



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



Escola Politécnica Superior

Trabajo Fin de Máster

CURSO 2018/19

*OPTIMIZACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN AL
DESARROLLO SOSTENIBLE DE UNA ESTRUCTURA
DE HORMIGÓN ARMADO*

Máster en Ingeniería Industrial

ALUMNA/O

Eloy Rey Gomis

TUTORAS/ES

Alfredo del Caño Gochí

M. del Pilar de la Cruz López

FECHA

SEPTIEMBRE 2019

TÍTULO Y RESUMEN

CASTELLANO

Optimización de la contribución al desarrollo sostenible de una estructura de hormigón armado

En el presente Trabajo Fin de Máster (TFM) se ha elaborado una herramienta informática de cálculo y dimensionamiento de la estructura de hormigón de una nave industrial, que también sirve para evaluar su sostenibilidad. Por otro lado, usando como base dicha herramienta, se ha procedido a la optimización de la sostenibilidad de una estructura con pórticos de 26 m de luz. La herramienta de cálculo se divide en tres partes. La primera permite la estimación de cargas sobre el edificio, así como el cálculo, dimensionamiento y armado de los distintos elementos estructurales de la nave: correas, vigas, pilares y zapatas. La segunda parte, interconectada con la anterior, contabiliza todos los materiales empleados en la estructura y realiza un Análisis de Ciclo de Vida (ACV) ambiental, social y económico de la misma. Tras ello calcula un índice global de sostenibilidad de la estructura, aplicando el método multicriterio MIVES (Método Integrado de Valor para Evaluaciones Sostenibles). El modelo de sostenibilidad empleado es nuevo y se ha desarrollado específicamente para este TFM. Se trata de un modelo que, a los efectos del ACV ambiental, cumple la normativa EN 15804 sobre sostenibilidad en construcción. Además, los parámetros del modelo se han configurado de tal forma que permita, en el futuro, realizar comparaciones de sostenibilidad entre estructuras de nave industrial construidas con diferentes materiales, incluyendo también el acero y la madera. La tercera parte de la herramienta tiene como misión obtener una estructura con el máximo índice de sostenibilidad que resulte posible. Esto se ha hecho empleando una aplicación informática de optimización mediante algoritmos genéticos.

GALLEGO

Optimización da contribución ao desenvolvemento sustentable dunha estrutura de formigón armado

No presente Traballo Fin de Máster (TFM) elaborouse unha ferramenta informática de cálculo e dimensionamento da estrutura de formigón dunha nave industrial, que tamén serve para avaliar a súa sustentabilidade. Doutra banda, usando como base dita ferramenta, procedeuse á optimización da sustentabilidade dunha estrutura con pórticos de 26 m de luz. A ferramenta de cálculo divídese en tres partes. A primeira permite a estimación de cargas sobre o edificio, así como o cálculo, dimensionamento e armado dos distintos elementos estruturais da nave: correas, vigas, columnas e zapatas. A segunda parte, interconectada coa anterior, contabiliza todos os materiais empregados na estrutura e realiza unha Análise de Ciclo de Vida (ACV) ambiental, social e económico da mesma. Tras iso calcula un índice global de sustentabilidade da estrutura, aplicando o método multicriterio MIVES (Método Integrado de Valor para Avaliacións Sustentables). O modelo de sustentabilidade empregado é novo e desenvolveuse especificamente para este TFM. Trátase dun modelo que, para os efectos do ACV ambiental, cumpre a normativa EN 15804 sobre sustentabilidade en construción. Ademais, os parámetros do modelo configuráronse de tal forma que permita, no futuro,

realizar comparacións de sustentabilidade entre estruturas de nave industrial construídas con diferentes materiais, incluíndo tamén o aceiro e a madeira. A terceira parte da ferramenta ten como misión obter unha estrutura co máximo índice de sustentabilidade que resulte posible. Isto fíxose empregando unha aplicación informática de optimización mediante algoritmos xenéticos.

ENGLISH

Optimization of the contribution to sustainable development of a concrete structure

In this Master's Dissertation, a computer tool has been developed for designing and assessing the sustainability of the concrete structure of an industrial building. On the other hand, using that tool as a base, the student has proceeded to optimise the sustainability of a structure with 26 m span portals. The tool is divided into three parts. The first one allows estimating the building loads, as well as designing the several structural elements of the building: purlins, beams, columns and footings. The second part, interconnected with the previous one, accounts for all materials employed in the structure, and performs its environmental, social and economic Life Cycle Analysis (LCA). It then calculates a global, structural sustainability index, applying the MIVES (Integrated Value Method for Sustainable Assessments, in translation) multi-criteria method. The sustainability model is new and has been developed specifically for this Master's Dissertation. It is a model that, for the purposes of environmental LCA, complies with the EN 15804 standard on sustainability in construction. In addition, the parameters of the model have been configured in such a way as to allow, in the future, sustainability comparisons between structures built with different materials, including also steel and wood. The purpose of the third part of the tool is to obtain a structure with the highest possible sustainability index. This has been done using a genetic algorithms optimization software.

ÍNDICE GENERAL

DOCUMENTO: MEMORIA

ANEJO I: DIMENSIONAMIENTO DE LOS SOPORTES

ANEJO II: DIMENSIONAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES

ANEJO III: SOSTENIBILIDAD

**ANEJO IV: MANUAL DE UTILIZACIÓN DEL LIBRO DE CÁLCULO Y
ANÁLISIS DE LA SOSTENIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA**

ANEJO V: FICHAS TÉCNICAS



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



Escola Politécnica Superior

**TRABAJO FIN DE MÁSTER
CURSO 2018/2019**

*OPTIMIZACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN AL
DESARROLLO SOSTENIBLE DE UNA
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO*

Máster en Ingeniería Industrial

Documento

MEMORIA

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	5
2 ALCANCE	7
3 ANTECEDENTES	8
4 NORMAS Y REFERENCIAS	9
4.1 Disposiciones Legales y Normas Aplicadas	9
4.2 Programas de Cálculo	9
4.3 Programas de Diseño.....	9
5 MODELO DE CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO	10
5.1 Descripción del caso	10
5.2 Dimensiones	14
5.3 Durabilidad.....	14
5.4 Acciones	15
5.4.1 Acciones Permanentes	18
5.4.1.1 Peso Propio	18
5.4.1.2 Instalaciones.....	18
5.4.2 Acciones Variables.....	18
5.4.2.1 Sobrecargas de uso.....	18
5.4.2.2 Nieve.....	19
5.4.2.3 Viento.....	20
5.4.2.3.1 Presión Dinámica (q_b).....	20
5.4.2.3.2 Coeficiente de exposición (c_e).....	21
5.4.2.3.3 Coeficientes de presión exterior (c_{pe}).....	22
5.4.2.3.3.1 Viento lateral	22
5.4.2.3.3.2 Viento frontal.....	23
5.4.2.3.3.3 Viento interior.....	24
5.4.3 Combinaciones	25
5.4.3.1 Combinaciones para los Estado Límite Últimos (ELU)	25
5.4.3.2 Combinaciones para los Estado Límite de Servicio (ELS).....	26
5.5 Vigas.....	27
5.5.1 Generalidades.....	27
5.5.2 Elección de la Viga.....	28
5.6 Soportes de la Nave.....	28
5.6.1 Generalidades.....	28
5.6.2 Dimensionamiento y cálculo de soportes	29
5.6.2.1 Estado Límite de Inestabilidad Pandeo	30

5.6.2.1.1 Valores Límites para la Esbeltez.....	31
5.6.3 Fisuración	32
5.6.4 Flecha	32
5.6.5 Disposición de las armaduras	33
5.6.5.1 Armadura longitudinal	33
5.6.5.2 Armadura transversal.....	35
5.7 Cimentaciones de la Nave.....	35
5.7.1 Generalidades.....	35
5.7.2 Dimensionamiento y cálculo de cimentaciones	36
5.7.3 Distribución del Armado	38
5.8 Materiales.....	39
5.8.1 Acero	39
5.8.2 Hormigón	40
5.8.2.1 Cemento	40
5.8.2.2 Áridos.....	42
5.8.2.3 Líquidos	42
6 MODELO DE EVALUACIÓN DE LA SOSTENIBILIDAD.....	43
7 OPTIMIZACIÓN	47
7.1 Introducción.....	47
7.2 Algoritmos Genéticos	47
7.2.1 Generalidades.....	47
7.2.2 Proceso de los Algoritmos Genéticos.....	47
7.2.3 Ejemplo Biológico.....	48
7.2.4 Ejemplo Digital	49
7.3 Implementación de la Optimización en el Modelo.....	51
7.3.1 ¿Funcionamiento de @RiskOptimizer?	52
7.3.2 Variables No Estocásticas.....	52
7.3.2.1 Dimensiones	52
7.3.2.2 Cargas	53
7.3.2.3 Otras variables	53
7.3.3 Variables Estocásticas	53
7.3.3.1 Variables de Pilares	54
7.3.3.2 Variables de la Zapata	56
8 EJEMPLO DE OPTIMIZACIÓN	58
8.1 Materiales.....	60
8.2 Correas	60
8.3 Vigas.....	61

8.4 Soportes.....	62
8.5 Cimentaciones	64
8.6 Sostenibilidad.....	65
8.7 Otros Resultados.....	66
9 CONCLUSIONES Y FUTUROS DESARROLLOS	69
10 BIBLIOGRAFÍA.....	71

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

El objetivo de este Trabajo Fin de Máster (TFM), es continuar con la línea de trabajo iniciada en 2016 con el exalumno D. José Gómez Roibás, continuada en 2017 por el también exalumno D. Sergio Hermida Veiga, y por D. Alán Luaces Mesías en 2018. La línea de trabajo inicial pretendía establecer una serie de herramientas de cálculo, dimensionamiento y evaluación de la sostenibilidad de elementos estructurales de hormigón armado. Dicha línea de trabajo trataba de generar, diversas herramientas para dicho propósito, cada una para un elemento estructural diferente. Además, la idea era que dichas herramientas se pudieran interconectar e integrar entre sí, para realizar el cálculo, dimensionamiento y evolución de la sostenibilidad de una estructura completa. Como primer paso, se pensó en trabajar con estructuras reales de baja complejidad.

En 2016 se desarrolló un modelo que permitía el cálculo, dimensionamiento y evolución de la sostenibilidad de una viga de hormigón armado, (Trabajo Fin de Grado de D. José Gómez Roibas), que fue la base en que se cimentó la referida línea de trabajo. Así, en el 2017 se desarrolló otro nuevo modelo, en este caso para un soporte de hormigón armado (Trabajo Fin de Grado D. Sergio Hermida Veiga), y por último en 2018, se desarrolló un nuevo modelo, en el que se integran estos dos modelos, además de un nuevo modelo referido a las cimentaciones, para así dimensionar y analizar la sostenibilidad de una estructura completa pero sencilla, como es una plataforma proceso. El siguiente paso, por lógica, sería utilizar todas estas herramientas para desarrollar un modelo en el que se analiza una estructura mucho más compleja, como puede ser una nave, en el que intervienen más elementos estructurales y además están sometidos a cargas como viento, nieve etc.

Atendiendo a todo esto, el objetivo del presente Trabajo Fin de Máster, es el de desarrollar un modelo, que permita dimensionar la estructura principal de una nave industrial, en el que se podrán escoger distintas dimensiones (ancho de nave, altura, longitud etc.), dentro de ciertas limitaciones. El modelo calculará automáticamente las cargas de acuerdo al Código Técnico de la Edificación (CTE), hará las pertinentes combinaciones, y posteriormente calculará la estructura para que el índice global de sostenibilidad sea máximo. Para ello, se realizarán multitud de simulaciones, generando diferentes soluciones estructurales para dichos datos de entrada, con diferentes dimensiones y características de los elementos estructurales; entre otros:

- Secciones de pilares.
- Dimensiones de zapatas.
- Dinámetros de armaduras.
- Resistencia de materiales.
- E Incluso, distancia entre pórticos.

La evaluación de la sostenibilidad, cambia con respecto a los anteriores modelos. Los dos primeros modelos desarrollados evaluaban la sostenibilidad por metro lineal de pieza (de viga o pilar), cosa que este caso no se puede hacer, ya que tenemos elementos no lineales. En este caso se ha optado, por realizar un análisis global de la sostenibilidad por metro cuadrado de nave.

La razón de usar una hoja electrónica en vez de generar un programa mediante MatLab o C++, que son lenguajes de programación que el alumno aprende durante su formación, es el mismo que con los anteriores modelos: no hacer más complejo el TFM de lo que sería oportuno.

Una de las grandes ventajas de implementar los modelos mediante libros de cálculo electrónico de Microsoft Excel es que, cualquier equipo que disponga de un sistema operativo Windows y el programa instalado, podrá ejecutar los archivos. De esta forma, los modelos o las simulaciones que se generen no necesitarán de un equipo potente y con altas prestaciones para funcionar, suponiendo una gran ventaja frente a herramientas informáticas más complejas. Dichos programas, pese a tener un mayor número de funcionalidades y ser muy superiores, demandan una gran cantidad de recursos computacionales pero no se pueden ejecutar en un número tan amplio de equipos.

La normativa empleada para la generación de las cargas fue el DBSE-AE (Documento Básico Seguridad Estructural: Acciones de la Edificación), y para el dimensionamiento de los pilares y zapata, se han empleado métodos convencionales basados en la instrucción española EHE-08 y el Eurocodigo-2 (Diseño de Estructuras de Hormigón), buscando siempre la menor complejidad de cálculo.

Para el cálculo de la sostenibilidad se ha aplicado el método MIVES (Método Integrado de Valor para la Evolución de la Sostenibilidad), incluyendo aspecto medioambientales, sociales y económicos. Dicho análisis se realiza partiendo del cálculo global de la estructura, de la cual resultan unas cantidades totales de acero y hormigón, así como de los componentes de dicho hormigón. Para realizar el análisis de la sostenibilidad se ha desarrollado un nuevo árbol, y se han seleccionado unos indicadores distintos a otros modelos. Los datos necesarios para evaluar los indicadores fueron obtenidos en la base de datos GaBi, que son de acuerdo de a la normativa europea EN 15804 (Sostenibilidad en la construcción), es la utilizada por las DAPs (Declaraciones Ambientales de Producto), que servirá como base para, en un futuro se puedan realizar comparaciones entre estructuras que utilicen otros materiales de construcción (acero o madera laminada).

2 ALCANCE

El alcance de este Trabajo Fin de Máster (TFM) aprobado por la Comisión de TFMs es el siguiente:

Mediante el uso de software adecuado al caso:

- Generar un modelo para calcular y dimensionar una estructura sencilla de hormigón armado.
- Generar un modelo de evaluación de la sostenibilidad de dicha estructura.
- Ligar ambos modelos de forma que cada vez que se dimensione la estructura, se estime su índice de sostenibilidad (IS) global.
- Realizar una optimización (maximización) del IS mediante simulación o algoritmos metaheurísticos.

Quedan excluidos del alcance, por tanto, otros posibles aspectos como la aplicación a distintas estructuras, o comparativas de la aplicación de diferentes modelos de sostenibilidad, entre otros aspectos.

3 ANTECEDENTES

Como antecedentes a este Trabajo Fin de Máster (TFM), se ha considerado la línea de investigación iniciada D. José Gómez Roibás (2016), y continuada por D. Sergio Hermida Veiga (2017), y D. Alán Luaces Mesías. Esta línea de investigación se basa en la generación de modelos de dimensionamiento y análisis de la sostenibilidad de elementos estructurales de hormigón armado (vigas, pilares y zapatas).

En los trabajos de Gómez Roibás y Hermida Veiga, se realizó un modelo para el dimensionamiento y análisis de vigas y pilares, sentando las bases para el desarrollo del proyecto de Luaces Mesías, en donde en el cual desarrolla un modelo en el cual dimensiona y analiza las zapatas y además unifica todos los modelos generados, para así dimensionar una estructura sencilla, como es la de una plataforma de procesos.

En el presente proyecto, se diseñara un modelo que sea capaz de dimensionar los elementos de una nave industrial (viga, pilar y zapatas), en función de las cargas por las cuales se vea afectada la estructura; se desarrollará un nuevo modelo, que sea capaz de hacer un análisis de la sostenibilidad, de acuerdo a la norma UNE 15804 (*Sostenibilidad en la construcción*), mediante el método MIVES; y se optimizarán los elementos de la estructura para obtener el mayor índice de sostenibilidad posible, mediante algoritmos genéticos.

4 NORMAS Y REFERENCIAS

4.1 Disposiciones Legales y Normas Aplicadas

- DBSE-AE “Documento básico de seguridad de la Edificación”
- Eurocódigo 2: “Proyecto de estructuras de hormigón”
- EHE-08 “Instrucción de Hormigón Estructural”
- CTE “Código Técnico de la Edificación”
- UNE-EN 15804 “Sostenibilidad en la construcción”

4.2 Programas de Cálculo

El modelo de cálculo generado, y los posteriores ejemplos optimizados se han realizado mediante los programas:

- Microsoft Excel
- Palisade @RiskOptimizer 7.6
- Software MIVES de evaluación de la sostenibilidad
- Software y bases de datos GaBi de evaluación de la sostenibilidad

4.3 Programas de Diseño

Para la realización de algunas ilustraciones, a modo explicativo, en la memoria se han realizado con Microsoft PowerPoint, SolidEdge ST10 y Autocad 2015.

5 MODELO DE CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO

A continuación, se va a describir el modelo de cálculo y dimensionamiento, que se ha desarrollado en este TFM, para el que se ha creado un libro Excel en el que se introducen los datos de la estructura y sus elementos.

Se va a especificar en los siguientes puntos cómo proceder en cada caso.

5.1 Descripción del caso

La estructura de una nave industrial puede construirse de diversos materiales, madera laminada encolada, acero y de hormigón armado. En la actualidad, el uso de la madera en el ámbito industrial no está muy extendido, siendo, por tanto, minoría este tipo de estructuras. Las dos alternativas más extendidas serían las prefabricadas, tanto de hormigón o de acero. Estas últimas al dar más flexibilidad a la hora de hacer cambios, son más numerosas.

Sin embargo, el uso del hormigón prefabricado está en expansión, debido a diversas ventajas frente al acero, como la fácil protección frente a incendios, a la economía de costes de inversión y mantenimiento, y a las mejoras tecnológicas y en los procesos de producción, en concreto al empleo del pretensado y de la prefabricación, que permite el aumento de las luces estructuras y su rápida ejecución.

El uso del hormigón armado en naves industriales suele caracterizarse por una combinación básica de elementos cuya repetición permite constituir la edificación. La combinación más habitual, en el caso de naves industriales, sería el de un dintel prefabricado pretensado a dos aguas, situado sobre pilares de hormigón armado empotrados en su cimiento. El uso del dintel pretensado es esencial para cubrir luces típicas de este tipo de construcciones. Las uniones entre dintel y pilar suele ser flexibles, normalmente mediante una lámina de material elastómero (por ejemplo, neopreno) y un conector para evitar su caída o desplazamiento innecesario del dintel, aumentando así la seguridad y evitando accidentes, especialmente durante su ejecución.

Otras veces esa estabilidad del dintel se consigue mediante una horquilla en la cual encaja el dintel, en todo caso apoyado en una lámina de neopreno. Si la nave consta de puente grúa o una entreplanta para oficinas en su testero delantero, los pilares pueden incorporar ménsulas cortas para apoyo de las vigas.

Al ser pretensado, el dintel siempre es prefabricado con armaduras pretesas, con objeto de evitar incrementos en los costes y plazo que supondría el desplazamiento a obra de la mano de obra y material necesario para llevar a cabo el postesado; además que la seguridad en la obra es mayor, si el tesado se realiza en fabrica. El postesado, realmente se utiliza con muy poca frecuencia en construcciones industriales (por ejemplo, en depósitos circulares) y no se contempla en el caso previsto en este TFM.

Por otra parte, los soportes suelen ser prefabricados, suministrados por el mismo prefabricador de los dinteles, aunque en algunas ocasiones los pilares se ejecutan in-situ, si esto no supone retrasos en la obra.

En España los cimientos siempre se ejecutan in-situ, debido a que se trata de un elemento estructural masivo, lo cual dificulta y encarece el transporte. La zapata prefabricada solo puede merecer la pena en países con regiones frías. Los soportes quedaran empotrados en los cimientos de la manera habitual, tanto en el caso de que los soportes y cimientos sean ejecutados in-situ, o mediante una unión especial, como en el caso de que el soporte sea prefabricado y los cimientos ejecutados in-situ. Las uniones más frecuentes en este último caso son, por un lado la zapata tipo cáliz; y por el otro, la zapata convencional que a su vez puede tener armaduras en espera para un

pilar con hueco en la parte inferior (con inyección de mortero sin retracción por medio de un “buzón” en un lateral del pilar); o vainas donde, el soporte con armaduras longitudinales salientes se empotran, con inyección de mortero sin retracción a través de una pequeña distancia que se deja entre el soporte y la zapata.

En el caso objeto de este TFM, se ha optado por una nave industrial con posibilidades de ser ampliada por los dos frontales, por tanto, para el diseño de los pórticos testeros se utilizarán los mismos elementos estructurales (zapatas, pilares y viga), que para los pilares interiores. En caso de que no se contemplara esta opción, las dimensiones de estos elementos serían menores debido a que soportan menos carga. Se va a disponer de unos pilares intermedios en los pórticos testeros, con el fin de que sirvan de apoyo para los cerramientos. Se dispondrán, además, de dos portones de 5 metros por 5 metros, en ambos frontales de la nave. Se puede apreciar el tipo de nave que se va a emplear en este caso en la figura 1.

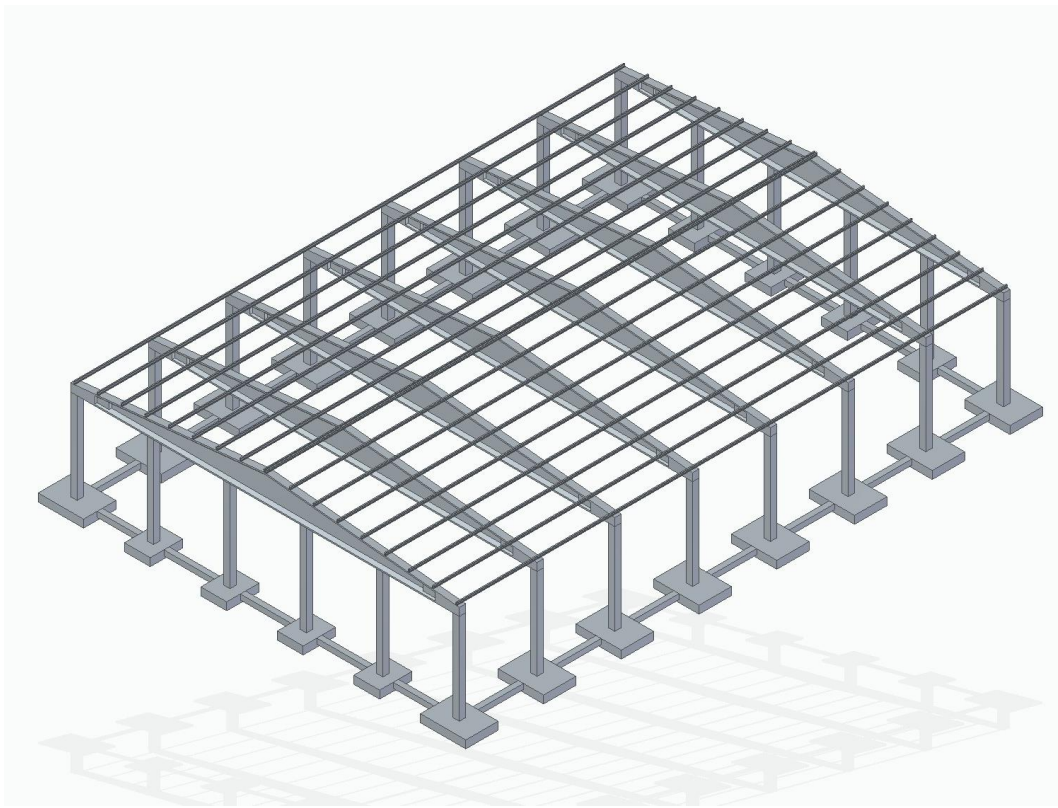


Figura 1. Ejemplo típico de estructura de hormigón armado (fuente: elaboración propia)

A la hora de diseño, para este caso, se contempla un periodo de servicio de unos cincuenta años y para evitar una excesiva complejidad del problema, el ambiente exterior de la nave es el habitual, no agresivo para el hormigón ni para el acero, aunque la hoja electrónica permite cambiar el tipo de ambiente, lo mismo ocurre con la situación de la nave. Para este caso se ha diseñado una nave situada en Ferrol, aunque la hoja electrónica se puede adaptar para otras situaciones de la nave.

Las fachadas de la nave industrial, estará formada por paneles prefabricados de hormigón, debido a sus ventajas frente a otros sistemas de cerramiento, como la reducción de tiempos de ejecución, durabilidad, aislante acústico y térmico etc. en concreto el modelo “Panel Prefabricado”, de la empresa *ALVE Prefabricados*. Se dispone de varios espesores, en función del aislante térmico y acústico, y de la resistencia al fuego.

La cubierta de la nave industrial, será de un panel tipo sándwich, en concreto el modelo “*Panel Basic Cubierta Tap*”, de la empresa *ACH*, consiste en un panel metálico autoportante, con aislamiento de espuma de poliuretano, este panel tiene una gran resistencia mecánica y plenas garantías de estanqueidad sobre cualquier estructura portante sea de madera, acero u hormigón. Se dispone de varios espesores, en función de su aislamiento; la hoja electrónica permite escoger entre estos valores.

La cubierta a su vez descansa sobre, unas correas de hormigón prefabricadas, en concreto la “*Vigueta Pretensada T-20*”, de la empresa *Prefhor, s.l.*, como el de la figura 2. La distancia entre correas calculará, de forma que el panel sándwich, sea capaz de soportar entre 200 y 250 daN/m², ya que, en función del espesor del panel, esta distancia variará (ver catálogo), además se comprobará que las correas soportan todas las cargas, en caso de no ser así se aumentaría el número de correas. Para este caso se ha considerado para el cálculo que las correas son bi-apoyadas de un solo vano.

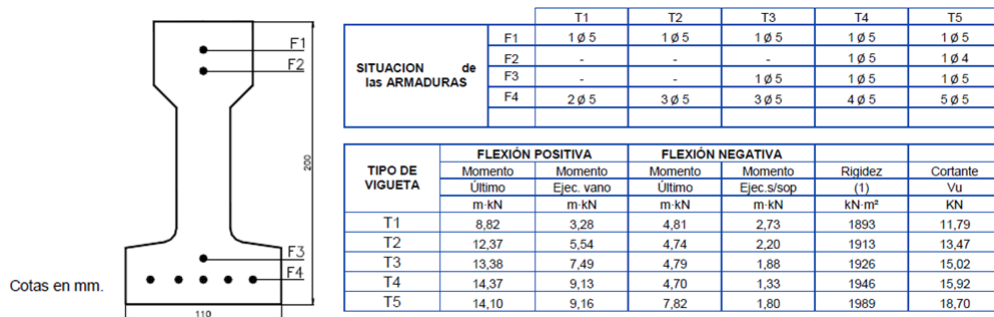


Figura 2. Vigueta Pretensada T-20 (Fuente: Prefhor, s.l.)

A su vez, las correas se apoyan sobre los dinteles de hormigón armado. Si se opta como, es el caso, por buscar una solución mediante materiales prefabricados, se conseguirá una mayor rapidez en la ejecución. La unión entre ambos puede darse de varias formas, en la figura 3, se muestra un ejemplo de dicha unión.

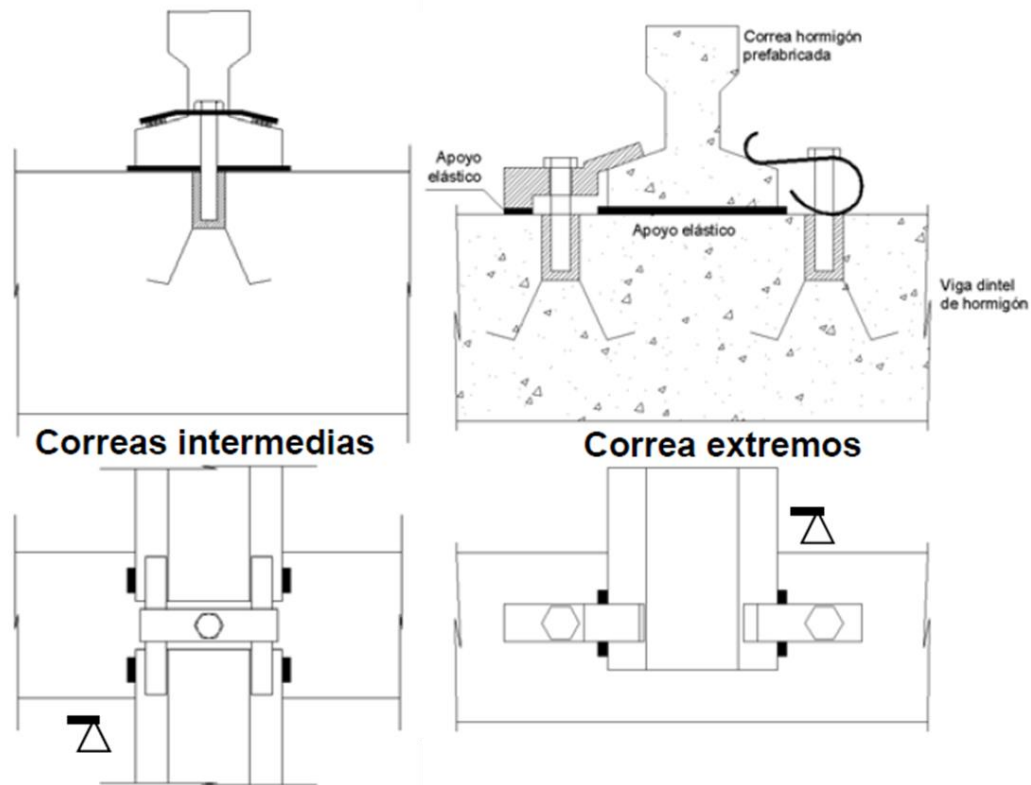


Figura 3. Ejemplo apoyo correa-dintel (Fuente: apuntes *Construcciones Industriales I*)

Por otro lado, cada viga se sitúa sobre la coronación de dos pilares de hormigón armado ubicados bajo sus extremos. La unión entre estos dos elementos consistirá en una lámina elastómerica y un conector. Como ya se ha comentado anteriormente, los pilares pueden ser ejecutados in-situ o prefabricados. La segunda opción reporta las ventajas ya comentadas, pero, como se da en este caso, no es inusual que los soportes se ejecuten in-situ mientras se recibe el envío de los elementos prefabricados, para conseguir mayor sencillez de diseño y un pequeño ahorro en costes.

Los soportes transmiten las cargas a las zapatas, y estas son las encargadas de transmitir las al terreno. Para este caso se ha considerado que el suelo lo permite, y como la morfología de la estructura también lo permite, se emplean zapatas aisladas que, reciben una carga centrada. La hoja electrónica, permite diseñar, tanto zapatas cuadradas, como rectangulares, pero en nuestro caso serán rectangulares, debido al tipo de cargas que tienen que soportar. Al ser la unión, dintel-soporte flexible, para que la estructura no se comporte como un mecanismo, la unión de los soportes con los cimientos, tendrá una rigidez suficiente para que se pueda considerar como un empotramiento a efectos del cálculo. Para ello se dispondrán de armaduras de espera en las zapatas, lo que permitirá tanto el uso de soportes prefabricados como fabricados in-situ.

En el caso de zonas sísmicas (o de sollicitaciones horizontales importantes), la cimentación debe ser tal que pueda transmitir a la estructura los movimientos del suelo de manera que ésta actúe como una unidad monolítica y que no haya deformaciones relativas importantes entre suelo y estructura. Para ello si las aceleraciones van a ser moderadas (como es en nuestro caso debido a la situación de la estructura), puede valer con atar las zapatas en su plano mediante la solera, siempre que esta tenga un espesor suficiente para soportar las fuerzas horizontales. A ello se puede añadir un atado perimetral de zapatas mediante vigas riostras o vigas de atado, que trabajen a compresión, como se dispondrán para este caso.

5.2 Dimensiones

En la hoja de cálculo desarrollada en este TFM, podremos analizar distintas dimensiones de naves dentro de ciertas limitaciones, que se exponen a continuación.

Se podrá definir una longitud máxima de nave de 120 metros, con un número máximo de pórticos de 20. La distancia entre pórticos tendrá que estar definida entre 5 y 6 metros, que son valores típicos en la construcción de este tipo de estructuras. La altura de los pilares se podrá definir escogiendo entre los siguientes cuatro valores (típicos en estas estructuras), 7, 6.5, 6 y 5 metros. Por último, el ancho de la nave, nos lo definen las longitudes de dinteles prefabricados que el fabricante, que se ha escogido para este trabajo Gilva S.L., nos presenta en sus catálogos, serían de 7, 15, 26 y 30 metros, siendo el de 7 metros el menos habitual.

Los pórticos testeros dispondrán de unos pilares intermedios, que servirán de apoyo para los cerramientos, en el caso de un ancho de nave de 15, la hoja de cálculo dispondrá de dos pilares, separados entre sí 5 metros; en el caso de 26 metros se dispondrá de cuatro pilares intermedios, distanciados entre sí 5,2 metros; y finalmente para un ancho de 30 metros, se dispondrá también de cuatro pilares, separados entre sí 6 metros. En la figura 4, se muestra la nomenclatura empleada en este trabajo para definir los diferentes elementos de la estructura.

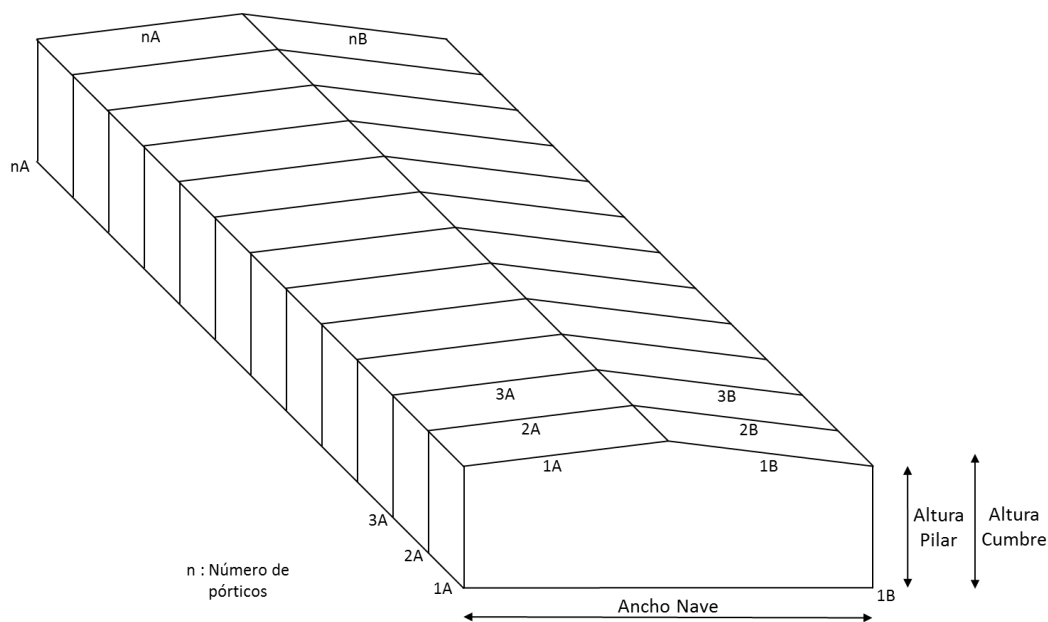


Figura 4. Nomenclatura de elementos de la estructura (Elaboración propia)

5.3 Durabilidad

La EHE, define este concepto como, “la durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que se ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural”. Capítulo: Durabilidad, EHE-08.

