra Incendios”, “Plan de Calidad” y “Estudio Gestión de Residuos”, incluidos en el documento: "Estudios con entidad propia".

2.3. ANTECEDENTES.

El cliente es una empresa internacional con un importante peso en el mercado de la ventilación y la extracción que requiere de la edificación de un almacén en el municipio de Amorebieta-Zornotza para aumentar su nivel de producción en la península.

La empresa es "Jeremias España S.A.", es un grupo multinacional que cuenta con una plantilla con más de 200 personas que trabajan en la plantas de producción que poseen en toda Europa.

Su actividad está dedicada a la fabricación y comercio de conductos de ventilación y extracción, así como de diferentes componentes como extractores, bocas de extracción, terminales, etc.

Debido a la necesidad de ampliar el mercado, la nave industrial que se quiere construir requiere estar bien comunicada para poder transportar y distribuir los productos a sus destinos.

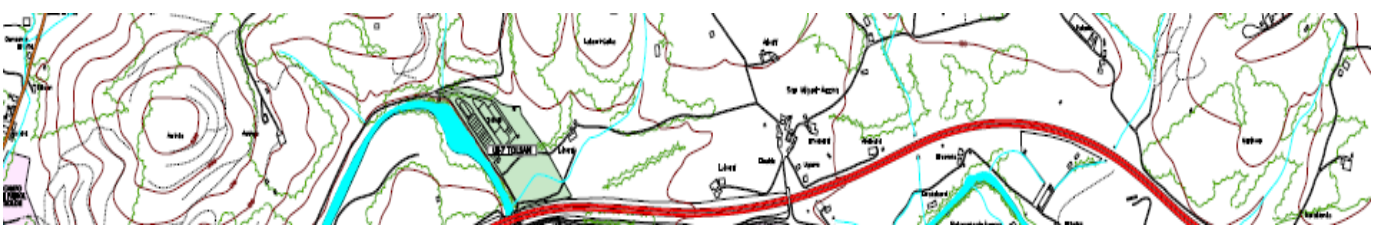
La implantación del almacén se ha de realizar, obviamente, sobre suelo industrial. Realizado un estudio sobre las zonas que reúnen estas condiciones se seleccionará el municipio de Amorebieta - Zornotza. Debido principalmente a que la empresa ya tiene sus instalaciones en esta localidad y a que gracias su crecimiento productivo la empresa ha adquirido unos terrenos en el polígono Zubieta situado en esta localidad.

2.3.1. PLAN PARCIAL DE AMOREBIETA.

A continuación se muestra la calificación del suelo según el Plan General:

LEYENDA

	RESIDENCIAL CASCO
	RESIDENCIAL ABIERTO
	MIXTO COMERCIAL
	SERVICIO AL TRANSPORTE
	SUELO URBANO INDUSTRIAL
	SUELO URBANO INDUSTRIAL EN DESARROLLO
	EQUIPAMIENTOS
	ESPACIOS LIBRES DE USO PUBLICO
	SECTORES A.P.U. RESIDENCIALES
	SECTORES A.P.U. INDUSTRIALES
	
	TREN DE ALTA VELOCIDAD
	
	TRAZADO DEL FERROCARRIL
	S.G. VIALIDAD
	
	RIOS Y ARROYOS



2.4. NORMAS Y REFERENCIAS.

2.4.1. NORMATIVA DE APLICACIÓN.

De acuerdo con las teorías de la elasticidad y la resistencia de materiales, el cálculo estructural se ha realizado en régimen elástico. Para la determinación de los elementos estructurales de la nave, se han seguido las indicaciones de la normativa CTE: Código técnico de la edificación, junto con ésta se han aplicado las siguientes normas:

- DB-SE: Seguridad estructural.
- DB-SE A: Acero.
- DB-SE AE: Acciones en la edificación.
- DB-SE C: Cimentaciones.
- DB-SE F: Fábrica.
- DB-SI: Seguridad en caso de incendio.
- DB-SU: Seguridad de utilización.
- DB-HS: Salubridad.
- DB-HR: Protección frente al ruido.
- DB-HE: Ahorro de energía.
- EHE 08.
- EC3. Eurocódigo 3. Diseño de estructuras de acero.
- R.D. 486/1997 de 14 de Abril – Anexo I: “Condiciones generales de seguridad en los lugares de trabajo”.

- R.D. 2267/2004: Reglamento de seguridad contra incendios en establecimientos industriales
- R.D. 105/2008, de 1 de febrero, por el que se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición. (2486).
- Plan de seguridad y salud. RD 1672/1997.

Gran parte de las uniones se ha previsto que se realicen mediante tornillos de alta resistencia, para cuyo diseño y cálculo se ha empleado el programa de cálculo de Nuevo Metal 3D del paquete de programas CYPE 2013.

El puente grúa cumple la siguiente normativa: UNE 58-128-87 correspondiente a Aparatos de elevación (puentes grúa y grúas pórtico).

2.4.2. BIBLIOGRAFÍA.

La bibliografía utilizada para la realización del presente proyecto se clasifica de la siguiente manera:

2.4.2.A. Libros.

- Argüelles Álvarez, R.: "La estructura metálica hoy". Tomo I y II. Bellisco S.A. ediciones.
- Nonnast, R.: "El proyectista de estructuras metálicas". Tomo I y II. H. Blume ediciones.
- Gere y Timoshenko: "Mecánica de materiales".

2.4.2.B. Páginas web.

- <http://www.constructalia.com>
- <http://www.jaso.com>

- <http://www.curbimetal.com/>
- <http://www.soloarquitectura.com>
- <http://www.escaleraeuropea.com>
- <http://www.amorebieta-etxano.eus>
- <http://www.incofluid.com>

2.4.2.C. Programas informáticos.

1. Cype 2013: Arquitectura, ingeniería y construcción.
2. Cespla 7.1.
3. AutoCAD 2013.
4. Microsoft Word y Microsoft Excel
5. Prontuario Informático del Hormigón EHE-08

2.4.2.D. Otras referencias.

- Boletín Oficial de Bizkaia (BOB).

2.4.3. PROGRAMAS DE CÁLCULO.

El programa informático que ha servido de apoyo para el cálculo de la estructura metálica ha sido el programa CYPE, Arquitectura, Ingeniería y Construcción. Con sus módulos: Generador de pórticos y Nuevo Metal 3D.

2.4.3.A. Generador de pórticos.

El programa Generador de Pórticos es una aplicación diseñada para trabajar conjuntamente con el programa de cálculo de estructuras metálicas Metal 3D, cuya memoria de cálculo se detalla más adelante. Va dirigido principalmente a técnicos que realicen proyectos de estructuras aporticadas de una altura, preferentemente de tipo industrial, metálicas o no, proporcionando así una herramienta de diseño de la estructura primaria (pórticos) y cálculo de las secundarias (correas).

Las acciones climáticas aplicadas a los diferentes pórticos generados se calculan según lo indicado en la normativa de que se trate.

Para el cálculo de correas el programa usa el modelo de viga continua con un número de tramos variable y definido por el usuario. El cálculo de tensiones y flechas se hace según lo prescrito también en la normativa elegida.

La comprobación de las correas se hace frente a tensiones y flecha máximas. Además, para perfiles laminados se hace la comprobación de pandeo lateral, y para conformados se incluyen en el cálculo de tensiones los efectos de combadura y abolladura contemplados en la correspondiente normativa.

Así pues esta aplicación informática que permite al usuario diseñar de forma segura las correas metálicas, tanto en cubierta como en laterales de las naves. Permite también generar la geometría en dos o tres dimensiones, cargas y coeficientes de pandeo para el posterior cálculo de los pórticos de la nave en Metal 3D.

Otras características a destacar del programa son:

- Generación de las acciones de viento según diferentes normativas.

- Generación de las acciones de nieve según diferentes normativas y nieve genérica.
- Dispone de una biblioteca completa de perfiles conformados, laminados, armados totalmente editable y compatible con Metal 3D.
- Listado de los datos introducidos y calculados.
- Composición y dibujo de planos a través de los periféricos configurados.
- Cálculo de tensiones según varias normas.

2.4.3.B. Metal 3D.

El programa Metal 3D calcula estructuras tridimensionales definidas con elementos tipo barras en el espacio y nudos en la intersección de las mismas.

Se puede emplear cualquier tipo de material para las barras y se define a partir de las características mecánicas y geométricas.

1. Análisis realizado por el programa

El programa considera un comportamiento elástico y lineal de los materiales. Las barras definidas son elementos lineales.

Las cargas aplicadas en las barras se pueden establecer en cualquier dirección; el programa admite cualquier tipología. En los nudos se pueden colocar cargas puntuales, también en cualquier dirección.

Las hipótesis de carga que se pueden establecer no tienen límite en cuanto a su número. Según su origen se podrán asignar a Peso Propio, Sobrecarga, Viento, Sismo y Nieve. A partir de las hipótesis básicas se puede definir y calcular cualquier tipo de combinación con diferentes coeficientes de combinación.

A partir de la geometría y cargas que se introduzcan, se obtiene la matriz de rigidez de la estructura, así como las matrices de cargas por hipótesis simples. Se obtendrá la matriz de

desplazamientos de los nudos de la estructura, invirtiendo la matriz de rigidez por métodos frontales.

Después de hallar los desplazamientos por hipótesis, se calculan todas las combinaciones para todos los estados, y los esfuerzos en cualquier sección a partir de los esfuerzos en los extremos de las barras y las cargas aplicadas en las mismas.

2. Sistema de unidades

El programa Metal 3D permite emplear tanto el sistema M.K.S. como el sistema internacional, S.I., para la definición de cargas aplicadas y para la obtención de esfuerzos.

3. Materiales a emplear

Los materiales que se emplean en este programa se clasifican en: Genéricos, hormigón armado, acero laminado y armado y acero conformado.

Si el material seleccionado es acero, existen unos archivos de tipos de acero con las características del mismo, definidas por:

- Tipo de acero: Laminado o armado
- Módulo de Elasticidad Longitudinal: E
- Limite elástico: σ_e , según tipo en Kg/cm²
- Coeficiente de minoración del acero γ_s
- Coeficiente de Poisson: ν Se calcula internamente el módulo de elasticidad transversal $G = \frac{E}{(1 + \nu).2}$
- Coeficiente de dilatación térmica: α
- Peso específico: γ

- Esbeltez límite: λ

Para definir las características del acero se debe consultar el apartado referido a las normativas. Los perfiles a utilizar pueden ser de biblioteca o editables.

4. Cálculo de tensiones y comprobaciones realizadas

El programa considera las acciones características para cada una de las hipótesis simples definibles: Peso propio, sobrecarga, viento, sismo y nieve.

Para cada combinación empleada se obtienen los esfuerzos mayorados o ponderados, que, en general, serán:

- Axiles (en la dirección del eje x local)
- Cortantes (en la dirección de los ejes y y z locales)
- Momentos (en la dirección de los ejes y y z locales)
- Torsor (en la dirección del eje x local)

Estos esfuerzos se obtienen por hipótesis simples o por combinaciones de todos los estados considerados. Todo ello servirá para el estudio y comprobación de deformaciones y tensiones de las piezas.