La hoja electrónica creada en este TFM, permite seleccionar el tipo de exposición de acuerdo a las tablas 1 y 2. En ellas además de especificar la exposición se debe especificar la vida útil del proyecto, que será requerida posteriormente para el análisis de la sostenibilidad. En función de la exposición seleccionada, y de la vida útil del

proyecto, la normativa actual, requiere la especificación del tipo de hormigón, cemento y recubrimientos mínimos, para que durante el periodo de servicio de la estructura, no se produzcan degradaciones de los materiales (*consultar artículo 37º de la EHE-08*).

Clase y designación		Tipo de proceso	Descripción	Ejemplos	
Interior	No agresiva	I	Ninguno	Interiores de edificios no sometidos a condensaciones	Interiores de edificios, protegidos de la intemperie
	Humedad media	II a	Carbonatación del conglomerante. Expansión de los núcleos de cal	Exteriores sometidos a la acción del agua en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.	Exteriores protegidos de la lluvia
Exterior	Humedad alta	II b	Carbonatación rápida del conglomerante. Expansión de los núcleos de cal.	Interiores con humedades relativas >65% o condensaciones, o con precipitación media anual superior a 600 mm.	Exteriores no protegidos de la lluvia. Sótanos no ventilados. Cimentaciones.
	Marino aéreo	III a	Corrosión de las armaduras por cloruros. Expansión de los núcleos de cal.	Proximidad al mar por encima del nivel de pleamar. Zonas costeras	Proximidad a la costa. Pantalanes, obras de defensa litoral e instalaciones portuarias.
Medio marino	Marino sumergido	III b	Corrosión de las armaduras por cloruros. Sulfatación y destrucción por expansividad del conglomerante y de los derivados del cemento. Expansión de los núcleos de cal.	Por debajo del nivel mínimo de bajamar permanentemente. Terrenos ricos en sulfatos.	Recorrido de marea en diques, pantalanes y obras de defensa litoral.
	Marino alternado	III c	Corrosión rápida de las armaduras por cloruros. Sulfatación y destrucción por expansividad del conglomerante y de los derivados del cemento.	Zonas marinas situadas en el recorrido de carrera de mareas.	Ídem III b.
Otros cloruros (no marinos)		IV	Ídem que III c. Sulfatación y carbonatación.	Agua con un contenido elevado de cloro. Exposición a sales procedentes del deshielo	Piscinas. Zonas de nieve (alta montaña). Estaciones de tratamiento de aguas

Tabla 1. Clases generales de exposición (fuente: EHE-08)

Clase y designación	Agua					Suelo				
	Química agresiva	pH	CO ₂ agresivo mg CO ₂ /l	ión amonio mg NH ₄ /l	ión magnesio mg Mg/l	ión sulfato mg SO ₄ /l	Residuo seco	Gr.acidez Bauman-Gully	ión sulfato mg SO ₄ /kg suelo seco	
Débil	Qa	6,5 – 5,5	15 – 40	15 - 30	300 -1000	200 - 600	75 250	> 20	2000 -3000	
Media	Qb	5,5 – 4,5	40 – 100	30 - 60	1000 - 3000	600 - 3000	50 75	Inusual	3000 -12000	
Fuerte	Qc	< 4,5	> 100	> 60	> 3000	> 3000	< 50	Inusual	> 12000	
Con heladas		Tipo de proceso			Ejemplos					
sin sales fundentes		H	Ataque hielo-deshielo. ⁽¹⁾			Construcciones en zonas de alta montaña. Estaciones invernales				
con sales fundentes		F	Ataque por sales fundentes ⁽²⁾			Tableros de pasarelas o barandillas de puentes en zonas de alta montaña				
Erosión		E	Procesos de abrasión o cavitación ⁽³⁾			Pilas de puente en cauces muy torrenciales.				

⁽¹⁾ Elementos en contacto frecuente con agua o zonas con humedad relativa en invierno superior al 75% y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de 5°C

⁽²⁾ Elementos próximos al tráfico de vehículos o peatones en zonas de más de 5 nevadas anuales o con un valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C

⁽³⁾ Elementos sometidos a desgaste superficial o singulares de construcciones hidráulicas. Elementos de diques, pantalanes y obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes

Tabla 2. Clases específicas de exposición (fuente: EHE-08)

5.4 Acciones

La hoja electrónica creada en este TFM, calcula automáticamente, las cargas que afectan a la estructura de acuerdo a la norma española CTE (*Código Técnico de la Edificación*), que se encuentra en DBSE-AE (*Documento Básico de Seguridad Estructural: Acciones en la Edificación*), de acuerdo a la zona geográfica donde se encuentre la estructura.

Para el cálculo de las acciones se consideran las siguientes cargas:

- Acciones permanentes
 - ✓ Peso propio
 - ✓ Instalaciones
- Acciones variables
 - ✓ Sobrecarga de uso
 - ✓ Viento
 - ✓ Nieve

Pero antes de definir cada una se harán unas consideraciones previas.

La primera de ellas, para simplificar los cálculos, en los casos en que la proyección de la carga sea horizontal (por ejemplo, en el peso propio, nieve etc.), se considera la viga horizontal, es decir obviando que tiene una inclinación de 2.86° , de esta forma se simplifican los cálculos además de que se queda del lado de la seguridad. Para el caso que queramos tener en cuenta está pendiente, como en la figura 5, habría que realizar la siguiente conversión.

$$\cos \alpha = \frac{l'}{l}$$

$$q' = q \cdot \cos \alpha$$

$$q' = q \cdot \frac{l'}{l}$$

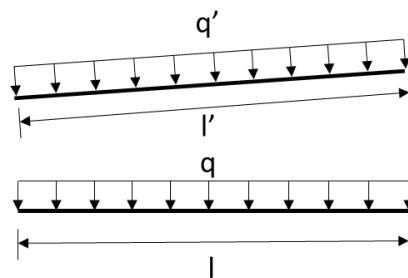


Figura 5. Acciones con proyección horizontal (Elaboración propia)

La segunda consideración es que todas las cargas se dan en kN/m^2 , es decir como cargas superficiales y para el cálculo de la estructura habrá que transformarlas en cargas lineales. Para ello se considera que a cada pórtico le corresponde una parte de esta carga que es la que recoge el área tributaria (Figura 6). La carga lineal que afecta a cada pórtico interior se obtiene multiplicando la carga superficial por la distancia entre pórticos (para pórticos interiores) y para los pórticos testeros multiplicando dicha carga por la mitad de la separación entre pórticos.

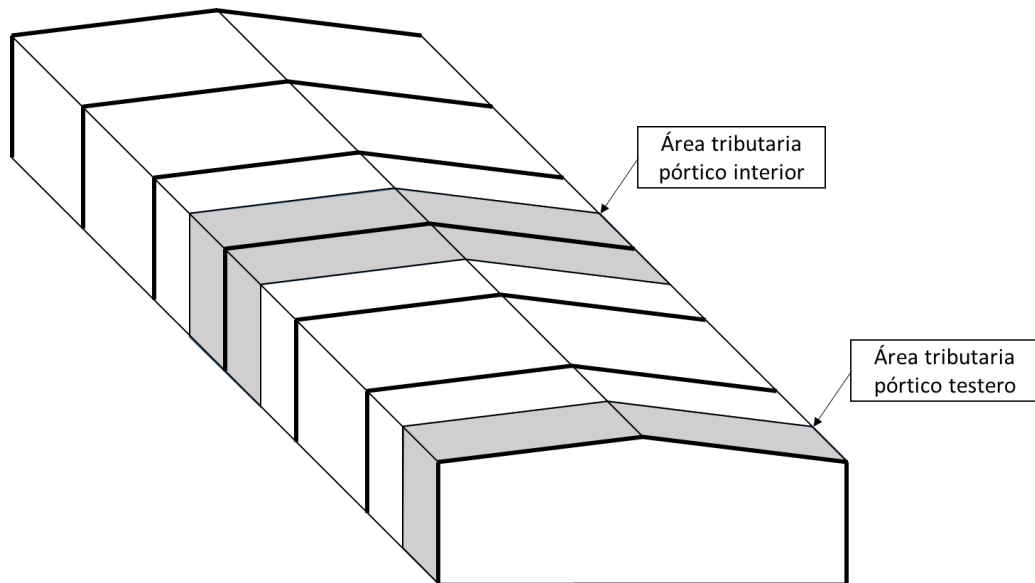


Figura 6. Área tributaria (Elaboración propia)

Otra de estas consideraciones, será el criterio de signos utilizado para el cálculo de las acciones que sería el que se muestra en la figura 7.

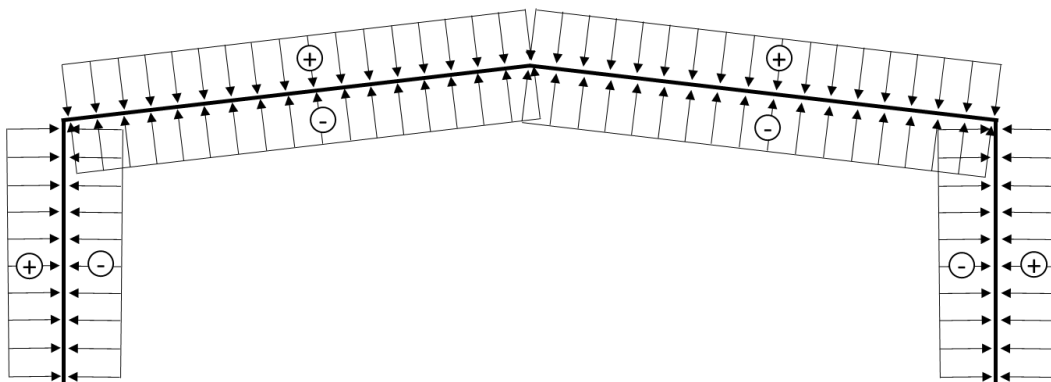


Figura 7. Criterio de signos (Elaboración propia)

Además que para el cálculo de las cargas de viento, se puede dar el caso, y es muy habitual, que en un mismo dintel tengamos cuatro valores distintos para una misma carga. Para ello tomaremos el criterio que se muestra en la figura 8, es decir se divide el dintel en dos, viga A y B, y cada viga en dos tramos, tramo 1 y tramo 2.

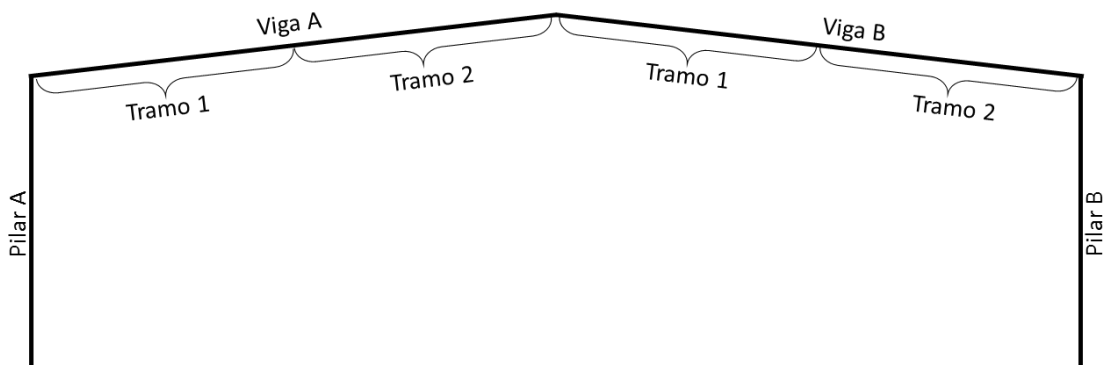


Figura 8. Criterio para designar cargas de viento (Elaboración propia)

5.4.1 Acciones Permanentes

Son aquellas que actúan en todo instante sobre la estructura con posición y magnitud constante.

5.4.1.1 Peso Propio

En este apartado se incluyen todos los elementos de la estructura que son objeto de cálculo. Para el cálculo de las acciones permanentes que soporta el dintel, se incluye el peso de los cerramientos y de las correas, (estos valores se saben con anterioridad); posteriormente para el cálculo de los pilares se le añadiría el peso de los dinteles y por ultimo para el cálculo de las zapatas se añadiría el peso de los pilares.

5.4.1.2 Instalaciones

Son instalaciones que cuelgan de la estructura: cableado eléctrico, iluminación, megafonía, protección contra incendios, aire comprimido etc. Para estas instalaciones lo habitual es considerar 0.15 kN/m² o 0.20 kN/m² cuando se colocan paneles solares. En la hoja electrónica se podrá escoger un valor, pero en nuestro caso se ha elegido 0.15 kN/m².

5.4.2 Acciones Variables

Son aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio, y pueden ser sobrecargas de uso o acciones climáticas.

5.4.2.1 Sobrecargas de uso

De acuerdo al DBSE-AE, “La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso”.

El CTE, establece unos valores característicos para estas cargas como podemos observar en la siguiente tabla (tabla 3).

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 3. Valores característicos de la sobrecarga de uso (CTE)

Para este caso se dispone de una cubierta ligera de panel sándwich, apoyada sobre correas, por tanto, se consideró el caso en el que únicamente el acceso está autorizado para su conservación (categoría de uso G1.1). No obstante, la hoja electrónica permitirá cambiar la categoría de uso, siempre y cuando se proyecte la cubierta adecuada para ello.

5.4.2.2 Nieve

De acuerdo al DBSE-AE, “La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los parámetros exteriores”.

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

Donde,

μ coeficiente de forma de la cubierta, para cubiertas de 30° o menores se tomara un valor igual a 1, y para cubiertas mayores de 60° , se tomará un valor igual a 0, para valores intermedios se interpolará. Ver capítulo 3.5.3., del DBSE-AE.

s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal

En nuestro caso el coeficiente de forma de la cubierta lo consideramos 1, ya que estamos en el caso en el que no tenemos impedimentos para el deslizamiento de la nieve, y nuestra inclinación en la cubierta es menor a 30° , en concreto es de 2.86° .

Además, considerando que la nave está situada en la comarca de Ferrol, estaríamos en la “Zona 1”, de acuerdo a la figura 9.



Figura 9. Zonas climáticas de invierno (CTE)

Y considerando que la nave está a 0 metros sobre el nivel del mar, de acuerdo a la tabla 4 el valor característico de la carga de nieve es 0.3 kN/m^2 . No obstante la hoja electrónica podría calcular automáticamente cualquier carga de nieve dentro del territorio Español porque se han introducido dichas tablas del documento básico.

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 4. Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal kN/m² (CTE)

5.4.2.3 Viento

De acuerdo al DBSE-AE, “La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento”.

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

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Donde,

- q_b es la presión dinámica del viento, depende del emplazamiento geográfico de la obra.
- c_e es el coeficiente de exposición, varía con la altitud del punto considerado, y del grado de aspereza del terreno.
- c_p es el coeficiente eólico o de presión, depende la forma y orientación de la superficie respecto al viento.

5.4.2.3.1 Presión Dinámica (q_b)

Se puede obtener de la expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2$$

Siendo,

- δ la densidad del aire
- v_b^2 es el valor básico de la velocidad de viento, que puede obtenerse del mapa de la Figura 10.

La presión dinámica es, respectivamente 0,42 kN/m², 0,45 kN/m² y 0,52 kN/m² para las zonas A, B y C de dicho mapa (Figura 10).



Figura 10. Valor básico de la velocidad del viento (fuente: CTE)

La hoja electrónica está diseñada, para calcular la presión dinámica, correspondiente a Ferrol, pero con unas pequeñas modificaciones, se podría calcular para cualquier zona geográfica del territorio Español.

5.4.2.3.2 Coeficiente de exposición (c_e)

Este coeficiente de exposición, tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la tabla 5.

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla 5. Valores del coeficiente de exposición c_e (fuente: CTE)

Para alturas sobre el terreno, z , no mayores de 200 metros, puede determinarse con la expresión:

$$c_e = F \cdot (F \cdot 7k)$$

Siendo,

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

Donde k , L , Z son los parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla 6.

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Tabla 6. Coeficientes para tipo de entorno (fuente: CTE)

La hoja electrónica, tiene la opción de escoger el grado de aspereza, y automáticamente, en función de la altura de la estructura, calcula el coeficiente de exposición (c_e).

5.4.2.3.3 Coeficientes de presión exterior (c_{pe})

Los coeficientes de presión exterior o eólico, dependen de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, de la posición del elemento considerado y de su área de influencia.

En este tipo de estructuras, el área de influencia será siempre mayor de 10 m^2 , pues cualquiera de los elementos que se van a calcular supera esta área tributaria de carga. El resto de variables, hacen necesario realizar un estudio por separado de las dos direcciones de actuación del viento sobre la nave, que afecta de forma distinta a cada uno de los pórticos de la estructura.

La hoja electrónica, estudia automáticamente, los casos en los que viento incide sobre la nave en dirección lateral y en dirección frontal.

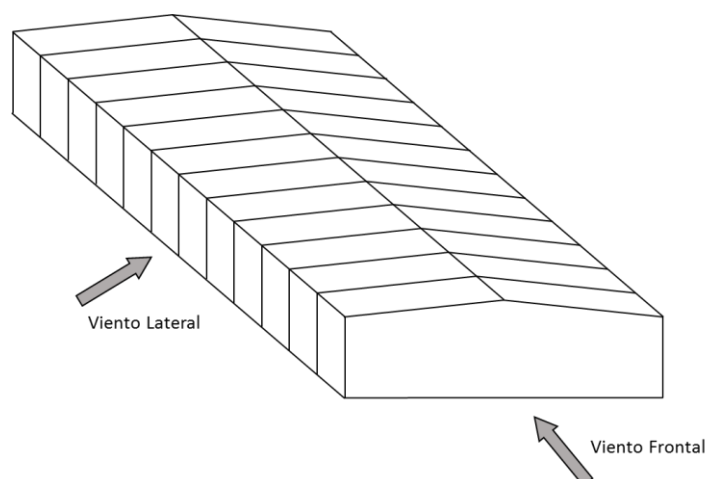


Figura 11. Viento lateral y frontal (Fuente: elaboración propia)

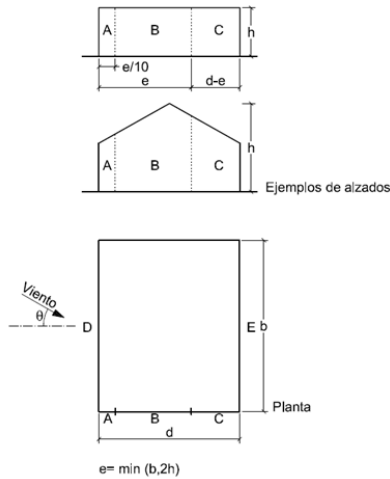
5.4.2.3.3.1 Viento lateral

Parámetros verticales

La acción que genera el viento lateral sobre las fachadas laterales y frontales de la estructura afecta a los pilares.

La hoja electrónica, calcula automáticamente para cada pórtico la carga que le corresponde siguiendo la tabla 7, donde se indica de acuerdo al área A de la fachada y a la esbeltez de la estructura. En esta tabla se definen los siguientes parámetros:

- d, ancho de la nave
- b, longitud de la nave
- h, altura



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), -45° < θ < 45°				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Tabla 7. Parámetros verticales (fuente: CTE)

Cubierta

La acción que genera el viento lateral sobre la cubierta de la nave afectará a las vigas.

En este caso el coeficiente es independiente de la esbeltez, solo depende de la inclinación de la cubierta. Se calcula siguiendo la tabla 8, automáticamente la hoja electrónica.

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	-0,6	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
60°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
75°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3

Tabla 8. Cubiertas a dos aguas, dirección del viento -45° ≤ θ ≤ 45° (fuente: CTE)

5.4.2.3.3.2 Viento frontal

Parámetros verticales

La acción que genera el viento frontal sobre la fachada lateral y la fachada frontal de la estructura afectará a los pilares de la misma.

Se calcula con la ayuda de la tabla 9 de la misma forma automática, pero con la diferencia de que en este caso,

- d, longitud de la nave
- b, ancho de la nave

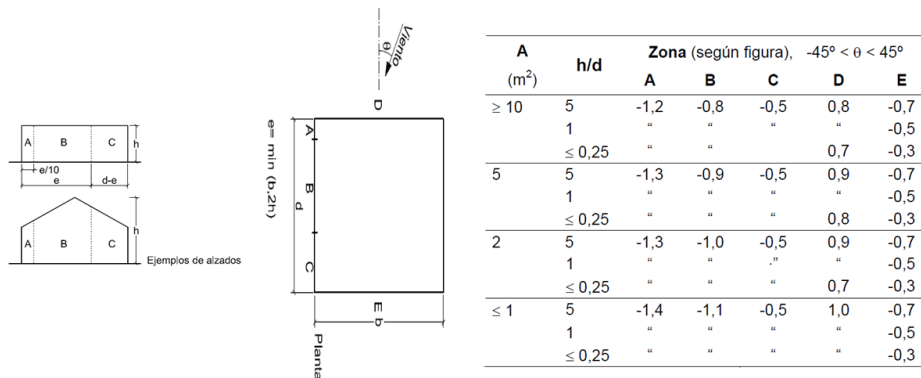


Tabla 9. Parámetros verticales, viento frontal (fuente: CTE)

Cubierta

La acción que genera el viento frontal sobre la cubierta de la nave afectará a las vigas.

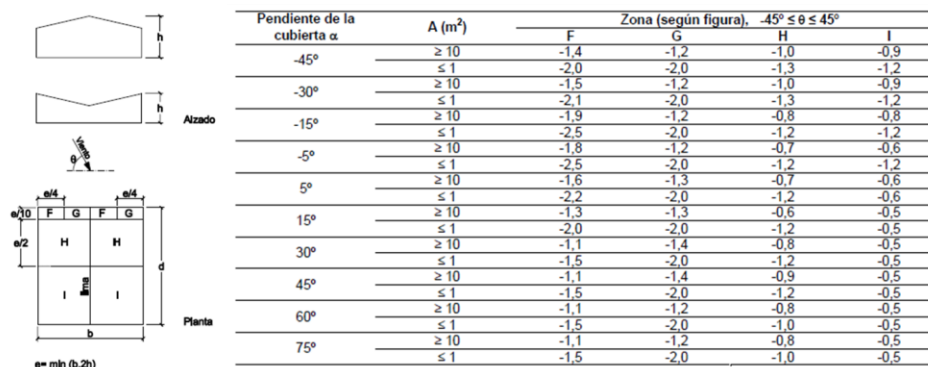


Tabla 10. Cubiertas a dos aguas, dirección del viento 45° ≤ θ ≤ 135° (fuente: CTE)

Esta acción se calcula automáticamente en la hoja electrónica del modelo con la ayuda de la tabla 10.

El modelo es capaz, de calcular todos los parámetros necesarios, para entrar en las tablas correspondientes y calcular las cargas que le corresponden a cada elemento de la estructura, pilares y dinteles.

5.4.2.3.3 Viento interior

La acción del viento en el interior de la nave puede considerarse como una acción extraordinaria o como una acción persistente o transitoria.

La presión dinámica es igual que la calculada, para el viento exterior. Para el cálculo del coeficiente de exposición interior (c_{e,i}), se estima que existe un hueco dominante (puesta de la fachada), que en nuestro caso es un portón de 5 metros, por tanto para este caso su punto medio está situado a z = 2,5 metros. Una vez obtenido este dato, el cálculo se realiza de igual forma que para el coeficiente de exposición interior, con las tablas 7, 8, 9 y 10.

El viento interior, se calcula como situación persistente o transitoria, ya que como se comentó anteriormente, para simplificar el modelo, no se tendrán en cuenta las acciones extraordinarias.

La hoja electronica permite, la elección de un coeficiente de presión interior y otro coeficiente de succión interior, según la tabla 11, así como introducir otras medidas para el hueco dominante.

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

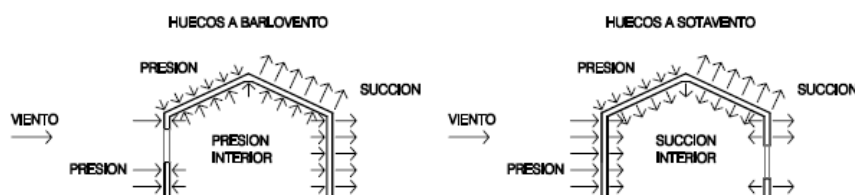


Tabla 11. Coeficientes de succión interior (fuente: CTE)

5.4.3 Combinaciones

Se denominan estados límite a aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguna de los requisitos para los que ha sido concebidos. Existen dos tipos de estados límite, los estados límite últimos y los de servicio.

Los estados límite últimos son los que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo. Mientras que los estados límite de servicios son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de construcción.

5.4.3.1 Combinaciones para los Estado Límite Últimos (ELU)

El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión:

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

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$).
- una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis.
- el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$).

Donde,

- G_k , el valor característico de las acciones permanentes.
- Q_k , el valor característico de las acciones variables.
- P , la acción permanente debido al pretensado.

También existe una expresión, para el cálculo de los efectos correspondiente a una situación extraordinaria, pero en este caso no se ha tenido en cuenta, por simplificar los cálculos ya que el estudio de todas las combinaciones, son muy complejas.

5.4.3.2 Combinaciones para los Estado Límite de Servicio (ELS)

Existen diferentes tipos de combinaciones de cargas que seleccionaremos en función del ELS que queramos comprobar, las combinaciones de carga a utilizar pueden ser las siguientes:

1. Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determina mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado *característica*, a partir de la expresión

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

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a. todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
 - b. una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
 - c. el resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).
2. Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar reversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado *frecuente*, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, considerando la acción simultánea de:

- a. Todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
 - b. Una acción variable cualquiera, en valor frecuente ($\psi_1 \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
 - c. El resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).
3. Los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Siendo:

- a. Todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- b. Todas las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).

Donde los valores de coeficientes de seguridad y los coeficientes de simultaneidad se muestran en las tablas 12 y 13.

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

Tabla 12. Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones (fuente: CTE)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

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

Tabla 13. Coeficientes de simultaneidad (ψ) (fuente: CTE)

Para las acciones de las instalaciones se consideraran los siguientes coeficientes de simultaneidad: ψ_0 : 0.7, ψ_1 : 0.5 y ψ_2 : 0.3.

5.5 Vigas

5.5.1 Generalidades

En este Trabajo Fin de Máster, se ha optado por el uso de vigas prefabricadas y para ello se ha usado el catálogo de la empresa Gilva S.A., el cual dispone de cuatro dimensiones de vigas, de 7, 15, 26 y 30 metros, (aunque la de 7 metros no suele ser muy común en la construcción industrial); por tanto, no será necesario realizar cálculo de dimensionamiento de vigas, sino que la hoja electrónica tiene incluidos los datos del catálogo de la empresa.

Estas vigas prefabricadas, son a la vez pretensadas, estas consisten en la introducción de esfuerzos de compresión de forma controlada antes de su puesta en servicio. Los esfuerzos se consiguen por medio del tesado y anclado de tendones de acero de alta resistencia. Estos tendones pueden estar formados por alambres, cordones o barras. La idea es la introducción de unos esfuerzos iniciales en el elemento estructural de sentido contrario a los esfuerzos a los que a verse sometido en servicio.

Las vigas de hormigón pretensado son vigas de hormigón cuya armadura está formada por tendones de acero de alta resistencia (armadura activa) a la que se aplica una fuerza de tesado controlada que produce una presolicitación del hormigón a compresión. Además de la armadura activa, las vigas de hormigón pretensado llevan armadura pasiva.



Figura 12. Modelo 3D viga prefabricada (fuente: Gilva)

5.5.2 Elección de la Viga

El catálogo del prefabricador (ver *Anejo V: Fichas Técnicas*), nos muestra una serie de armados, en función de la carga máxima que puede soportar cada tipo.

Por un lado, se limita la carga máxima del Estado Limite Ultimo (ELU), y por el otro, en función además del tipo de exposición, nos da el Estado Limite Ultimo de Servicio (ELS).

El modelo, selecciona la carga máxima de ELU, y del ELS, de todas las combinaciones, y utiliza estas cargas para la selección de las vigas.

Finalmente, la hoja electrónica seleccionará el tipo de viga, de la forma más óptima posible, es decir seleccionara la primera que cumpla con las restricciones de carga.

5.6 Soportes de la Nave

5.6.1 Generalidades

Los soportes o pilares de hormigón armado constituyen piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra, por los que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

Las secciones de los soportes de hormigón armado pueden adoptar formas diversas (Figura 12), si bien las más corrientes son las rectangulares y las cuadradas. Los soportes de secciones circulares suelen llamarse, a veces, columnas.

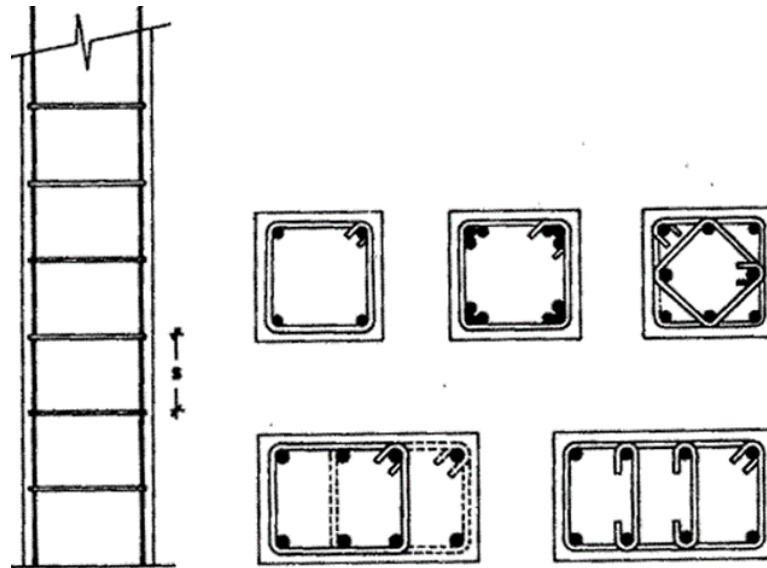


Figura 13. Secciones típicas de soportes de hormigón armado (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

Las armaduras de los soportes están constituidas por barras longitudinales y cercos y estribos (Figura 12). Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber, bien compresiones de colaboración con el hormigón, bien tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los cercos y estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de los planos inclinados.

Los cercos y estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es, aparte de la indicada anteriormente, evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y ejercer un efecto de zunchado del núcleo de hormigón del pilar, aumentando su ductilidad y resistencia.

Respecto al cálculo de secciones, en apartados posteriores, se explicará el método llevado a cabo para hacerlo en el modelo con la hoja electrónica. En general, las armaduras de los soportes se disponen simétricamente.

Por último, todas las secciones sometidas a compresión deben calcularse teniendo en cuenta la incertidumbre que existe en el punto de aplicación del esfuerzo normal, para lo cual se introducirá una excentricidad mínima accidental.

5.6.2 Dimensionamiento y cálculo de soportes

El método empleado para el dimensionamiento de los soportes de hormigón, es un método simplificado que propone Jiménez Montoya, P., García Meseguer, A., Morán Cabré, F., Arroyo Portero, J.C. "Hormigón Armado". Editado por Gustavo Gili. Barcelona 2009. Para situaciones en las que tengamos un esfuerzo normal y una excentricidad (Flexocompresión) con armaduras simétricas, cómo será el caso analizado en la hoja de cálculo.

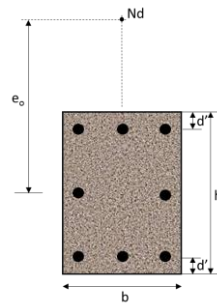


Figura 14. Notaciones para el caso de armaduras simétricas (Fuente: elaboración propia)

Pero antes de comenzar, con el cálculo de los soportes, la hoja electrónica selecciona la carga más desfavorable. Para ello, analiza la cuantía mecánica de la sección total de armadura para todas las combinaciones de cargas, y posteriormente selecciona la mayor, esta es para nuestro caso las cargas usadas para el dimensionamiento de los soportes. La cuantía mecánica de la sección se calcula,

$$\omega = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \mu}{1 - \alpha_3 \cdot \delta}$$

Donde los valores de α_1 , α_2 y α_3 son coeficientes que dependen del axil, para obtener estos valores, se deberá entrar en la columna del tipo de armado considerado, ver Anejo I: Dimensionamiento de Soportes.

Este método, recoge cuatro tipos de armados que para este caso se ha considerado el "TIPO 3", de la figura 20.

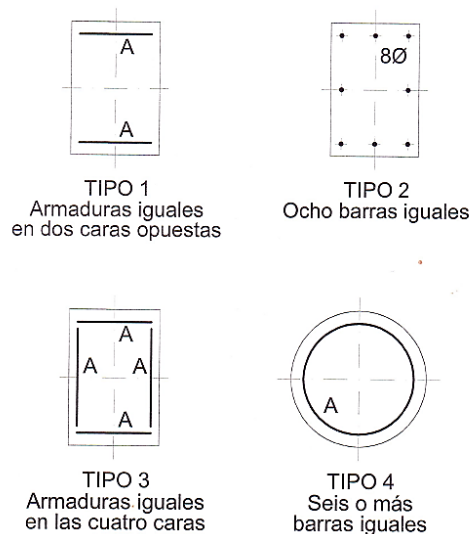


Figura 15. Tipos de armado para soportes (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

Para el dimensionamiento a cortante, se ha usado el método de agotamiento por compresión de bielas. Ver Anejo I: Dimensionamiento de Soportes, para ver en profundidad el proceso de cálculo, de estribos.

5.6.2.1 Estado Límite de Inestabilidad Pandeo

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura en el cálculo de los esfuerzos. Por efectos de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas solo axilmente, aparecen momentos de

segundo orden (originados porque la deformada de la estructura modifica los esfuerzos) que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y puede conducir a la inestabilidad de la misma, a este fenómeno se lo conoce como pandeo.

Una estructura se llama *intraslacional* si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto; y *traslacional* en caso contrario.

La hoja de cálculo permite seleccionar entre una estructura translacional o intraslacional, aunque en la mayoría de las estructuras del tipo que se analiza en la hoja de cálculo, se consideran translacionales, ya que disponemos de un extremo empotrada (en los cimientos) y el otro libre.

La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre los puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes se indica en la tabla, en función de la longitud de la pieza l .

Sustentación de la pieza de longitud l	Valor del coeficiente α
- Un extremo libre y otro empotrado	2
- Ambos extremos articulados - Ambos extremos empotrados, pero con libre desplazamiento normal a la directriz	1
- Un extremo con articulación fija y el otro empotrado	0,7
- Ambos extremos empotrados	0,5

Tabla 14. Longitud de pandeo $l_0 = \alpha \cdot l$ (fuente: elaboración propia)

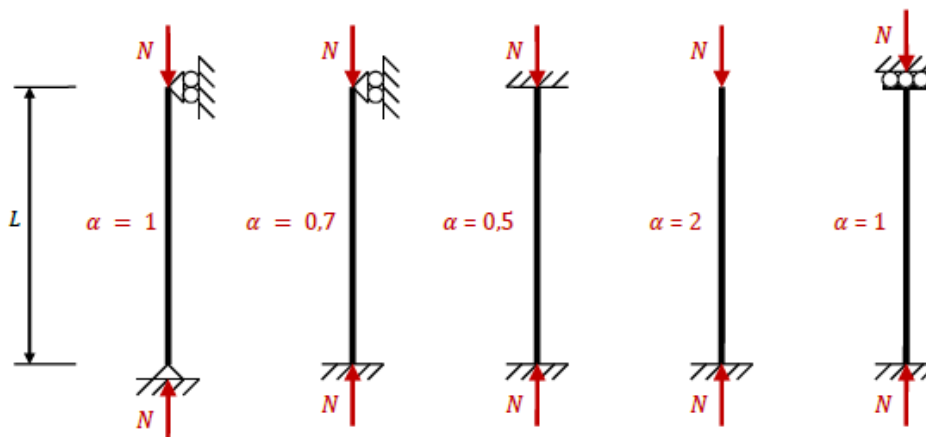


Figura 16. Longitudes de pandeo (fuente: TFG, Sergio Hermida)

Se llama *esbeltez geométrica* de una pieza de sección constante a la relación:

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h}$$

La relación entre la esbeltez geométrica y la mecánica es:

$$\lambda_g = 0,29 \cdot \lambda_m$$

5.6.2.1.1 Valores Límites para la Esbeltez

Para esbelteces mecánicas $\lambda_m < \lambda_{lim}$ la pieza puede considerarse corta, despreciándose los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.

Para esbelteces mecánicas $\lambda_{lim} \leq \lambda_m \leq 100$ puede aplicarse el método aproximado de la Instrucción española.

Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda_m \leq 200$ debe aplicarse el método general, aunque debido a su complejidad, este proyecto solo se permitirá esbelteces máximas de 100. Por último esbelteces mecánicas superiores a 200, no se recomienda su proyección.

Ver Anejo I: Dimensionamiento de Soportes, para ver proceso de cálculo de la esbeltez límite, y la aplicación del método aproximado de la Instrucción española.

5.6.3 Fisuración

Las fisuras de hormigón se pueden producir por diferentes causas; podríamos decir que existen dos tipos genéricos de acciones que llevan a la aparición de fisuras, una primera relacionada con las acciones directas, que son debido a las cargas a las que se ve sometido el hormigón y por otro lado las relacionadas por causas indirectas, son aquellas relacionadas con los asientos de los apoyos, temperatura o la retracción de secado, que se producen en el hormigón endurecido. Aunque puede haber otras causas debido por ejemplo al proceso de ejecución de la estructura o la dosificación del hormigón.

El fenómeno de fisuración corresponde a uno de los Estado Límite de Servicio, por los que mayor parte de las fisuras que se estudian son superficiales y no se pueden controlar de forma totalmente eficaz por medio de la armadura, siendo muy frecuente la aparición en fases muy tempranas del proceso de endurecimiento del hormigón.

Las fisuras que se originan en una pieza de hormigón armado, incluso las que son perceptibles a simple vista, no perjudican por lo general a la durabilidad de las obras. Su aparición a menudo es inevitable y no supone un inconveniente para la normal utilización de la estructura, siempre que se limite su anchura máxima a valores compatibles con los requisitos de funcionalidad, aspecto y estanqueidad en su caso. Por eso las fisuras deben controlarse por razones de posible corrosión, impermeabilidad, funcionalidad y estética.

5.6.4 Flecha

La actuación de las cargas (de corta o larga duración) y otras acciones (tales como los asientos de apoyo, la retracción, la fluencia, las variaciones térmicas y las variaciones en contenido de humedad) provoca las correspondientes deformaciones en los elementos estructurales. Por efectos de las mismas, los puntos de la directriz de cada una de las piezas experimentan movimientos que en una estructura plana, pueden ser de tres tipos:

- Un desplazamiento longitudinal en la dirección de la directriz (alargamiento o acortamiento).
- Un desplazamiento transversal a la directriz (flecha).
- Un giro (de la tangente a la directriz deformada).

De estas tres deformaciones la más importante es la flecha, y por ello, la comprobación del ELS de deformaciones suele limitarse al cálculo de las flechas.

Es conveniente diferenciar varios tipos de flechas en función de los que se quiera evaluar:

- **Flecha instantánea.** Es la ocasionada por la actuación de una carga en el instante de su aplicación, es decir, sin considerar efectos diferidos.
- **Flecha diferida.** Debido a la reología del hormigón, la flecha instantánea producida por una carga permanente aumentará con el paso del tiempo en una cierta magnitud que se denomina flecha diferida de esa carga permanente. Las flechas diferidas dependen de la magnitud de la carga permanente, del instante de aplicación de la carga y del tiempo durante el cual la carga está actuando sobre la estructura.
- **Flecha total a plazo infinito.** Es la flecha formada por la flecha instantánea, más la flecha diferida ocasionada por las cargas permanentes y casi permanentes a partir del momento de su aplicación.
- **Flecha activa.** Se define con respecto a un elemento dañable, como es el caso de un tabique. Es la producida a partir del momento en que se construye dicho elemento, el cual está sustentado por la pieza estructural en cuestión. En definitiva, es la parte de la flecha del elemento estructural que afecta a un elemento susceptible de dañarse.

El cálculo de flechas en estructuras de hormigón depende gran parte del tiempo durante el cual actúa la carga y de la edad del hormigón en el instante de su aplicación. Por ello se considera que el tiempo posee una doble influencia.

Por un lado, porque el módulo de deformación del hormigón de la estructura aumenta con el tiempo, haciendo que la estructura sea más rígida. Por otro lado, la edad a la que se aplica la carga permanente influye en la fluencia provocada, lo que modifica la flecha diferida.

Por lo tanto, el conocimiento del historial de cargas de una estructura es fundamental para poder determinar las flechas. De todo lo expuesto se puede intuir que realizar un cálculo afinado de flechas puede ser un proceso laborioso y muy complejo. No obstante, como siempre, existen procedimientos simplificados que permiten un cálculo comprobación suficientemente afinados, siempre del lado de la seguridad.

5.6.5 Disposición de las armaduras

La hoja electrónica generada en este proyecto es calcular y distribuir las armaduras del soporte. Hay diferentes formas de armar un soporte. A continuación, se detallará la forma en la que se disponen las armaduras. Ver *Anejo I: Dimensionamiento de Soportes*, para más información acerca de la disposición de las armaduras.

Una vez realizados los cálculos y dimensionamientos de los soportes habiendo obtenido el área necesaria de acero, incluido todo lo relativo a las cuantías mínimas, el pilar se arma de forma convencional con armaduras longitudinales y estribos de cortante a 90°.

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe ser 20 cm si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular. La Instrucción española prohíbe los pilares ejecutados in-situ de dimensiones menores de 25 cm, siendo preciso para estos pilares tomar precauciones especiales.

5.6.5.1 Armadura longitudinal

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos de una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular (no

considerados en el modelo) debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

a) La separación máxima entre dos barras no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que se diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma. (Figura 17).

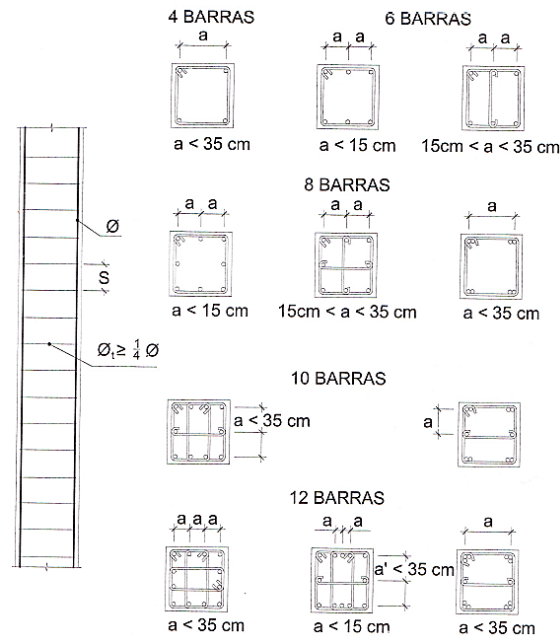


Figura 17. Limitaciones en el armado de soportes (fuente: Jiménez Montoya 2009)

Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm, que el diámetro de la mayor y que 6/5 de tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto (grupos de barras, figura 17).

b) Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre dos y cinco centímetros, no debiendo ser inferiores a los diámetros de las barras ni al tamaño máximo de árido.

c) Se recomienda realizar el empalme de las armaduras mediante retranqueo de una barra respecto a la otra (Figura 18). Para poder seguir manteniendo los mismos recubrimientos y asegurar que no se forzarán las barras con grifa durante el hormigonado, dicho retranqueo debe venir preparado de ferralla.

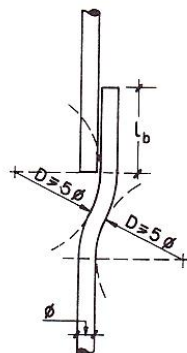


Figura 18. Empalme de barras principales (fuente: Jiménez Montoya 2009)

d) Si se disponen barras longitudinales de diámetro muy grande, mayores a $\Phi 40$, estas deben situarse en esquinas de cercos, para evitar que la magnitud de las fuerzas laterales que producen provoque el estallido del hormigón.

5.6.5.2 Armadura transversal

La misión de los cercos y estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, aunque esta misión es menos importante que en las vigas, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

- No es recomendable adoptar valores de s mayores de 30 cm.
- La separación s entre planos de cercos o estribos debe ser:
 - o $s \leq 15 \cdot \Phi$

Siendo Φ el diámetro de la barra longitudinal más delgada.

- En ningún caso el diámetro de las barras de estribos puede ser menor a 6 mm

En este capítulo se ha intentado realizar un resumen de los métodos empleados para el cálculo y dimensionamiento de soportes de hormigón armado, consultar el *Anejo I: Dimensionamiento de Soportes*, donde se ha tratado de resumir lo máximo posible la teoría utilizada para el dimensionamiento de soportes en este modelo, aunque para una información más detallada, acerca del dimensionamiento y cálculo de soportes, consultar los capítulos que correspondan de Jiménez Montoya, Hormigón Armado, 2009.

5.7 Cimentaciones de la Nave

5.7.1 Generalidades

El proyecto de la cimentación de un edificio es un problema relativamente complejo, que debe ir precedido por un preceptivo estudio del terreno (El código técnico de la edificación CTE obliga a la confección de un informe geotécnico y proporciona unas detalladas directrices sobre los aspectos que debe estudiar dicho informe), en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia y compacidad, resistencia, deformabilidad, etc.

Toda cimentación ha de garantizar la *estabilidad* y la *resistencia* de la obra que soporta a lo largo de la vida útil de ésta. Por otra parte, las cimentaciones deben tener una *durabilidad* suficiente. Es decir, no deben resultar afacetadas por la posible agresividad del terreno y deben estar adecuadamente protegidas frente a las acciones físicas y las modificaciones naturales o artificiales del terreno (heladas, cambios de volumen, cambios del nivel freático, excavaciones próximas etc.). Los problemas de durabilidad son especialmente graves en estas estructuras, pues, al estar enterradas, su conservación y reparación son caras y dificultosas.

Las cimentaciones se clasifican en superficiales o directas (zapatas y losas) y profundas (pilotes). El concepto de superficial se refiere a la cota de apoyo sobre el terreno firme y no a su extensión en planta.

Las zapatas (cimentaciones superficiales de zonas aisladas de la estructura) son el tipo más frecuente, y las que se usaran para este modelo; se emplean cuando el terreno tiene ya en su superficie una resistencia media o alta en relación con las cargas de la

estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales entre las distintas partes de estas.

5.7.2 Dimensionamiento y cálculo de cimentaciones

Como se ha comentado, y es fácil comprender, las zapatas de cimentación son los elementos de la estructura analizada en este TFM que más carga deben soportar, ya que son las encargadas de la transmisión de las mismas al terreno circundante. Cuanto mayor sea dicha capacidad será necesaria una zapata que cubra una mayor superficie, de forma que la tensión transmitida al terreno no supere la tensión admisible de este. En caso de superarse este valor el terreno no resistiría las cargas y se produciría el hundimiento de la zapata.

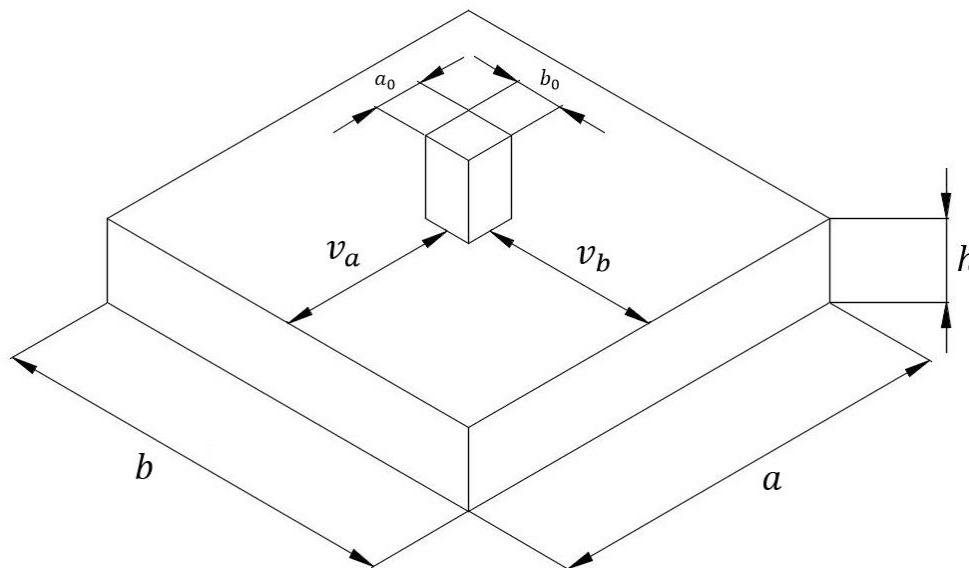


Figura 19. Representación de una zapata aislada incluyendo los vuelos (fuente: TFG, Alán Luaces, 2018)

Las zapatas de cimentación son elementos masivos y su peso propio no es una componente despreciable a la hora de realizar la comprobación de la presión de hundimiento, aunque por el momento se desconozca el valor del canto de la misma.

Igual que ocurre con los soportes de la estructura, su diseño puede obtenerse por un proceso iterativo. Por ello, Jiménez Montoya (Hormigón Armado, 2009), propone una serie de fórmulas para obtener unos valores de partida para las dimensiones en planta como para el canto de la misma, teniendo en cuenta la excentricidad en la aplicación de carga y la tensión admisible del terreno.

Para este modelo se han utilizado las cargas, que se usaron para el dimensionamiento de los soportes, además de seleccionar la combinación en la que el axil es máximo para hacer las comprobaciones pertinentes.

Las zapatas aisladas se emplean para transmitir al terreno la carga de un soporte, y su planta suele ser cuadrada o rectangular. El canto h , por norma general, no podrá ser menor a 40 cm.

El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es complejo, sin embargo, los métodos de cálculo admisibles por las normas son suficientemente seguros, ya que están basados en una extensa experimentación.

Tanto la instrucción española como el Eurocódigo de hormigón distinguen entre zapatas flexibles y rígidas. Se consideran rígidas las zapatas cuyo vuelo v , en ambas

direcciones, no supera $2h$, siendo h el canto máximo. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno no puede suponerse plana; por tanto, no puede aplicarse la teoría básica de flexión (dimensionamiento en base a los momentos flectores y esfuerzos cortantes), sino que es necesario aplicar el método de las bielas y tirantes.

Por otro lado, se consideran zapatas flexibles las zapatas cuyo vuelo v es superior a $2h$ en alguna de las direcciones principales. En ellas las distribuciones de presiones sobre el terreno depende de la rigidez relativa entre suelo y zapata. El cálculo de esta se hace por la teoría general de la flexión, y no el modelo de bielas y tirantes.

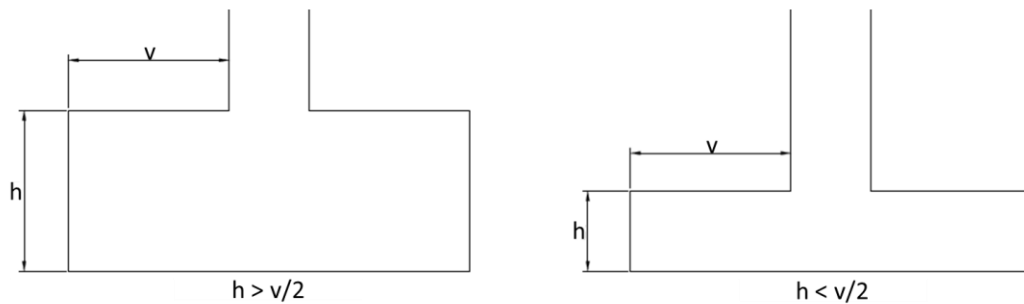


Figura 20. Zapatas rígidas y zapatas flexibles (fuentes: elaboración propia)

En zapatas rectangulares, como será en nuestro caso, sucede con frecuencia que el vuelo en una dirección es superior y en otra inferior a $2h$. Estas zapatas se consideran flexibles y deben calcularse como tales en ambas direcciones, es decir, en la dirección en la que el vuelo es menor de $2h$ se aplica también la teoría de flexión y no el modelo de bielas y tirantes.

El método empleado en este trabajo para el dimensionamiento de cimentaciones, solo podrá ser aplicado cuando la excentricidad relativa de la carga $\eta = M \cdot (N \cdot a)$ (siendo a la dimensión de la zapata, habrá que comprobarlo en las dos direcciones), es menor a $0,111$ ($1/9$), por tanto las zapatas dimensionadas en la hoja de cálculo tendrán que cumplir con este requisito, para excentricidades mayores habría que aplicar otros métodos de cálculo mucho más complejos.

Las dimensiones en planta de la zapata se obtienen de la comprobación de las presiones del suelo (cálculo geotécnico), mientras que el canto de la zapata se obtiene de su dimensionamiento como pieza de hormigón (cálculo estructural), y este existen varios procesos para su cálculo en función de la tensión admisible del terreno.

Para un estudio más en profundidad del dimensionamiento de las zapatas, consultar *Anejo II: Dimensionamiento de los Cimientos*, donde se explica con detalle el proceso a seguir.

Una vez que se obtienen las dimensiones de las zapatas, se procede con el cálculo de sus armaduras, como ya se comentó anteriormente, si la zapata es rígida, de acuerdo a la Instrucción Española, se utiliza el modelo de bielas y tirantes, mientras que, si se obtiene una zapata flexible, deben calcularse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. Además, la hoja electrónica realizara comprobaciones frente a solicitaciones tangenciales, como a cortante y a punzonamiento.

Para un estudio más en profundidad del cálculo del armado de las zapatas, consultar *Anejo II: Dimensionamiento de los Cimientos*, donde se explica con detalle el proceso a seguir.

5.7.3 Distribución del Armado

El modelo generado, dispone de un apartado para la distribución del armado. Al igual que ocurre con el dimensionamiento, la distribución del armado de las zapatas, se hará en función del tipo de su morfología. A continuación, se expone, el procedimiento de disposición de dichas armaduras.

En el caso de zapatas rígidas, la armadura debe disponerse sin reducción de sección, es decir doblando las barras y prolongándolas una longitud de anclaje. Además, la Instrucción española recomienda en este caso el anclaje mediante barras soldadas transversales. En la cara superior salvo que se necesiten por razones constructivas, no es necesario disponer armaduras.

En el caso de zapatas flexibles, tampoco se hace necesario disponer armadura superior para resistir compresiones. Puede resultar que no sea necesario doblar las armaduras, pero siempre deben prolongarse hasta el extremo de la zapata.

En el caso de que la zapata sea cuadrada, que es lo recomendado por la normativa, la armadura se distribuirá uniformemente en todo el ancho de la cimentación en cada una de las dos direcciones.

En las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor a se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b . Sin embargo, la armadura paralela al lado menor b se concentrará más en la banda central de ancho $a_1 = b \leq a_0 + 2h$ (figura), en la que dispondrá la fracción $U \cdot 2 a_1 / (a + a_1)$. El resto se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales. Se recomienda que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20% de la correspondiente de la otra dirección.

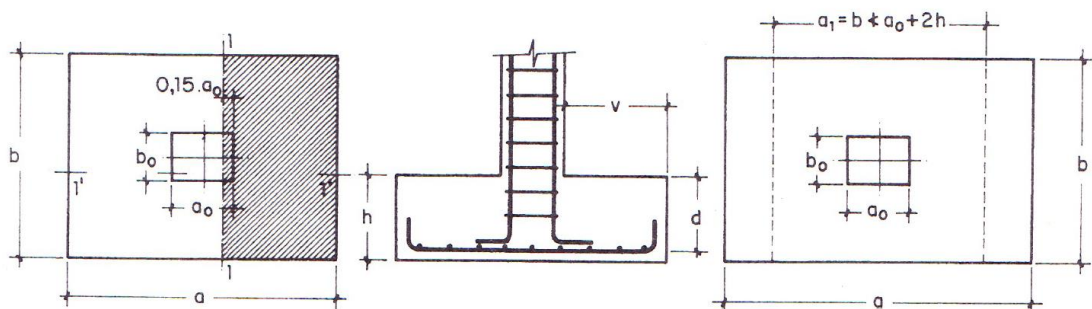


Figura 21. Cálculo a flexión de una zapata flexible (fuente: Jiménez Montoya)

Las armaduras del emparrillado deben formarse con barras de diámetro grande siempre que se lo permitan las condiciones de adherencia, barras que deben colocarse con importantes recubrimientos (del orden de 5 cm) con objeto de evitar corrosión. Se recomienda no emplear diámetros menores de 12 mm ni mayores de 25, con separaciones máximas entre barras de 30 cm.

Por último, comentar que las zapatas bajo soportes de hormigón armado debe llevar unas armaduras en espera coincidentes con las armaduras de los mismos, con sus correspondientes cercos, los cuales se disponen por razones constructivas para rigidizar el detalle de espera.

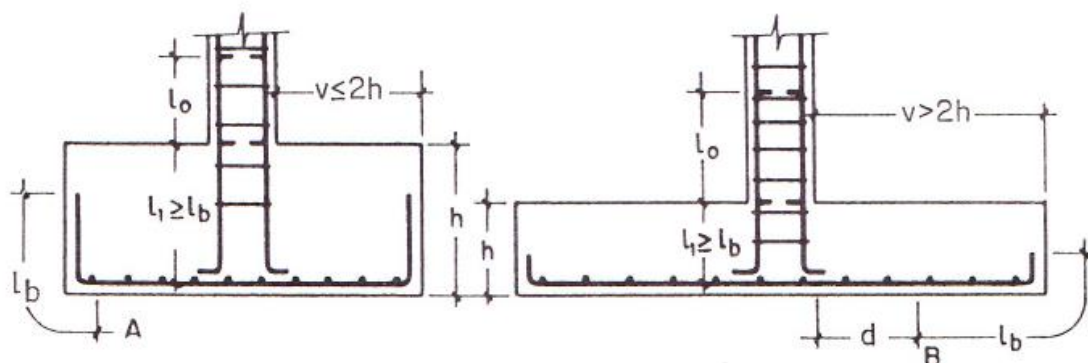


Figura 22. Anclaje de barras de zapatas rígidas a) y flexibles b) (fuente: Jiménez Montoya)

En este capítulo se ha intentado realizar un resumen de los métodos empleados para el cálculo y dimensionamiento de cimientos de hormigón armado, consultar el *Anejo II: Dimensionamiento de las Cimentaciones*, donde se ha tratado de resumir lo máximo posible la teoría utilizada para el dimensionamiento de soportes en este modelo, aunque para una información más detallada, acerca del dimensionamiento y cálculo de soportes, consultar los capítulos que correspondan de Jiménez Montoya, Hormigón Armado, 2009

5.8 Materiales

En el caso de las correas y las vigas, los materiales vienen fijados por el fabricante, mientras que el caso de los soportes y cimentaciones, la selección de materiales, forma parte del diseño, ya que el usuario es el encargado de su elección.

5.8.1 Acero

Los aceros utilizados para los soportes y cimentaciones vendrán en forma de barras corrugadas que permitirá una perfecta adherencia al hormigón conforme a lo estipulado en la normativa. Los diámetros de barras que usualmente se encuentran en el mercado se recogen en la siguiente tabla:

Ø	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
cm ²	0,28	0,50	0,78	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	15,57

Tabla 15. Diámetros comerciales de barras de acero (fuente: TFG Luces Mesías, 2018)

En cuanto al acero empleado puede ser un B400S o SD ($f_{yk}=400\text{MPa}$) o un B500S o SD ($f_{yk}=500\text{MPa}$).

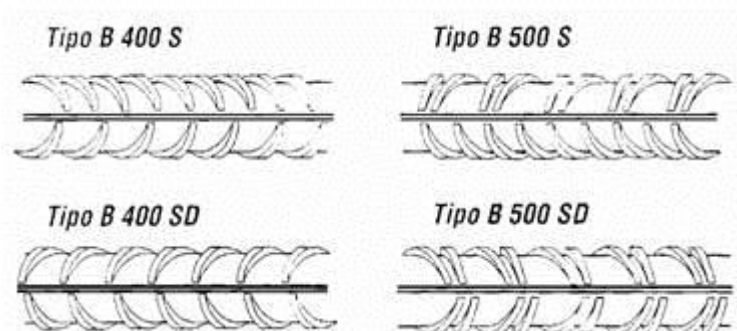


Figura 23. Acero corrugado (fuente: www.apta.com)

5.8.2 Hormigón

Tema más complejo es el del hormigón, ya que es un material compuesto empleado en construcción formado esencialmente por un aglomerante hidráulico al que se añade un agregado (arena y grava: áridos), agua y aditivos específicos. El aglomerante más habitual es el cemento Portland. La mezcla de cemento con una proporción adecuada de agua, denominada mortero de cemento, lleva a una reacción exotérmica por medio de la cual se produce el fraguado y endurecimiento de la mezcla, tanto en contacto el aire como con el agua. Los áridos economizan la estructura (disminución drástica del uso de cemento, que es el elemento más contaminante y caro), disminuyen el impacto ambiental (por lo ya dicho) y evitan determinados problemas (como es el de una fisuración excesiva).

5.8.2.1 Cemento

Tipo de Cemento	Denominaciones	Designaciones
I	Cemento Portland	CEM I
II	Cemento Portland con adiciones	CEM II
III	Cemento Portland con escorias de alto horno	CEM III
IV	Cemento puzolánico	CEM IV
V	Cemento compuesto	CEM V

Tabla 16. Clasificación de los tipos de cementos (fuente: TFG Gómez Roibás, 2016)

A continuación, se incluye una descripción breve de dichos tipos de cemento.

- **Tipo I:** Cemento Portland. Es el cemento Portland destinado a obras de hormigón en general, cuando en las mismas no se especifique la utilización de otro tipo. Libera más calor de hidratación que otros tipos de cemento.
- **Tipo II:** Cemento Portland con adiciones. De moderada resistencia a los sulfatos. Es el cemento destinado a obras de hormigón en general y a obras expuestas a la acción moderada de sulfatos o donde se requiera moderado calor de hidratación (cuando así se especifique).
- **Tipo III:** Cemento Portland con escorias de alto horno. De alta resistencia inicial, por ejemplo, para el caso en que se necesite que la estructura de hormigón reciba carga lo antes posible, o cuando es necesario desencofrar a los pocos días del hormigonado.
- **Tipo IV:** Cemento puzolánico. Para su uso cuando se requiere bajo calor de hidratación, como cuando no deben producirse dilataciones durante el fraguado.
- **Tipo V:** Cemento compuesto. Usado donde se requiera una elevada resistencia a la acción concentrada de los sulfatos (canales, alcantarillas, obras portuarias).

En función del uso de estas adiciones, los tipos de cemento anteriormente referidos se subdividen de la forma que se recoge en la figura 24.

Tipos	Denominación	Designación	Composición (proporción en masa)												
			Componentes principales										Componentes minoritarios		
			Clinker K	Escoria de horno alto S	Humo de sílice D	Puzolana		Cenizas volantes		Esquistos calcinados T	Calizas				
Natural P	Natural calcinada Q	Silíceas V				Calcáreas W	L	LL							
CEM I	Cemento pórtland	CEM I	95-100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5
CEM II	Cemento pórtland en escoria	CEM II/A-S	80-94	6-20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5
		CEM II/B-S	65-79	21-35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5
	Cemento pórtland con humo de sílice	CEM II/A-D	90-94	—	6-10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5
	Cemento pórtland con puzolana	CEM II/A-P	80-94	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5
		CEM II/B-P	65-79	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5
		CEM II/A-Q	80-94	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	—	0.5
		CEM II/B-Q	65-79	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	—	0.5
	Cemento pórtland con ceniza volante	CEM II/A-V	80-94	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	0.5
		CEM II/B-V	65-79	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	0.5
		CEM II/A-W	80-94	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	0.5
		CEM II/B-W	65-79	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	0.5
	Cemento pórtland con esquistos calcinados	CEM II/A-T	80-94	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	0.5
		CEM II/B-T	65-79	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	0.5
	Cemento pórtland con caliza	CEM II/A-L	80-94	—	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	0.5
		CEM II/B-L	65-79	—	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	0.5
		CEM II/A-LL	80-94	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	0.5
		CEM II/B-LL	65-79	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	0.5
	Cemento pórtland mixto	CEM II/A-M	80-94	← 6-20 →		—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5
CEM II/B-M		65-79	← 21-35 →		—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5	
CEM III	Cemento con escorias de alto horno	CEM III/A	35-64	36-65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5
		CEM III/B	20-34	66-80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5
		CEM III/C	5-19	81-95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5
CEM IV	Cemento puzolánico	CEM IV/A	65-89	—	—	← 11-35 →		—	—	—	—	—	—	—	0.5
		CEM IV/B	45-64	—	—	← 36-55 →		—	—	—	—	—	—	—	0.5
CEM V	Cemento compuesto	CEM V/A	40-64	18-30	—	← 18-30 →		—	—	—	—	—	—	—	0.5
		CEM V/B	20-38	31-50	—	← 31-50 →		—	—	—	—	—	—	—	0.5

Figura 24. Tipos y subtipos de cemento (TFG Gómez Roibás J., 2016)

Por otro lado, hay cementos con tres clases de resistencia, tal como se refleja en la figura 25. Sus aplicaciones son obvias tras contemplar lo que se refleja en dicha figura, de forma que se usa una mayor clase resistente cuanto mayor sea la resistencia deseada para el hormigón. Téngase en cuenta que en esta última resistencia también influye la de los áridos.

Clase de resistencia	Resistencia a compresión UNE-EN 196-1			Tiempo de fraguado UNE-EN196-3		Estabilidad de volumen según UNE-EN 196-3	Calor de hidratación	
	Resistencia inicial (N/mm ²)		Resistencia nominal (N/mm ²)	Inicio (min)	Final (h)		Expansión (mm)	UNE-EN 196-9 (J/g)
	2 días	7 días				28 días		41 horas
32,5 N	—	≥ 16,0	≥ 32,5	≤ 52,5	≥ 75	≤ 10	≤ 270	
32,5 R	≥ 10,0	—						
42,5 N	≥ 10,0	—	≥ 42,5	≤ 62,5	≥ 60			
42,5 R	≥ 20,0	—						
52,5 N	≥ 20,0	—	≥ 52,5	—	≥ 45			
52,5 R	≥ 30,0	—						

Figura 25. Prescripciones físicas de cementos comunes (fuente: TFG Gómez Roibás J., 2016)

Debido a razones de disponibilidad de datos para el modelo de evaluación de la sostenibilidad, el presente trabajo solo contempla el empleo de los siguientes tipos de cementos:

- CEM I 32.5
- CEMI 42.5
- CEM I 52.5
- CEM II 32.5
- CEM II 42.5

- CEM II 52.5
- CEM II-A
- CEM II-B
- CEM III 32.5
- CEM III 42.5
- CEM III A
- CEM IV

5.8.2.2 Áridos

Grava, arena y humo de sílice son los agregados que se contemplan en este trabajo para la preparación del hormigón.

5.8.2.3 Líquidos

En este caso, como es habitual, se emplea agua y un aditivo plastificante (en muy pequeña cantidad).

6 MODELO DE EVALUACIÓN DE LA SOSTENIBILIDAD

En este TFM, se realizará un método para el análisis de la sostenibilidad, complejo, completo y completamente nuevo. Con el fin, de que en futuros trabajos se pueda utilizar este mismo modelo para realizar comparaciones de la sostenibilidad, entre estructuras de diferentes materiales (hormigón, madera y acero).

Para la evaluación de la sostenibilidad se ha utilizado la herramienta informática MIVES (<http://www.etcg.upc.edu/prj/mives>), correspondiente al método del mismo nombre (Modelo Integrado de Valor para la Evaluación de la Sostenibilidad). Esta metodología permite dar soporte a la toma de decisiones al transformar las diferentes características de los objetos a evaluar en una serie de parámetros homogéneos y cuantificables, facilitando así que el proceso de selección se realice de una manera objetiva.

El método Mives, que para facilitar su utilización se encuentra integrado en la hoja electrónica, se ha limitado a la definición y caracterización de diferentes funciones de valor encargadas de la evolución de la sostenibilidad de cada uno de los indicadores considerados. Este método se basa en la creación de un árbol de requerimientos

En los siguientes párrafos tratare de explicar de forma breve los pasos, con las justificaciones pertinentes y necesarias, para la creación de este modelo. A su vez, en el *Anejo 1: Sostenibilidad* de este trabajo, se trata este tema con más profundidad.

Este modelo se ha basado en la norma europea EN 15804: Sostenibilidad en la construcción. Los datos para cada material han sido obtenidos de la base de datos GaBi, que es una herramienta utilizada para realizar Análisis del Ciclo de Vida (ACV), de diferentes productos. En concreto se han analizado, las etapas A1 a A3 del ACV (ver Figura), también conocido como “*cuna a puerta*” (*cradle to gate*), ya que no se dispone de más datos para continuar con el análisis, y además porque la mayoría de las Declaraciones ambientales de Producto, DAP (Environmental Product Declarations, EPD), también se basan en esta norma y por tanto solo abarca de las etapas A1 a la A3, por lo que se podrían hacer comparaciones con nuestro modelo.



Figura 26. Etapas en el Análisis Ciclo de Vida (fuente: <https://www.isover.com.ar/etapas-del-ciclo-de-vida>)

Una vez obtenidos los datos se construye el árbol de requerimientos y posteriormente se le aplican los pesos. En la tabla 17, muestra el árbol creado y los pesos utilizados para cada indicador.

REQUERIMIENTOS	CRITERIOS E INDICADORES	
SOCIAL Peso: 0.3	(1) Qualified Working Time (QWT) / Tiempo de Trabajo Cualificado (QWT) Peso: 0.6	
	Accidents Peso:0.4	(2) Lethal Accidents / Accidentes Letales Peso: 0.4
		(3) Serious non-lethal accidents / Accidentes Serios no Letales Peso: 0.6
MEDIOAMBIENTAL Peso: 0.45	(4) Abiotic Depletion Potential for Fossil Resources (ADPF) / Potencial agotamiento abióticos de recursos fósiles (ADPF) Peso: 0.086	
	(5) Abiotic Depletion Potential for non-Fossil Resources (ADPE) / Potencial agotamiento abióticos de recursos no fósiles (ADPE) Peso: 0.076	
	(6) Acidification Potential (AP) / Potencial Acidificación (AP) Peso: 0.148	
	(7) Eutrophication Potential (EP) / Potencial Eutrofización (EP) Peso: 0.159	
	(8) Global Warming Potential (GWP) / Potencial Calentamiento Global (GWP) Peso: 0.225	
	(9) Ozone Depletion Potential (ODP) / Potencial Agotamiento de Ozono (ODP) Peso: 0.15	
	(10) Photochemical Ozone Creation Potential (POCP) / Potencial Creación de Ozono Fotoquímico (POCP) Peso: 0.156	
ECONÓMICO Peso: 0.25	Costes de inversión y mantenimiento Peso: 0.55	(11) Costes de inversión Peso: 0.7
		(12) Costes de mantenimiento Peso: 0.3
	(13) Potencial Valor Residual Peso: 0.15	
	(14) Durabilidad Peso: 0.3	

Tabla 17. Árbol de requerimientos (fuente: elaboración propia)

Para definir los pesos y los requerimientos medioambientales, sociales y económicos, se han basado en la Declaración de Rio (ONU), en la que se declaró que "Los seres humanos tienen derecho a una vida saludable y productiva en armonía con

la naturaleza”, esto nos lleva a hacer la siguiente reflexión: por un lado, si se destruye el medio ambiente, no puede haber vida y, por tanto no habrá actividades sociales. A su vez, las diferencias sociales pueden afectar seriamente a la actividad económica, aunque solo sea como resultado de un poder de compra insuficiente para consumir más allá de su supervivencia. Por todo esto, se consideró que el pilar fundamental el medioambiental, seguido de cerca por los sociales y económicos.