5. Comprobación de flechas

Se entiende por ‘flecha’ la distancia máxima entre la recta de unión de los nudos extremos de una barra, y la deformada de la barra, sin tener en cuenta que los nudos extremos de la barra pueden haberse desplazado. Esta distancia se mide perpendicularmente a la barra.

- La ‘flecha absoluta’ es el valor en mm de la flecha, en la dirección considerada.
- La ‘flecha relativa’ se establece como un cociente de la luz entre puntos de flecha en la de la barra, pudiendo haber, además de los nudos extremos de la barra con flecha nula, algún punto o puntos intermedios, en función de la deformada.

- La ‘flecha activa’ es la máxima diferencia en valor absoluto entre la flecha máxima y la flecha mínima de todas las combinaciones definidas en el estado de desplazamientos.

Es posible establecer un límite, ya sea por un valor de la flecha máxima, de la flecha activa o de la flecha relativa respecto a cada uno de los planos xy o xz locales de la barra.

6. Comprobaciones realizadas por el programa.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, el programa comprueba y dimensiona las barras de la estructura según tres criterios límite:

- Tensión
- Esbeltez
- Flecha
- Otras comprobaciones

Además realiza otras comprobaciones (abolladura, pandeo lateral) que hacen que el perfil sea incorrecto. Si se superan estos límites Metal 3D permitirá que se realice un dimensionado, buscando en la tabla de perfiles aquella sección que cumpla todas las condiciones, en caso de que exista.

7. Cimentaciones aisladas.

En el presente apartado se indican las consideraciones generales tenidas en cuenta para la comprobación y dimensionado de los elementos de cimentación definibles en Metal 3D bajo soportes verticales de la estructura definida como apoyo.

Puede calcularse simultáneamente con el resto de la estructura o de forma independiente. Como son elementos con apoyo que no tienen asientos, no influyen en el cálculo de la estructura. Puesto que pueden calcularse de forma independiente, no olvidar que pueden hacerse modificaciones en la estructura sin que ello implique afectar a la cimentación.

También es posible utilizarla como un editor, por lo que podrá introducir elementos de cimentación sin calcular, y obtener planos y mediciones.

Metal 3D efectúa el cálculo de zapatas de hormigón armado y en masa. Siendo el tipo de zapatas a resolver los siguientes:

- Zapatas de canto constante
- Zapatas de canto variable o piramidales

En planta se clasifican en:

- Cuadradas
- Rectangulares centradas
- Rectangulares excéntricas (caso particular: medianeras y de esquina)

Las cargas transmitidas por los soportes, se transportan al centro de la zapata obteniendo su resultante. Los esfuerzos transmitidos pueden ser:

N: axil

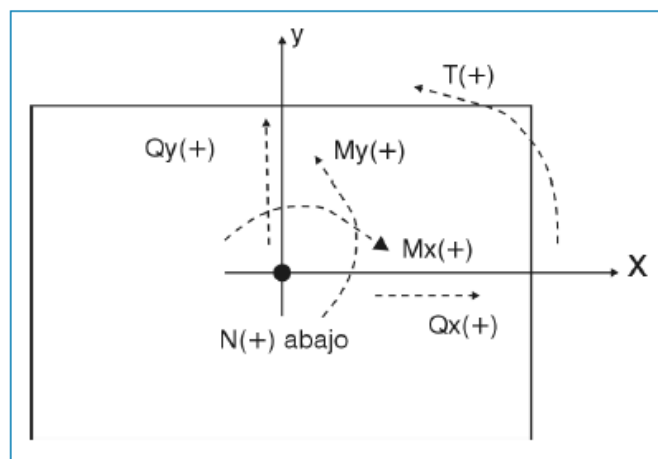
Mx: momento x

My: momento y

Qx: cortante x

Qy: cortante y

T: torsor



Los estados a comprobar son:

- a) Tensiones sobre el terreno
- b) Equilibrio

c) Hormigón (flexión y cortante)

d) Otras comprobaciones

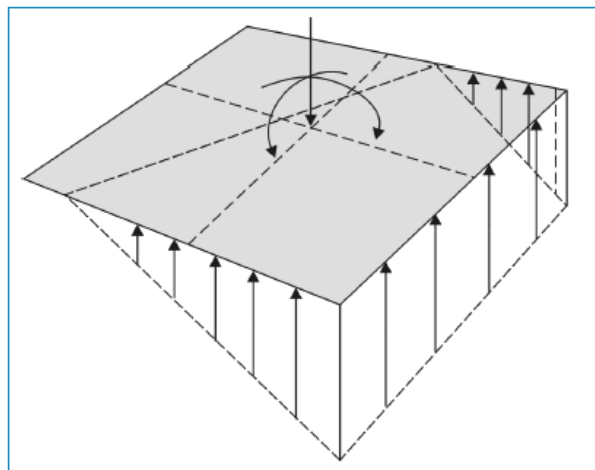
Se puede realizar un dimensionado a partir de las dimensiones por defecto definidas en las opciones del programa, o de unas dimensiones dadas. También se puede simplemente obtener el armado a partir de una geometría determinada.

La comprobación consiste en verificar los aspectos normativos de la geometría y armado de una zapata.

a) Tensiones sobre el terreno

Se supone una ley de deformación plana para la zapata, por lo que se obtendrá en función de los esfuerzos unas leyes de tensiones sobre el terreno de forma trapecial. No se admiten tracciones, por lo que, cuando la resultante se salga del núcleo central, aparecerán zonas sin tensión.

La resultante debe quedar dentro de la zapata, pues si no es así no habría equilibrio. Se considera el peso propio de la zapata.



Se comprueba que:

- La tensión media no supere la del terreno.

- La tensión máxima en borde no supere en un % la media según el tipo de combinación:
 - gravitatoria: 25 %
 - con viento: 33 %
 - con sismo: 50 %

b) Estados de equilibrio

Aplicando las combinaciones de estados límite correspondientes, se comprueba que la resultante queda dentro de la zapata. El exceso respecto al coeficiente de seguridad se expresa mediante el concepto “% de reserva de seguridad”:

$$\left(\frac{0,5 \cdot anchozapata}{excentricidad_resultante} - 1 \right) \cdot 100$$

Si es cero, el equilibrio es el estricto, y si es grande indica que se encuentra muy del lado de la seguridad respecto al equilibrio.

c) Estados de hormigón

Se debe verificar la flexión de la zapata y las tensiones tangenciales.

c.1. Momentos flectores: En el caso de pilar único, se comprueba con la sección de referencia situada a 0.15 de la dimensión del pilar hacia su interior. Se efectúa en ambas direcciones x e y, con pilares metálicos y placa de anclaje, en el punto medio entre borde de placa y perfil.

c.2. Cortantes: La sección de referencia se sitúa a un canto útil de los bordes del soporte.

d) Otras comprobaciones

d.1. Anclaje de las armaduras: Se comprueba el anclaje en sus extremos de las armaduras, colocando las patillas correspondientes en su caso, y según su posición.

d.2. Cantos mínimos: Se comprueba el canto mínimo que especifica la norma.

d.3. Separación de armaduras: Se comprueba las separaciones mínimas entre armaduras de la norma, que en caso de dimensionamiento se toma un mínimo práctico de 10 cm.

d.4. Cuantías mínimas y máximas: Se comprueba el cumplimiento de las cuantías mínimas, mecánicas y geométricas que especifique la norma.

d.5. Diámetros mínimos: Se comprueba que el diámetro sea al menos los mínimos de la norma.

d.6. Dimensionado: El dimensionado a flexión obliga a disponer cantos para que no sea necesaria armadura de compresión. El dimensionado a cortante, lo mismo, para no tener que colocar refuerzo transversal.

d.7. Comprobación a compresión oblicua: Se realiza en el borde de apoyo, no permitiendo superar la tensión en el hormigón por rotura a compresión oblicua. Dependiendo del tipo de soporte, se pondera el axil del soporte por:

- Soportes interiores: 1.15
- Soportes medianeros: 1.4
- Soporte esquina: 1.5

Se dimensionan zapatas rígidas siempre, aunque en comprobación solamente se avisa de su no cumplimiento en su caso (vuelo/canto $\leq \square 2$).

Se dispone de unas opciones de dimensionamiento de manera que el usuario pueda escoger la forma de crecimiento de la zapata, o fijando alguna dimensión, en función del tipo de zapata. Los resultados lógicamente pueden ser diferentes según la opción seleccionada.

Cuando la ley de tensiones no ocupe toda la zapata, pueden aparecer tracciones en la cara superior por el peso de la zapata en voladizo, colocándose una armadura superior si fuese necesario.

8. Placas de anclaje.

En la comprobación de una placa de anclaje, la hipótesis básica asumida por el programa es la de placa rígida o hipótesis de Bernouilli. Esto implica suponer que la placa permanece plana ante los esfuerzos a los que se ve sometida, de forma que se pueden despreciar sus deformaciones a efectos del reparto de cargas. Para que esto se cumpla, la placa de anclaje debe ser simétrica (lo que siempre garantiza el programa) y suficientemente rígida (espesor mínimo en función del lado).

Las comprobaciones que se deben efectuar para validar una placa de anclaje se dividen en tres grupos, según el elemento comprobado: hormigón de la cimentación, pernos de anclaje y placa propiamente dicha, con sus rigidizadores, si los hubiera.

a) Comprobación sobre el hormigón: Consiste en verificar que en el punto más comprimido bajo la placa no se supera la tensión admisible del hormigón. El método usado es el de las tensiones admisibles, suponiendo una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión. La comprobación del hormigón sólo se efectúa cuando la placa está apoyada sobre el mismo, y no se tiene un estado de tracción simple o compuesta. Además, se desprecia el rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje, es decir, la resistencia frente a cortante y torsión se confía exclusivamente a los pernos.

b) Comprobaciones sobre los pernos: Cada perno se ve sometido, en el caso más general, a un esfuerzo axial y un esfuerzo cortante, evaluándose cada uno de ellos de forma independiente. El programa considera que en placas de anclaje apoyadas directamente en la cimentación, los pernos sólo trabajan a tracción. En caso de que la placa esté a cierta altura sobre la cimentación, los pernos podrán trabajar a compresión, haciéndose la correspondiente comprobación de pandeo sobre los mismos (se toma el modelo de viga biempotrada, con posibilidad de corrimiento relativo de los apoyos normal a la directriz: $b = 1$) y la traslación de esfuerzos a la cimentación (aparece flexión debida a los cortantes sobre el perfil). El programa hace tres grupos de comprobaciones en cada perno:

- **Tensión sobre el vástago.** Consiste en comprobar que la tensión no supere la resistencia de cálculo del perno.

- **Comprobación del hormigón circundante.** A parte del agotamiento del vástago del perno, otra causa de su fallo es la rotura del hormigón que lo rodea por uno o varios de los siguientes motivos:
 - Deslizamiento por pérdida de adherencia.
 - Arrancamiento por el cono de rotura.
 - Rotura por esfuerzo cortante (concentración de tensiones por efecto cuña).

Para calcular el cono de rotura de cada perno, el programa supone que la generatriz del mismo forma 45° con su eje. Se tiene en cuenta la reducción de área efectiva por la presencia de otros pernos cercanos, dentro del cono de rotura en cuestión.