Dentro de los requerimientos sociales se ha optado, por un peso de 60% la creación de empleo y un 40% los accidentes. Debido a la actual crisis económica se le dio, algo más de importancia a la generación de empleo que a los accidentes, teniendo en cuenta que el número de accidentes es muy bajo (apenas hay). Por otro lado, dentro de los accidentes se le dio algo más importancia a los accidentes letales porque la mayoría de las personas prefieren vivir, aunque no mucho menos a los accidentes no letales serios, por las condiciones de vida en que pueden quedar las personas que tienen este tipo de accidentes serios.

Comentar que se pueden distinguir tres tipos de generación de empleo: directos, indirectos e inducidos. La generación de empleos directos se trata de las personas que tienen una relación laboral directa con la empresa objeto de análisis; la generación de los empleos indirectos son los de aquellas empresas auxiliares que prestan sus servicios a dicha empresa principal; y por último los costes inducidos son los que se generan por las compras que realizan los empleados directos e indirectos con los ingresos que perciben por su trabajo. Aunque los datos que disponemos, solo tiene en cuenta los del primer tipo, es decir los costes directos.

También, dentro de los requerimientos sociales, se pudo haber incluido otros indicadores, como el de *Calidad de Empleo*, pero no se dispone de datos, debido a la gran opacidad del sector. Aun así, en caso de incluirlo, los datos no servirían para comparar, ya que aproximadamente todo lo prefabricado tiene una calidad parecida, al igual que ocurre con lo ejecutado in-situ (suele ser empleo más precario), pero en todos los casos es aproximadamente igual. Otros podrían ser: el de *Aceptación Tecnológica*, (no sería aplicable en este caso); *Ruidos y malos olores*, (no influiría en este caso, ya que olores no va a haber, y ruidos serían semejantes, independientemente del tipo de estructura); y para finalizar, *Nimby (Not in my back yard)*, que para este modelo no se consideró.

Los indicadores utilizados, para el requerimiento medioambiental, son los denominados LCIA (*Life Cycle Impact Assessment*), que son los que estipula la norma EN 15804, y además son los utilizados, por las DAPs, y que por tanto, se podrían comparar. A su vez, los pesos utilizados, se basan en el documento *Kupfer, T. et al. (2019), GaBi Database&Modelling Principes. Thinkstep AG: Leinfelden-Echterdingen, Germany*. Este documento, a su vez, se basa en una encuesta realizada a 245 expertos de todo el planeta con mayoría Europea y Norteamericana. A excepción, de los pesos de ADPF y ADPE, que se basan de acuerdo con los correspondientes pesos del método CML del Institute of Environmental Sciences de la Universidad de Leiden (Holanda).

Por último, dentro de los requerimientos económicos, se le dio más importancia a los costes, ya que principalmente es lo que más importa a la hora de adquirir una estructura de estas características, y dentro de ellos, se dio mayor peso a los costes de inversión que a los de mantenimiento, porque estos últimos son mucho menores que los primeros. El *Potencial Valor Residual*, se refiere a la capacidad de la estructura para ser reciclado o reutilizado, al decir reutilizar nos referimos tanto a la capacidad de reutilizar los distintos elementos de la estructura a la hora de su desmantelamiento, como a la capacidad de la estructura de cambiar de actividad en su interior. Y para finalizar por *Durabilidad*, entendemos a la capacidad de la estructura de tener mayor o menor vida útil.

Una vez definido el árbol de requerimiento, el siguiente paso será el de definir las funciones de valor para cada indicador, que sirven para convertir las magnitudes de cada uno de los diferentes indicadores a un único parámetro adimensional, llamado valor. Esto permite, por un lado, poder realizar operaciones matemáticas con los valores de cada indicador, que de otra forma no sería factible, al estar cada indicador expresado en diferentes unidades y escalas. Por otro lado, las funciones de valor sirven para establecer posibles no linealidades en la evaluación, usando funciones no lineales para convertir los valores que toma cada indicador en el parámetro que se ha denominado "valor". Estas funciones de valor, y otros muchos más detalles, se estudiarán, en el *Anejo II: Sostenibilidad*, del presente trabajo.

7 OPTIMIZACIÓN

7.1 Introducción

Una vez dimensionada la estructura, y analizado la sostenibilidad, se prosiguió con la optimización. Para este caso se usó un programa comercial conocido como es DecisionsTool Suite 7.6 Industrial, y en concreto el modulo @RiskOptimizer 7.6, que aplica algoritmos genéticos para hallar la solución óptima.

En este apartado se definirán unos conceptos previos acerca de la optimización, y posteriormente se describirán los pasos llevados a cabo para la optimización. Posteriormente se expondrá un ejemplo donde se aplica la optimización.

La optimización es el proceso de tratar de encontrar la mejor solución a un problema que puede tener muchas soluciones posibles. La mayoría de los problemas involucra muchas variables, basadas en determinadas fórmulas y restricciones.

7.2 Algoritmos Genéticos

7.2.1 Generalidades

A pesar de su nombre no existe mucha relación entre la genética natural y los algoritmos genéticos. La genética natural es muchísimo más compleja, en comparación con los algoritmos genéticos que solo son el resultado de aplicar un conjunto insignificante de conceptos; por esta razón también se les conoce como algoritmos evolutivos, ya que esta denominación describe mejor su funcionamiento.

El objetivo de los algoritmos genéticos es el de buscar el óptimo para un problema dado, o de no ser posible el óptimo un resultado muy próximo a él (sub-óptimo). En ingeniería el problema puede ser el de dimensionar una estructura de hormigón armado, un cambiador de calor etc. El objetivo de optimizar dichos problemas puede ser el de minimizar sus costes; maximizar la generación de empleo; minimizar sus impactos ambientales; o maximizar su índice de sostenibilidad global.

7.2.2 Proceso de los Algoritmos Genéticos

Todo algoritmo genético se aplica a una población inicial. Para la definición de esta población inicial se realiza un proceso de iniciación, lo cual supone realizar una preselección de soluciones. Para dicho proceso, o bien se comienza por una preselección de individuos que ya tienen un buen ajuste, o se selecciona la subpoblación que mejor ajuste tenga, dentro de una población existente, o bien se selecciona aleatoriamente la población inicial, con valores aceptables de ajuste.

Una vez que se tiene esa población inicial, es decir tras la preselección, se procede con la reproducción de dicha población. La reproducción puede ser de dos formas o bien por clonación (empleando un solo individuo) o mediante cruce (crossover), habitualmente mediante dos individuos, aunque también se puede realizar cruces de más de dos individuos. Cada hijo parte de los genes de sus padres (al igual que la reproducción humana), aunque no necesariamente el reparto se hace al 50% (mitad y mitad). Además, para acercarse más a la realidad, tanto si es una reproducción por clonación o por cruce se producen mutaciones. La nueva generación es evaluada (ajuste), y si el algoritmo está bien ajustado, la evaluación media debería mejorar con respecto a la anterior generación.

Una vez que se obtienen la nueva generación, viene el proceso de supervivencia, que consiste en seleccionar los nuevos individuos que van a formar parte del siguiente

proceso de reproducción. Existen muchas estrategias de supervivencia, puede ser que la generación nueva sustituya a la generación anterior (todos los padres por todos los hijos), o dejando que los padres que tengan mejor ajuste que los hijos de nueva generación, sobrevivan, normalmente generando menos hijos. Tras la selección de los mejores individuos, estos se reproducen, y la nueva generación es evaluada.

Después hay sucesivos procesos de supervivencia y reproducción, hasta que se produzca la convergencia. Cada vez que se evalúa una nueva generación se calcula unos datos estadísticos con las puntuaciones (ajustes) de los diferentes individuos, haciendo que el algoritmo se detenga cuando, en varias evaluaciones seguidas, la mejoría de los ajustes sea menor a un porcentaje establecido. Una vez que se llega a la convergencia, se toma el individuo que mejor se ajuste al óptimo o sub-óptimo.

En la figura 27 se muestra un flujograma resumen del proceso aquí explicado.

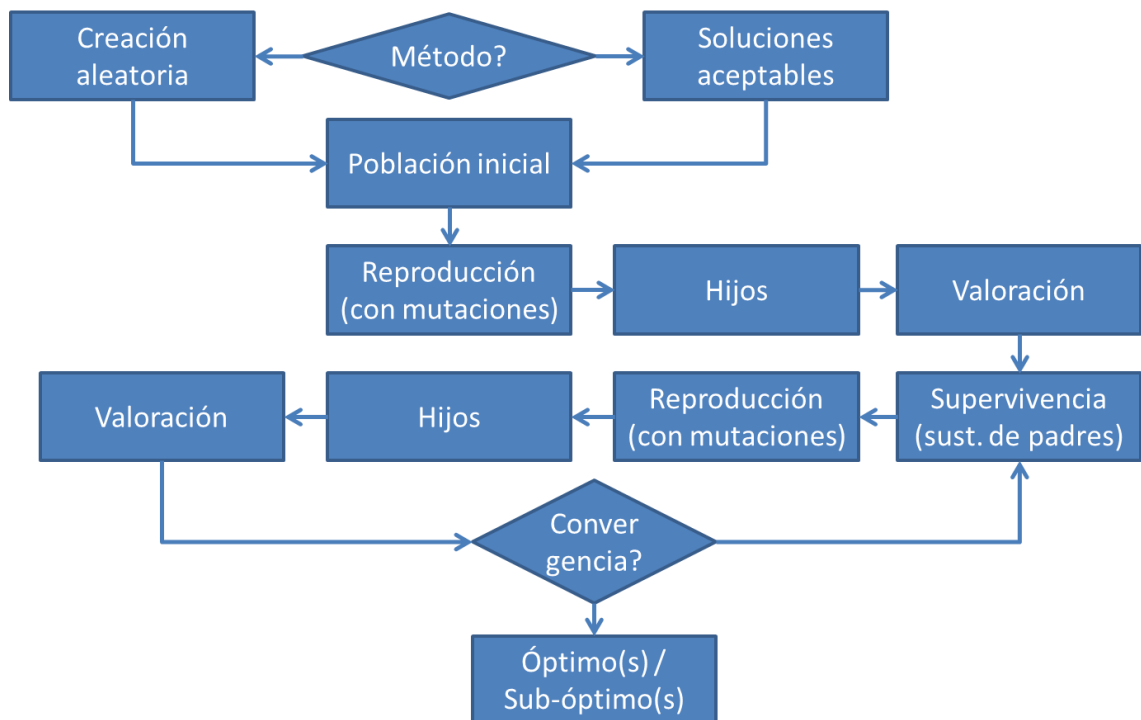


Figura 27. Flujograma resumen de los algoritmos genéticos (fuente: del Caño, A., de la Cruz, M.P.)

7.2.3 Ejemplo Biológico

Imaginemos que estamos viendo una población de ratones. Estos ratones muestran dos tamaños, pequeño y grande, y dos colores, claros y oscuros. Nuestra población consiste de los siguientes ocho ratones:



Figura 28. Ejemplo Biológico I (fuente: Palisade Corporation, 2010)

Los principales depredadores son gatos donde, resulta que los ratones más oscuros y pequeños son más difíciles de encontrar por parte de los gatos. De esta forma,

distintos ratones poseen diferentes posibilidades de evitar a los gatos por un tiempo suficientemente largo como para poder reproducirse. Asumiendo que los ratones viejos mueren justo después de reproducirse, la próxima generación de ratones se ve como sigue en la figura 29:

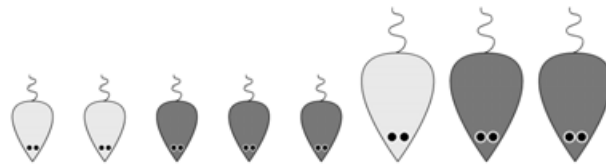


Figura 29. Ejemplo Biológico II (fuente: Palisade Corporation, 2010)

Nótese que los ratones grandes, los ratones claros y más aún los ratones blancos y grandes están teniendo problemas para sobrevivir lo suficientemente como para reproducirse. Esto continúa en la próxima generación como se ve en la figura 30.



Figura 30. Ejemplo Biológico III (fuente: Palisade Corporation, 2010)

Ahora la población consiste, sobre todo, de ratones pequeños y oscuros, ya que estos ratones están mejor adaptados a la supervivencia en este ambiente que otros tipos de ratones.

7.2.4 Ejemplo Digital

Imaginémonos que tenemos un problema con dos variables, X y Y, que dan un resultado Z. Si calculásemos representásemos la Z resultante para cada valor posible X y Y, veríamos algo parecido a la figura. Ya que estamos tratando de encontrar un “Z” máximo, los picos de la función son soluciones “buenas”, y los valles son “malas” como se aprecia en la figura 31.

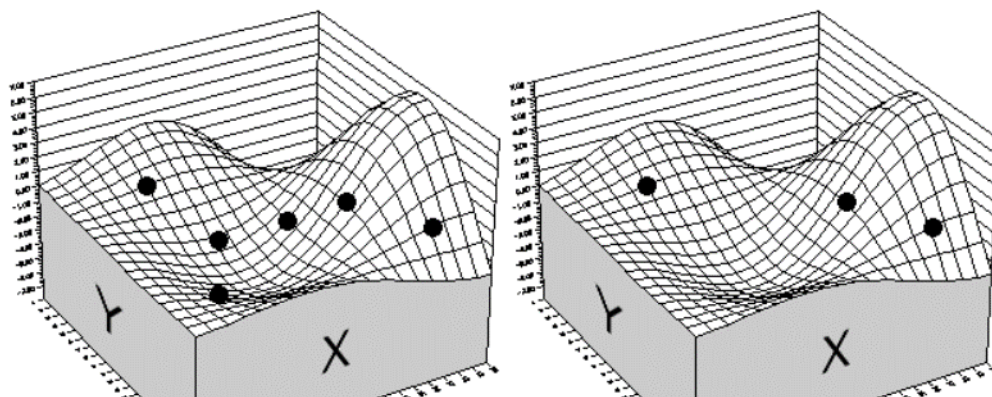


Figura 31. Ejemplo Digital I (fuente: Palisade Corporation, 2010)

Al utilizar algoritmos genéticos para maximizar nuestra función, empezamos creando algunas soluciones posibles, además de ser aleatorias (los puntos negros), en vez de solamente un punto de partida. Posteriormente, se valoran todos los escenarios, y se ordenan de mayor a menor satisfacción.

Mantenemos los escenarios de la mitad para arriba, y desechamos los otros.

Cada uno de los tres escenarios restantes se duplica a sí mismo, haciendo que el número de escenarios sea una vez más de seis. Cada uno de los seis escenarios está hecho de dos valores ajustables (representados como una coordenada con un X y un Y). Los escenarios se emparejan con otro de manera aleatoria. Ahora, cada escenario intercambia cada uno de sus dos valores ajustables con el correspondiente valor de su pareja. Por ejemplo:

	Antes	Después
Escenario 1	3.4, 5.0	2.6, 5.0
Escenario 2	2.6, 3.2	3.4, 3.2

Tabla 18. Ejemplo Digital (fuente: Palisade Corporation, 2010)

Esta operación se denomina de cruce ("crossover"). Cuando nuestros seis escenarios se emparejan aleatoriamente y ejecutan un cruce, podríamos obtener un nuevo conjunto de escenarios como éste de la figura 32:

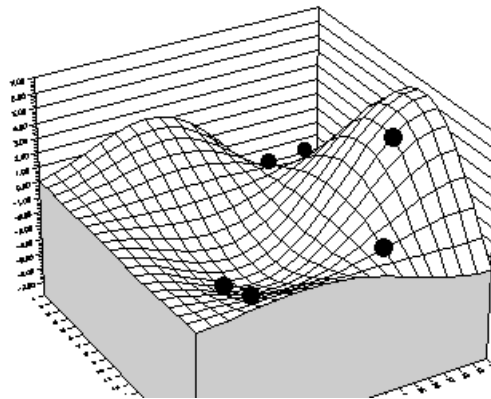


Figura 32. Ejemplo Digital II (fuente: Palisade Corporation, 2010)

Vemos que algunos de los nuevos escenarios dan un resultado más bajo (menor altitud) que cualquiera que vimos en la generación original. Sin embargo, un escenario está en una situación muy alta. Si permitimos que la población evolucione una generación más, podríamos ver una escena como la siguiente:

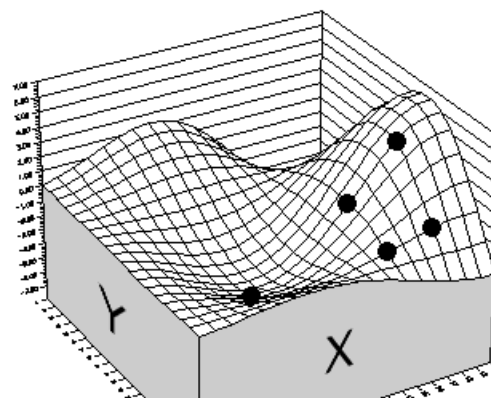


Figura 33. Ejemplo Digital III (fuente: Palisade Corporation, 2010)

Se puede observar como la población tienden hacia el óptimo, aunque no se logre obtener el máximo, el resultado son valores muy próximos a este.

7.3 Implementación de la Optimización en el Modelo

Como ya se comentó anteriormente, para realizar la optimización, se usará el programa Palisade@RiskOptimizer7.6, un programa informático que corre sobre Excel. Al ejecutarlo funciona sobre cualquier modelo en Excel. @RiskOptimizer añade una ventana en la barra de tareas que permite modificar e introducir, variables para configurar la optimización.

A la hora de realizar la optimización, antes de usar el @RiskOptimizer, se barajó la posibilidad de usar el @Risk, otra herramienta que pertenece al programa Palisade Decissions Tools, la diferencia de este con el que finalmente se usó, es que @Risk utiliza la simulación Monte Carlo. Para la aplicación de Monte Carlo, se definen unas funciones de distribución en aquellas variables que pueden adoptar varios valores, tras esto comienza a hacer simulaciones de forma aleatoria, como si tratara de simular lo que ocurriría en la vida real; tras hacer las simulaciones que se consideren oportunas, obtenemos un resultado óptimo o sub-óptimo, al no haberse explorado el total de posibilidades, ya que Monte Carlo es un método computacional aproximado. Por tanto, cuantas más iteraciones se lleven a cabo, más probabilidades existen de llegar al óptimo, aunque sin garantías de lograrlo.

Los algoritmos genéticos, sin embargo, no hace nada de forma aleatoria, sino que a medida que se realizan las simulaciones, se tiende a “reproducir” los resultados más satisfactorios, entre ellos, para intentar obtener unos resultados mejores. Con este método, tampoco existen garantías de obtener el resultado óptimo pero si de un resultado sub-óptimo, pero de una forma mucho más eficiente que la simulación Monte Carlo, ya que para lograr un buen resultado no hace falta hacer tantas simulaciones, lo que implica menos tiempo de simulación.

El objetivo de este TFM, es diseñar y analizar estructuras, para ello, existen múltiples variables cuyos valores pueden ser modificados, y éstos afectarán a los resultados finales, además de que el cumplimiento de la normativa dependerá de estas variables. Introducir todas las variables disponibles de la hoja electrónica, podría ser un trabajo muy engorroso, el tiempo necesario para hacer las optimizaciones sería muy elevado, y además se producirían comparaciones entre estructuras muy distintas. Por ejemplo, téngase en cuenta, que mediante el modelo creado, se pueden dimensionar naves industriales, de diferentes dimensiones, como la longitud, altura de los pilares (5 a 7 metros), ancho de la nave (7, 15, 26 o 30 metros), número de pórticos además de la distancia entre ellos; distintas clase de exposición, vida útil del proyecto...; se pueden modificar las cargas, como la carga de uso, la altura a la que está situada la nave, su localización, etc. Por lo que la utilización de la simulación de tipo Monte Carlo es mucho más productiva.

A la hora de estudiar la sostenibilidad, como ya sabemos, se ha evaluado por superficie (m^2) en planta de la nave industrial, por lo que no sería adecuado comparar estructuras de distintas dimensiones y cargas; tampoco aportaría nada útil ya que la estructura tendría que tener las dimensiones necesarias para albergar las actividades para la cual se diseña, y estará situada en el lugar que el cliente estime oportuno para la realización de las actividades. Por lo cual, en un caso real, tanto las dimensiones de la estructura como la localización y por tanto las cargas, serán parámetros fijos durante el proceso de diseño, y por ello en este caso se ha hecho lo mismo.

Con todo lo dicho con anterioridad, a la hora de realizar la optimización se consideró oportuno fijar un conjunto de variables, como puede ser el de las dimensiones y cargas. A estos parámetros los denominaremos como variables no estocásticas, que definiremos más adelante, pero antes se expondrá de forma sencilla como funciona @RiskOptimizer.

7.3.1 ¿Funcionamiento de @RiskOptimizer?

Para definir un modelo en @RiskOptimizer, será necesario definir una meta, un conjunto de celdas ajustables y unas restricciones.

Primeramente, se selecciona la celda objetivo, es decir la celda que queremos que sea máxima, mínima o que alcance un valor determinado. Esta celda objetivo, dependerá de un determinado conjunto de celdas variables, que serán las que llamaremos como variables estocásticas, que definiremos en un apartado posterior. Para nuestro modelo, la celda objetivo, será el índice de sostenibilidad global (ISG), ya que al final y al cabo el objetivo del modelo, es dimensionar una estructura lo más sostenible posible.

El siguiente paso, sería el de definir las celdas ajustables, estos son los valores de los cuales depende el resultado, son las variables estocásticas; una vez definidas cuales son, se define los intervalos de valores que pueden adoptar estas variables.

Por último, se definen las restricciones, y el programa rechazara todas aquellas simulaciones en las cuales no cumplan estas restricciones. En este modelo, como única restricción es la de que cumpla la normativa utilizada.

Además, el programa tiene la opción de elegir entre seis diferentes métodos de resolución, aunque los más útiles son, el método de resolución de “receta” y el método de resolución de “orden”. El primer método permite que las variables que están siendo ajustadas puedan variar independiente unas de las otras, se puede decir que cada variable es como si fuese el ingrediente de una receta, en el cual se busca la cantidad optima de cada ingrediente para obtener el mejor resultado. El método de solución de “orden”, en este método las celdas ajustables tienen unos valores prefijados, y la permutación de estos valores hace variar el resultado, por tanto, el programa busca para cada celda ajustable el valor que le corresponde para que el resultado sea lo mejor posible. Para nuestro caso, se ha visto oportuno escoger el método de receta, ya que es el que más se ajusta a los que se busca en este TFM.

7.3.2 Variables No Estocásticas

7.3.2.1 Dimensiones

El usuario puede escoger las dimensiones de la nave industria. No obstante las pruebas realizadas durante el proceso de creación del modelo, se han adoptado unos valores determinados que se expondrán a continuación.

Ancho de la Nave:

Los valores adoptados para el ancho de la nave se recogen en la tabla 19, estos valores vienen determinados por el fabricante de las vigas prefabricadas que se ha utilizado en este modelo.

Valores adoptados para el ancho de la estructura (metros)			
7	15	26	30

Tabla 19. Valores para el ancho de la nave (elaboración propia)

Altura de los Pilares:

La altura típica de los pilares, para este tipo de estructuras suele estar comprendida entre los 5 y 7 metros. Para ello, la celda donde se introduce un este valor, tienen una lista desplegable, en los que se puede escoger ente los valores comprendidos en la tabla 20.

Valores adoptados para la altura de los pilares (metros)			
5	6	6,5	7

Tabla 20. Valores para la altura de los pórticos (elaboración propia)

Longitud de la nave, numero de pórticos y distancia entre pórticos:

La estructura podrá tener entre 2 y 20 pórticos, la distancia entre ellos estará limitada a un valor comprendido entre 5 y 6 metros por ser estos los valores típicos en este tipo de estructuras. Con lo dicho por tanto la longitud máxima de la estructura será de 120 metros.

7.3.2.2 Cargas

El modelo está diseñado para que la estructura esté situada en la zona de Ferrol, aunque con unas pequeñas modificaciones, se podría diseñar en cualquier otro lugar de España.

Sin embargo, hay otras variables relacionadas con las cargas que pueden ser modificadas, como la sobrecarga de uso, la altitud a la que está situada la estructura etc.

7.3.2.3 Otras variables

Otras variables que se han considerado como no estocásticas son:

- La clase de exposición.
- La vida útil del proyecto.
- La tensión admisible del terreno. El usuario podrá establecer diferentes valores de tensión, aunque para nuestro caso se ha optado por usar una tensión de 160kPa.
- Recubrimientos y diámetros máximos de áridos, tanto en los soportes como en los cimientos.
- El tipo de estructura, trasnacional o instraslacional.
- En cuanto a los materiales, para las vigas el proveedor fabrica sus vigas con un hormigón de HA-40, la armadura pasiva con acero B 500 SD, y la armadura activa con acero Y-1860 S7; mientras que para los soportes y cimientos, en este TFM, se ha usado acero B 500 S y el hormigón se ha considerado como variable estocástica.

7.3.3 Variables Estocásticas

El resto de variables se han tratado como estocásticas, definiéndolas en el @RiskOptimizer como variables ajustables:

- Las dimensiones de la sección del pilar que puede ser cuadrada o rectangular.
- Las dimensiones de las cimentaciones.
- Los diámetros de las barras para armar las piezas de hormigón.
- La resistencia característica del hormigón.

- Distancia entre estribos en los pilares.

Los valores que se han introducido para cada uno de los elementos se exponen a continuación.

7.3.3.1 Variables de Pilares

DIMENSIONES

Para obtener el valor óptimo de la estructura, a la hora de la optimización, se hace varias la morfología de la estructura. Como ya se comentó anteriormente, la altura total de los soportes se fijará previamente a la optimización, ya que se ha considerado como una variable no estocástica. Por tanto, para variar el tamaño de los soportes, se hará una modificación de la sección del pilar, es decir @RiskOptimizer, hará variar el ancho y canto para así buscar sus valores óptimos.

Es importante indicar que algunos de los valores que pueden tomar las variables estocásticas, se salen de lo habitual, esto se hizo a propósito, para observar cómo se comporta el programa antes estos valores no habituales. Por ejemplo, para los diámetros de la armadura se consideró diámetros que pueden ser excesivos, pero a pesar de ello se dejaron para ver cómo reacciona el programa ante estos.

Canto del soporte (h)

El usuario puede introducir otros valores pero para este caso, se han considerado los valores que se encuentran en la tabla 21.

Valores para el canto del soporte (h) en mm									
250	300	350	400	450	500	550	600	650	700

Tabla 21. Valores para el canto del soporte (fuente: elaboración propia)

Ancho del soporte (b)

Para el ancho de los soportes se utilizarán los mismos valores que para el canto, los valores utilizados se recogen en la tabla 22.

Valores para el ancho del soporte (b) en mm									
250	300	350	400	450	500	550	600	650	700

Tabla 22. Valores para el ancho del soporte (fuente: elaboración propia)

ARMADO

Otro parámetro para el diseño de la estructura que es importante sería el armado. Se han comprobado, distintos diámetros comerciales, para que el programa pueda decidir cuál es el más óptimo para obtener el mejor resultado. Las diferentes barras que se han optimizado, son la armadura longitudinal, y la armadura transversal (estribos). Además se optimizaron las secciones y la distancia entre los estribos.

Armadura longitudinal

El usuario puede emplear cualquier diámetro, aunque en este TFM, se ha utilizado los diámetros comerciales, contenidos en la tabla 23 para realizar la optimización.

Diámetros de las barras longitudinales en mm					
12	14	16	20	25	32

Tabla 23. Diámetros de las barras longitudinales (fuente: elaboración propia)

Armadura transversal o estribos

Los diámetros utilizados para los estribos, están recogidos en la tabla 24. Se han empleado diámetros comprendidos entre 6 mm y 12 mm, ya que la norma no recomienda utilizar diámetros menores a 6 mm, y con diámetros mayores a 12 mm sería complicado fabricar los estribos.

Diámetros de las barras transversales en mm			
6	8	10	12

Tabla 24. Diámetros de las barras transversales (fuente: elaboración propia)

Distancia entre armaduras transversales

La distancia entre armaduras, se recogen en la tabla 25, aunque el usuario puede introducir otros valores, ya que la norma recomienda no pasar de 30 cm, siempre y cuando se cumplan otras reglas, que el modelo tienen en cuenta a la hora del diseño.

Distancia entre barras transversales (estribos) en cm										
15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25

Tabla 25. Distancia entre armaduras transversales (fuente: elaboración propia)

MATERIALES

Además de las dimensiones y el armado, en este modelo también se ha optado por optimizar los materiales utilizados. No el tipo de acero, pero si el tipo de hormigón, tanto para los soportes como los cimientos. A la hora de la optimización, se han utilizado unos tipos de hormigón con una resistencia característica que no son los habituales, para observar cómo actúa el programa ante estos valores. En la tabla 26, se recogen los valores utilizados para la optimización, aunque el usuario podría utilizar cualquier otro.

Valores para la resistencia característica del hormigón (f_{ck}) en MPa			
25	30	35	40

Tabla 26. Valores resistencia característica del hormigón (fuente: elaboración propia)

7.3.3.2 Variables de la Zapata

DIMENSIONES

A la hora de que @RiskOptimizer varíe las dimensiones de las zapatas para así obtener el mejor resultado (se hacen variar, el ancho largo y el canto de la zapata), cabe recordar que se consideran tanto zapatas cuadradas como zapatas rectangulares, aunque en este tipo de estructuras lo habitual es encontrar zapatas rectangulares.

Largo de la zapata (a)

El usuario puede introducir cualquier otro valor, aunque a la hora de realizar la optimización se han tenido en cuenta las siguientes medidas, que se muestran en la tabla 27, en base a pruebas hechas sobre el modelo antes de la optimización.

Valores para el largo de la zapata (a) en m												
1,4	1,45	1,5	1,55	1,60	1,65	(...)	3,75	3,8	3,85	3,9	3,95	4

Tabla 27. Valores del largo de la zapata (a) (fuente: elaboración propia)

Ancho de la zapata (b)

De igual forma que para el largo de la zapata el usuario puede introducir cualquier otro valor, aunque para la optimización los valores utilizados se muestran en la tabla 28, en base a pruebas realizadas.

Valores para el ancho de la zapata (b) en m												
1,4	1,45	1,5	1,55	1,60	1,65	(...)	3,75	3,8	3,85	3,9	3,95	4

Tabla 28. Valores del ancho de la zapata (b) (fuente: elaboración propia)

Canto de la zapata (h)

Una vez más el usuario puede emplear cualquier valor, pero aquí los valores empleados para la optimización se muestran en la tabla 29.

Valores para el canto de la zapata (h) en m						
0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1

Tabla 29. Valores para el canto de la zapata (h) (fuente: elaboración propia)

ARMADO

Para generar distintos tipos de armado en las cimentaciones, al igual que en los soportes, se ha decidido variar el diámetro de las barras utilizadas.

Armaduras del emparrillado inferior

El diámetro de barra, para el emparrillado inferior de la zapata se recoge en la tabla 30, aunque el usuario podrá introducir cualquier otro diámetro, si bien no es recomendable establecer un diámetro inferior a 12 mm ni superior a 25 mm.

Diámetros de emparrillado inferior de zapatas en mm				
12	14	16	20	25

Tabla 30. Diámetros para la armadura inferior de cimientos (fuente: elaboración propia)

Armadura del emparrillado superior

En caso de que sea necesaria, los diámetros utilizados para la armadura superior se recogen en la tabla 31.

Diámetros de emparrillado superior de zapatas en mm				
12	14	16	20	25

Tabla 31. Diámetros para la armadura superior de cimientos (fuente: elaboración propia)

MATERIALES

Al igual que en los soportes, en el caso de las zapatas a la hora de la optimización, se han definido como variable estocástica el tipo de hormigón que se define por su resistencia característica, f_{ck} . El usuario podrá introducir otros tipos de hormigón, aunque para la optimización se han tenido en cuenta los valores recogidos en la tabla 32.

Resistencia característica del hormigón f_{ck} en MPa		
25	30	35

Tabla 32. Resistencia característica del hormigón en zapatas (fuente: elaboración propia)

8 EJEMPLO DE OPTIMIZACIÓN

De acuerdo a lo dicho con anterioridad, a la hora de realizar este ejemplo, se han definido unas variables “fijas”, que son las variables no estocásticas, como cargas, dimensiones, etc. Y otras que serán definidas en el programa @RiskOptimizer como celdas variables, que son las variables estocásticas definidas con anterioridad.

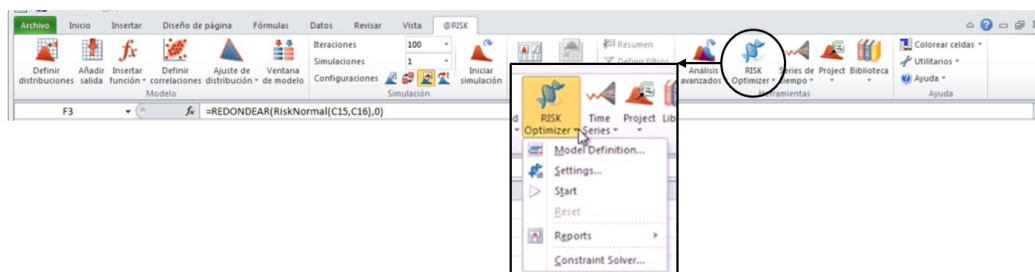


Figura 34. Menú principal de RiskOptimizer (fuente: elaboración propia)

En el ejemplo de optimización realizado, cuyos resultados se reflejan a continuación, se ha procedido a optimizar una nave industrial con unas medidas típicas en este tipo de edificaciones. Las variables no estocásticas para la simulación son las que se exponen en la tabla 33:

Dimensiones	
Longitud Total (metros)	40
Numero de Pórticos	8
Distancia entre Pórticos (metros)	5,71
Ancho de Nave (metros)	26
Tipo de Cubierta	
<i>Panel Basic Cubierta TAP de ACH 80mm de espesor</i>	
Tipo de Fachada	
<i>Panel prefabricado (ALVE Prefabricados) 24mm de espesor</i>	
Cargas	
Sobrecarga de Uso	G1.1
Localización	Ferrol
Altitud (metros)	0
Grado de Aspereza	IV
Otras Variables	
Clase de Exposición	IIb
Vida Útil del Proyecto (años)	50

Tabla 33. Variables no estocásticas en la simulación (fuente: elaboración propia)

Una vez introducidas todas las variables estocásticas en el programa, se define qué celda se quiere maximizar, que en nuestro caso será la sostenibilidad global, y se introducen las restricciones, que para este caso será que cumpla todas las comprobaciones que exige la norma.

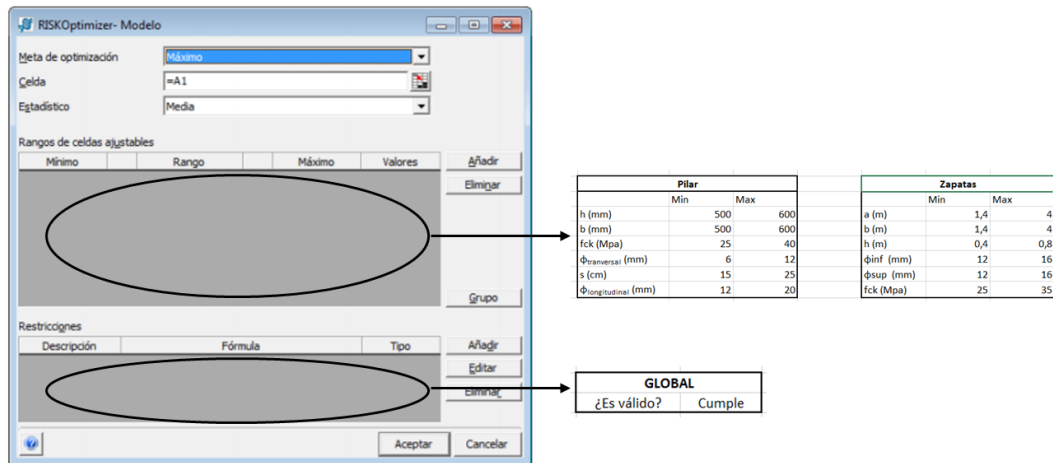


Figura 35. Captura de pantalla RiskOptimizer con restricciones y celdas ajustables (fuente: elaboración propia)

El resultado de la optimización con el programa @RiskOptimizer, tabla 34, obtuvo tanto el índice global de sostenibilidad, como los índices de sostenibilidad social, medioambiental y económica.

Índices de Sostenibilidad	
Global	0,46957025
Social	0,576303561
Medioambiental	0,247566475
Económicos	0,741097073

Tabla 34. Ejemplo Optimizado Sostenibilidad (fuente: elaboración propia)

A continuación, se muestran los valores de la estructura con los que se obtuvieron esta optimización de sostenibilidad:

Soportes	
a (mm)	500
b (mm)	500
Φ _{long} (mm)	20
Φ _{transv} (mm)	8
Distancia entre estribos (cm)	20
f _{ck} (MPa)	30

Tabla 35. Ejemplo Optimizado Soportes (fuente: elaboración propia)

Zapata	
a (m)	3,35
b (m)	1,75
h (m)	0,5
ϕ_{inf} (mm)	16
ϕ_{sup} (mm)	16
f_{ck} (MPa)	30

Tabla 36. Ejemplo Optimizado Zapata (fuente: elaboración propia)

Como se puede observar se obtiene un valor del índice de sostenibilidad casi un 47%. Este no es un resultado muy alto, pero esto es lógico, ya que como se comentó en el apartado dedicado a la sostenibilidad, este modelo está diseñado para cualquier tipo de material, bien sea acero o madera, y por tanto, cabe de esperar que uno de estos materiales o los dos den resultados más satisfactorios. En cuanto al desglose se puede apreciar que en el indicador económico se obtienen valores satisfactorios (74%), unos resultados modestos para el indicador social (57,6%), y un valor muy bajo para el indicador medioambiental (24,7%).

A continuación, se muestra un desglose en profundidad de las características de los elementos de la nave industrial. Si bien este desglose podría ser aún mayor, indicando todos los parámetros, no parece oportuno sobrecargar el escrito con datos que pueden ser consultados rápidamente en la hoja electrónica.

8.1 Materiales

Materiales	
Acero (kg)	12660,6559
Hormigón (kg)	422524,4807

Tabla 37. Resultados. Materiales Totales (fuente: elaboración propia)

8.2 Correas

Las correas, se seleccionan de un catálogo de un fabricante (PREFHOR S.L.), en función de las cargas. Los resultados se muestran a continuación.

Correas	
<i>Vigueta Pretensada T-20</i>	
Tipo de Armado	T4

Tabla 38. Resultados. Correas (fuente: elaboración propia)

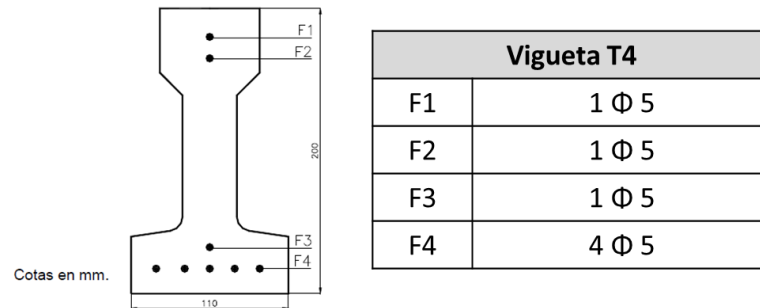


Figura 36. Dimensiones y armado de Correas (fuente: elaboración propia)

Para más información sobre el armado, consultar el *Anejo V: Fichas Técnicas*.

8.3 Vigas

La viga, como ya comentamos en otro apartado, se selecciona de un catálogo de un fabricante (Gilva S.L.), en función de las cargas y se selecciona la mínima para que cumpla con los requisitos de las cargas. Los resultados se muestran a continuación (tabla 39 y figuras 37, 38 y 39).

Vigas			
Deltas Prefabricadas Gilva			
Viga delta (m)	26	Tipo de Armado	T4

Tabla 39. Resultados. Vigas (fuente: elaboración propia)

Para más información sobre el armado, consultar *Anejo V: Fichas Técnicas*.

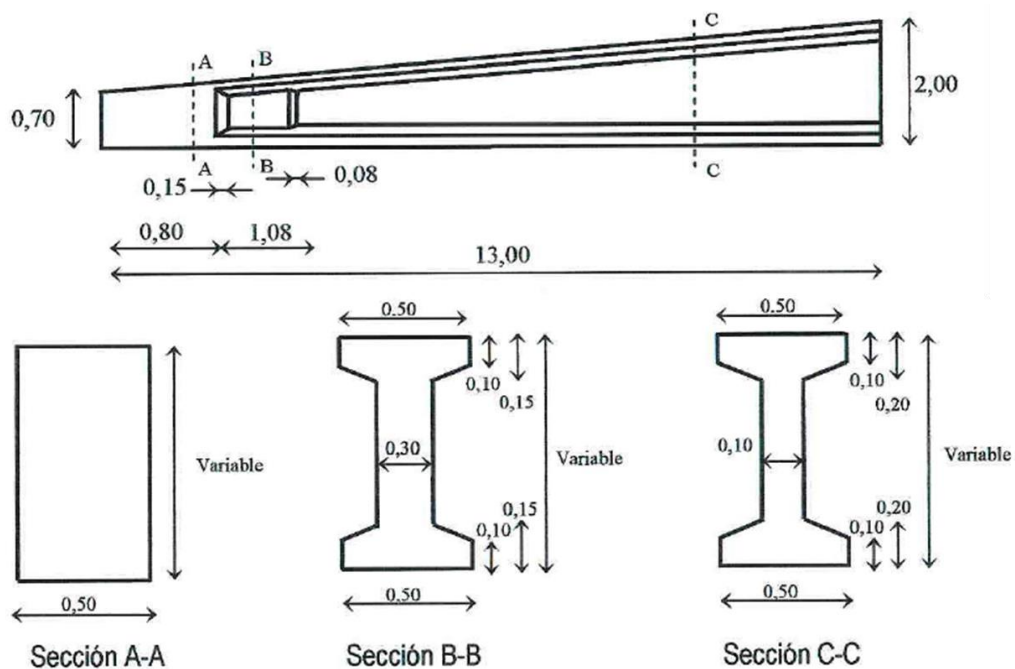


Figura 37. Dimensiones Viga Seleccionada (fuente: Gilva)

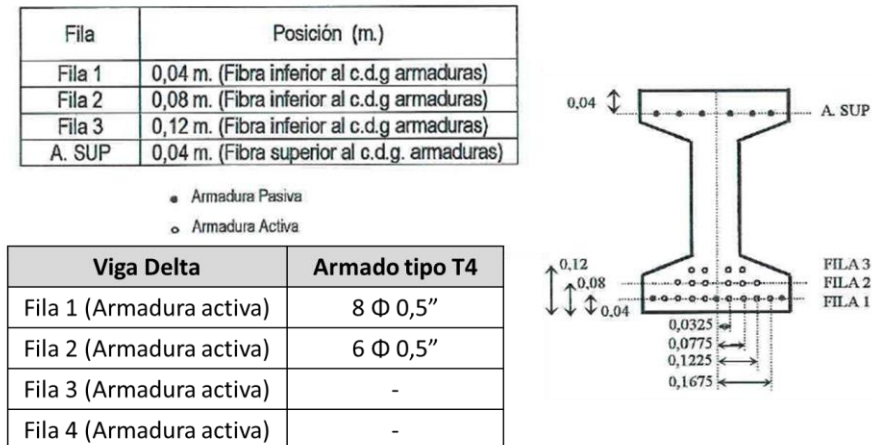
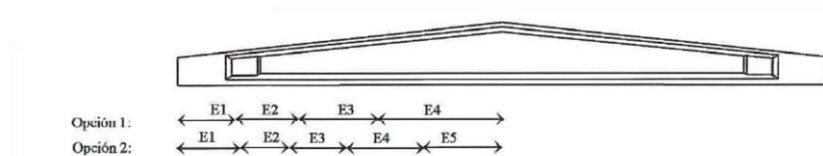


Figura 38. Armado Longitudinal T4 (fuente: Gilva)



Viga Delta	Zona E1	Zona E2	Zona E3	Zona E4	Zona E5
Armado Tipo T4	2e Φ 8 c/7,5 cm L1 = 0,80 m	e Φ 8 c/7,5 cm L2 = 1,70 m	e Φ 8 c/10 cm L3 = 3,00 m	e Φ 8 c/20 cm L4 = 1,50 m	e Φ 8 c/30 cm L5 = 6,00 m

Figura 39. Estribo para armadura tipo T4 (fuente: Gilva)

8.4 Soportes

Los soportes interiores de la nave industrial, como ya se ha indicado antes, se ha impuesto una sección cuadrada de 50x50 centímetros. Para el armado se emplean barras de 20 mm y 8 mm tal y como se indica en la tabla inferior:

Pilares		
Dimensiones		
Altura (m)		6,5
Canto (mm)		500
Ancho (mm)		500
Armado		
Armadura longitudinal	Φ_{long} (mm)	20
	Nº barras	8
Armadura transversal	Φ_{trans} (mm)	8
	Nº cercos	1 cada 20 cm

Tabla 40. Resultados Pilares Intermedios (fuente: elaboración propia)

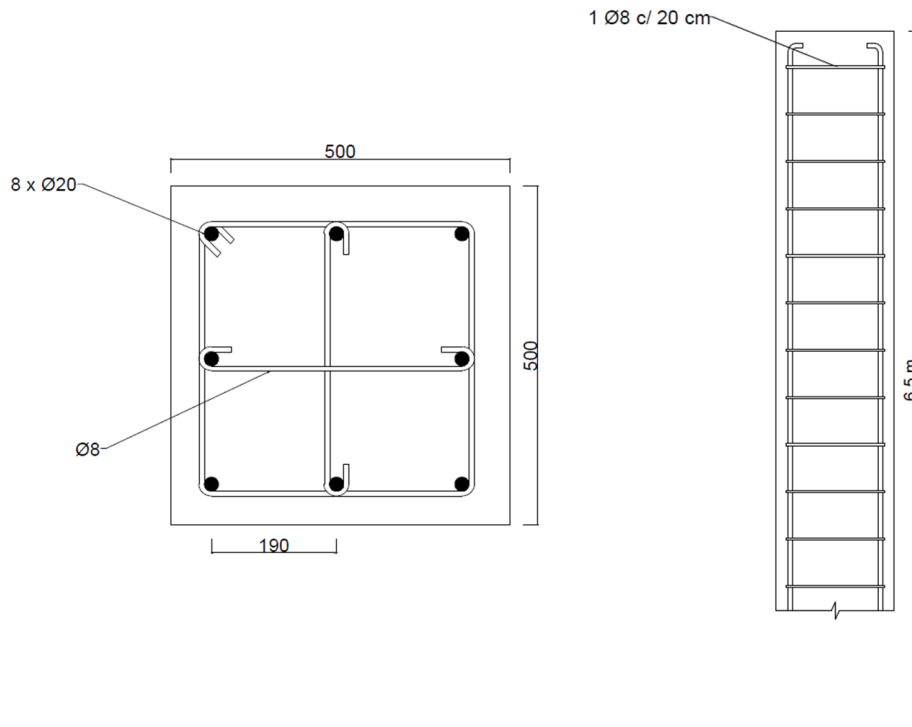


Figura 40. Pilares Intermedios (fuente: elaboración propia)

La armadura longitudinal está dispuesta de forma simétrica en la secciones de los soportes.

Pilares		
Dimensiones		
Altura (m)		6,5
Canto (mm)		500
Ancho (mm)		500
Armado		
Armadura longitudinal	\varnothing_{long} (mm)	16
	Nº barras	8
Armadura transversal	\varnothing_{trans} (mm)	8
	Nº cercos	1 cada 19 cm

Tabla 41. Resultados Pilares Testeros (fuente: elaboración propia)

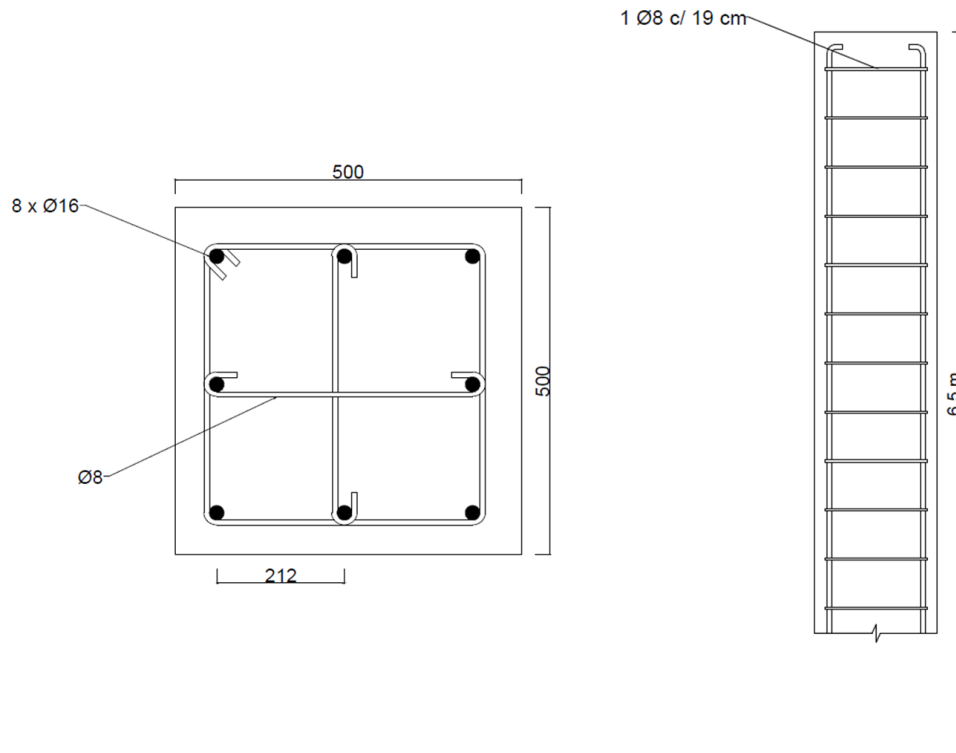


Figura 41. Pilares testeros (fuente: elaboración propia)

8.5 Cimentaciones

Las zapatas de los pilares intermedios son rectangulares con dimensiones de 3,35x1,75x0,5 metros. En cuanto al armado, no es necesaria armadura superior, mientras que para la armadura inferior se disponen de barras con sección de 16 mm para el emparrillando, se dispondrán 16 en el lado “a”, y de 13 en el lado “b”.

Zapatas			
Dimensiones			
Lado “a” (m)		3,35	
Lado “b” (m)		1,75	
Canto (m)		0,5	
Armado			
Armadura zapata	Ø _{zapata} (mm)	16	
	Nº barras	16+13	
Distancia entre armaduras	Dirección “a” (cm)		9,4
	Dirección “b” (cm)	Extremos	28,08
		Banda central	27,3

Tabla 42. Resultados Zapatas Intermedias (fuente: elaboración propia)

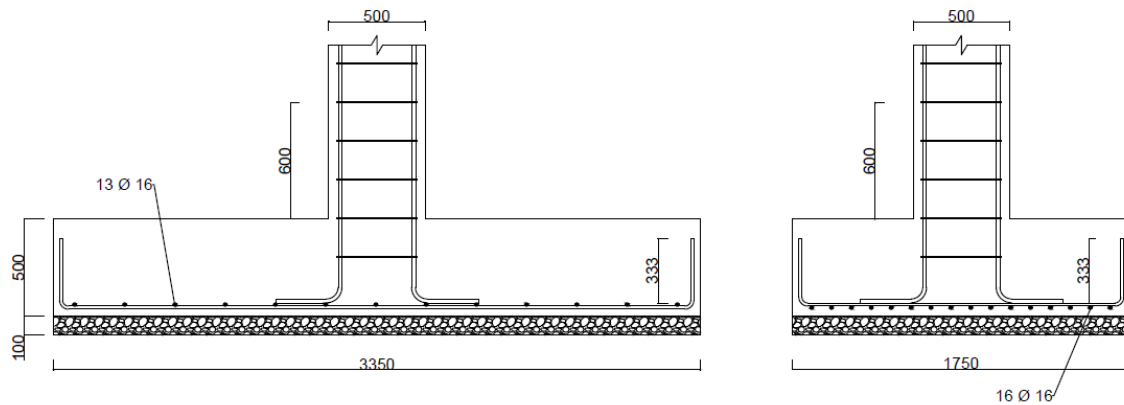


Figura 42. Dimensiones y armado de las zapatas intermedias (fuente: elaboración propia)

Zapatas			
Dimensiones			
Lado "a" (m)		2,5	
Lado "b" (m)		1,3	
Canto (m)		0,5	
Armado			
Armadura zapata	Ø _{zapata} (mm)	16	
	Nº barras	9+9	
Distancia entre armaduras	Dirección "a" (cm)	13,4	
	Dirección "b" (cm)	Extremos	28,93
		Banda central	23,13

Tabla 43. Resultados Zapatas Testeras (fuente: elaboración propia)

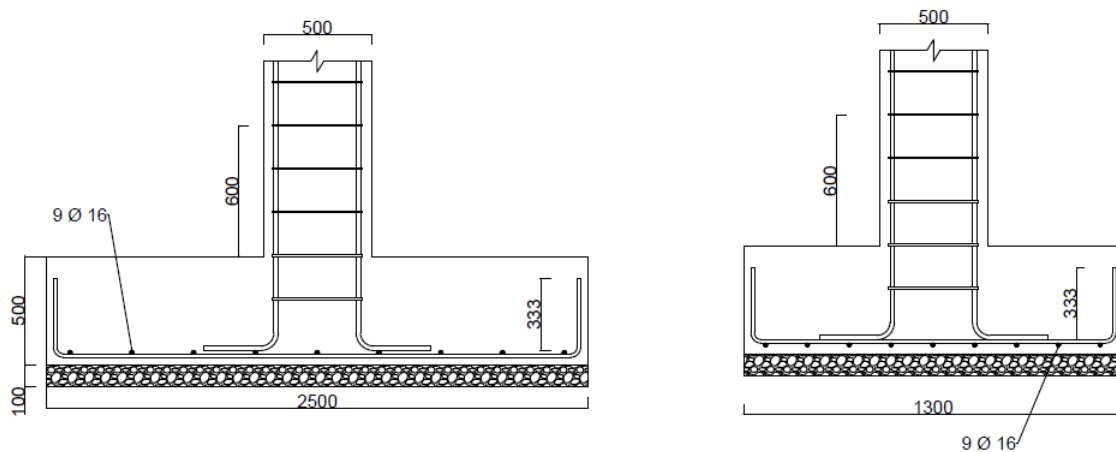


Figura 43. Dimensiones y armado de las zapatas testeras (fuente: elaboración propia)

8.6 Sostenibilidad

El desglose del índice de sostenibilidad, atendiendo al resultado obtenido en cada uno de los indicadores es el siguiente:

REQUERIMIENTOS	CRITERIOS E INDICADORES		ÍNDICE
SOCIAL Peso: 0.3	(1) Tiempo de Trabajo Cualificado (QWT) Peso: 0.6		0,755277061
	Accidentes Peso:0.4	(2) Accidentes Letales Peso: 0.4	0,370156284
		(3) Accidentes Serios no Letales Peso: 0.6	0,266301332
MEDIOAMBIENTAL Peso: 0.45	(4) Potencial agotamiento abiótico de recursos fósiles (ADPF) Peso: 0.086		0,170947225
	(5) Potencial agotamiento abiótico de recursos no fósiles (ADPE) Peso: 0.076		0,687747567
	(6) Potencial Acidificación (AP) Peso: 0.148		0,11388753
	(7) Potencial Eutrofización (EP) Peso: 0.159		0,071097441
	(8) Potencial Calentamiento Global (GWP) Peso: 0.225		0,047686412
	(9) Potencial Agotamiento de Ozono (ODP) Peso: 0.15		0,350331843
	(10) Potencial Creación de Ozono Fotoquímico (POCP) Peso: 0.156		0,571520075
ECONÓMICO Peso: 0.25	Costes de inversión y mantenimiento Peso: 0.55	(11) Costes de inversión Peso: 0.7	0,986468733
		(12) Costes de mantenimiento Peso: 0.3	0,993373962
	(13) Potencial Valor Residual Peso: 0.15		0,65
	(14) Durabilidad Peso: 0.3		0,33299969

Tabla 44. Resultados Sostenibilidad (fuente: elaboración propia)

8.7 Otros Resultados

A continuación se muestran los 20 mejores resultados obtenidos de la simulación.

ISG	Pilar						Cimentaciones					
	a (mm)	b (mm)	ϕ_{long} (mm)	ϕ_{transv} (mm)	Distancia entre estribos (cm)	f_{ck} (MPa)	a (m)	b (m)	h (m)	ϕ_{inf} (mm)	f_{ck} (MPa)	
0,46957025	500	500	20	8	20	30	3,35	1,75	0,5	16	30	
0,469559576	500	500	20	8	20	30	3,4	1,7	0,5	16	30	
0,46932397	500	500	20	8	20	30	3,3	1,8	0,5	16	30	
0,467725373	500	500	20	8	20	30	3,45	1,7	0,5	16	30	
0,46772076	500	500	20	8	20	30	3,4	1,75	0,5	16	30	
0,466731387	500	500	20	8	20	30	3,55	1,65	0,5	16	30	
0,466652562	500	500	20	8	20	30	3,5	1,7	0,5	16	30	
0,46639035	500	500	20	8	20	30	3,6	1,6	0,5	16	30	
0,465555902	500	500	20	8	20	30	3,7	1,55	0,5	16	30	
0,463990455	500	500	20	8	20	30	3,8	1,5	0,5	16	30	
0,463761867	500	500	20	8	20	30	3,75	1,55	0,5	16	30	
0,463760066	500	500	20	8	20	30	3,6	1,7	0,5	16	30	
0,463636305	500	500	20	10	20	30	3,7	1,55	0,5	16	30	
0,463545206	500	500	20	8	20	30	3,7	1,6	0,5	16	30	
0,462344667	500	500	20	8	20	30	3,7	1,65	0,5	16	30	
0,462229635	500	500	20	8	20	30	3,65	1,7	0,5	16	30	
0,461867663	500	500	20	8	20	30	3,6	1,75	0,5	16	30	
0,461637327	500	500	20	10	20	30	3,7	1,6	0,5	16	30	
0,461180563	500	500	20	8	20	30	3,7	1,7	0,5	16	30	
0,46076656	500	500	20	10	21	30	3,7	1,65	0,5	16	30	

Tabla 45. Otros Resultados de la Simulación (fuente: elaboración propia)

Los 20 mejores resultados obtenidos en la simulación, los podemos observar en la tabla 45, en donde, los índices de sostenibilidad global no difieren mucho los unos de los otros. También los mejores resultados, se obtiene con unos pilares muy similares, y lo único que cambia son las dimensiones de las zapatas, esto tiene mucha lógica, ya que las zapatas son elementos masivos, además de ser un número considerable, y por tanto, con un pequeño cambio en sus dimensiones, puede suponer cientos de kilogramos de hormigón al cómputo global de la estructura.

9 CONCLUSIONES Y FUTUROS DESARROLLOS

Mediante el presente trabajo se ha logrado cumplir el alcance establecido por los tutores, siendo acorde su contenido con el de la propuesta enviada por los mismos a la Comisión de Trabajos Fin de Máster, y aprobada por dicha Comisión.

Se pretendía generar un modelo para el diseño y el análisis de la sostenibilidad de una estructura sencilla de hormigón armado, y en este TFM se ha ido un poco más allá, generando una herramienta para dicho propósito, para una estructura de hormigón completa de una nave industrial, que va más allá de una estructura sencilla. Para ello se ha empleado un conjunto de herramientas electrónicas.

Por un lado, la estimación de cargas, el análisis estructural, el dimensionamiento de la estructura, y la evaluación de su sostenibilidad, se ha basado en el uso de libros electrónicos de Microsoft Excel. Se hace notar que, así como las herramientas de cálculo y dimensionamiento se refieren solamente a estructuras de hormigón como las que contempla el caso aquí tratado, la estimación de cargas y el modelo de sostenibilidad están pensados para cualquier tipo de estructura y, por tanto, se podrían aplicar a naves metálicas o de madera laminada encolada.

Por otro, tras el generar la referida herramienta, se ha procedido a su empleo para buscar un óptimo de estructura que maximice la sostenibilidad, o un sub-óptimo que se acerque mucho al óptimo. Para ello se ha usado un software complementario a Microsoft Excel, denominado @RiskOptimizer 7.6, de la empresa Palisade, basado en algoritmos genéticos. Su uso permite optimizar la estructura para buscar aquella que aporta el mayor Índice de Sostenibilidad Global (IGS) posible. Las conclusiones esenciales a las cuales se han llegado son:

- Se obtiene un Índice de Sostenibilidad Global bajo, en concreto del orden del 47%, siendo 0% el mínimo, y 100% el máximo. Esto se debe, como ya se ha comentado previamente, a que el modelo de sostenibilidad se ha pensado para su aplicación a estructuras de naves industriales con cualquier tipo de material (hormigón, acero, madera).
- A priori, la misma nave obtendría mayores índices de sostenibilidad con estructuras de acero o de madera, de acuerdo con estimaciones realizadas por el alumno y sus tutores, aspecto que se sale del alcance de este TFM. Las razones de ello estriban, por un lado, en que el acero tiene la mejor ratio peso específico / resistencia de todos los materiales estructurales; esto lleva a que, a pesar de ser la estructura de hormigón más económica que la de acero, y de que 1 kg de acero es más impactante para el medio ambiente que 1 kg de hormigón (en masa, armado o pretensado), la estructura de acero resulta mucho más ligera que la de hormigón, consumiendo mucho menos material, en proporciones tales que llevan a impactos ambientales bastante menores para la nave al completo. Por otro lado, la madera es un material renovable que supone un impacto al medio ambiente muchísimo menor que acero y hormigón, siempre y cuando se trate de madera certificada, procedente de bosques gestionados de forma sostenible, de forma que existe crecimiento forestal a pesar de las talas para obtener la madera estructura; en este sentido, el Forest Stewardship Council, es la organización más seria en este campo. Todo lo aquí dicho debe ser comprobado de forma detallada en futuros trabajos.
- La mayoría de los pilares prefabricados comerciales para este tipo de estructuras son de sección cuadrada, cosa que concuerda con los resultados obtenidos, y en el ejemplo que se ha estudiado en este trabajo, los mejores resultados también se obtienen con secciones cuadradas, por tanto

probablemente queda demostrado que los pilares de sección cuadrada son los más óptimos, además que su montaje es más sencilla.

- Se considera que tanto Excel como @RiskOptimizer tienen un gran potencial, ya que se ha construido una hoja electrónica de una complejidad muy elevada, y ambos programas son capaces de soportarla sin problema. Además, hay que destacar la facilidad de manejo de @RiskOptimizer en una hoja electrónica tan compleja y los resultados tan satisfactorios que ha obtenido.

Además de los que se han señalado en las conclusiones que se acaban de resumir, otros posibles trabajos futuros son:

- Utilizando la misma herramienta de cálculo, con el mismo modelo de sostenibilidad, realizar un conjunto de optimizaciones, lo más completo que resulte posible, con diferentes dimensiones de la estructura para así poder estudiar con más profundidad como varía el Índice de Sostenibilidad Global en función de las dimensiones de la nave.
- Emplear fichas técnicas de prefabricados de cubierta de otros fabricantes, para analizar qué productos de qué fabricantes son los más sostenibles. Hay un problema o freno importante para esto, y es que cada vez hay más opacidad entre estos fabricantes, cada vez es más difícil obtener las fichas técnicas de sus productos y, por otro lado, muchas de las fichas técnicas son antiguas y no se ajustan a la normativa actual (quizá por eso es difícil obtenerlas).
- Realizar un análisis comparativo de la sostenibilidad de naves industriales de tamaños y configuraciones normales, proyectadas con diferentes materiales estructurales.

10 BIBLIOGRAFÍA

- Jiménez Montoya, P., García Meseguer, A., Morán Cabré, F., Arroyo Portero, J.C. "Hormigón armado". Gustavo Gili. Barcelona 2009.
- AENOR. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Norma EN1992-1-1. Reglas generales y reglas para edificación. 1992
- Calavera, J. "Cálculo de estructuras de cimentación" (5ª Ed.). Intemac Ediciones. Madrid 2015.
- Comisión Permanente del Hormigón. EHE-08 "Instrucción de Hormigón Estructural". (5ª Ed.). Ministerio de Fomento. Madrid. 2011
- Gómez Roibás, J. TFG "Modelo Integrado de Dimensionamiento y Evaluación de la Sostenibilidad de una Viga Isostática de Hormigón Armado". Escuela Politécnica Superior de la Universidad de La Coruña. Ferrol. 2016.
- Hermida Veiga, S. TFG "Modelo Integrado de Dimensionamiento y Evaluación de la Sostenibilidad de una Viga Isostática de Hormigón Armado". Escuela Politécnica Superior de la Universidad de La Coruña. Ferrol. 2017.
- Luaces Mesías, A. TFG "Optimización de la Sostenibilidad de la Estructura de una Plataforma de Proceso de Hormigón Armado". Escuela Politécnica Superior de la Universidad de la Coruña. Ferrol. 2018.
- Kupfer, T. et al. GaBi Database & Modelling Principles. Thinkstep AG: Leinfelden-Echterdingen. Germany. 2019.
- UNE-EN 15804:2012+A1: Sostenibilidad en la construcción. Declaraciones ambientales de producto. Reglas de categoría de producto básicas para productos de construcción. Febrero 2014.
- Palisade Corporation. RISKOptimizer: Optimización con simulación para el Microsoft Excel. Ithaca, USA. 2010.
- Prefabricados GILVA S. A. "Fichas de características técnicas de vigas delta armadas". Calanda (Teruel). 2007.
- Prefabricados y Materiales de Construcción PREFHOR, s.l. "Catálogo de Productos". Ciudad Rodrigo. 2010.
- del Caño Gochí, A., de la Cruz, M.P. "Algoritmos Genéticos". Ferrol. 2019.
- "Generador de precios de la construcción. España. CYPE Ingenieros, S.A. www.generadordeprecios.info.
- Código Técnico de la Edificación. CTE. 2009.
- Cartelle Barros, J.J., Lara Coira, M., de la Cruz López, M.P., del Caño Gochi, A. "Assessing the global sustainability os different electricity generation systems". Escuela Politécnica Superior de la Universidad de la Coruña. Ferrol. 2015.

En Ferrol a Septiembre 2019

Fdo:

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Eloy Rey Gomis', is centered on a light yellow rectangular background.

Eloy Rey Gomis



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



Escola Politécnica Superior

**TRABAJO FIN DE MÁSTER
CURSO 2018/2019**

*OPTIMIZACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN AL
DESARROLLO SOSTENIBLE DE UNA
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO*

Máster en Ingeniería Industrial

Documento

ANEJO I: DIMENSIONAMIENTO DE LOS SOPORTES

ÍNDICE

1 GENERALIDADES	3
2 PILARES. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	4
2.1 Método Simplificado para el Cálculo de Secciones Rectangulares.....	4
2.2 Dimensionamiento a Cortante	5
2.2.1 Dimensionamiento según la Instrucción Española	6
2.2.1.1 Agotamiento por Compresión de Bielas	6
2.2.1.2 Agotamiento por Tracción soportada por el Hormigón y el Acero	7
2.3 Cargas Concentradas sobre Macizos	9
2.4 Disposiciones Relativas de las Armaduras	10
2.4.1 Armaduras Longitudinales.....	11
2.4.1.1 Cuantías mínimas	12
2.4.2 Armaduras Transversales	12
3 ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD. PANDEO	14
3.1 Longitud de pandeo y Esbelteces.....	14
3.2 Valores Límites para la Esbeltez	15
3.3 Método aproximado de la Instrucción española.....	16
4 COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	17
4.1 Fórmulas a emplear en los cálculos de deformación y fisuración	17
4.2 Estado Límite de Fisuración	17
4.2.1 Fisuración por Compresión	18
4.2.2 Armadura Mínima.....	19
4.2.3 Calculo de Anchura de la Fisura.....	19
4.3 Estado Límite de Deformación	21
4.3.1 Valores Límites Admisibles para las Flechas	21
4.3.2 Cálculo de la Flecha Instantánea	22
4.3.3 Calculo de la Flecha Diferida.....	23
4.3.4 Calculo de la Flecha Total.....	24

1 GENERALIDADES

Los soportes o pilares de hormigón armado constituyen piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra, por los que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

Las secciones de los soportes de hormigón armado pueden adoptar formas diversas (Figura 1), si bien las más corrientes son las rectangulares y las cuadradas. Los soportes de secciones circulares suelen llamarse columnas.

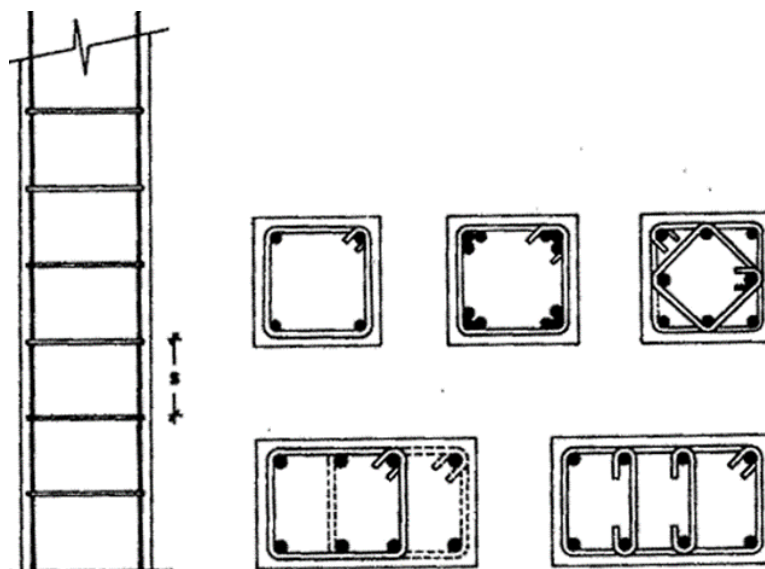


Figura 1. Secciones típicas de soportes de hormigón armado (fuente: Jiménez Montoya 2009)

Las armaduras de los soportes están constituidas por barras longitudinales y cercos y estribos (Figura 1). Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber, bien compresiones de colaboración con el hormigón, bien tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los cercos y estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de los planos inclinados.

Los cercos y estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es, aparte de la indicada anteriormente, evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y ejercer un efecto de zunchado del núcleo de hormigón del pilar, aumentando su ductilidad y resistencia.

Respecto al cálculo de secciones, en apartados posteriores, se explicará el método llevado a cabo para su cálculo. En general, las armaduras de los soportes se disponen simétricamente.

Por último, todas las secciones sometidas a compresión deben calcularse teniendo en cuenta la incertidumbre que existe en el punto de aplicación del esfuerzo normal, para lo cual se introducirá una excentricidad mínima accidental.