No se tienen en cuenta los siguientes efectos, cuya aparición debe ser verificada por el usuario:

- Pernos muy cercanos al borde de la cimentación. Ningún perno debe estar a menos distancia del borde de la cimentación, que su longitud de anclaje, ya que se reduciría el área efectiva del cono de rotura y además aparecería otro mecanismo de rotura lateral por cortante no contemplado en el programa.
 - Espesor reducido de la cimentación. No se contempla el efecto del cono de rotura global que aparece cuando hay varios pernos agrupados y el espesor del hormigón es pequeño.
 - El programa no contempla la posibilidad de emplear pernos pasantes, ya que no hace las comprobaciones necesarias en este caso (tensiones en la otra cara del hormigón).
- **Aplastamiento de la placa.** El programa también comprueba que, en cada perno, no se supera el cortante que produciría el aplastamiento de la placa contra el perno.

9. Cálculo de la Longitud de Pandeo.

Para determinar la longitud de Pandeo, es preciso determinar el coeficiente β , para obtener: $L_k = \beta \cdot L$

Siendo:

- L_k : Longitud de pandeo
- L : Longitud de la barra entre nudos

La longitud de pandeo expresa la distancia entre dos puntos de inflexión consecutivos de la barra, cuando se deforma al pandear. Por tanto puede ser mayor o menor que la longitud o distancia entre nudos, dependiendo de las condiciones de vinculación en los extremos.

Estos coeficientes se deben definir respecto a los ejes locales de cada barra en los posibles planos de pandeo en dos direcciones ortogonales: xz , xy .

Hay tres maneras de hacerlo:

- Asignación manual
- Cálculo aproximado
- Cálculo como barra aislada

Además se aceptan las siguientes hipótesis:

- Los soportes pandean simultáneamente.
- Se desprecia el acortamiento elástico de los soportes.
- Las vigas se comportan elásticamente y se unen de forma rígida a los soportes.
- No se modifica la rigidez de las vigas por esfuerzos normales.

Las fórmulas aplicables son:

Estructuras Intraslacionales

$$\beta = \sqrt{\frac{1,6 + 24(K_A + K_B) + 1,1 \cdot K_A \cdot K_B}{K_A + K_B + 5,5 \cdot K_A \cdot K_B}} \quad ; \text{ siendo:}$$

$$K_A = \frac{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_A}{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_A + \sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)_A}$$

$$K_B = \frac{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_B}{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_B + \sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)_B}$$

En donde:

I v: Inercia de las vigas que concurren al nudo

L v: Longitud de las vigas que concurren al nudo

Ic: Inercia de las columnas que concurren al nudo

Lc: Longitud de las columnas que concurren al nudo

Estructuras Traslacionales

$$\beta = \sqrt{\frac{9,6 + 4(R'_A + R'_B) + 1,25 \cdot R'_A \cdot R'_B}{R'_A + R'_B + 1,25 \cdot R'_A \cdot R'_B}} \quad ; \text{ siendo:} \quad R'_A = 6 \frac{K_A}{1 - K_A} \quad R'_B = 6 \frac{K_B}{1 - K_B}$$

El cálculo exacto está basado en la sustitución de una barra por sus resortes elásticos en sus extremos, calculando la estructura con las reacciones en dichos extremos (momentos en los extremos y una carga normal al eje), obteniéndose el coeficiente β para dicha barra.

Esto supone que para determinar dicho coeficiente, hay que realizar un cálculo de la estructura para cada barra para la que se desee determinar el coeficiente β , lo cual exige un mayor esfuerzo de cálculo. Éste proceso se realiza a continuación de la selección de las barras de las que se desean obtener por este método el coeficiente de pandeo, dependiendo del tiempo de cálculo, del tamaño de la estructura y el número de barras a calcular.

Es importante hacer algunas advertencias que deben tenerse en cuenta:

- La existencia de nudos intermedios en barras en continuidad, a las que no acometen otras barras invalida el método, por lo que en estos casos deben hacerse las correcciones manuales que se consideren oportunas.
- El método aproximado exige la clasificación de la estructura en traslacional o intraslacional, por lo que debe tenerse cuidado en dicha definición.
- Todo lo dicho sólo es aplicable a barras metálicas.

Si la estructura introducida es un pórtico plano, los valores obtenidos son válidos en su plano, pudiendo no serlo en el plano perpendicular ya que no existen elementos transversales definidos, sobre todo cuando existen simetrías, como puede ser un pórtico a dos aguas calculado de forma aislada.

10. Tirantes

El método de cálculo es lineal y elástico con formulación matricial. Para cada combinación de hipótesis se obtienen los esfuerzos finales en cada tirante, y en aquellos en los que el axil resulte de compresión se procede de la siguiente manera:

- a) Se anula el esfuerzo del tirante comprimido.
- b) Dicho axil se suma al axil del otro tirante que forma parte del recuadro rigidizado.
- c) Con la nueva configuración de axiles en los tensores se restituye el equilibrio de nudos.

2.5. CONDICIONES DE DISEÑO

2.5.1. CONDICIONES EXIGIDAS POR EL CLIENTE.

Como ya se ha mencionado, el cliente es la empresa nacional " JEREMIAS ESPAÑA S.A." Para la realización del presente proyecto el cliente exige unas condiciones técnicas y comerciales que se deben tener en cuenta a la hora de diseñar el almacén. El cliente quiere ubicar la nave en el Polígono Zubieta de Amorebieta-Zornotza.

Primeramente, las dimensiones de la nave se limitan a 80 m. de largo, 20 m. de ancho y 10,5 metros de alto. Una vez estudiado la altura se rebaja a 10 metros en cumbrera tal y como la limitada por el Plan de Urbanismo. Así mismo, se requiere dividir la nave en una zona de almacén y otra de oficinas y servicios para los trabajadores, así como la zona de carga y descarga, destinando a almacén una superficie bruta de al menos 1.200 m². La superficie destinada a oficinas es 400 m².

La nave estará dotada de un puente grúa, con su correspondiente polipasto, cuya función será la de distribuir y almacenar el material por la parte de la nave destinada a almacén. La capacidad de carga estimada a trasladar se ha fijado en 4 Tn.

En lo que respecta a la estructura y cimentación de la nave, el cliente no ha exigido condición alguna por lo que deja en manos del proyectista la elección de los elementos estructurales y de cimentación.

2.5.2. CONDICIONES EXIGIDAS POR LA LEY.

Aparte de las condiciones exigidas por el cliente, el presente proyecto debe cumplir también las condiciones legales impuestas por la ordenanza municipal del ayuntamiento de Amorebieta-Zornotza para este tipo de construcciones; primando estas sobre las exigidas por el cliente. Dichas condiciones legales están detalladas en el pliego de condiciones.

2.6. ANÁLISIS DE SOLUCIONES

Debido a la necesidad de ampliar el mercado, la nave industrial que se quiere construir requiere estar bien comunicada para poder transportar y distribuir los productos a sus destinos.

El cliente exige ubicar la nave en Amorebieta, la implantación del almacén se realizará, obviamente sobre suelo industrial.

Realizado un estudio sobre las zonas que reúnen estas condiciones se seleccionará una parcela del polígono **Zubieta**, en el cual se encuentra la planta de producción de la empresa.

El polígono dispone de varias parcelas vacías, se elegirá una parcela en la zona baja del polígono para facilitar el acceso a la nave de camiones con cargas pesadas. La parcela elegida y su distribución vienen dadas en el apartado "3.15 Urbanización".

El cliente deja total libertad en el diseño de la nave, siempre y cuando cumpla con las dimensiones y demás requisitos establecidos.

El ancho de la nave, de 20 m., no es excesivo, lo cual hace viable el hecho de construir pórticos que abarquen los 20 m. de una sola vez. Se adopta la solución de construir la nave íntegramente metálica, por su aptitud para cubrir grandes luces y su rapidez de ejecución, también presenta gran flexibilidad con vistas a posteriores ampliaciones y modificaciones.

Por otra parte, la mayor desventaja es su fragilidad al fuego, aunque dada la actividad industrial que se va a realizar en la planta, la posibilidad de que aparezca fuego es relativamente baja.

La longitud, de 80 m., no es un inconveniente pues la repetición de pórticos permite cubrir cualquier longitud. Entre los pórticos 9 y 10 se dispone la junta de dilatación, entre el resto la separación es de 5 metros, logrando así los 80 metros de longitud que mide la nave. Esto da un total de 17 pórticos, es una separación adecuada pues no da lugar a demasiados pórticos (si fuese mayor encarecería el precio final) y es apta para soportar los esfuerzos que presentará la grúa, una vez sean convenientemente arriostrados.

Los pórticos de la estructura principal son a dos aguas, con nudos rígidos en todas sus uniones para evitar, en la mayor manera de lo posible, las deformaciones excesivas que dificultarían el buen funcionamiento del puente grúa. Todas las uniones de los elementos que conforman los pórticos son rígidas, con cartelas y resueltas mediante soldadura.

Los pórticos se diseñan con perfiles laminados y como biempotrados. El optar por pórticos biarticulados minimizaría mucho los momentos en la cimentación, pero por el contrario, aumentaría los momentos en las uniones viga-pilar.

Con una estructura aporticada totalmente rígida se consigue una distribución de momentos más uniforme en todo el pórtico, por lo que no será necesario disponer pilares de sección variable. El empleo de cartelas en las uniones viga-pilar y viga-viga vendrá definido por los esfuerzos que se concentren en esas uniones.

Los pórticos hastiales van a disponer de 3 pilarillos intermedios de forma que se pueda fijar el cerramiento a ellos. Aparte de ésta, su función será resistir los esfuerzos longitudinales debidos al viento. El entramado frontal dispondrá de accesos para los vehículos entre los pilarillos, mientras que el trasero tendrá acceso únicamente para el personal.

Los pórticos hastiales van a ser distintos de los intermedios. A priori van a existir dos tipos de pórticos intermedios, uno correspondiente a la zona destinada a almacén que soportará los esfuerzos del puente grúa y otro para la zona donde va ubicada la entreplanta.

Para los arriostramientos se emplean tirantes en forma de cruz de San Andrés, una solución rápida, económica y sobre todo efectiva. Se dispondrán tanto el laterales, conformando pórticos de frenado (para colaborar en absorber las sollicitaciones de la grúa), como en cubierta en los extremos de ésta constituyendo vigas a contraviento. También se dispondrán de perfiles laminados a modo de vigas riostras que aten las cabezas de los pilares dando estabilidad al conjunto.

Los cerramientos se han solucionado con paneles sándwich en toda la estructura, en cubierta y en fachada, estos paneles vienen provistos de aislamientos acústicos y térmicos y, además, son una solución rápida y efectiva a la vez que económica. Su rapidez de ejecución y calidad no tienen rival en este tipo de construcciones, al mismo tiempo que pueden resultar

estéticos pues hoy en día se fabrican con distintos acabados. La empresa distribuidora de este material es “Arval”.