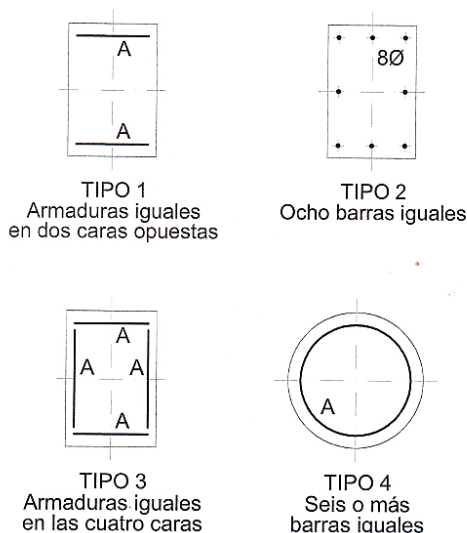


Figura 3. Tipos de armado para soporte (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

La cuantía mecánica de la sección total de armadura, $A_{tot} = \Sigma A$, correspondiente a una sección rectangular sometida a un esfuerzo normal N_d con excentricidad e_0 , es:

$$\omega = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \mu}{1 - \alpha_3 \cdot \delta}$$

Siendo α_1 , α_2 y α_3 coeficientes que dependen del axil reducido, cuyos valores se indican en la tabla 1. Esta fórmula es válida para aceros B400 y B500, y recubrimientos relativos del 5% al 15%.

AXIL v	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3	α_1	α_2	α_3
0,1	-0,09	2,03	1,98	-0,14	2,36	2,14	-0,15	2,53	2,02	-0,19	3,17	2,17
0,2	-0,16	1,98	2,12	-0,23	2,54	2,04	-0,24	2,65	2,12	-0,25	3,28	2,14
0,3	-0,21	1,99	2,07	-0,28	2,63	1,99	-0,3	2,73	2,19	-0,3	3,39	2,11
0,4	-0,24	2	2	-0,31	2,67	2	-0,33	2,76	2,24	-0,34	3,42	2,23
0,5	-0,22	1,99	2,2	-0,29	2,57	2,25	-0,32	2,75	2,29	-0,31	3,34	2,42
0,6	-0,22	2,12	2,12	-0,28	2,65	2,25	-0,29	2,75	2,39	-0,32	3,49	2,49
0,7	-0,19	2,2	2,02	-0,24	2,73	2,16	-0,26	2,82	2,29	-0,3	3,73	2,2
0,8	-0,15	2,29	1,92	-0,2	2,8	2,06	-0,21	2,89	2,18	-0,25	3,76	2,07
0,9	-0,09	2,31	1,8	-0,13	2,82	1,97	-0,15	2,9	2,07	-0,18	3,76	1,95
1	-0,01	2,32	1,69	-0,06	2,82	1,87	-0,07	2,91	1,96	-0,1	3,75	1,82
1,1	0,06	2,39	1,45	0,01	2,92	1,61	-0,01	3,02	1,66	0,03	3,56	1,57
1,2	0,15	2,38	1,33	0,1	2,9	1,5	0,08	3,01	1,54	0,12	3,53	1,44
1,3	0,25	2,37	1,23	0,19	2,88	1,4	0,17	2,99	1,42	0,22	3,5	1,31
1,4	0,34	2,36	1,14	0,29	2,85	1,3	0,27	2,97	1,32	0,32	3,46	1,21
1,5	0,44	2,36	1,05	0,39	2,81	1,22	0,37	2,93	1,22	0,41	3,43	1,12
Armado	Tipo 1 (fig. 16.4)			Tipo 2 (fig. 16.4)			Tipo 3 (fig. 16.4)			Tipo 4 (fig. 16.4)		

Tabla 1. Coeficientes para dimensionamiento de soportes rectangulares y circulares (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

2.2 Dimensionamiento a Cortante

Mientras que el esfuerzo axil es prácticamente constante en muchas piezas de hormigón armado, el momento flector suele presentar una variación significativa a lo largo de la directriz, apareciendo el esfuerzo cortante como consecuencia de esta variación.

El comportamiento de una pieza de hormigón armado cuando se considera la actuación de los esfuerzos transversales (cortante y momento torsor) es complejo. No es posible ya un estudio sección a sección, siendo necesario tratar el conjunto de la pieza, puesto que los mecanismos resistentes no son planos sino que espaciales. En

ellos influyen no solo la forma de la sección, sino también su variación a lo largo de la pieza, la esbeltez de esta, la disposición de las armaduras longitudinales y transversales, la adherencia entre el acero y el hormigón, etc. Se comprende que no es fácil incluir todas esas variables en una formulación simple y práctica.

En este TFM se ha utilizado el método de la Instrucción española basado en el método de la celosía (figura 4).

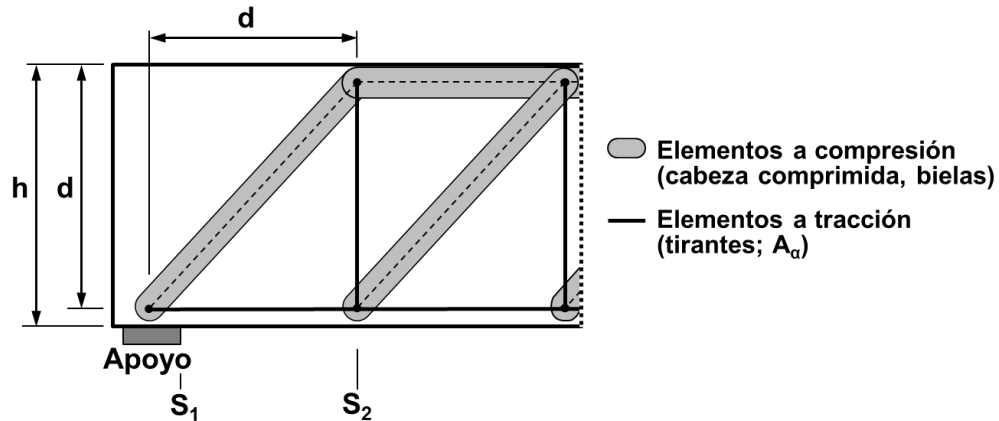


Figura 4. Analogía de la celosía (fuente: Gómez et al., 2016)

2.2.1 Dimensionamiento según la Instrucción Española

De acuerdo a la Instrucción española, una pieza está en buenas condiciones a cortante si se verifican las dos condiciones:

- $V_{rd} \leq V_{u1}$ (agotamiento por compresión de biela)

V_{u1} se comprueba en una sección situada sobre el borde del apoyo, S_1 (figura 4).

- $V_{rd} \leq V_{u2}$ (agotamiento por tracción del alma)

V_{u2} Se comprueba en una sección situada a una distancia igual al canto útil d del borde del apoyo, S_2 (figura 4).

Donde el esfuerzo cortante reducido de cálculo V_{rd} , se obtiene:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cvd}$$

Con,

- $V_d =$ cortante de cálculo
- $V_{pd} =$ cortante por efecto del pretensado
- $V_{cvd} =$ cortante por efecto del cambio de sección en piezas peraltadas

En este trabajo solo se tendrá en cuenta V_d ya que no se contempla la posibilidad de soportes con armadura pretensada ni con cambios en su sección.

2.2.1.1 Agotamiento por Compresión de Bielas

Debe comprobarse que:

$$V_d \leq V_{u1} = 0,6 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot k \cdot \frac{\cotg \beta + \cotg \alpha}{1 + \cotg^2 \beta}$$

donde,

- $\beta = 45^\circ$ (inclinación de fisuras y bielas)
- $\alpha = 90^\circ$ (inclinación de estribos)
- $b_o =$ ancho del alma = b para piezas rectangulares
- $k =$ coeficiente que valora el efecto del esfuerzo axil:
 - $k = 1$ para piezas sin pretensado ni axiles de compresión ($N_d \leq 0$)
 - $k = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}$ para $0 < \sigma'_{cd} < 0,25 \cdot f_{cd}$
 - $k = 1,25$ para $0,25 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} < 0,5 \cdot f_{cd}$
 - $k = 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right)$ para $0,5 \cdot f_{cd} < \sigma'_{cd} < f_{cd}$

con,

- $\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c}$ es la tensión de compresión axil efectiva (si fuera tracción, se tomaría negativa).
- $N_d =$ Esfuerzo axil de cálculo (compresión positiva), incluyendo el pretensado con su valor de cálculo.
- $A_c =$ Área total de la sección de hormigón.
- $A'_s =$ Área total de la armadura comprimida. En compresión compuesta puede suponerse que la armadura está sometida a una tensión igual a su límite elástico.

Cuando $V_d > V_{u1}$, se deberá actuar en alguno de los siguientes parámetros:

- Aumentar b
- Aumentar d
- Aumentar f_{cd}

2.2.1.2 Agotamiento por Tracción soportada por el Hormigón y el Acero

Hay que comprobar que:

$$V_d \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

donde,

- $V_{cu} =$ Contribución del hormigón.
- $V_{su} =$ Contribución del acero.

El primer paso será calcular la contribución del hormigón, en caso de que no sea necesaria la armadura de cortante se dispondrá de la cuantía mínima A_{α} .

En caso de que el hormigón no sea capaz de soportar por si solo el cortante, dispondremos de tanta armadura transversal como sea necesaria para soportar la parte que el hormigón no pueda soportar debido a ese cortante.

La contribución del hormigón es V_{cu} :

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot \beta \cdot b_o \cdot d$$

siendo,

- $\gamma_c =$ coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.
- $\xi =$ coeficiente de efecto de engranamiento de áridos:

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) < 2 \quad (\text{no mayor que } 2; \text{ con } d \text{ en mm})$$

- ρ_l = cuantía geométrica de la armadura longitudinal de tracción anclada a un canto (d) de la sección de comprobación, que posibilita los efectos arco y pasador:

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_0 \cdot d} < 0,02 \quad (\text{no mayor que } 0,02)$$

- $b_0 = b$ para secciones rectangulares.
- $f_{cv} = f_{ck}$ para un control normal de la calidad del hormigón.
- $\sigma'_{cd} = N_d/A_c < 0,3 \cdot f_{cd}$ y $\leq 12 \text{ MPa}$ ($\sigma'_{cd} = 0$ para estructuras sin axiles ni pretensado)
- $\beta = 1$ para fisuras y bielas a 45° con el eje de la pieza.

Resultando,

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot \beta \cdot b_0 \cdot d \Rightarrow$$

$$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b \cdot d$$

La contribución del acero es V_{su} :

$$V_{su} = z \cdot \text{sen } \alpha \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \beta) \cdot \Sigma A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}$$

Siendo,

- $z = \text{brazo mecánico} \approx 0,9 \cdot d$
- $\beta = 45^\circ$
- $\alpha = 90^\circ$
- $A_\alpha = \text{Área, por unidad de longitud, de cada grupo de armaduras que forman un ángulo } \alpha \text{ con la directriz.}$
- $f_{y\alpha,d} = \text{Resistencia de cálculo de la armadura } A_\alpha \text{ que no se tomara superior a } 400 \text{ N/mm}^2.$

Con todo ello resulta:

$$V_{su} = 0,9 \cdot d \cdot \text{sen } 90 \cdot (\text{cotg } 90 + \text{cotg } 45) \cdot A_{90} \cdot \min(f_{yd}, 400)$$

Lo cual lleva a:

- $V_{su} = 360 \cdot d \cdot A_{90}$ para aceros de 500 MPa.
- $V_{su} = 310 \cdot d \cdot A_{90}$ para aceros de 400 MPa.

La separación longitudinal s_t entre estribos, para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua viene establecido en la Instrucción española y debe cumplir que:

$$1. \quad s_t \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \text{cotg } \alpha) \leq 600 \text{ mm}$$

$$\text{si } V_{rd} \leq V_u \cdot \frac{1}{5}$$

$$2. \quad s_t \leq 0,60 \cdot d \cdot (1 + \text{cotg } \alpha) \leq 450 \text{ mm}$$

$$\text{si } V_u \cdot \frac{1}{5} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} \cdot V_{u1}$$

$$3. \quad s_t \leq 0,30 \cdot d \cdot (1 + \text{cotg } \alpha) \leq 300 \text{ mm}$$

$$\text{si } V_{rd} > \frac{2}{3} \cdot V_{u1}$$

Finalmente se debe de disponer siempre de una cuantía mínima de acero, incluso aunque A_α no sea estrictamente necesaria. A efectos de cuantía mínima debe cumplirse que:

$$\Sigma \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen } \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} \cdot b_0$$

Siendo,

- $f_{y\alpha,d} = \min (f_{yd}, 400 \text{ MPa})$
- $\text{sen } \alpha = \text{sen } 90^\circ = 1$
- $b_0 = b$
- $f_{ct,m} = \text{resistencia media a tracción a 28 días.}$
 - $f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ si $f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa}$
 - $f_{ct,m} = 0,58 \cdot f_{ck}^{1/2}$ si $f_{ck} > 50 \text{ Mpa}$

2.3 Cargas Concentradas sobre Macizos

Cundo se aplica una carga de compresión a una zona reducida de una sección de hormigón, en forma de carga localizada, la distribución de tensiones no es uniforme en las proximidades de dicha sección. Las isostáticas de compresión, inicialmente concentradas en la parte cargada (figura 5), se van abriendo a medida que nos alejamos de ella, hasta alcanzarse una distribución prácticamente uniforme a una profundidad l igual a la menor de dimensión de la sección, como demuestran los estudios fotoelásticos.

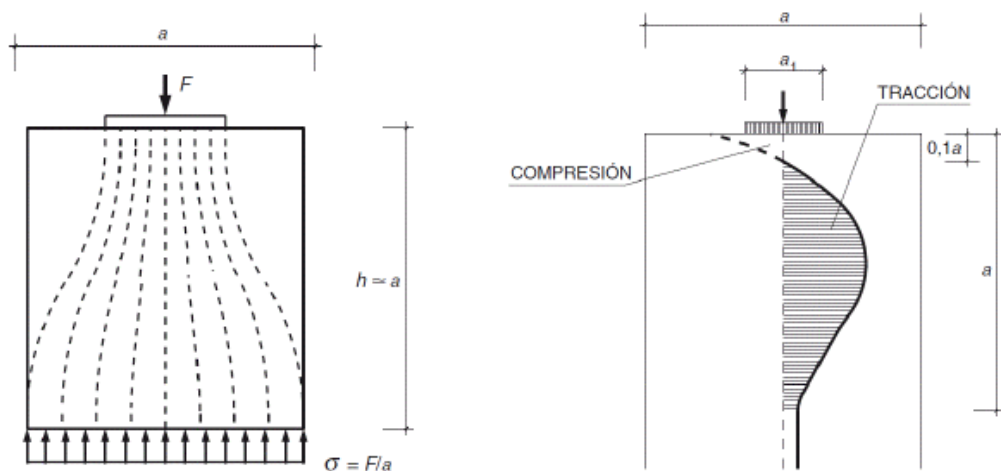


Figura 5. Difusión de tensiones con cargas concentradas sobre macizos (fuente: Hermida et. al., 2017)

En estos casos el hormigón se comporta en las proximidades de la sección cargada (zona de contacto) con una resistencia a compresión superior a la normal f_{ck} , por el efecto del estado biaxial de tensiones que se crea a causa del trazado curvo de las isostáticas. El resultado es equivalente a un efecto de zuncho lateral, que eleva notablemente el valor de la carga de rotura con respecto al obtenido a partir de la resistencia del hormigón medida en probeta ordinaria.

La fuerza máxima de compresión N_d que la Instrucción española permite aplicar sobre una superficie A_{c1} es:

$$N_d \leq N_u$$

Siendo,

N_d = La sollicitación actuante de cálculo.

N_u = La fuerza de agotamiento a compresión:

$$N_u = A_{co} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_{co}}} \cdot f_{cd} \geq A_{co} \cdot 3.3 \cdot f_{cd}$$

Siendo,

A_c = el área máxima homotética con A_{co} , que pueda inscribirse en el área total A situada en el mismo plano que el área cargada (figura 6)

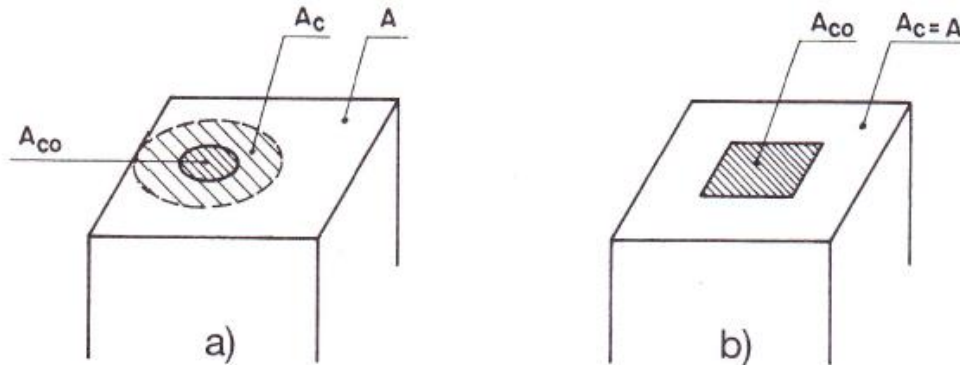


Figura 6. Área máxima homotética y concéntrica con el área de carga (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

Para que este planteamiento pueda ser aplicable el macizo de hormigón no puede poseer huecos internos y tener un espesor:

$$h \geq \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

En el caso de que la zona de aplicación de la carga no cubriese toda la anchura b deben determinarse las tracciones N_a por el mismo procedimiento en ambas direcciones. Como consecuencia, de no efectuar un estudio más preciso, pueden disponerse armaduras en forma de emparrillado o estribos, cuyas capacidades mecánicas sean:

$$U_a = A_{sa} \cdot f_{yd} = 0,25 \cdot N_d \cdot \frac{a - a_0}{a}$$

En dirección paralela a a , $f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$

$$U_b = A_{sb} \cdot f_{yd} = 0,25 \cdot N_d \cdot \frac{b - b_0}{b}$$

En dirección paralela a b , $f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$.

En el caso de que la tensión máxima de tracción no sobrepase el valor de $0.5 \cdot f_{ck}$ podrá prescindirse de la realización de este cálculo.

2.4 Disposiciones Relativas de las Armaduras

Como se ha indicado anteriormente, las armaduras de los soportes de hormigón armado están constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por cercos y estribos.

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe ser 20 cm si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular. La Instrucción española prohíbe los pilares ejecutados in-

situ de dimensiones menores de 25 cm, siendo preciso para estos pilares tomar precauciones especiales.

2.4.1 Armaduras Longitudinales

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular (no considerados en el modelo) debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

a) La separación máxima entre dos barras no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que se diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma. (Figura 7).

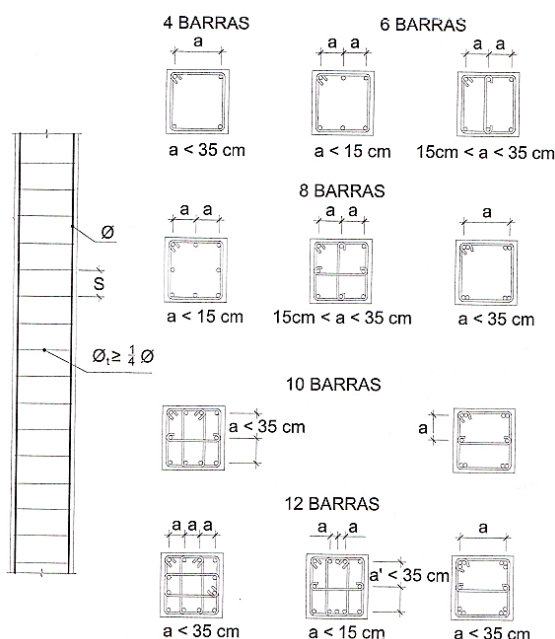


Figura 7. Limitaciones en el armado de soportes (fuente: Jiménez Montoya 2009)

Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm, que el diámetro de la mayor y que $6/5$ de tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto (grupos de barras, figura).

b) Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre dos y cinco centímetros, no debiendo ser inferiores a los diámetros de las barras ni al tamaño máximo de árido.

c) Se recomienda realizar el empalme de las armaduras mediante retranqueo de una barra respecto a la otra (Figura 8). Para poder seguir manteniendo los mismos recubrimientos y asegurar que no se forzaran las barras con grifa durante el hormigonado, dicho retranqueo debe venir preparado de ferralla.

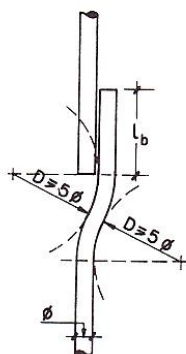


Figura 8. Empalme de barras principales (fuente: Jiménez Montoya 2009)

d) Si se disponen barras longitudinales de diámetro muy grande mayor a $\Phi 40$, estas deben situarse en esquinas de cercos, para evitar que la magnitud de las fuerzas laterales que producen provoque el estallido del hormigón.

2.4.1.1 Cuantías mínimas

Las cuantías mínimas de las armaduras longitudinales de los soportes sometidos a compresión vienen limitadas por las distintas normas. La Instrucción española recomienda, para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, cuando se dispone de armadura simétrica, las siguientes limitaciones:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,1 \cdot N_d$$

$$A_s \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Siendo A_c el área de la sección bruta de hormigón y f_{yd} la resistencia de cálculo del acero, que no se tomara mayor, para este caso, de 400N/mm^2 .

Por otra parte, la Instrucción española establece, para los elementos comprimidos, las cuantías geométricas mínimas que se indican en la siguiente tabla, las cuales, en la mayoría de los casos, son más exigentes que las que se acaban de exponer.

Tipo de elemento estructural		Clase de acero	
		$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		0.004	0.004
Losas		0.002	0.0018
Vigas		0.0033	0.0032
Muros	Armadura horizontal	0.004	0.0032
	Armadura vertical	0.0012	0.0009

Tabla 2. Cuantías geométricas mínimas en tanto por mil, referidas a la sección total de hormigón (fuente: elaboración propia)

2.4.2 Armaduras Transversales

Como es sabido, la misión de los cercos y estribos es evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, aunque esta misión es menos importante que en las vigas, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

La capacidad resistente de las piezas de hormigón en masa sometidas a compresión simple es muy limitada, debido a la posibilidad de una rotura oblicua por deslizamiento del material según planos que forman un ángulo de unos 37° con el eje de la pieza. Para evitar dicha rotura, en piezas esbeltas es necesario disponer unas armaduras longitudinales mínimas, y cercos o estribos.

Por otra parte, los cercos refuerzan considerablemente la resistencia de los soportes por un efecto de confinamiento del núcleo del hormigón que envuelven. En las grandes catástrofes ocurridas en pasados años, relacionadas con roturas de elementos verticales, se ha observado que las estructuras con pilares bien cosidos con armaduras transversales se comportaron considerablemente mejor. Por otra parte, las normas de los países con riesgo sísmico prescriben mayores diámetros y menores separaciones entre cercos de pilares que los usuales en España.

a) Con objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación s entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$s \leq b_e$$

Siendo b_e la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitado por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas, es aconsejable no adoptar para s valores mayores de 30 cm.

b) Por otro lado, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación s entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$s \leq 15\phi$$

Siendo Φ el diámetro de la barra longitudinal más delgada. Sin embargo, en aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trate de obras de especial responsabilidad, la separación s no debe ser superior a 12Φ .

c) El diámetro de los cercos y estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6 mm.

d) Los cercos y estribos deben colocarse en toda la altura del soporte, incluso en los nudos de unión con las vigas, atándolos fuertemente con alambre a las barras longitudinales. No es aconsejable la sujeción de los cercos mediante puntos de soldadura en obra, con objeto de no alterar las características del acero correspondiente a las barras principales.

e) Por último, conviene tomar precauciones para que, durante el proceso de hormigonado de un soporte, no se desplacen los cercos de la cabeza del mismo hacia la parte inferior, con el consiguiente peligro de rotura ulterior.

3 ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD. PANDEO

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura en el cálculo de esfuerzos. Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables aun en el caso de piezas cargadas solo axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo orden (originados porque la deformada de la estructura modifica los esfuerzos) que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma (fenómeno de pandeo).

3.1 Longitud de pandeo y Esbelteces

Una estructura se llama *intraslacional* si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto; y *traslacional* en caso contrario.

Un soporte se considera *aislado* si tiene una sustentación isostática. Los soportes pertenecientes a estructuras aporticadas se asimilan a soportes aislados si puede suponerse que la disposición de los puntos en los que se anula su momento no varía con la carga.

La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre los puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes se indica en la tabla, en función de la longitud de la pieza l .

Sustentación de la pieza de longitud l	Valor del coeficiente α
- Un extremo libre y otro empotrado	2
- Ambos extremos articulados - Ambos extremos empotrados, pero con libre desplazamiento normal a la directriz	1
- Un extremo con articulación fija y el otro empotrado	0,7
- Ambos extremos empotrados	0,5

Tabla 3. Longitud de pandeo $l_0 = \alpha \cdot l$ (fuente: elaboración propia)

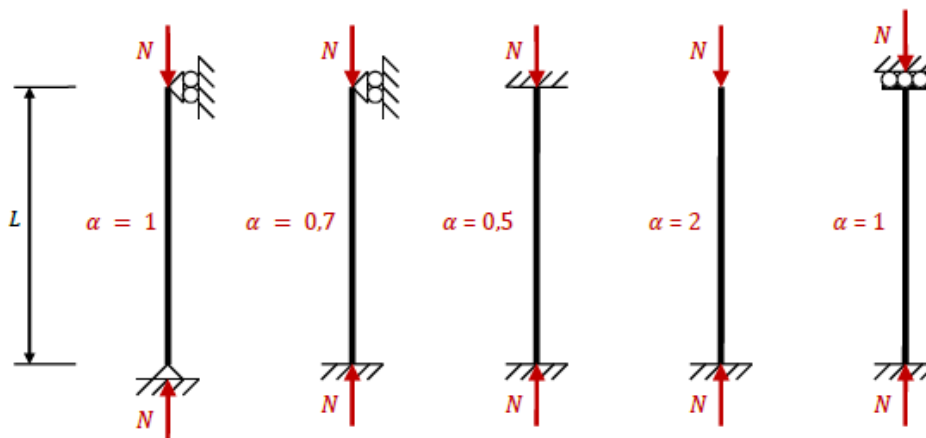


Figura 9. Longitudes de pandeo (fuente: Sergio Hermida, 2017)

Se llama *esbeltez geométrica* de una pieza de sección constante a la relación:

$$\lambda_g = \frac{l_o}{h}$$

Donde l_o es la longitud de pandeo ($l_o=l \cdot \alpha$) y h es la dimensión de la sección en el plano de pandeo. Y se llama *esbeltez mecánica* a la relación:

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i_c} = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Donde l_o es la longitud de pandeo ($l_o=l \cdot \alpha$), e i_c es el radio de giro de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que i_c , es

$$i_c = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde I es la inercia de la sección en el plano de pandeo y A el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón solo (sección bruta).

En secciones rectangulares de canto h , el radio de giro equivale a:

$$i_c = \frac{h}{12}$$

La relación entre la esbeltez geométrica y la mecánica es:

$$\lambda_g = 0,29 \cdot \lambda_m$$

3.2 Valores Límites para la Esbeltez

Para esbelteces mecánicas $\lambda_m < \lambda_{lim}$ la pieza puede considerarse corta, despreciándose los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo. Según la Instrucción española λ_{lim} está asociada a una pérdida de capacidad resistente menor del 10% respecto del soporte considerado corto, y vale:

$$\lambda_{lim} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]}$$

Donde,

v = Axil reducido de cálculo que solicita al soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}$$

e_1 = Menor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte. Se considera positiva si tiene el mismo signo que e_2 .

e_2 = Mayor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte. Se considera positiva. Normalmente e_1 y e_2 son las excentricidades en los extremos. No se tomaran menores que la excentricidad accidental mínima.

h = Dimensión del soporte en el plano de flexión considerado.

C = Coeficiente que depende de la disposición de armadura:

0,24 para armadura simétrica en las dos caras opuestas respecto al plano de flexión considerado, 0,2 para armadura igual en las cuatro caras, 0,16 para armadura simétrica en las caras laterales respecto al plano de flexión considerado.

Para esbelteces mecánicas $\lambda_{lim} \leq \lambda_m \leq 100$ puede aplicarse el método aproximado de la Instrucción española, que veremos en el apartado siguiente.

Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda_m \leq 200$ debe aplicarse el método general, aunque debido a su complejidad, este proyecto solo se permitirá esbelteces máximas de 100. Por último esbelteces mecánicas superiores a 200, no se recomienda su proyección.

3.3 Método aproximado de la Instrucción española

Este método es aplicable a piezas de sección y armadura constante cuya esbeltez mecánica no sea superior a 100. La sección deberá dimensionarse para una excentricidad total igual a:

$$e_{tot} = e_e + e_a \leq e_2$$

Siendo

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

Con los siguientes significados:

- e_a = Excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden.
- e_e = Excentricidad de cálculo de primer orden equivalente:

$$e_e = 0,6 \cdot e_2 + 0,4 \cdot e_1 \leq 0,4 \cdot e_2 \text{ (para soportes intranslacionales)}$$

$$e_e = e_2 \text{ (para soportes translacionales)}$$

- e_1, e_2 = Excentricidades de cálculo máxima y mínima de primer orden, definidas en el apartado anterior.
- l_o = Longitud del pandeo del soporte.
- i_c = Radio de giro de la sección bruta de hormigón en la dirección considerada.
- $\varepsilon_y = f_{yd}/E_y$ = Deformación del acero para su resistencia de cálculo f_{yd} .
- β = Factor de armado:
 - $\beta = 1$ para sección rectangular con armadura simétrica en las dos caras opuestas respecto al plano de flexión considerado (máxima eficiencia frente al pandeo)
 - $\beta = 3$ para sección rectangular con armadura simétrica en las dos caras laterales respecto al plano de flexión considerado (mínima eficiencia frente al pandeo)
 - $\beta = 1,5$ para sección rectangular con armaduras en las cuatro caras (caso intermedio)
 - $\beta = 2$ para secciones rectangulares
- h = Canto total medio paralelamente al plano de pandeo.

4 COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Dichas comprobaciones se dividen en las referentes a la deformación (flecha) y a la fisuración.

4.1 Fórmulas a emplear en los cálculos de deformación y fisuración

En los siguientes epígrafes se plantean los cálculos para realizar las comprobaciones a fisuración y flecha. Ambos fenómenos se encuentran estrechamente relacionados, y por ello hay parámetros que se necesitan en las comprobaciones de ambos casos. Los parámetros necesarios y el proceso para determinar sus valores se exponen a continuación.

- Se conoce como n a la relación entre los módulos de elasticidad de acero y hormigón:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}} = \frac{200000}{8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8}}$$

- $A_b = b \cdot h$ Área bruta de la sección rectangular de la zapata
- A_h es el área homogeneizada, en la cual se sustituyen las armaduras por un área equivalente de hormigón. Su valor se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$A_h = b \cdot h + (n - 1) \cdot A_s$$

- y_h distancia entre la parte superior de la sección y el centro de gravedad de la sección (igual a la de la sección real, teniendo en cuenta hormigón y acero), dividiendo el momento estático respecto de la fibra superior entre el área, es:

$$y_h = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + (n - 1) \cdot d \cdot A_s}{b \cdot h + (n - 1) \cdot A_s}$$

- I_h es el momento de inercia de la sección homogeneizada y se obtiene con la siguiente expresión:

$$I_h = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(y_h - \frac{h}{2}\right)^2 + (n - 1) \cdot A_s \cdot (d - y_h)^2$$

- x_f distancia entre la parte superior de la sección y la fibra neutra cuando la sección se encuentra fisura y en estado lineal. se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$x_f = \frac{b \cdot \frac{x_f^2}{2} + n \cdot d \cdot A_s}{b \cdot x_f + n \cdot A_s}$$

- Resolviendo la ecuación de segundo grado, resulta:

$$x_f = \frac{\sqrt{A_s^2 \cdot n^2 + 2 \cdot A_s \cdot b \cdot d \cdot n} - n \cdot A_s}{b}$$

- I_f corresponde al momento de inercia de la sección fisurada que se obtiene mediante la ecuación:

$$I_f = \frac{b \cdot x_f^3}{3} + n \cdot A_s (d - x_f)^2$$

4.2 Estado Límite de Fisuración

Los fenómenos de fisuración son muy complejos y su resolución es inabordable numéricamente por lo que se tiene que recurrir a fórmulas simplificadas que se centran en comprobar de manera directa o indirecta la anchura de fisura. Además, debemos

controlar las fisuras provocadas por compresión excesiva y garantizar una cuantía mínima de armadura.

4.2.1 Fisuración por Compresión

El esfuerzo principal recibido por la zapata de cimentación que se estudia en este caso es el axil existente en la base del soporte. Como ya se ha comentado, el valor del momento flector transmitido en el empotramiento entre el pilar y la zapata, puede en muchos casos desprejarse, y de no ser así, su valor puede seguir considerándose pequeño en comparación con el axil.

Por ello no es difícil imaginar que las zapatas estarán sometidas a esfuerzos de compresión especialmente concentrados bajo el pilar (recuérdese el discurrir de las isostáticas de compresión expuesto al hablar del método de bielas y tirantes). Además, debe recordarse la reacción del terreno, que en el caso de zapatas flexibles originará el fenómeno de flexión (recuérdese el dimensionamiento como viga en voladizo), por lo que también generará compresiones en las zonas superior de la zapata. Por lo tanto, puede comprenderse que la fisuración por compresión en un tema importante a tratar, debiendo garantizarse las debidas resistencias del hormigón frente a dicho fenómeno.

En el caso de calcular la compresión bajo el soporte, la fórmula que se puede emplear es:

$$\sigma_c = \sigma_t \frac{a \cdot b}{a_0 \cdot b_0}$$

Donde σ_t es la presión ejercida por el terreno ejercida por la combinación de cargas en ELS a considerar en cada caso. El cálculo de dicha tensión es análogo al expuesto al hablar del dimensionamiento, que venía dada por:

$$\sigma_t = \frac{N_k(1 + 4,5\eta)}{a \cdot b}$$

Donde N_k es el axil para la hipótesis de carga del ELS a considerar en ese caso, y η es la excentricidad relativa que recuérdese puede desprejarse ($\eta = 0$) si esta es menor a 1/90.

En el caso de la compresión generada por el flector, de valor:

$$M_{k,a} = \frac{\sigma_t}{2} b(v_a + 0,15a_0)^2$$

Por lo tanto, el esfuerzo de compresión de la fibra superior de la zapata se calcula como:

$$\sigma_c = M_k \cdot \frac{x_f}{I_f}$$

Donde x_f es la profundidad de la fibra neutra medida desde la zona superior de la zapata y I_f es el valor del momento de inercia de la sección fisurada, parámetros ya definidos anteriormente.

Si una pieza de hormigón armado es sometida a una carga de compresión muy elevada se podrán producir fisuras por esta causa. Por lo que la Instrucción EHE-08 limita la tensión de compresión a un 60% de la resistencia característica del hormigón, bajo la hipótesis de carga más desfavorable, que en este caso es la hipótesis característica. Por lo tanto, debe cumplirse que:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck,j}$$

Siendo $f_{ck,j}$ el valor de la resistencia característica a la edad de j días correspondiente a la situación que se considere.

En este caso, del lado de la seguridad, se toma $f_{ck,j} = f_{ck}$, ya que la combinación poco frecuente no va a suceder antes de los 28 días del hormigonado, y pasados esos 28 días siempre se dará el caso de que $f_{ck,j} > f_{ck}$.

En estructuras en las cuales deban tenerse en cuenta los efectos de la fluencia, el Eurocódigo establece que, bajo la combinación cuasipermanente, la tensión de compresión σ_c no supere el 45% del valor de la resistencia característica del hormigón, ya que por encima de este valor la fluencia aumenta mucho; es decir:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

4.2.2 Armadura Mínima

La armadura mínima permite garantizar que no se producirá la plastificación del acero que cose la fisura en el momento en que se forma dicha fisura. Por lo tanto, se garantiza que, en ese instante, la tensión de la armadura en la fisura será menor que su límite elástico. Sin esa armadura mínima, al surgir la fisura se producirá la rotura del elemento.

La fórmula que proponen tanto el Eurocódigo EC-2 como el Código Modelo MC-90 del FIB (Fédération Internationale du Béton; Federación Internacional del Hormigón) para el cálculo de la armadura mínima y que se ha implementado en el modelo de cálculo, es la siguiente:

$$A_s \cdot f_{yk} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff}$$

El significado de cada uno de los términos que intervienen en la fórmula es el siguiente:

- k_c es un coeficiente que tiene en cuenta la forma de la distribución de tensiones y la variación del brazo de las tracciones respecto de las compresiones en el momento de la fisuración. Dicho coeficiente toma el valor $k_c=0,4$ para este caso.
- k es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de las tensiones no lineales producidas por fenómenos de retracción. Toma el valor 0,8 para cantos menores de 30 cm y 0,5 para cantos mayores de 80 cm.
- A_{ct} es el área de hormigón sometida a tracción antes de la fisuración.
- $f_{ct,eff}$ es la resistencia a tracción del hormigón en el momento de producirse la fisuración. Puede tomarse igual a $f_{ct,m}$, a la cual el Eurocódigo EC-2 le asigna el mismo valor que la EHE-08, es decir:

$$f_{ct,eff} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

4.2.3 Calculo de Anchura de la Fisura

Como se ha comentado anteriormente, la estimación de la anchura de fisura es un problema complejo e inabordable numéricamente. Los cálculos a fisuración se realizan mediante fórmulas empíricas aproximadas y los valores obtenidos nunca serán exactos, y por lo tanto, los valores obtenidos serán orientativos.

Las diversas normativas europeas garantizan el cumplimiento del Estado Límite de Fisuración siempre y cuando se cumpla que:

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

Donde los cada uno de los términos de la expresión representa:

- w_k es la anchura característica de fisura.
- $w_{m\acute{a}x}$ es la anchura máxima permitida, que será diferente según la clase general de exposición y, por tanto, según la agresividad del medio que rodea a la estructura. Pese a que la normativa prescribe que el ancho de fisura máxima para un elemento de hormigón armado situada en un ambiente no agresivo (clase I), es de 0,4 mm en este caso no se tomará este valor. Por razones

estéticas y por la inquietud que las fisuras pueden causar a los usuarios (Jiménez Montoya 2009), se recomienda que el ancho máximo de fisura se tome $w_{m\acute{a}x} = 0,3$ mm. En todo caso, la hoja electrónica deja al usuario establecer el $w_{m\acute{a}x}$ que desee, por si se quisiera aplicar a casos diferentes al aquí tratado.

En el método de cálculo que se ha implementado en el modelo electrónico para el análisis de la fisuración en la zapata de cimentación se calcula la anchura característica según lo establecido en el Eurocódigo EC-2. La fórmula propuesta por esta normativa es:

$$w_k = s_{r,m\acute{a}x} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

En esta expresión, $s_{r,m\acute{a}x}$ representa la máxima separación entre fisuras que, en el caso de secciones sometidas a flexión con barras corrugadas, toma el valor:

$$s_{r,m\acute{a}x} = 3,4 \cdot c + 0,17 \cdot \frac{\phi}{\rho}$$

En dicha expresión c es el recubrimiento de las armaduras sometidas a tracción, ϕ el diámetro de la barra traccionada de mayor sección, y ρ la cuantía de acero traccionado en relación con el área eficaz de hormigón sometida a tracción. Dicho valor se obtiene mediante la expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eficaz}}$$

Donde A_s es el área traccionada de acero, y $A_{c,eficaz}$ el área rectangular eficaz de hormigón que hay alrededor de A_s :

$$A_{c,eficaz} = b \cdot h_{eficaz}$$

Siendo b el ancho total de la sección y h_{eficaz} una altura igual a:

$$h_{eficaz} = 2,5(h - d) \leq \frac{h - x}{3} \leq \frac{h}{2}$$

Siendo h el canto total de la zapata, d su canto útil, y x la profundidad de la fibra neutra.

Por su parte, el segundo factor del producto correspondiente a la fórmula de w_k es la deformación media del acero respecto a la del hormigón, $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$, que se calcula mediante la fórmula:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,m}}{\rho} \cdot (1 + n \cdot \rho)}{E_s} \leq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde cada uno de los términos representa:

- σ_s es la tensión de la armadura traccionada, A_s , en la combinación de cargas de servicio a efectos de fisuración, que normalmente, y en particular en este caso, es la cuasipermanente. Por tanto, se cumplirá que:

$$\sigma_s < f_{yd}$$

Para estructuras de hormigón armado (no válido para el pretensado) σ_s puede calcularse, de forma simplificada, tomando:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

Siendo M_k el momento flector característico (sin mayorar) para la combinación cuasipermanente, d el canto útil y A_s el área de acero traccionada. En este caso, al disponer la zapata únicamente de armadura de tracción A_s corresponderá a la superficie de acero existente en cada uno de los lados de la zapata.

- $f_{ct,m}$ es la resistencia media a tracción del hormigón a 28 días, para la cual tanto el Eurocódigo como la EHE-08 emplean las mismas fórmulas, que ya han sido vistas al hablar de dimensionamiento a cortante ($f_{ct,m} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ para $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ (que es lo habitual), y $f_{ct,m} = 0,58 \cdot (f_{ck})^{1/2}$ para $f_{ck} > 50\text{MPa}$, con todos los parámetros expresados en MPa).
- E_s representa el módulo de elasticidad (Módulo de Young) del acero.
n, en este caso, es la relación entre E_s y E_{cm} ($n = E_s / E_{cm}$), siendo E_{cm} el módulo de deformación longitudinal o módulo de elasticidad para un hormigón de 28 días aproximado según la pendiente de la recta secante a la curva tensión-deformación del hormigón.

El EC-2 propone una fórmula que puede simplificarse, tomando:

$$E_{cm} = 15400 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right) \cdot 0,3$$

Con los valores de E_{cm} y f_{cm} en MPa.

A su vez, en ausencia de datos reales, la resistencia media del hormigón a compresión a 28 días, f_{cm} , puede aproximarse como:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$$

Debe hacerse notar que esta fórmula de n y la que se ha visto en el epígrafe anterior no dan los mismos resultados, pero que sin embargo son bastante cercanos.

- ρ ya ha sido visto previamente en este sub-epígrafe.

4.3 Estado Límite de Deformación

4.3.1 Valores Límites Admisibles para las Flechas

La normativa limita normalmente la flecha total, por razones de funcionalidad y aspecto, y la flecha activa, para evitar daños en los elementos no estructurales que se apoyan sobre la estructura. Los diferentes tipos de flecha a tener en cuenta son los siguientes:

- Flecha instantánea: a la que se produce al aplicar una carga, del tipo que sea, sea permanente o variable.
- Flecha diferida: es la que producen las cargas permanentes y cuasipermanentes, a partir del momento de aplicar dichas cargas, a lo largo del tiempo, por causa de la reología del hormigón (retracción y fluencia).
- Flecha total: es la suma de la flecha instantánea más la diferida.
- Flecha activa: es la que se produce a partir de que un elemento dañable no estructural (fachada, ventanales, tabique, solado) se construye sobre la estructura.

Las limitaciones de flecha orientativas que se encuentran en este caso son las fijadas por la normativa. Dichas limitaciones deben definirse en cada caso según las características particulares de cada estructura y de los sistemas no estructurales que apoyan sobre ella. El cálculo de flechas no puede hacerse de forma precisa, porque en las deformaciones diferidas intervienen muchos factores aleatorios difíciles de cuantificar, como el historial de cargas a lo largo del tiempo, los fenómenos reológicos (retracción, fluencia), o las condiciones de temperatura y humedad (nótese que la zapata se encuentra enterrada y rodeada de un ambiente húmedo en caso de hallarse bajo la capa freática), condiciones de curado, edad del hormigón en el momento de la puesta en carga, cuantía de la armadura de compresión, valor de la carga permanente, entre otros.

Las limitaciones a flecha difieren entre sí dependiendo de si se consulta una normativa española (EHE-08) o una extranjera (EC-2).

4.3.2 Cálculo de la Flecha Instantánea

En materiales elásticos, homogéneos e isótropos la flecha instantánea puede calcularse aplicando las fórmulas clásicas de la resistencia de materiales, en función de la carga, la longitud y la rigidez a flexión. En este caso, en las zapatas dimensionadas según la teoría de flexión, se supone un comportamiento análogo al de una viga en voladizo sometida a una carga distribuida.

$$f_i = \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I}$$

Debe tenerse en cuenta que la carga q será la correspondiente a la reacción producida por el terreno, y que por lo tanto se contabiliza en unidades de carga superficial. Para contabilizarlo como carga lineal debe multiplicarse dicho valor por el valor de la dimensión transversal de la zapata. Además, en este caso la longitud del voladizo (L) se corresponde con la longitud del vuelo de la zapata en esa dirección más un 15% del lado del soporte en la susodicha dirección. En el caso de calcularse la flecha en la dirección paralela al lado “a”, los valores de carga y longitud serán:

$$q_a = \sigma_t \cdot b$$
$$L = v_a + 0,15a_0$$

Por lo tanto, a la hora de calcular la flecha instantánea, la fórmula, en caso de referirnos a la dirección paralela al lado “a”, tomará la siguiente forma:

$$f_{i,a} = \frac{(\sigma_t \cdot b) \cdot (v_a + 0,15a_0)^4}{8 \cdot E \cdot I}$$

Como ya hemos comentado anteriormente, el hormigón armado no es un material homogéneo ni isótropo, y no tiene rigidez ($E \cdot I$) constante. Por un lado, la armadura es uniforme a lo largo de la pieza; por otro lado, las secciones solicitadas a mayores esfuerzos se fisuran. A lo largo de un soporte hay secciones con diferentes inercias, unas fisuradas y otras sin fisurar. Cada sección de una pieza tendrá una inercia que dependerá de la relación entre el momento flector que actúa sobre ella (M_a) y el momento de fisuración (M_f).

A la hora de calcular la flecha, en el modelo se ha aplicado la propuesta de la EHE-08, que es utilizar una inercia media equivalente que tiene en cuenta la disminución de rigidez y que, aplicada a la oportuna fórmula de resistencia de materiales, permite calcular una flecha similar a la real.

El valor de esa inercia equivalente (I_e) oscila entre la inercia bruta (I_b) y la de fisuración (I_f) y, por tanto, depende de la relación M_f/M_a . Cuando $M_f < M_a$, será $I_e = I_b$. Cuando $M_f = M_a$, será $I_e \approx I_b$. Cuando $M_f > M_a$ la inercia equivalente irá pasando, progresivamente, de I_b a I_f , y cuanto menor sea M_f/M_a , más cerca estará I_e de I_f que de I_b .

La fórmula más utilizada para calcular I_e es la fórmula empírica de Branson, adoptada por la EHE-08 y por la normativa norteamericana (Código ACI; American Concrete Institute), que estima el momento de inercia efectivo mediante una interpolación lineal entre los dos casos extremos que se acaban de comentar (I_b e I_f), por medio de la fórmula:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_b + \left(1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right) \cdot I_f \leq I_b$$

Donde cada uno de los términos corresponde a:

- M_f es el momento flector de fisuración, que provoca una tensión $f_{ctm,fl}$ en la fibra más traccionada, siendo $f_{ctm,fl}$ la resistencia media a flexotracción del hormigón.
- M_a es el momento flector que actúa sobre la sección, en condiciones de servicio.
- I_b es el momento de inercia de la sección de hormigón bruta. En nuestro caso:

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

- I_f es el momento de inercia de la sección fisurada.

Con respecto a momento flector de fisuración, M_f , la resistencia media a flexotracción del hormigón se calcula por medio de la fórmula:

$$f_{ctm,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1.000}\right) \cdot f_{ct,m} \geq f_{ct,m} \text{ (con } h \text{ en mm)}$$

Siendo $f_{ct,m}$ la resistencia media a tracción a 28 días, ya vista con anterioridad ($f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$, si $f_{ck} \leq 50$ MPa, que es lo habitual).

El momento de fisuración se obtiene mediante:

$$M_f = \frac{\sigma_{fisuración} \cdot I}{h/2}$$

M_f puede estimarse de forma aproximada por medio de la fórmula:

$$M_f = \frac{\sigma_{fisuración} \cdot I}{h/2} \approx \frac{f_{ctm,fl} \cdot I_b}{h/2}$$

Siendo:

- f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón, que en ausencia de datos reales se puede aproximar mediante la fórmula $f_{ct} \approx 0,7 \cdot f_{ctm,fl}$, con $f_{ctm,fl}$ ya vista en este epígrafe.
- I_b la inercia bruta ($I_b = b \cdot h^3 / 12$).
- h el canto total.

M_f puede estimarse con mayor precisión por medio de la fórmula:

$$M_f = \frac{f_{ct} \cdot I_h}{h - y_h}$$

Siendo:

- f_{ct} , igual que antes, la resistencia a tracción del hormigón.
- I_b la inercia de la sección homogeneizada, cuya fórmula ya ha sido vista con anterioridad en este Anejo.
- h el canto total.
- y_h la distancia entre la parte superior del soporte y el centro de gravedad de la sección.

No obstante, estas dos fórmulas de M_f llevan a resultados muy similares.

4.3.3 *Calculo de la Flecha Diferida*

Como ya se ha comentado anteriormente, su cálculo exacto es prácticamente imposible debido a la gran cantidad de variables de las que depende. Cabe añadir además que la fisuración aumenta la complejidad del problema. Por lo cual las normativas normalmente establecen fórmulas experimentales sencillas.

En este caso se ha empleado la EHE-08 que al igual que el Código ACI, propone multiplicar la flecha instantánea debida a cargas permanentes por el factor:

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

Siendo:

- ρ' la cuantía geométrica de la armadura comprimida en la sección de arranque en el caso de voladizos.
- ξ un coeficiente que depende de la duración de la carga, y que se toma de la siguiente tabla.

Duración de la carga	ξ
Mayor o igual 5 años	2,0
1 año	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0
1 mes	0,7
15 días	0,5

Tabla 4. Coeficientes para el cálculo de la flecha diferida (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

Conociendo el valor de λ , calcularemos la flecha diferida mediante la siguiente expresión

$$f_d = \lambda \cdot f_i$$

Siendo f_i el valor de la flecha instantánea.

4.3.4 Cálculo de la Flecha Total

La flecha total es la suma de las flechas instantánea y diferida.

$$f_t = f_i + f_d$$

Esta flecha total máxima a tiempo infinito (f_t) debe ser menor que $L/250$, y también menor que $(L/500) + 1\text{cm}$. En este caso, por considerarse a la hora de realizar los cálculos, como si la zapata fuese un voladizo, en estas fórmulas hay que usar un $L = 1,6 \cdot v$, siendo v el vuelo. En este caso el vuelo del voladizo ya se definió anteriormente la longitud considerada para los cálculos en el caso de la flecha instantánea.



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



Escola Politécnica Superior

**TRABAJO FIN DE MÁSTER
CURSO 2018/2019**

*OPTIMIZACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN AL
DESARROLLO SOSTENIBLE DE UNA
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO*

Máster en Ingeniería Industrial

Documento

ANEJO II: DIMENSIONAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES

ÍNDICE

1 GENERALIDADES	3
2 ZAPATAS. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	5
2.1 Tipos de Zapatas.....	5
2.2 Zapatas Aisladas Bajo Carga Centrada o Excéntrica	6
2.2.1 Generalidades.....	6
2.2.2 Predimensionamiento de la Zapata	7
2.2.2.1 Dimensiones en planta.....	7
2.2.2.2 Canto de la Zapata.....	8
2.2.3 Dimensionamiento de Zapatas Rígidas	9
2.2.4 Dimensionamiento de Zapatas Flexibles	12
2.3 Anclaje y Disposición de las Armaduras	13
2.3.1 Longitudes de Anclaje.....	14
3 COMPROBACIÓN DE LA ZAPATA DE CIMENTACIÓN	18
3.1 Comprobaciones en Estados Límites Últimos	18
3.1.1 Comprobación al Vuelco	18
3.1.2 Comprobación al Deslizamiento	19
3.1.3 Comprobación a Cortante	19
3.1.4 Comprobación a Punzonamiento	20
3.1.4.1 Compresión Oblicua de las Bielas.....	21
3.1.4.2 Agotamiento por Compresión del Alma	22
3.1.4.3 Calculo del Esfuerzo de Punzonamiento	23
3.2 Comprobaciones en Estado Límite de Servicio (ELS)	24
3.2.1 Estado Límite de Fisuración	24
3.2.1.1 Fisuración por Compresión	25
3.2.1.2 Armadura Mínima.....	26
3.2.1.3 Calculo de Anchura de la Fisura	26
3.2.2 Estado Límite de Deformación (ELD)	28
3.2.2.1 Valores Límites Admisibles para las Flechas	28
3.2.2.2 Cálculo de la Flecha Instantánea	29
3.2.2.3 Calculo de la Flecha Diferida	30
3.2.2.4 Calculo de la Flecha Total.....	31

1 GENERALIDADES

El proyecto de la cimentación de un edificio es un problema relativamente complejo, que debe ir precedido por un informe geotécnico, en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia y compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad; la situación de nivel freático; las posibles galerías y conducciones existentes en la zona; las estructuras colindantes etc.

Toda cimentación ha de garantizar la estabilidad y la resistencia de la obra que soporta a lo largo de su vida útil. El tipo de cimentación, la profundidad y las dimensiones de la misma deben elegirse teniendo en cuenta, por una parte, la estructura que soporta (en especial, las acciones que transmite y su capacidad de deformación), y, por otra, el terreno de que se trata (en especial su resistencia y su deformabilidad) de forma que la cimentación sea segura y económica.

Por otra parte, las cimentaciones deben tener una durabilidad suficiente. Es decir, no deben resultar afectadas por las posible agresividad del terreno y deben estar adecuadamente protegidas frente a las acciones físicas y las modificaciones naturales o artificiales del terreno (heladas, cambios de volumen, variaciones del nivel freático, excavaciones próximas...). Los problemas de durabilidad son especialmente graves en estas estructuras, pues, al estar enterradas, su conservación y reparación son caras y dificultosas.

Las cimentaciones pueden clasificarse en superficiales o directas (zapatas y losas) y profundas (pilotes). El concepto de superficial se refiere a la cota de apoyo sobre el terreno firme (menos de 6 m) y no a su extensión en planta.

Las zapatas (cimentaciones superficiales de zonas aisladas de la estructura), son el tipo más frecuente; se emplean cuando el terreno tiene ya en su superficie una resistencia media o alta en relación con las cargas de la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales entre las distintas partes de ésta.

Las losas (cimentaciones superficiales de toda la planta de la estructura) se emplean en terrenos menos resistentes o menos homogéneos, o bajo estructuras más pesadas y menos deformables; con ellas se aumenta la superficie de contacto y se reducen los asientos diferenciales. A veces también se emplean cuando la cimentación ha de descender por debajo del nivel freático, para soportar la subpresión. Puede decirse, de forma aproximada, que la losa es más económica que las zapatas si la superficie total de éstas es superior a la mitad de la superficie cubierta por el edificio.

Los pilotes se emplean, en general, cuando el terreno resistente está a profundidades superiores a los 5 ó 6 m, cuando el terreno es poco consistente hasta una gran profundidad, cuando existe gran cantidad de agua en el terreno y cuando deben resistirse acciones horizontales de cierta importancia.

Entre la cimentación profunda por pilotes y la superficial por zapatas puede darse una situación intermedia cuando el terreno competente no está en superficie, pero está a una profundidad menor de 5 o 6 m. En este caso, el pilote sería muy corto, por lo que se recurre a excavar pozos de cimentación de la profundidad necesaria, que se rellenan de un material más rígido que el terreno, por ejemplo, hormigón pobre, sobre el cual se apoyan las zapatas.

Para la construcción de las zapatas o las losas se coloca sobre el terreno un hormigón de limpieza que es una capa de hormigón pobre, no estructural, de unos 10

cm de espesor, que permite dotar de rigidez, limpieza, uniformidad y nivelación adecuada a la superficie inferior de la zapata. Al no ser estructura, el hormigón de limpieza no tiene por qué estar sometidas a las exigencias propias de ese material y no es necesario tipificar como sucede con los hormigones de la Instrucción Española; basta con que el material que se aporte en los 10 cm sea un material más rígido y más resistente que el terreno sobre el que se apoya.

A continuación, se expone el método que se ha realizado en el libro electrónico de este TFM para el cálculo de las cimentaciones, con las fórmulas y las normas que se han aplicado

2 ZAPATAS. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

2.1 Tipos de Zapatas

Por su forma de trabajo las zapatas pueden ser (Figura 1):

- *Aisladas*, si soportan un solo pilar (Figura 1 a). En su mayoría, las zapatas aisladas son de planta cuadrada.
- *Combinadas*, si soportan dos o más pilares, en número reducido (Figura 1 b). Se emplean en medianerías para evitar la carga excéntrica sobre la última zapata, o cuando dos pilares están muy próximos entre sí, o, en general para aumentar la superficie de carga o reducir asientos diferenciales.
- *Continuas o corridas bajo pilares*, para soportar varios pilares alineados (Figura 1 c); se emplean en circunstancias parecidas a las zapatas combinadas.
- Continuas o corridas bajo muros, para soportar muros (Figura 1 d).
-

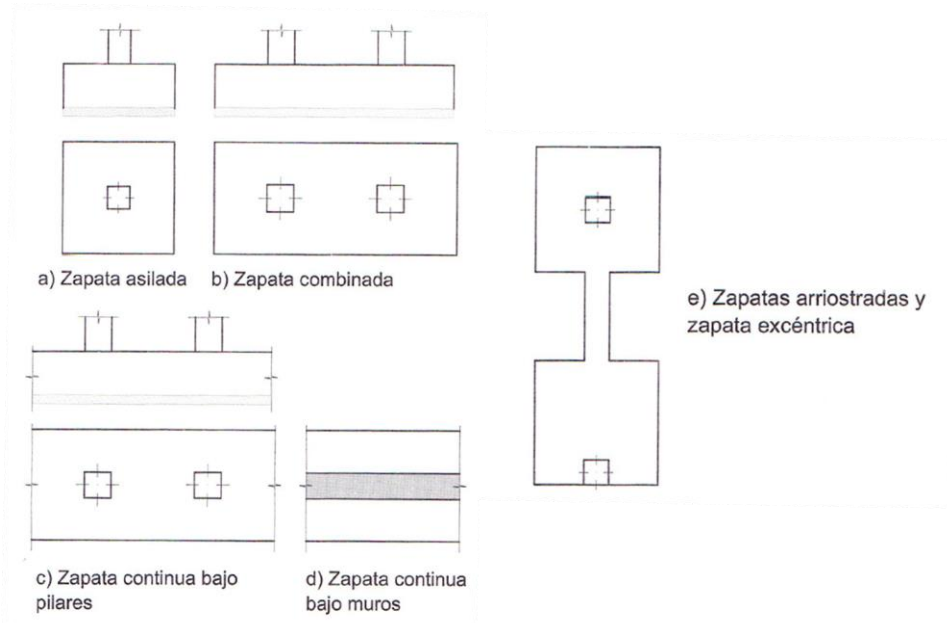


Figura 1. Tipos de zapatas por su forma de trabajo (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

- *Excéntricas* cuando la carga no coincide con el centro de gravedad de la zapata, y *arriostradas*, cuando varias zapatas se unen por medio de vigas riostras (Figura 1 e), para centrar la carga excéntrica o cuando existen acciones horizontales.

Por su relación entre sus dimensiones (lo que condiciona su forma de trabajo), pueden ser rígidas o flexibles (Figura 2), según que la relación del mayor vuelo al canto sea o no menor de 2, respectivamente.

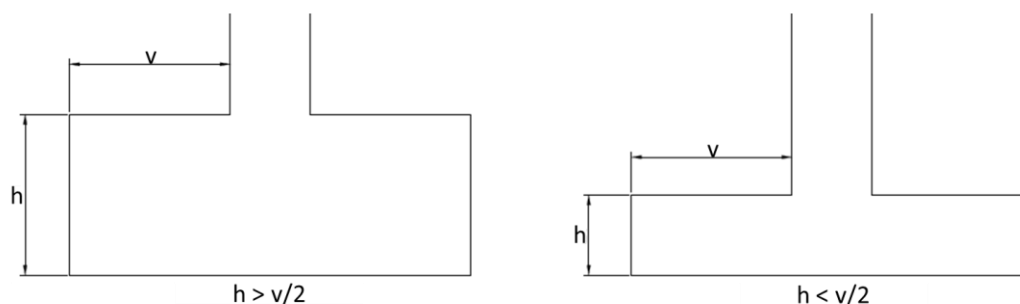


Figura 2. Zapatas rígidas y zapatas flexibles (fuente: elaboración propia)

2.2 Zapatas Aisladas Bajo Carga Centrada o Excéntrica

2.2.1 Generalidades

Las zapatas aisladas se emplean para transmitir al terreno la carga de un solo soporte, y su planta suele ser cuadrada o rectangular. El canto h no debe ser menor de 30 cm.

El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es complejo. Sin embargo, los métodos de cálculos admitidos por las normas son suficientemente seguros, ya que están basados en una extensa experimentación.

Las zapatas rígidas, como ya se ha comentado son aquellas cuyo vuelo v , en ambas direcciones no supera $2h$, siendo h el canto máximo. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno puede suponerse plana; pero para su cálculo como piezas de hormigón, no puede aplicarse la teoría general de flexión, válida para piezas esbeltas (dimensionamiento en base a los momentos flectores y cortantes), sino que es necesario aplicar el método de las bielas y tirantes.

Por el contrario, las zapatas flexibles son aquellas cuyo vuelo v es superior a $2h$ en alguna de las direcciones principales. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno depende de la rigidez relativa entre suelo y zapata; suponer una ley plana queda del lado de la inseguridad para la comprobación de las presiones, que serán mayores en el centro de la zapata para carga centrada y zapata muy flexible, y del lado de la seguridad para el cálculo de la pieza de hormigón. El cálculo de ésta se hace por la teoría general de la flexión, como si fuera una losa o viga plana.

En zapatas rectangulares, sucede a menudo que el vuelo en una dirección es inferior y en la otra superior a $2h$. Estas zapatas se consideran flexibles y deben calcularse como tales en ambas direcciones, es decir, en la dirección en la que el vuelo es menor de $2h$ se aplica también la teoría de flexión y no el modelo de bielas y tirantes.

Si la excentricidad es muy grande y la zapata, aun con el pilar centrado, puede tener un dimensionamiento excesivo, puede ser conveniente disponer de elementos de centrado de la carga.

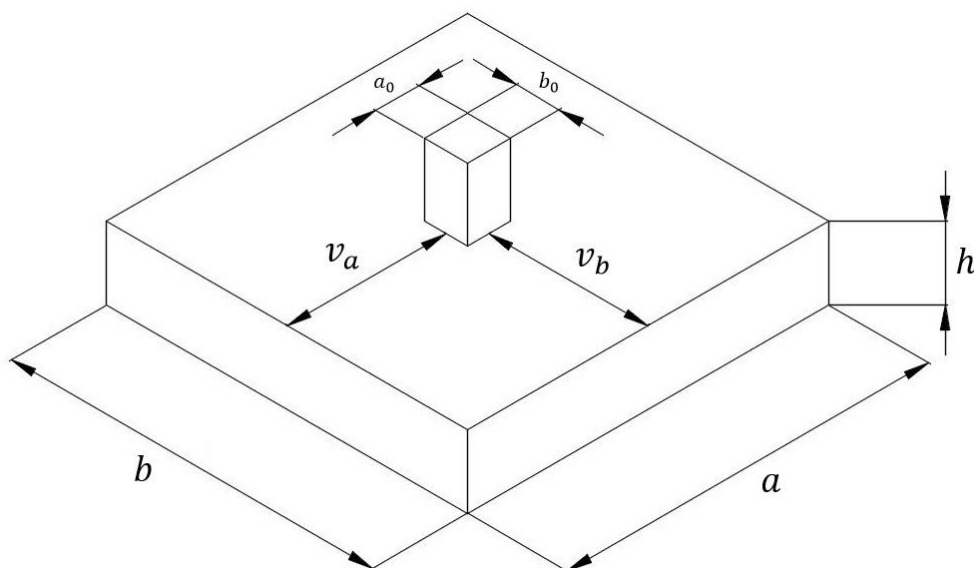


Figura 3. Representación de una zapata aislada incluyendo los voladizos (fuente: TFG, Alán Luaces, 2018)

2.2.2 Predimensionamiento de la Zapata

A continuación se expondrá el predimensionamiento de zapatas aisladas sometidas a una carga centrada N y a un momento M que son las más frecuentes en edificios normales.

Las formulas siguientes son aplicables cuando la excentricidad relativa de carga $\eta = M/(N \cdot a)$ es menor a $1/9 = 0,111$ (siendo a la dimensión de la zapata), lo que sucede habitualmente en edificación. Si la excentricidad η fuera menor de $1/90 = 0,011$, podría prescindirse por completo de dicha excentricidad (o del momento M), calculando la zapata como si la carga N estuviera centrada, con errores normalmente menores al 5%. Para excentricidades η comprendidas entre 0,011 y 0,111 conviene cubrirse de estos errores, lo que puede hacerse, de forma aproximada, multiplicando las cargas por los siguientes factores:

- Para cálculos geotécnicos (comprobación de presiones de suelo):
 $\gamma_g = 1 + 3\eta$
- Para cálculos estructurales (comprobaciones de flexión y cortante):
 $\gamma_e = 1 + 4,5\eta$

2.2.2.1 Dimensiones en planta

Las dimensiones en planta de la zapata se obtienen de la comprobación de las presiones del suelo (cálculo geotécnico). En la práctica, el área necesaria en planta para la zapata, A , se obtiene en función de la presión admisible para el terreno, σ_{adm} , mediante la ecuación:

$$A = a \cdot b = \frac{N(1 + 3\eta) + P}{\sigma_{adm}}$$

Siendo N la carga centrada de servicio (sin mayorar) y P el peso propio de la zapata.

Para entrar en esta ecuación es preciso en primer lugar estimar la excentricidad relativa de la carga del soporte respecto a la dimensión de la zapata, $\eta = M/(N \cdot a)$, así como el peso propio de la zapata P . Por ello, el primer paso consiste en hacer una estimación de la dimensión de la zapata. Esta estimación puede conseguirse

umentando en un 25% el área que sería necesaria sin tener en cuenta ni la excentricidad ni el peso de la zapata (A_o : Área estimada):

$$A_o = \frac{1,25N}{\sigma_{adm}}$$

A partir de esta área se obtiene una primera estimación a_o de la dimensión a , que será igual a la raíz cuadrada del área A_o en caso de la zapata cuadrada, y al cociente entre A_o y la dimensión b en el caso de que esta venga obligada. Tanto en un caso como en otro conviene redondear el valor a_o obtenido al múltiplo de 0,1 m siguiente, pues las dimensiones en planta de las zapatas se suelen modular en la práctica con incrementos de 10 cm por razones constructivas. Aunque para el caso de estudio de dimensiono con incrementos de 5 cm, para ajustar al máximo y así obtener un mejor resultado.

A continuación, se obtendrá el valor de la excentricidad relativa de la carga $\eta = M/(N \cdot a_o)$. Si resulta $\eta < 0,011$ (1/90) podrá prescindirse del momento M , pero si resulta $0,011 < \eta < 0,111$ (1/9) será necesario multiplicar la carga N por el factor $1 + 3\eta$, para los cálculos geotécnicos, y $1 + 4,5\eta$, para los cálculos estructurales, como se ha mencionado líneas arriba.

El valor N debe incrementarse además para tener en cuenta el peso de la zapata. Para ello puede multiplicarse por el factor $1 + \beta$ siendo:

$$\beta = \frac{25 - 0,075\sigma_{adm}}{100} \leq 0,05$$

Donde σ_{adm} es la presión admisible del terreno en kN/m^2 ($1 \text{ kp/cm}^2 = 100 \text{ kN/m}^2$).

En definitiva, el área necesaria para la zapata puede estimarse mediante:

$$A = \frac{N(1 + 3\eta)(1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

Obtenida el área A , tanto si la zapata es cuadrada ($a=b$), como si debe ser rectangular por venir obligado su ancho ($b=dato$), de inmediato se obtienen las dimensiones en planta de la zapata.

Dimensionada la zapata en planta, para el cálculo estructural se considerará una presión uniforme del terreno, prescindiendo del peso propio de la zapata. Por tanto, como acción del terreno sobre la zapata se tomará la presión uniforme, $\sigma_t = N_d(1 + 4,5\eta)/(a \cdot b)$, siendo N_d el axil mayorado transmitido por el soporte.

2.2.2.2 Canto de la Zapata

El canto de la zapata se obtiene de su dimensionamiento como pieza de hormigón (cálculo estructural).

Por razones económicas, el canto debe ser el menor posible. El parámetro más relevante para el dimensionamiento del canto, es la presión admisible del terreno:

i) Para valores altos de la presión admisible del terreno ($\sigma_{adm} > 250 \text{ kN/m}^2$) bastan unas dimensiones en planta relativamente reducidas y suelen resultar zapatas rígidas. Estas zapatas se arman por el método de las bielas, sin que sea necesario efectuar la comprobación de tensiones tangenciales (cortante y punzonamiento). El canto se predimensiona como se indica en el punto *ii*.

ii) Para valores medios de la presión admisible del terreno ($160 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm} < 250 \text{ kN/m}^2$) son necesarias dimensiones en planta mayores, suelen resultar zapatas flexibles y el canto óptimo es aquel por debajo del cual es necesario disponer armadura a cortante.

Pero en la comprobación correspondiente, tanto el cortante actuante $V_d = \sigma_t \cdot b \cdot (v - d)$ como el cortante último resistente $V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d$ dependen del canto útil

d. De nuevo es preciso efectuar tanteos. Para iniciar estos tanteos se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante y para presiones admisibles del terreno $\sigma_{adm} > 160 \text{ kN/m}^2$, adoptar como valor del canto útil d_c el proporcionado en metros por la expresión:

$$d_c = \frac{2,09 \sigma_t}{\sigma_t + 1.120} (v - 0,23) \leq 0,24 \text{ m}$$

Siendo:

$$\sigma_t = N_d / (a \cdot b) = \text{Presión uniforme del terreno sobre la zapata, en kN/m}^2.$$

N_d = Axil mayorado transmitido por el soporte a la zapata.

v = El mayor de los vuelos v_a y v_b en las dos direcciones a y b .

$$v_a = (a - a_o) / 2 = \text{Vuelo en la dirección } a.$$

$$v_b = (b - b_o) / 2 = \text{Vuelo en la dirección } b.$$

a, b = Dimensiones en planta de la zapata.

a_o, b_o = Dimensiones de la sección del soporte.

Este canto evita la comprobación de cortante en la gran mayoría de los casos (especialmente en aquellos en los que, como es habitual, el canto se redondea para que el canto total h sea múltiplo de 10 cm), pues las zapatas con el dimensionamiento la satisfacen automáticamente; además, este canto, tanto las zapatas rígidas como flexibles, proporciona soluciones cercanas al óptimo económico.

iii) Por último, para presiones admisibles sobre el terreno bajas ($\sigma_{adm} < 160 \text{ kN/m}^2$) el canto útil recomendado anteriormente d_c no es válido, pues las zapatas no solo son flexible, sino que, además, sus dimensiones en planta son relativamente grandes, por lo que ahora la comprobación que limita el canto es la de punzonamiento. Para estas presiones el canto útil recomendado es el dado en metros por la expresión:

$$d_p = \alpha \cdot d_c + (1 - \alpha) \cdot d_r \leq 0,24 \text{ m}$$

Siendo,

$\alpha = 0,67 + 0,33 \left(\frac{\sigma_{adm} - 50}{110} \right)$, un coeficiente función de la presión admisible sobre el terreno σ_{adm} ;

$$d_r = \sqrt{\frac{ab}{2k - 1}}, \text{ un canto de referencia función del coeficiente } k = 1.276 / \sigma_t$$

Lo mismo que sucede con el canto cortante d_c , este canto recomendado d_p se acerca al óptimo económico y en la gran mayoría de los casos hace innecesaria la comprobación de punzonamiento.