En nuestro caso, debido a las condiciones climáticas de la zona y a la actividad a desarrollar en el interior de la nave, se ha optado por el uso de paneles tipo sándwich de lana de roca, ya que son más resistentes al fuego y dan mayor fiabilidad. Para ello se han hecho una serie de cálculos detallados en el documento 8: “Estudios con entidad Propia”, en el apartado 8.2 “Estudio contra incendios”

Además a la hora de la elección del panel se ha tenido en cuenta la zona climática, y tal y como establece el documento básico: DB-HE, tenemos que tener en cuenta la transmitancia térmica máxima para cerramiento. En nuestro caso debido a la altura topográfica en la que se haya ubicado el municipio de Amorebieta, tenemos los siguientes datos:

$$U_{\text{Mlim}} = 0,71 \text{ W/m}^2\text{K} : \text{Para la fachada.}$$

$$U_{\text{Clim}} = 0,53 \text{ W/m}^2\text{K} : \text{Para la cubierta.}$$

Teniendo en cuenta dichos datos, además de los correspondientes cálculos, se ha elegido el correspondiente panel para cerramiento, tanto de fachada como de cubierta.

Para sostener los cerramientos se disponen de correas y éstas pueden ser de distintas formas y materiales. En el diseño del proyecto se ha optado por perfiles conformados, en lugar de los laminados, pues son una solución más económica y las solicitaciones a las que estarán sometidos se pueden resistir sobradamente con este tipo de perfiles. Dentro de la gama de productos de perfiles conformados se ha elegido emplear correas en C pues tienen la inercia requerida para este tipo de pendientes (del 15%). La empresa distribuidora de este material es "CURBIMETAL".

El número y disposición de las correas se especifica en el documento 3 "Cálculos". La longitud de las mismas será la necesaria para cubrir toda la cubierta y todas las fachadas, con la limitación sabida del transporte (sólo se pueden transportar elementos de 12 metros de largo como mucho) lo que lleva a colocarlas en tramos de 12 metros, puesto que si la separación

entre pórticos es de 5 metros esto permite ejecutar el empalme de correas (se construirán como continuas) sobre los pórticos.

Para elegir la grúa-puente se remitirá a lo indicado por la empresa suministradora JASO. Esta nos recomienda emplear grúas del tipo birrañl, semejantes a la imagen mostrada en el apartado "Objeto del proyecto".

Para lograr una mayor capacidad de carga y de luces se utilizan los puentes grúas birrieles, los cuales están compuestos por dos vigas del tipo cajón, donde el polipasto o carro se desplaza por encima de estas vigas con cuatro ruedas que apoyan en los rieles, por medio de un motor eléctrico situado en el mismo carro.

El movimiento longitudinal del puente anteriormente nombrado es realizado por dos motores eléctricos situados en los extremos de las vigas principales, accionando una de las dos ruedas ubicadas en las vigas transversales. El movimiento de estos dos motores debe realizarse en forma sincrónica, de lo contrario el puente puede cruzarse.

En la mayoría de los casos son accionados por medio de un tablero de control instalado en el suelo del establecimiento, en un lugar de fácil visibilidad para poder maniobrar fácilmente la carga sin ningún obstáculo visual.

Las vigas están soportadas en sus extremos por las llamadas vigas testeras, las cuales sostienen las ruedas y así permite al puente desplazarse en forma longitudinal. Para esto se utiliza un motor central que a través un árbol y de los correspondientes engranajes que hay en las ruedas de los carros (reductores) transmite el movimiento.

En los puentes grúas más modernos, este sistema se vio reemplazado por dos motores, con sus respectivos reductores, que se ubican en las dos ruedas opuestas de las vigas laterales (testeras). El operador puede accionar este puente grúa dentro de una cabina, por lo general suspendida del puente y en un lado. Su base debe medir de unos 1,75 a 2 m². Esta casilla contiene los controles, resistencias, el cuadro de distribución y una escalera de acceso. Además debe poseer por norma condiciones especiales, teniéndole que adaptar por ejemplo un equipo de aire acondicionado.

Los bastidores extremos del puente sobresalen de los rieles, de manera que si se llega a romper o quebrar una rueda o eje, las vigas descansen apoyadas sobre estos y no se caiga la grúa.

El aparejo elevador es accionado por un motor eléctrico y está soportado por ruedas de doble pestaña engranadas por medio de un reductor al motor de accionamiento.

Para grúas de grandes dimensiones se utiliza un aparejo auxiliar de menor capacidad de carga que es soportado por el carro del aparejo principal, o también pueden tener dos carros, que más adelante se menciona.

El puente grúa viene provisto de interruptores límites para parar los motores eléctricos cuando se llega al final del recorrido.

Para las vigas carril sobre las que apoyará y se moverá la grúa se emplean perfiles laminados. Estos perfiles irán unidos, mediante soldadura, a ménsulas que también serán perfiles laminados e irán unidas, también mediante soldadura, a los pilares de los pórticos.

En el caso de la entreplanta para oficinas, se opta por situar ésta en la parte delantera de la nave distribuida a lo ancho, quedando así bajo ella espacio suficiente para la ubicación de distintos servicios para el personal así como de espacio suficiente para la entrada y salida de vehículos con mercancías.

Las dimensiones de la entreplanta son 20x20 m. lo que da una superficie construida en segunda altura de 400 m². dejando una superficie para almacenaje de 60x20 m. ya que bajo la entreplanta no se almacenará puesto que será zona de servicios varios. La altura libre bajo la entreplanta es de 5 m, lo cual da lugar a que la altura mínima de la entreplanta, desde el forjado hasta el alero, sea de 3 metros. El acceso a la entreplanta se realizará por ambos extremos de la misma mediante escaleras metálicas.

Para diseñar la entreplanta se ha optado por un forjado pesado compuesto de paneles alveolares de 15 cm con capa de compresión de 5 cm de grosor sobre la cual se colocará baldosa cerámica de 3cm de espesor.

El forjado asienta sobre unas vigas metálicas tipo IPE semejantes a las colocadas en el resto de la nave, esto evitará tener material muy variado que pueda dar lugar a confusiones. La longitud de las vigas coincide con la de la entreplanta, 20 metros, dando lugar a vigas con 4 vanos cuya luz es de 5 metros.

Las vigas extremas irán unidas, de forma articulada, a los pilares de los pórticos, cuya separación de 5 metros da lugar a la luz de las vigas. Las vigas interiores irán sobre unos pilares, también de forma articulada, que tendrán su propia cimentación, dichos pilares tendrán la única función de recoger las cargas de la entreplanta; las vigas interiores irán unidas en uno de sus extremos a los pilarillos intermedios del pórtico hastial trasero.

Para la cimentación nos basamos en el estudio geotécnico realizado en el polígono, el cual indica que es posible ejecutar zapatas asiladas, no obstante, todas las zapatas de los pórticos están unidas mediante vigas de atado. Dichas vigas sirven para colaborar en evitar los esfuerzos de vuelco a los que se pueden ver sometidas las zapatas.

La cimentación de los pilares de la entreplanta se realiza también con zapatas aisladas, sin embargo, no se disponen vigas de atado pues al encontrarse la entreplanta en el interior de la nave, ésta no ocasiona esfuerzos horizontales que puedan ocasionar el vuelco de las zapatas.

Respecto a la urbanización del parking no existen muchas variantes del método convencional de trabajo. A falta de seleccionar una parcela apta para la ejecución del proyecto, el número de plazas y dimensiones de las mismas vienen delimitadas por el Plan Parcial.

2.6.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

La estructura metálica de la nave está compuesta por materiales de distintas características, según el uso que se le vaya a dar y la ubicación de éstos.

Por un lado los perfiles conformados (correas) serán de acero del tipo **S-275 JR** con un límite elástico de 269775 kN/m². Y los perfiles laminados serán igualmente de acero del tipo **S-275 JR** con un límite elástico de 269775 kN/m².

La designación JR hace referencia a la soldabilidad del acero y es indicativo, entre otras cosas, del espesor máximo de chapas en función de la temperatura (Tabla 4.2 en D.B. SE-A).

2.6.2. ACCIONES, HIPÓTESIS DE CARGA Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

La nave estará ubicada en el polígono industrial "Zubieta" perteneciente al municipio de Amorebieta-Zornotza.

Al encontrarse el emplazamiento cercano a otras edificaciones similares, la estructura no quedará sometida a una acción del viento mayor de la normal en su zona eólica. Por lo tanto las acciones a considerar en el cálculo:

2.6.2.A. Cargas permanentes.

- Peso específico del acero: 7850 Kg/m³.
- Peso específico del hormigón armado: 2500 Kg/m³.

2.6.2.B. Cargas variables.

- Sobrecarga de viento: ver en cálculos.
- Sobrecarga de nieve: 0,383 kN/m²

El cálculo de la estructura se ha realizado según la hipótesis de carga más desfavorable, es decir; bajo la combinación de las acciones permanentes y variables en la situación más crítica.

Los coeficientes de seguridad empleados en el cálculo son los siguientes:

- **Acero en estructura metálica**

Coeficientes parciales de seguridad:

- Carga permanente: Desfavorable: $\gamma_F = 1,35$; Favorable: $\gamma_F = 0,8$
- Carga variable: Desfavorable: $\gamma_Q = 1,5$; Favorable: $\gamma_Q = 0$

- **Hormigón armado**

Coefficientes parciales de seguridad (Control Normal):

- Carga permanente: $\gamma_F = 1,5$
- Carga variable: $\gamma_Q = 1,6$

Por ultimo mencionar que la tensión de cálculo admisible del terreno donde se construirá la nave, dada la información existente de edificios próximos, se ha estimado un valor de:

$\sigma_{\text{admisible}} = 2 \text{ kg/cm}$ para situaciones persistentes.

$\sigma_{\text{admisible}} = 3 \text{ kg/cm}$ para situaciones transitorias.

2.7. RESULTADOS OBTENIDOS.

Se trata de una nave industrial de planta rectangular y aporticada a dos aguas. Sus medidas son 80 m de largo por 20 m de ancho, ocupando así una superficie en planta de 1.600 m².

La altura al alero es de 8,2 m y a la cumbrera de 10 m; lo que supone así una pendiente de la cubierta del 15 %.

La actividad prevista de la nave consistente en almacenar distintos materiales y materias primas destinadas a la extracción y ventilación de diversas construcciones. Es por ello que el pabellón consta de un puente grúa birraíl con una capacidad de carga de 4 Tn que se moverá a lo largo de 40 m, por lo que abarcará 800 m². La grúa descansa sobre vigas carril apoyadas sobre ménsulas soldadas a los pilares. La altura de la viga carril se sitúa a 6 m.

En la parte delantera de la nave se sitúa la entreplanta, de 400 m², que consta de un forjado pesado que apoya sobre vigas que van unidas a unos pilares que tendrán su propia cimentación e independiente de la del resto de la nave.

A continuación se detallan con mayor precisión todos los resultados obtenidos en el cálculo:

2.7.1. CUBIERTA.

Se trata de una cubierta a dos aguas con una pendiente del 15 %, capaz de conseguir el correcto deslizamiento del agua hacia los canalones y bajantes para su evacuación.

La cubierta seleccionada es del tipo lana de roca de 60 mm. de espesor, compuesto por dos caras de chapa de acero galvanizado y prelacado entre las cuales se coloca un núcleo de espuma de poliuretano. Los tapajuntas, por su parte, cubren y protegen las fijaciones ante la corrosión y garantizan la estanqueidad. Se consigue así un elemento que garantiza un buen aislamiento tanto térmico como acústico.

El ensamblaje de los dos paneles se realiza mediante las plaquetas de ajuste que permiten una sola fijación por correa y reparten los esfuerzos evitando que el tornillo pueda perforar la chapa exterior.

2.7.2. CERRAMIENTOS LATERALES.

Para los cerramientos laterales de la nave se han seguido las mismas pautas que para la cubierta. En esta ocasión el modelo de panel elegido es uno apto para fachadas, y no para cubiertas, también de lana de roca y de 60 mm de espesor. La composición del panel es la misma que la del panel de cubierta.

2.7.3. CORREAS.

Los paneles sándwich de toda la nave se amarrarán a las correspondientes correas formadas por perfiles conformados en frío modelo en “C”, seleccionas del catálogo de la empresa CURBIMETAL. Este tipo de correas vienen determinadas por la pendiente de la cubierta, ya que estas sólo son válidas para pendientes de cubierta inferiores al 20 %. Como se ha comentado, se emplearán en toda la nave.

Para la cubierta se han seleccionado correas del tipo C 160x60 2,5 mm, con una separación entre ellas de 1,44 m. Este tipo de correas son muy apropiadas para cubiertas con pendientes inferiores al 20 %. La tipología de las correas será la de una viga continua multiapoyada. Se tienen 8 correas por faldón con una luz de 5 metros (correspondiente con la separación entre pórticos).

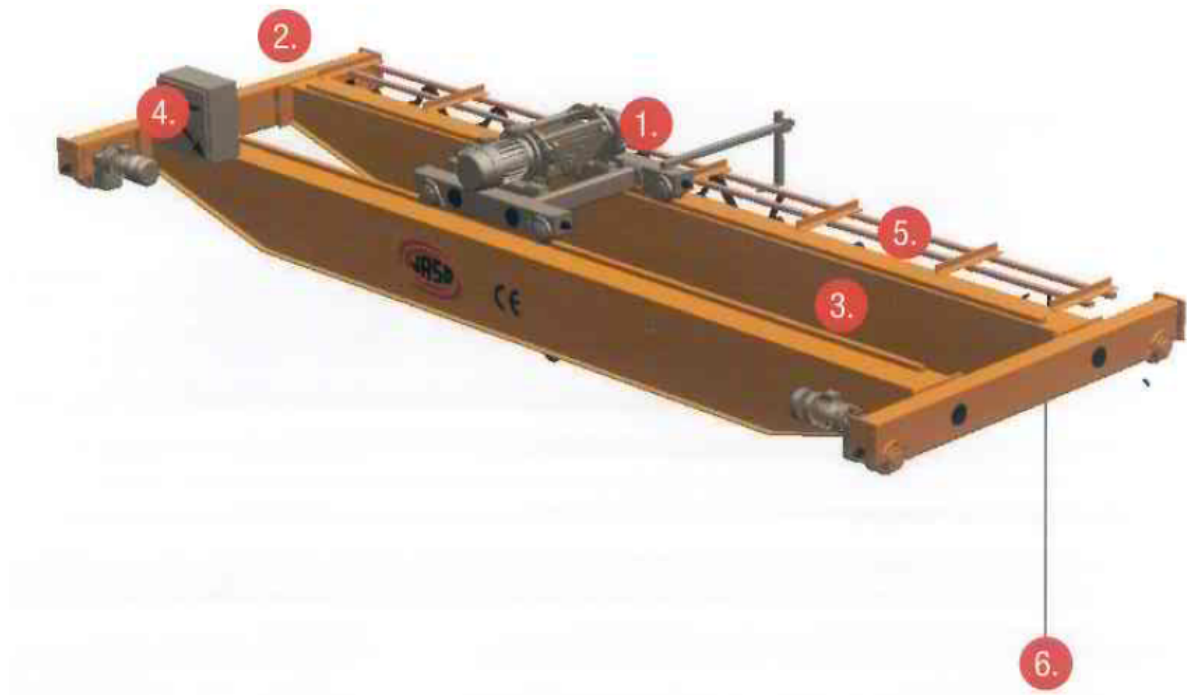
Para las fachadas las correas son del tipo C 180x60 3 mm, con una separación entre ellas de 1,5 m. Es importante notar que en las fachadas las correas deben ir con el alma paralela al suelo pues así son capaces de soportar los mayores esfuerzos (los debidos al viento) con su eje fuerte.

Las correas laterales también se comportan como vigas continuas multiapoyadas. Para conseguir que la unión entre correas sea rígida y se pueda considerar como una viga continua, las uniones se realizarán mediante conectores.

2.7.4. PUENTE GRÚA.

El puente grúa y el polipasto seleccionados se han obtenido del catálogo de puentes grúa de la empresa JASO. Se instalará un puente grúa dando una cobertura más eficaz a la zona destinada a almacén (800 m²).

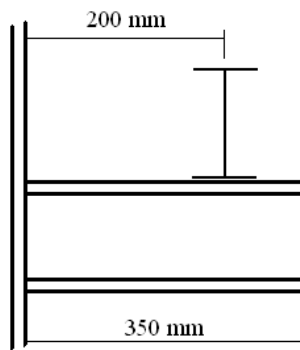
La grúa es un puente grúa birraíl BXM40H0641 con un polipasto de cable con una capacidad de carga de 4 toneladas y una luz entre apoyos del puente de 20 metros. Servirá para trasladar el material almacenado por toda la nave para su posterior distribución, por lo que su movimiento será transversal y longitudinal a lo largo de los 800 m² de nave que cubre. Los camiones podrán acceder al interior por la entrada frontal de la nave, situada bajo la entreplanta.



2.7.5. VIGA CARRIL Y MÉNSULA DE APOYO.

La viga carril que servirá de apoyo al raíl de rodadura, por donde se desplazará el puente grúa, es un perfil de acero laminado: HEB 260. La longitud de la misma será de 40 metros, se ha calculado también como viga continua. La altura a la que irá el raíl será exactamente 6 metros.

La ménsula, sobre la cual se apoya la viga carril, es un perfil HEB 200 y tiene una longitud de 350 mm. La viga carril va atornillada al ala superior de la ménsula y su eje se sitúa a 200 mm del ala del pilar. Está irá soldada al ala del pilar.



2.7.6. ESCALERA.

La entreplanta dispondrá de dos escaleras iguales sitiadas a ambos lados, lo que hará más fácil los accesos a la entreplanta así como los posibles desalojos de la misma.

Estarán compuestas por vigas de tipo IPE 240 y un pilar que dará mayor estabilidad de tipo HEB 100, (ambos obtenidos en el documento 3: “Cálculos”)

El material que conformaran los peldaños de la escalera es madera. Se ha elegido este tipo de material puesto que su montaje es sencillo, proporciona una mejor estética que si fuesen de metal.

2.7.7. ENTREPLANTA.

La entreplanta se sitúa en la parte delantera de la nave abarcando un espacio de 20x20 m, lo que da una superficie construida en altura de 400m². La altura libre bajo la entreplanta es de 5 m, lo cual da lugar a que la altura mínima de la entreplanta, desde el forjado hasta el alero, sea de 3 metros.

Está formada por un forjado de placas alveolares con una de compresión de 5 cm de grosor sobre la cual se colocará baldosa cerámica de 3cm de espesor. (Cálculos realizados en el documento 3: "Cálculos").

Las placas alveolares descansan sobre unas vigas de perfiles laminados IPE 330. La longitud de las vigas coincide con la de la entreplanta, 20 metros, dando lugar a vigas con 4 vanos cuya luz es de 5 metros. La altura hasta el eje de las vigas IPE es de 5 metros.

Las vigas extremas irán unidas, de forma rígida, a los pilares de los pórticos, cuya separación de 5 metros da lugar a la luz de las vigas. Las vigas interiores irán sobre unos pilares, también de forma rígida, que tendrán su propia cimentación, dichos pilares son perfiles laminados HEB 260.

2.7.8. ESTRUCTURA METÁLICA PRINCIPAL.

Como se ha comentado, los pórticos intermedios serán todos iguales. Los pertenecientes a la parte de almacén llevan unidas las ménsulas donde corresponde y los de la parte de oficinas llevan las vigas extremas de la entreplanta también donde corresponde.

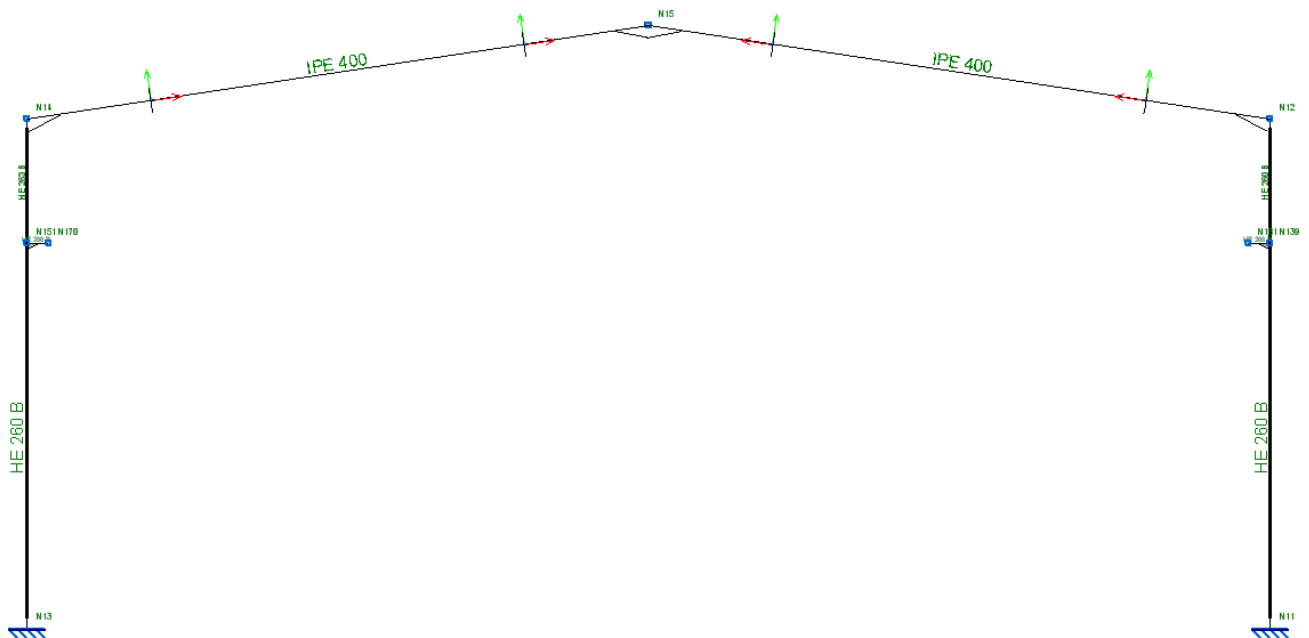
Ambos pórticos hastiales serán diferentes entre sí y distintos a los del resto de la nave en cuanto a geometría ya que llevarán pilarillos intermedios. La estructura principal (viga y pilar) será igual en ambos pórticos hastiales.

El optar por pórticos biarticulados minimizaría mucho los momentos en la cimentación, pero por el contrario, aumentaría los momentos en las uniones viga-pilar.

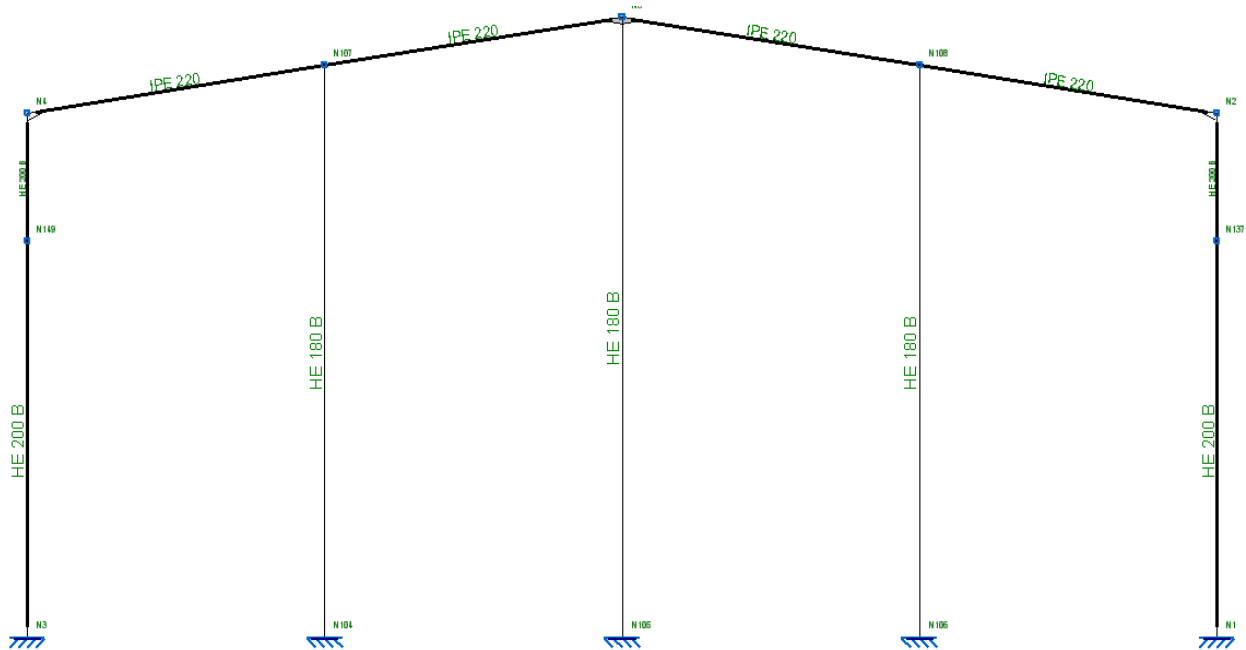
La luz de todos los pórticos es de 20 m y la separación entre ellos de 5 m, por lo que habrá 17 pórticos para una longitud total de la nave de 80 m. teniendo en cuenta la disposición de la junta de dilatación.

Dicha junta se ubica en el punto de separación entre los pórticos intermedios de la nave.

Todos los pórticos intermedios están formados por perfiles IPE 400 como vigas y HEB 260 como pilares y los pórticos hastiales están formados por perfiles IPE 220 como vigas y HEB 200 como pilares, tal y como se muestra en los siguientes esquemas:



Pórtico Intermedio Tipo



Pórtico Hastial

2.7.9. VIGAS RIOSTRAS.

Estas vigas atan las cabezas de los pilares proporcionando estabilidad a toda la estructura. Son perfiles laminados de la gama IPE.

En algunos de los pórticos que sustenten la viga carril se dispondrán éstas vigas riostras, además de en las cabezas de los pilares, a la altura de la viga carril, que junto con los tirantes conforman el pórtico de frenado. Esto es, un entramado lateral formado por dos recuadros arriostrados que da mayor estabilidad ante los esfuerzos ocasionados por el frenado del puente grúa.

En total se dispondrán de 4 pórticos de frenado en cada lateral de la nave destinada a almacén, de forma que queden arriostrados los 16 vanos que conforman cada lateral.

También se disponen de perfiles IPE en los entramados de la viga a contraviento, luego a la hora de calcular dichos perfiles se hará para todas ellas a la vez, al igual que entre los pórticos que conforman la entreplanta, a la altura de dicha entreplanta, lo que dotara al conjunto de mayor estabilidad.

Una vez obtenidos los resultados, se elige la más desfavorable y ésta resulta ser un perfil **IPE 80**. Luego, se adopta este tipo para toda la nave.

2.7.10. TIRANTES.

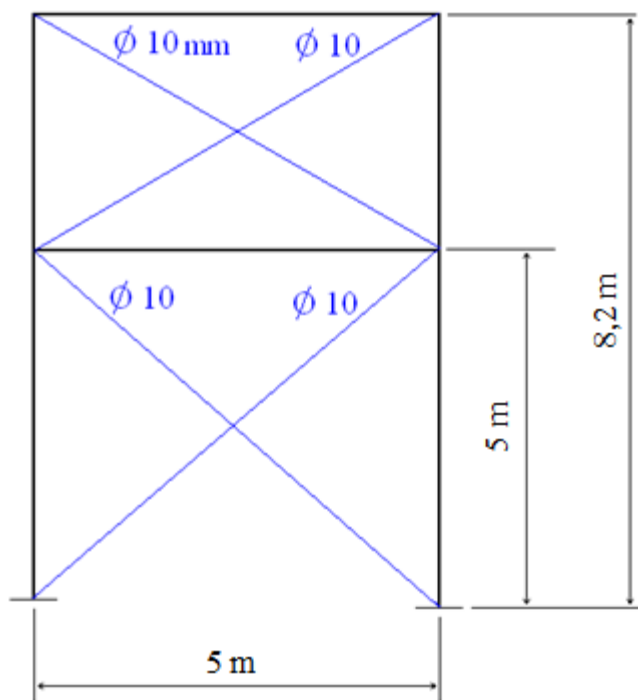
Todos los tirantes de la nave son redondos de acero S 275. Se colocan formando cruces de San Andrés tanto en cubiertas formando vigas a contraviento como en laterales formando los pórticos de frenado ya mencionados.

La viga a contraviento debe colocarse en los extremos de la nave, ya que es donde mayor incidencia tiene el viento y es donde mayor sollicitación tendrán los tirantes.

Sin embargo, al disponer una junta de dilatación se impone la instalación de vigas a contraviento a ambos lados de ésta, pues, a efectos de diseño es como si se tratase de dos naves individuales y, por tanto, deben disponerse vigas a contraviento en los extremos de ambas.

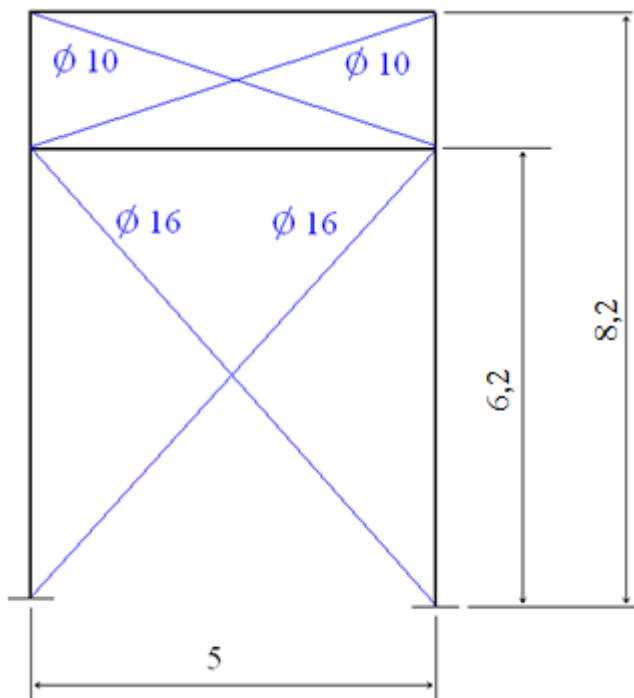
En este caso, como se encuentran tirantes conformando distintas partes de la estructura no se puede igualar todos al más desfavorable ya que no es asemejable una viga a contraviento con un pórtico de frenado, por ejemplo.

Así pues, se definen a continuación, los tipos de redondos que conforman cada parte estructural mediante los siguientes esquemas:

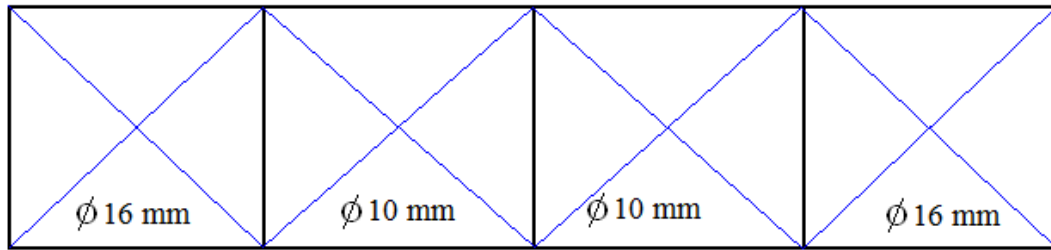


I

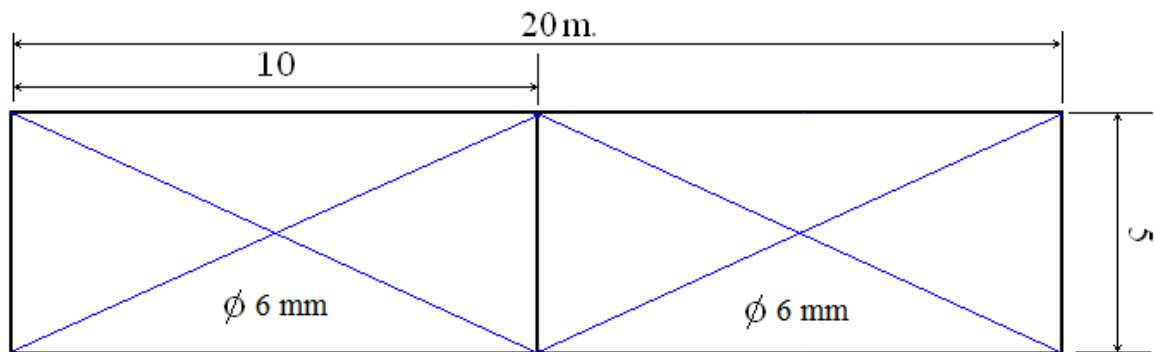
Lateral Pórtico de Frenado



Lateral Viga a Contraviento



1. Viga contraviento en hastiales



2. Viga contraviento en junta

2.7.11. UNIONES.

2.7.11.A. Unión correa-correa.

Para realizar la unión entre correas se emplean unos accesorios denominados **conectores**, que son los que dan continuidad a éstas. Los conectores permiten el solape de las correas mediante unos tornillos que únicamente cumplen funciones de unión; por lo tanto, no es necesario calcularlos ya que se utilizarán los correspondientes a los conectores de las correas seleccionadas.

La unión del cerramiento a las correas se realiza mediante tornillos **roscachapa**.

2.7.11.B. Unión correa-pórtico.

Para unir las correas a los pórticos, tanto a las vigas en cubierta como a los pilares en fachada, se emplean unos accesorios denominados ejiones.

La unión se realiza mediante unos tornillos, que no hay que calcular debido a los pequeños esfuerzos de tracción que sufren. Por lo tanto los tornillos a utilizar serán los correspondientes a los ejiones de las correas seleccionadas.

2.7.11.C. Unión viga-viga.

Las uniones de las vigas se han diseñado acarteladas. Para realizar la unión viga-viga se utilizarán unas placas de acero tipo S-275 denominadas placas de testa. Cada placa va atornillada por ambas caras a las vigas y a las cartelas conformando una unión rígida. Asimismo se dispondrán de rigidizadores en la unión de las cartelas con las vigas.

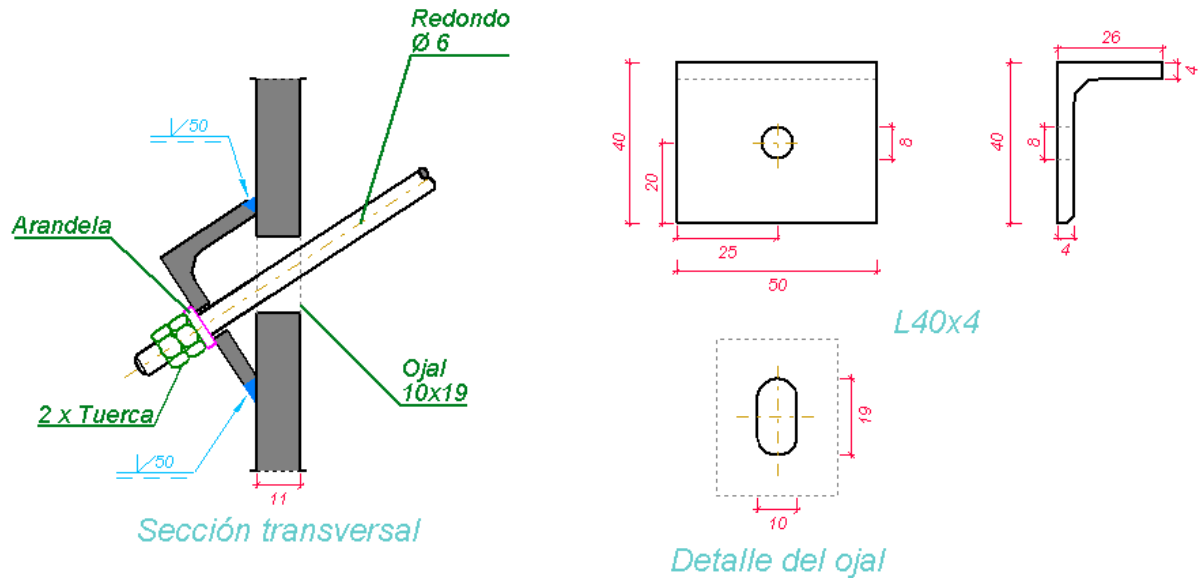
2.7.11.D. Unión viga-pilar.

Las uniones de las vigas con los pilares también son **acarteladas**. Para realizar la unión viga-pilar se atornilla el perfil de la viga con el ala del pilar conformando una unión rígida. Asimismo se dispondrán de rigidizadores en la unión de las cartelas con el pilar.

No hay que olvidar que en la cabeza de los pilares confluyen también las **vigas riostras** que son perfiles IPE 80, la unión de éstas se realiza atornillando el alma de dichas vigas al alma del pilar conformando una **unión articulada**, encajando en el recuadro formado por los rigidizadores. Las uniones de las vigas con los pilares también son **acarteladas**. Para realizar la unión viga-pilar se atornilla el perfil de la viga con el ala del pilar conformando una unión rígida. Asimismo se dispondrán de rigidizadores en la unión de las cartelas con el pilar.

2.7.11.E. Unión de los tirantes.

En toda la nave hay muchos tipos distintos de tirantes. Se va a exponer el tipo de unión realizada en todos ellos empleando un tirante a modo de ejemplo.



Nota: Todas las uniones vienen detalladas en el documento 4: Planos.

2.7.12. PLACAS DE ANCLAJE.

Las placas de anclaje se utilizan para unir la estructura de la nave a la cimentación. Como las tensiones de trabajo del hormigón de los cimientos son muy inferiores a las del acero de los pilares, es necesario realizar el asiento por medio de este tipo de placas. Estas deben tener la rigidez suficiente como para repartir las cargas de manera que la presión sobre las zapatas no sobrepase la tensión admisible del hormigón de cimentación.

Teniendo en cuenta las dimensiones escogidas para los pilares y en base a las fuerzas y momentos actuantes en los empotramientos de estos con las zapatas, se han adoptado seis tipos distintos de placas de anclaje (correspondientes a los seis tipos de zapatas que veremos más adelante).

1. Tipo 1.

Son las placas correspondientes a los pilares de los pórticos intermedios tipo. (30 placas).

2. Tipo 2.

Son las placas correspondientes a los pilares de los pórticos hastiales delantero y trasero. (4 placas).

3. Tipo 3.

Estas son las placas que corresponden a los pilarillos externos del pórtico hastial trasero. (2 placas).

4. Tipo 4.

Es la placa que corresponde al pilarillo central del pórtico hastial trasero. (1 placa).

5. Tipo 5.

Son las placas correspondientes a los pilarillos del pórtico hastial delantero. (3 placas).

6. Tipo 6.

Son las correspondientes a la entreplanta. (12 placas).

PLACAS DE ANCLAJE		
REFERENCIA	DIMENSIONES (mm)	PERNOS
TIPO 1	550x550x20	6Ø25mm L=45cm
TIPO 2	450x450x18	8Ø20mm L=40cm
TIPO 3	450x450x18	8Ø20mm L=35cm
TIPO 4	450x450x18	8Ø20mm L=40cm
TIPO 5	450x600x18	8Ø20mm L=35cm
TIPO 6	300x300x15	4Ø14mm L=30cm

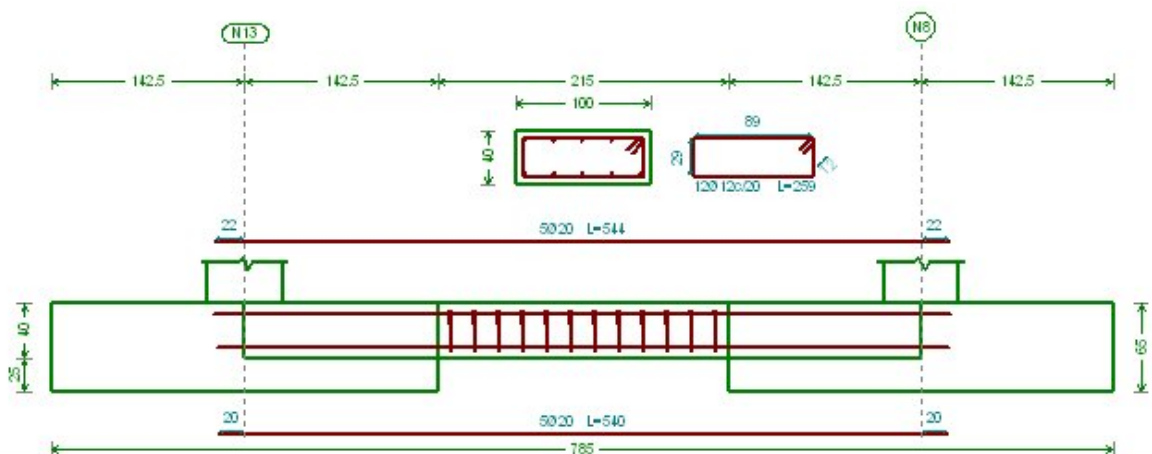
2.7.13. CIMENTACIÓN.

Dado que se tienen 6 tipos de placas de anclaje también surgirán 6 tipos de zapatas aisladas. Se arriostrarán todas las zapatas periféricas (Tipos 1, 2, 3, 4 y 5) mediante vigas de atado, mientras que las zapatas correspondientes a la cimentación de los pilares de la entreplanta (Tipo 6) no se unirán con vigas de atado pues no sufren apenas esfuerzos de vuelco (se recuerda que los esfuerzos recibidos por estos pilares eran exclusivamente de compresión).

CUADRO DE ZAPATAS							
REFERENCIA	ANCHO X (cm)	ANCHO Y (cm)	CANTO (cm)	ARMADO SUP. X	ARMADO SUP. Y	ARMADO INF. X	ARMADO INF. Y
TIPO 1	285	285	65	16Ø12 c/17	16Ø12 c/17	16Ø12 c/17	16Ø12 c/17
TIPO 2	235	235	50	11Ø12 c/22	11Ø12 c/22	11Ø12 c/22	11Ø12 c/22
TIPO 3	255	255	55	13Ø12 c/20	13Ø12 c/20	13Ø12 c/20	13Ø12 c/20
TIPO 4	275	275	60	15Ø12 c/18	15Ø12 c/18	15Ø12 c/18	15Ø12 c/18
TIPO 5	195	195	55	10Ø12 c/20	10Ø12 c/20	10Ø12 c/20	10Ø12 c/20
TIPO 6	110	110	50			5Ø12 c/22	5Ø12 c/22

Cada zapata tendrán un enano cuyas medidas se detallarán en el Documento: Cálculos.

Todas las vigas de atado serán iguales y sus dimensiones son las siguientes:



2.7.14. SOLERA.

Se emplea una solera **pesada** en toda la nave. La solera se ejecuta de la siguiente manera:

- 1ª Capa: arena de río con tamaño máximo de árido de 0,5 cm formando una capa de 15 cm de espesor, extendida sobre firme estabilizado, consolidado y compactado.
- 2ª Capa: lámina aislante de polietileno.
- 3ª Capa: hormigón HA-30 con una armadura central de malla electrosoldada formada por redondos de Ø8 mm en cuadrícula de 20 x 20 cm, de espesor 30 cm.

2.7.15. RED DE SANEAMIENTO.

Para la evacuación de las aguas blancas, entre las que se encuentran las pluviales, se ha utilizado un sistema separativo. Dicha evacuación se ha realizado mediante la colocación de canalones y bajantes en la cubierta de la nave.

Para proyectar las dimensiones de los elementos que constituyen la red de saneamiento, se ha seguido la norma NTE-ISS que se ocupa de las instalaciones de salubridad.

Los canalones vierten el agua a los bajantes con una pendiente del 2%, que se consigue mediante la colocación de unas cuñas o calzos en los puntos de apoyo del canalón. Estos desaguarán una superficie de cubierta aproximada de 130 m², resultante de 10mx13m (longitud de la nave x longitud de vertiente). Según la norma la zona pluviométrica es la A. Con estos datos, el diámetro mínimo necesario para cada canalón, es de 250 mm. La disposición final se presenta en el plano correspondiente a “Canalones y bajantes”.

Los bajantes por su parte, se colocarán verticalmente (pendiente del 100 %) y la superficie aproximada que tendrán que desaguar es la siguiente: 130 m² para los bajantes de los extremos (igual que la de los canalones) y 160 m² para los bajantes intermedios (el doble que los

de los extremos, ya que cada uno de ellos recogerá el agua de dos canalones). Con estos datos el diámetro mínimo de tubo necesario para los bajantes será de 160 mm.

Los colectores tendrán una pendiente del 2 % y sus diámetros variarán en función del caudal de agua a transportar; desde 200 mm de diámetro el colector más pequeño, hasta 315 mm de diámetro el más grande.

Por ultimo las arquetas, tanto las de a pie de bajante como las de paso, tendrán unas dimensiones de: $A \times B = 60 \times 60$ cm.

2.7.16. URBANIZACIÓN.

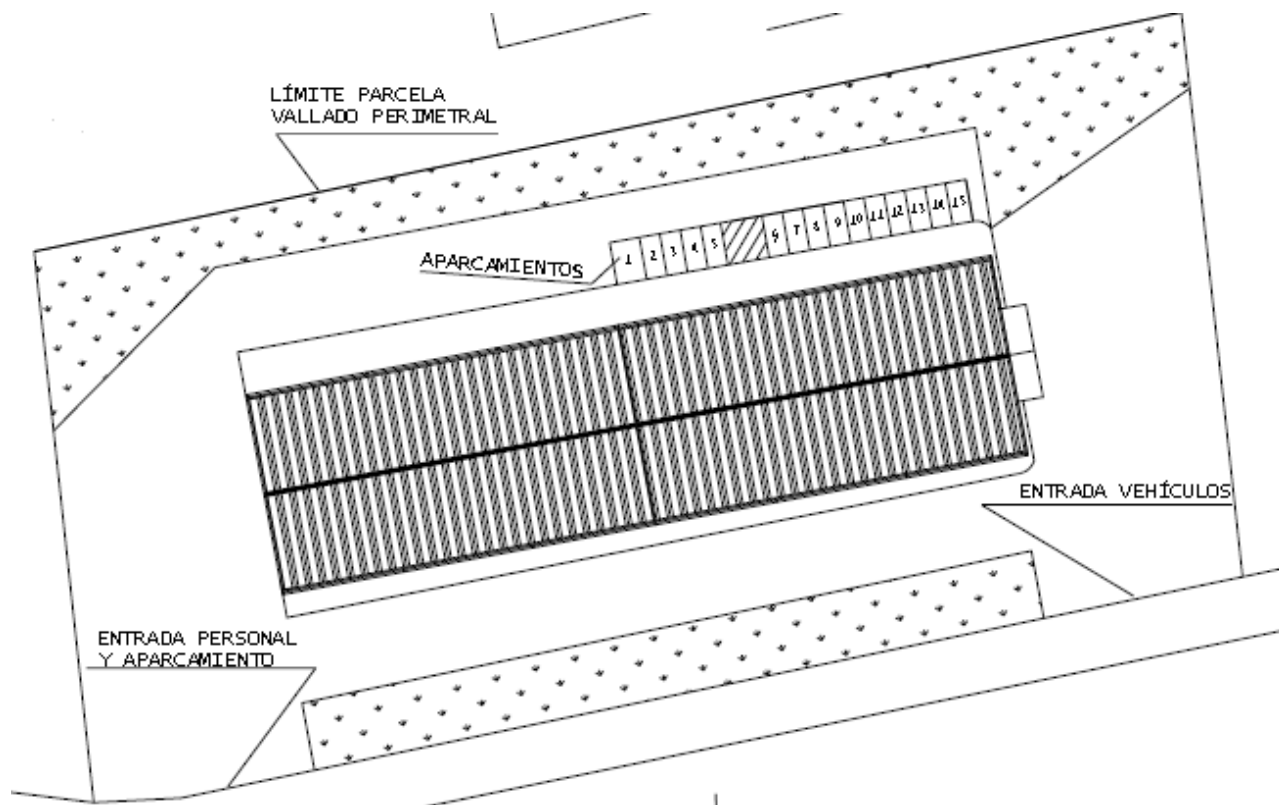
El polígono seleccionado es el polígono “Zubieta” en el municipio de Amorebieta, como se expone anteriormente.

Según el Plan Parcial del municipio de Amorebieta, el polígono industrial "Zubieta" se encuentra en proceso de desarrollo con algunas parcelas aun por edificar.

Para definir los aparcamientos se aclara que se debe reservar en los solares privados un número de plazas en proporción de **1 plaza por cada 125 m² a construir**. Se han construido un total de **2.000 m²** (contando la 2ª planta) por lo que corresponde construir un total de $2.000 / 125 = 16$ es decir, **16 plazas de aparcamiento** de 2,20 x 4,5 metros, de las cuales se reserva un 2% destinado a usuarios minusválidos, esto es 1 plaza, siendo esta de 3,2 x 4,5 metros.

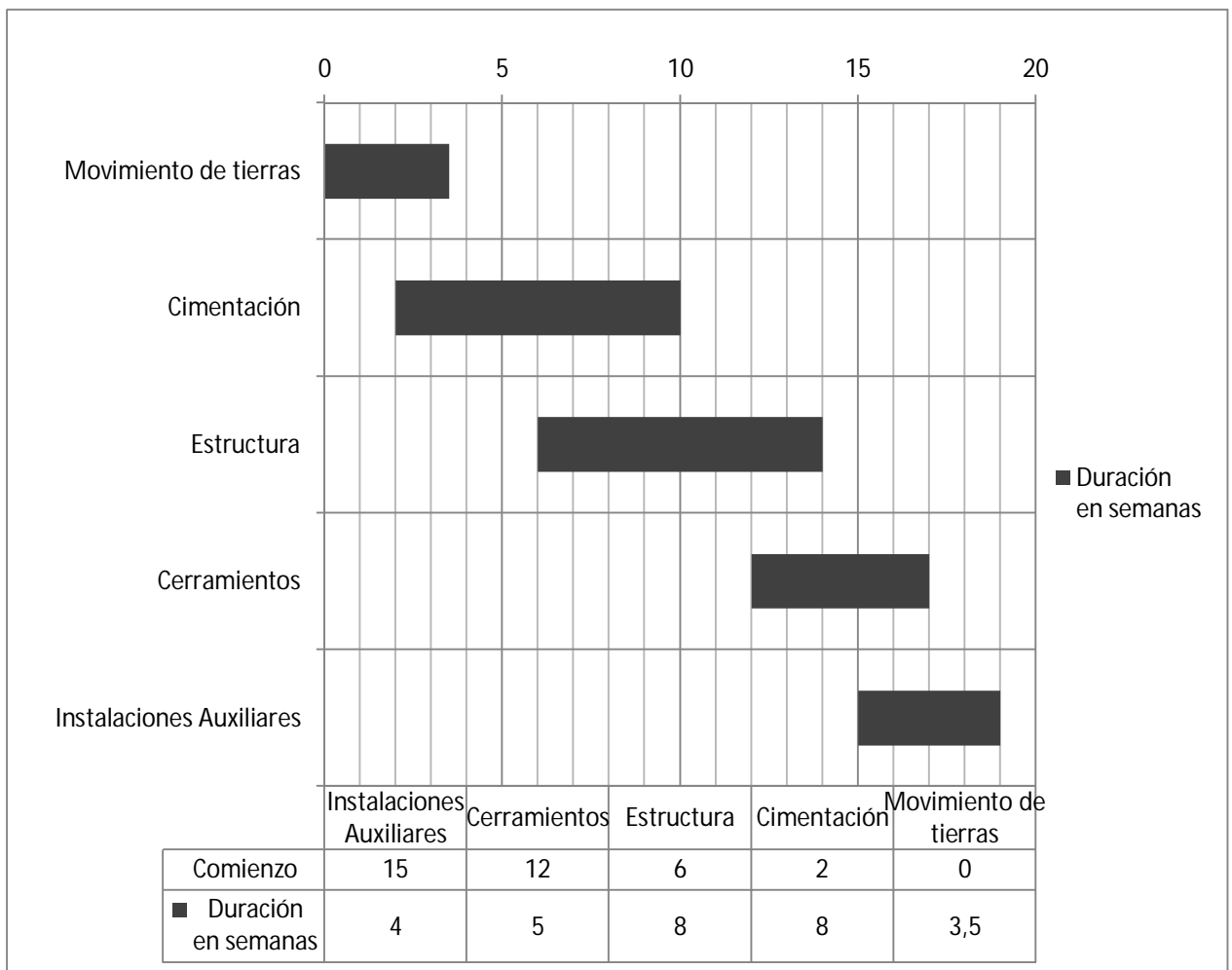
Por lo tanto, la superficie total de aparcamiento es: $(2,2 \cdot 4,5) \cdot 15 + (3,2 \cdot 4,5) = \mathbf{156,2 \text{ m}^2}$

En el espacio sobrante detrás del aparcamiento y también contiguo a éste se crea una zona ajardinada compuesta de césped y diversos árboles y arbustos. Se recuerda que la distribución de los viales de acceso al polígono "Zubieta" y a la parcela donde se construirá están contemplados, según el Plan Parcial.



2.8. PLANIFICACIÓN.

Para llevar a cabo la ejecución de la nave, se ha previsto un plan de obra que se divide en 5 partes diferentes. Por lo tanto el tiempo establecido para la construcción total de la nave se repartirá en dichas partes de la siguiente manera:



TOTAL 19 SEMANAS

2.9. RESUMEN DEL PRESUPUESTO

2.9.1. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL

CAPÍTULO 1: OBRA CIVIL	230.247,9 €
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURA	227.573,87 €
CAPÍTULO 3: CERRAMIENTOS EXTERIORES	237.546,59 €
CAPÍTULO 4: PARTICIONES Y ACABADOS.....	22.499,14 €
CAPÍTULO 5: INSTALACIONES AUXILIARES	8.674,22 €
CAPÍTULO 6: PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS.....	1.580,4 €
CAPÍTULO 7: SEGURIDAD Y SALUD.....	16.457,19 €
CAPÍTULO 8: PLAN DE CONTROL DE CALIDAD.....	18.769,48 €
CAPÍTULO 9: GESTIÓN DE RESIDUOS	15.290,2 €
CAPÍTULO 10: VARIOS	1.955,21 €

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL 780.594,2 €

El Presupuesto de Ejecución Material asciende a la cantidad de:

**SETECIENTOS OCHENTA MIL QUINIENTOS NOVENTA Y CUATRO CON
VEINTE CÉNTIMOS.**

2.9.2. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA

- Presupuesto de Ejecución Material.....	780.594,2 €
- Gastos Generales (13 % sobre PEM).....	101.477,25 €
- Beneficio Industrial (6 % sobre PEM).....	46.835,65 €

TOTAL PARCIAL 928.907,1 €

- IVA. (21% del Total Parcial) 195.070,5 €

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA 1.123.977,6 €

El Presupuesto de Ejecución por Contrata IVA incluido asciende a la cantidad de:

<p>UN MILLÓN CIENTO VEINTI TRES MIL NOVECIENTOS SETENTA Y SIETE CON SESENTA CÉNTIMOS.</p>
--