2.2.3 Dimensionamiento de Zapatas Rígidas

De acuerdo con la Instrucción española, el modelo de bielas y tirantes que debe utilizarse para una zapata rígida es el representado en las figuras 4 y 5, según se trate de cargas centradas o cargas excéntricas, respectivamente.

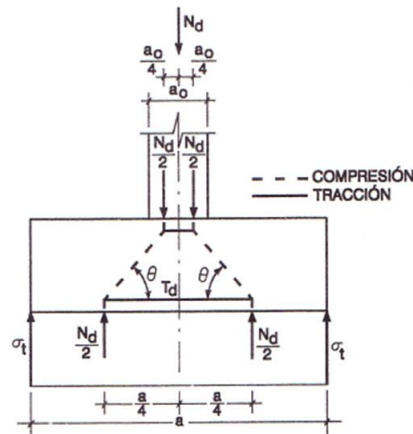


Figura 4. Modelo de bielas y tirantes para zapata rígida bajo carga concentrada (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

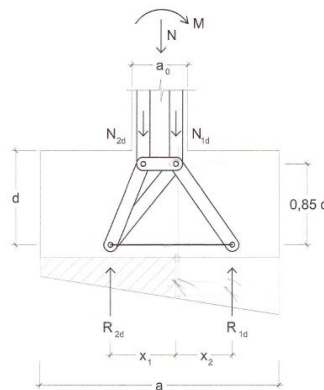


Figura 5. Modelo de bielas y tirantes para zapata rígida bajo carga excéntrica (fuente: Jimenez Montoya, 2009)

En el caso de compresión excéntrica, la armadura principal debe resistir la tracción T_d indicada en el modelo, que resulta:

$$T_d = \frac{N_d}{0,85 d} (x_1 - 0,25 a) = U_s = A_s \cdot f_{yd}$$

Con el siguiente significado de las variables

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} (1 + 3\eta) \quad y \quad x_1 = a \frac{1 + 4\eta}{4 + 12\eta}$$

Siendo $\eta = M_d / (N_d \cdot a)$ la excentricidad relativa de la carga del soporte.

Si la carga es centrada, las expresiones se simplifican:

$$T_d = \frac{N_d}{2 \cdot 0,85 d} \left(\frac{a}{4} - \frac{a_o}{4} \right) = \frac{N_d}{6,8 d} (a - a_o) = A_s \cdot f_{yd}, \text{ con } f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$$

Esta armadura debe disponerse sin reducción de sección en toda la longitud de la zapata y anclarse con especial cuidado, pues el modelo de bielas y tirantes exige el funcionamiento eficaz del tirante en toda su longitud, a diferencia de lo que sucede con la armadura de una zapata dimensionada por la teoría de la flexión, cuyas tensiones se anulan en los extremos y son máximas en el centro de la zapata. La Instrucción española recomienda en este caso el anclaje mediante barras soldadas transversales.

Las cuantías geométricas mínimas exigidas por la Instrucción española se disponen en la cara inferior y son las siguientes:

$$\rho \geq 1\text{‰ para acero B 400 SD}$$

$$\rho \geq 0,9\text{‰ para acero B 500 SD}$$

La cuantía mecánica mínima exigida por la Instrucción española, para elementos sometidos a flexión simple (como es el caso de las zapatas flexibles) la cuantía mínima mecánica de acero exigida es la dada por la siguiente expresión:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

Debe destacarse de que, aunque en puridad esta expresión solo sería válida a efectos de piezas sometidas a flexión simple, se puede expandir su uso a zapatas rígidas.

En la cara superior, salvo que se necesiten por razones constructivas, no es necesario disponer armaduras. Sin embargo, en casos con grandes excentricidades y, por tanto, con respuesta triangular del terreno, puede ocurrir que el momento del peso propio de la zapata más las tierras de encima sea mayor que el momento provocado por las tensiones del terreno en la sección S (figura 6). En este caso (para el cual el modelo de bielas y tirantes es que muestra la figura 7) deberá calcularse la armadura necesaria en parámetro superior y deberán respetarse las armaduras mínimas geométricas y mecánicas.

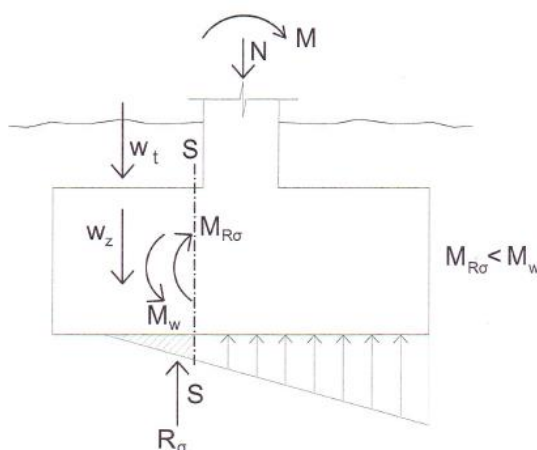


Figura 6. Zapata con armadura superior (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

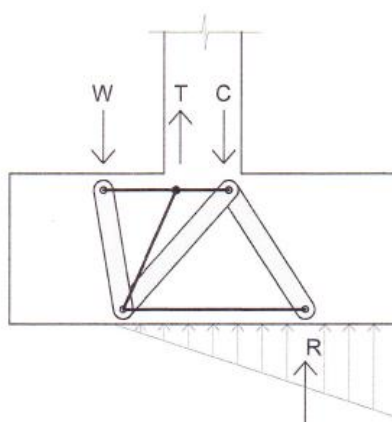


Figura 7. Modelo de bielas y tirantes de una zapata con mucha excentricidad (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

La comprobación de bielas y la del hormigón bajo carga concentrada del pilar no es necesaria si la resistencia característica del hormigón de la zapata es igual a la del hormigón del pilar. Tampoco es necesario efectuar una comprobación de la zapata frente a esfuerzos cortantes o punzonamiento.

2.2.4 Dimensionamiento de Zapatas Flexibles

Como se ha indicado, en el caso de zapatas flexibles (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple la condición $v > 2h$), la determinación de la armadura de tracción debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones.

La armadura se determina en las secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los parámetros del soporte del hormigón (y hacia adentro) $0,15 \cdot a_0$ y $0,15 \cdot b_0$, respectivamente (figura 8)

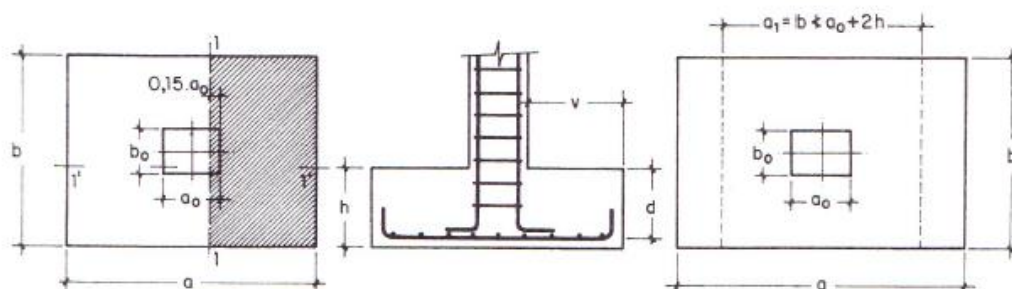


Figura 8. Cálculo a flexión de una zapata flexible (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

El momento de cálculo en la sección 1-1 (figura 9) en el caso más general de zapatas con carga excéntrica, es:

$$M_d = b(v + 0,15a_0)^2 \left[\frac{1}{2} \sigma_{1d} + \frac{1}{3} (\sigma_{\max,d} - \sigma_{1d}) \right]$$

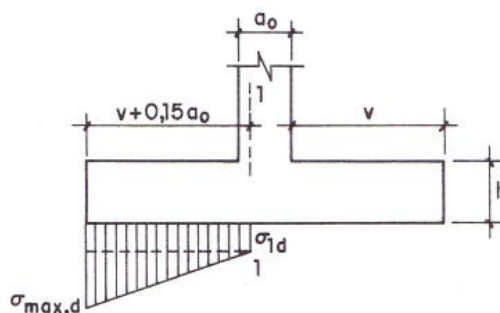


Figura 9. Cálculo a flexión de zapatas aislada flexible bajo carga centrada (fuente: Jiménez Montoya)

En el cálculo de la armadura principal conviene tener presente que los momentos pueden a veces cambiar de signo (como sucede, por ejemplo, si se deben a acciones de viento o sismo que cambian de sentido), por lo que las presiones máximas pueden producirse en cualquiera de los bordes de la zapata.

En el caso en que se tenga una carga centrada (con excentricidad menor a $1/9$), el momento que ejerce el terreno (M_{ad}) sobre la zapata será:

$$M_{ad} = \frac{\sigma_{t,d}}{2} b(v_a + 0,15a_0)^2$$

Siendo $v_a = (a - a_0)/2$ el vuelo en la dirección a.

En la hoja electrónica compara este valor con el valor de momento límite (M_{lim}) que soportaría, para ello se empleara la fórmula:

$$M_{lim} = 370 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

En caso de que $M_{lim} > M_{ad}$ sería necesario colocar armaduras en la parte superior de la zapata (A_{s2}).

Para la obtención del valor de la armadura inferior (en cada una de las dos direcciones), se empleara la siguiente formulación simplificada:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \mu(1 + \mu)$$

$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

Las cuantías geométricas y mecánicas mínimas son las mismas indicadas anteriormente para zapatas rígidas; se deben de tener en cuenta, pues, como se ha dicho, resultan determinantes en muchas ocasiones.

2.3 Anclaje y Disposición de las Armaduras

Las armaduras formaran un emparillado que se prolongara sin reducción hasta los bordes de la zapata. En zapatas rígidas ($v \leq 2h$), se deben anclarse con especial cuidado, doblando las barras (figura 10 a) y prolongándolas una longitud de anclaje. El anclaje mediante barras transversales soldadas es especialmente recomendable en este caso.

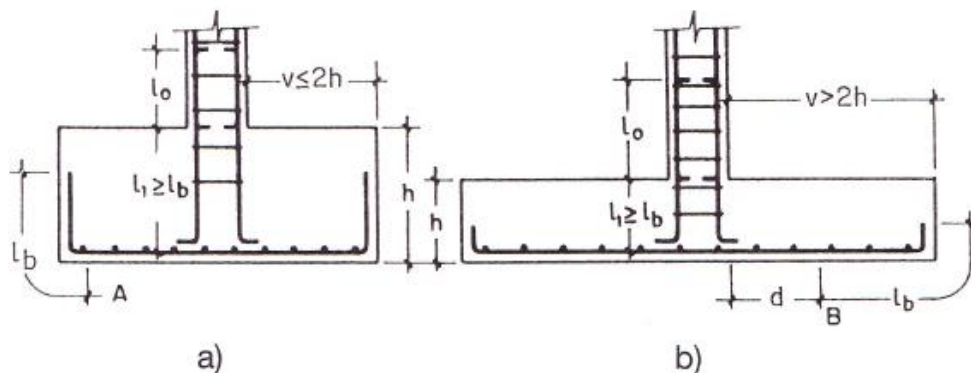


Figura 10. Anclaje de barras en zapatas rígidas a) y flexibles b) (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

En zapatas flexibles ($v > 2h$) el anclaje se cuenta a partir del punto B que dista d de la sección de cálculo (figura 10 b). A partir de este punto se dispondrá la correspondiente longitud de anclaje. También debe anclarse en la sección S_3 (figura 11) una fuerza T_d igual a:

$$T_d = R_d \frac{v + 0,15a_0 - 0,25h}{0,85h}$$

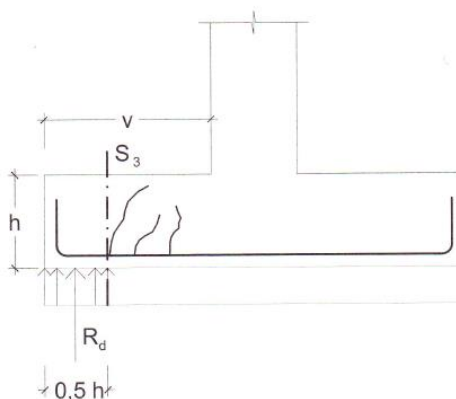


Figura 11. Sección S_3 (fuente: Jiménez Montoya)

Puede resultar que no sea necesario doblar las armaduras, pero siempre deben prolongarse hasta el extremo de la zapata.

En las zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor a se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b . Sin embargo, la armadura paralela al lado menor b se concentrará más en la banda central de ancho $a_1 = b \pm a_0 + 2h$ (figura 7), en la que dispondrá la fracción $U \cdot 2 \cdot a_1 / (a + a_1)$. El resto se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales. Se recomienda que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20% de la correspondiente en la otra dirección.

Las armaduras de emparrillado deben formarse con barras de diámetro grande siempre que lo permitan las condiciones de adherencia, barras que deben colocarse con importantes recubrimientos (del orden de 5 cm) con objeto de evitar corrosión. Se recomienda no emplear diámetros menores a 12 mm, ni mayores de 25 mm, con separaciones máximas entre barras de 30 cm.

Las zapatas bajo soportes de hormigón armado deben llevar armaduras en espera (figura 10) coincidentes con las armaduras de los mismos, con sus correspondientes cercos, los cuales se disponen por razones constructivas para rigidizar el detalle de espera. Las longitudes de solape y de anclaje de estas armaduras, se determinarán de acuerdo al siguiente apartado.

2.3.1 Longitudes de Anclaje

Los anclajes en el extremo de las barras deben asegurar la transmisión mutua de los esfuerzos entre el hormigón y el acero, de tal forma que se garantice que el acero pueda emplear toda su resistencia mecánica sin poner en peligro la resistencia del hormigón. Un anclaje adecuado es fundamental para el buen comportamiento frente a rotura de los elementos de hormigón armado, ya que de él depende que las barras puedan trabajar a la tensión necesaria.

El anclaje de las barras de acero al hormigón se consigue mediante el mecanismo de la adherencia, mediante alguna de las disposiciones siguientes:

- Por prolongación recta.
- Por gancho o patilla.
- Por armaduras transversales soldadas.
- Por dispositivos especiales.

La longitud de anclaje de una armadura es función de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo en la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje. Las numerosas variables, junto a lo difícil de su cuantificación, repercuten en que el cálculo de dichas longitudes de anclaje sea complejo. Por ello, y

aunque nos encontremos con un Estado Límite Último, en la práctica el cálculo se sustituye por el empleo de fórmulas sencillas que conducen a longitudes de anclaje que quedan del lado de la seguridad y que se han contrastado experimentalmente.

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupen las barras con respecto a la dirección de hormigonado. Es sencillo llegar a la conclusión de que las barras situadas en la zona superior de un elemento de hormigón armado tendrán peores condiciones de adherencia que las situadas en la zona inferior pues el hormigón que las rodea es de una calidad algo más baja. Esta disminución de la calidad se debe al efecto de la refluxión del aire y lechada hacia la zona superior durante el proceso de vibrado y compactación. Este fenómeno se recoge en la instrucción española diferenciando dos posiciones para las barras de acero.

- **Posición I, de adherencia buena:** Barras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45° y 90° o que en el caso de formar un ángulo inferior a 45°, están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de una capa de hormigonado.
- **Posición II, de adherencia deficiente:** Barras no incluidas en el caso anterior.

El Eurocódigo es más preciso al definir las posiciones de las barras a efectos de adherencia, introduciendo como nueva variable el canto total h . En función de este valor se distinguen tres casos:

- Si $h \leq 25$ cm, todas las barras están en posición I.
- Si $25 \text{ cm} < h \leq 60$ cm, están en posición I las barras colocadas en la mitad inferior de la pieza.
- Si $h > 60$ cm, están en posición I las barras situadas a una distancia igual o mayor a 30 cm de la cara superior de la pieza.

Esta definición de la posición I considera que en las piezas de pequeño espesor ($h \leq 25$ cm, el efecto de refluxión anteriormente mencionado es inapreciable.

De esta forma podemos definir la longitud de básica de anclaje (l_b), o lo que es lo mismo, la longitud de anclaje por prolongación recta.

Barras en posición I:

$$l_{bI} = m_1 \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \phi \geq 15 \text{ cm}$$

Barras en posición II:

$$l_{bII} = m_2 \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \phi \geq 15 \text{ cm}$$

En los anclajes, los extremos de las barras pueden terminar en prolongación recta, en gancho o en patilla; también pueden anclarse las barras mediante ganchos en U o disponiendo de barras transversales soldadas. Todos estos dispositivos se muestran en la figura 12 con sus correspondientes características geométricas mínimas.

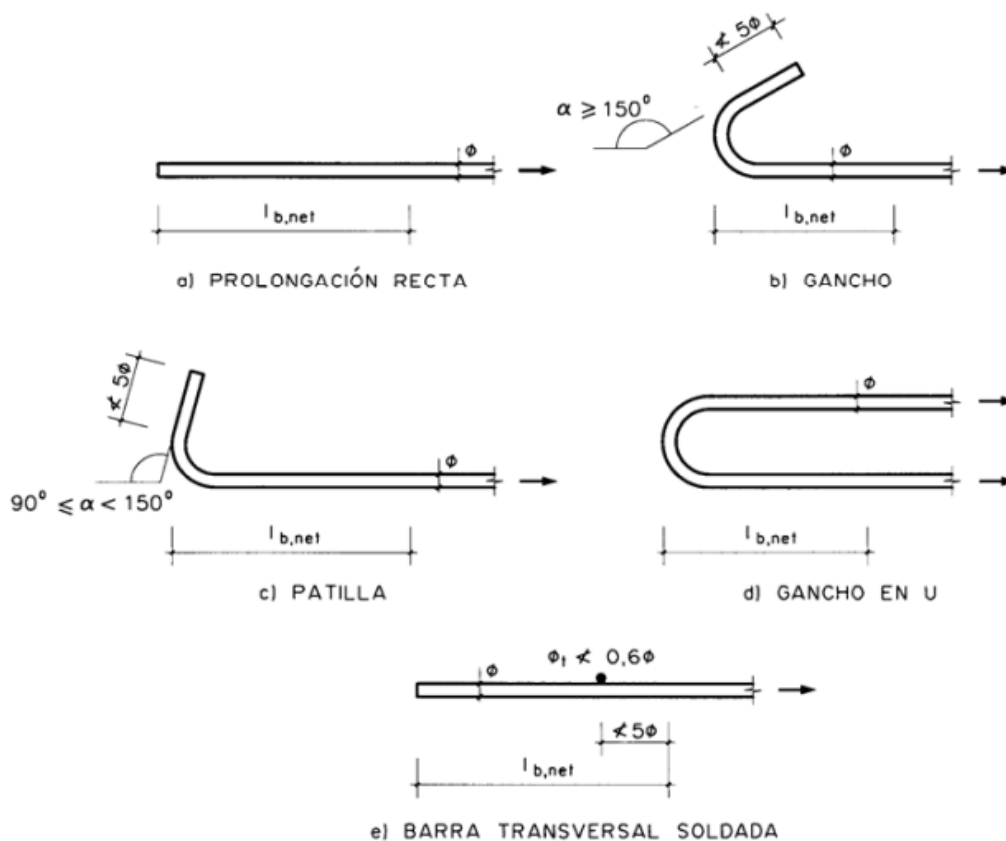


Figura 12. Diversos tipos de anclaje de barras (fuente: EHE-08)

Estos dispositivos permitirán reducir la longitud de anclaje por prolongación recta, siempre y cuando se encuentren cubiertos por un espesor de hormigón suficiente (al menos tres diámetros de la barra).

La instrucción española denomina longitud básica de anclaje a la longitud definida mediante anclaje por prolongación recta, y denominará longitud neta a la resultante tras tener en cuenta las siguientes consideraciones.

- La terminación en patilla, gancho o gancho en “U” de las barras corrugadas que trabajen a tracción, permite reducir la longitud básica de anclaje por prolongación recta al valor de $0,7 \cdot l_b$. Si las barras trabajan a compresión, tales terminaciones no son eficaces, por lo que no reducen la longitud l_b .
- La barras transversal soldada permite la misma reducción anterior ($0,7 \cdot l_b$) tanto en barras trabajando a tracción como a compresión.
- En caso de que la armadura real existente ($A_{s,real}$) sea mayor que la estrictamente necesaria (A_s), las longitudes básicas de anclaje pueden reducirse multiplicando por un factor ($A_s/A_{s,real}$).
- La longitud neta no será inferior a $0,33 \cdot l_b$ en barras traccionadas ni a $0,66 \cdot l_b$ en barras comprimidas.
- Tampoco se dispondrán longitudes de anclaje menores a 10ϕ ni a 15 cm.

En la figura 13 se indican las longitudes prácticas de anclaje de barras corrugadas, con los valores de los coeficientes, que se dan en la tabla 1

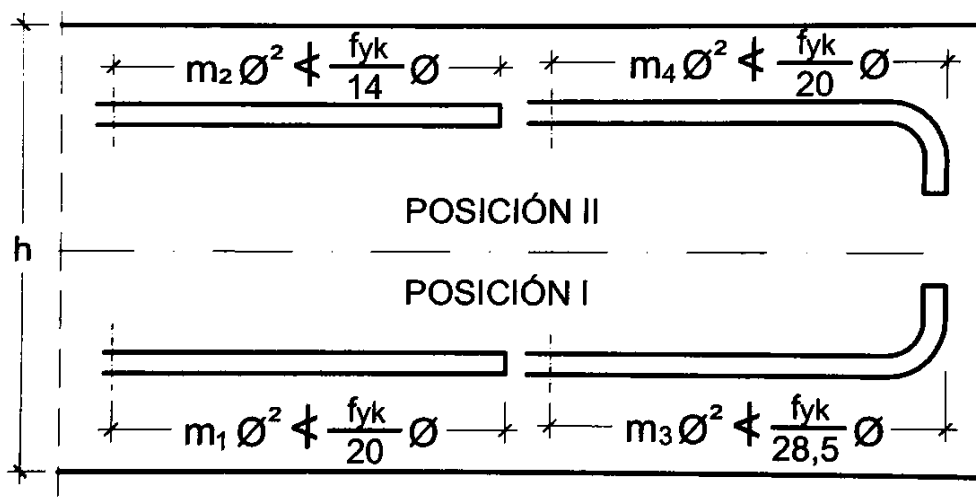


Figura 13. Longitudes de anclaje en centímetros (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

Hormigón f_{ck} (N/mm ²)	Acero B 400 S y B 400 SD				Acero B 500 S y B 500 SD			
	m_1	m_2	m_3	m_4	m_1	m_2	m_3	m_4
20	14	20	10	14	19	27	13	19
25	12	17	8	12	15	21	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	7	11	5	7	10	15	7	10
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Tabla 1. Valores de los coeficientes m (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

3 COMPROBACIÓN DE LA ZAPATA DE CIMENTACIÓN

A continuación, se describen los diferentes tipos de comprobaciones que se han realizado a las zapatas modeladas en la hoja electrónica, para asegurar que no se produzca el agotamiento de las mismas y su buen comportamiento a lo largo de su vida útil.

3.1 Comprobaciones en Estados Límites Últimos

Mediante los Estados Límites Últimos, se dimensiona la zapata para que la estructura no alcance el colapso, objeto del presente trabajo. En el caso de las zapatas se deben hacer una serie de comprobaciones, que son el comportamiento frente al vuelco y deslizamiento, ante el esfuerzo cortante y frente al punzonamiento.

3.1.1 Comprobación al Vuelco

La primera comprobación que debe efectuarse en zapatas sometidas a momentos o fuerzas horizontales de alguna importancia es la seguridad frente al vuelco, salvo que las vinculaciones de los elementos estructurales que sustentan impidan dicho vuelco. La condición correspondiente se obtiene expresando que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores, respecto al punto A (figura 13), superan a los momentos de vuelco:

$$(N + P) \frac{a}{2} \gamma_{1,f} \geq (M + V \cdot l_h) \gamma_{1,d_f}$$

con los siguientes significados:

- N, M, V = Esfuerzo normal, momento flector y esfuerzo cortante en cara superior de cimentación (figura 14).
- P = Peso propio de la zapata.
- a = Ancho de la zapata.
- l_h = Altura total de la zapata.
- $\gamma_{1,f}$ = Coeficiente de seguridad al vuelco para cargas favorables, para el que puede tomarse 0,9.
- γ_{1,d_f} = Coeficiente de seguridad al vuelco para cargas desfavorables, para el que puede tomarse 1,8.

En esta ecuación no se incluye los pesos del suelo sobre la zapata, cuyo efecto es estabilizador.

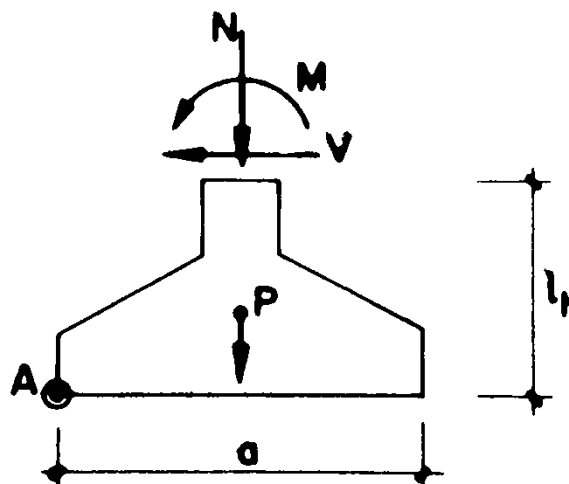


Figura 14. Seguridad al vuelco y al deslizamiento de una zapata (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

3.1.2 Comprobación al Deslizamiento

En el caso de zapatas no arriostradas sometidas a acciones horizontales, deberá comprobarse la seguridad al deslizamiento. Como fuerza estabilizante se contará solo el rozamiento entre la base de la zapata y el terreno o la cohesión con este, no teniendo en cuenta el empuje pasivo sobre la superficie lateral de la zapata, a menos que esté garantizada su actuación permanente. La ecuación correspondiente puede ponerse de la forma:

Para suelos sin cohesión (arenas):

$$(N + P) \cdot \tan \varphi_d \geq \gamma_2 \cdot V$$

Para suelos cohesivos (arcillas):

$$(N + P) \cdot \tan \varphi_d + A \cdot c_d \geq \gamma_2 \cdot V$$

con los siguientes significados:

- N, V = Esfuerzo normal y esfuerzo cortante en cara superior de cimentación (figura 13).
- P = Peso propio de la zapata;
- $\varphi_d = 2/3\varphi$ = Ángulo de rozamiento interno de cálculo (minorado);
- $c_d = 0,5c$ = Valor de cálculo (minorado) de la cohesión;
- A = Superficie de la base de la zapata.
- γ_2 = Coeficiente de seguridad al deslizamiento, para el que puede tomarse 1,5.

3.1.3 Comprobación a Cortante

La comprobación a cortante se realiza en la sección 2 de la figura 15, situada a una distancia igual al canto útil d del paramento del soporte o muro. El cortante actuante vale, en el caso de carga centrada:

$$V_d = \sigma_t \cdot b(v - d)$$

A la tensión del terreno hay que descontarle la producida por el peso propio del cimiento. El esfuerzo cortante último vale:

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d$$

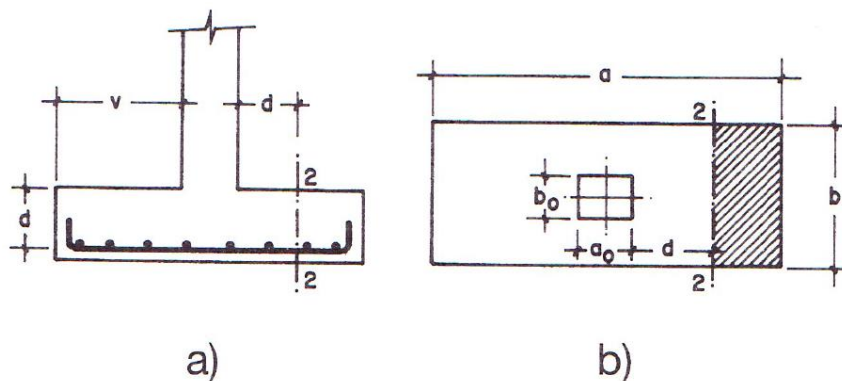


Figura 15. Comprobación a esfuerzo cortante (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

Siendo f_{cv} la resistencia convencional del hormigón a cortante.

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

Donde el valor del coeficiente ξ , se calcula de la siguiente manera:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

La cuantía geométrica ρ_l , vale, en hormigón armado no pretensado:

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

La expresión anterior de f_{cv} , para pequeñas cuantías de armadura de tracción, da valores muy pequeños e irrealistas de la resistencia a cortante. Por eso, la Instrucción española establece un valor mínimo de:

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

Con $\gamma_c = 1,5$, quedaría:

$$f_{cv,EHE} = 0,050 \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Mientras que el Eurocodigo-2 fija un valor diferente para esta resistencia, que se obtiene de la siguiente manera:

$$f_{cv,EC} = 0,035 \xi^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Una vez calculado el esfuerzo cortante último, se comprueba que se cumpla $V_{cu} \geq V_d$. De ser así, la zapata resistirá el esfuerzo cortante al cual está sometida y será perfectamente válida.

3.1.4 Comprobación a Punzonamiento

El punzonamiento es un fenómeno que se da en el caso de placas apoyadas sobre soportes aislados y en aquellas sometidas a cargas concentradas, como puede ser el caso de una zapata u otro tipo de estructura superficial. Debido a este fenómeno se hace necesaria la comprobación de la resistencia a esfuerzo cortante de la pieza en las cercanías de las cargas concentradas o soportes. Es tal su importancia que puede resultar determinante a la hora de obtener el valor del canto de la placa o zapata de cimentación, e incluso las dimensiones del soporte.

Por lo tanto, el punzonamiento no es más que un esfuerzo cortante que se produce en las inmediaciones de una carga concentrada. Es decir, el cortante aparecerá en elementos lineales mientras que el punzonamiento estará presente en elementos superficiales. Esto no quiere decir que a la hora de comprobar una cimentación se compruebe solo su resistencia a punzonamiento y se obvie la comprobación a cortante, sino que deben realizarse ambas.

Debe recordarse que la sección de cálculo para el esfuerzo cortante será la sección transversal de la pieza lineal, en el caso del punzonamiento, debido a su naturaleza superficial, la sección de cálculo será una sección transversal al elemento superficial y que rodee a la carga concentrada que genera el esfuerzo tangencial. La definición de esta sección de cálculo entraña un problema que no aparece en el caso del cortante. Mientras que en una pieza lineal la sección transversal mantendrá siempre un valor $a \cdot d$, según vayamos avanzando por la pieza, en el caso del punzonamiento este valor se irá incrementando a medida que nos separemos de la carga concentrada. Por ello es importante conocer a qué distancia de la carga se sitúa la sección concéntrica de cálculo para las tensiones tangenciales, y definir para ella la tensión resistente del elemento.

Al someter una placa al esfuerzo generado por una carga concentrada sobre una pequeña área, esta romperá por punzonamiento. La rotura se producirá según una

superficie troncocónica con base menor el área sobre la que se apoya la carga y cuyas generatrices estarán inclinadas un ángulo comprendido entre los 25° y los 30°. Es importante reseñar que para valores de la carga comprendidos entre el 50% y el 60% del valor de rotura se formará la fisura inclinada.

El proceso de dimensionamiento a punzonamiento se desarrolla de una forma muy similar al del esfuerzo cortante. Para ello deben comprobarse las siguientes condiciones:

- Comprobación de la máxima capacidad del nudo o comprobación de la compresión oblicua de bielas comprimidas. Dicha comprobación se realizará en la sección crítica $u_0 \cdot d$ situada en el borde del soporte.
- Comprobación de agotamiento por tracción del alma. Esta comprobación se realiza en la superficie crítica $u_1 \cdot d$ situada a $2d$ del borde del soporte, y es diferente según se trate de elementos con armadura transversal.
- En losas con armadura transversal de punzonamiento debe comprobarse también la zona exterior a dicha armadura.

Atendiendo a todo lo comentado la comprobación a punzonamiento debe cumplir la primera y la segunda condición, la tercera no es necesaria ya que en el caso que nos ocupa no se desea a emplear armadura transversal de punzonamiento.

3.1.4.1 Compresión Oblicua de las Bielas

Para realizar dicha comprobación, y siguiendo lo comentado debe obtenerse la sección crítica $u_0 \cdot d$, y por lo tanto debe determinarse el valor de u_0 . Para ello debemos tener en cuenta las diferentes casuísticas que aparecen reflejadas la Figura 16.

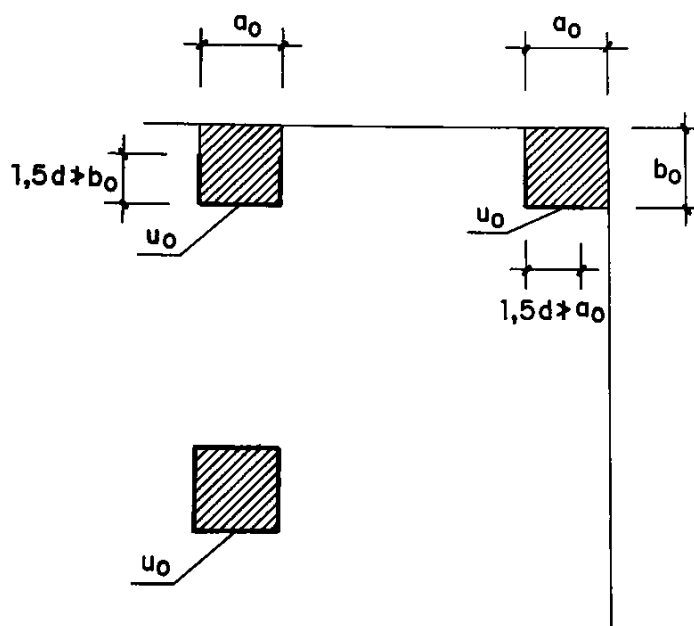


Figura 16. Perímetro crítico para la comprobación de la zona adyacente al soporte (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

Se llega a las siguientes definiciones para el perímetro crítico u_0 , atendiendo a la situación del soporte habrá:

Soportes interiores:

$$u_0 = 2(a_0 + b_0)$$

Soportes de borde:

$$u_0 = a_0 + 3d \leq a_0 + 2b_0$$

Soportes de esquina:

$$u_0 = 3d \leq a_0 + b_0$$

En el caso a tratar, por ser la zapata aislada y con carga centrada, la configuración se corresponde con la de un soporte interior, por lo que a la hora de realizar la comprobación deberá tomarse dicho valor para el perímetro u_0 , y que corresponderá al perímetro del propio soporte.

3.1.4.2 Agotamiento por Compresión del Alma

A la hora de realizar la comprobar el agotamiento por tracción del alma, tanto la instrucción española EHE-08, el Eurocódigo EC-2 y el Código Modelo CEB-FIP realizan una simplificación a la hora de obtener la sección crítica. Por lo tanto, se admite que la sección sea vertical, concéntrica al soporte y separada de este una distancia igual a dos veces el canto útil del elemento superficial, en este caso la zapata.

Según la disposición de la carga concentrada sobre el elemento superficial, el valor del perímetro crítico (u_1) será diferente. Así pues, atendiendo a la clasificación que se muestra en la imagen (figura 17) tendremos:

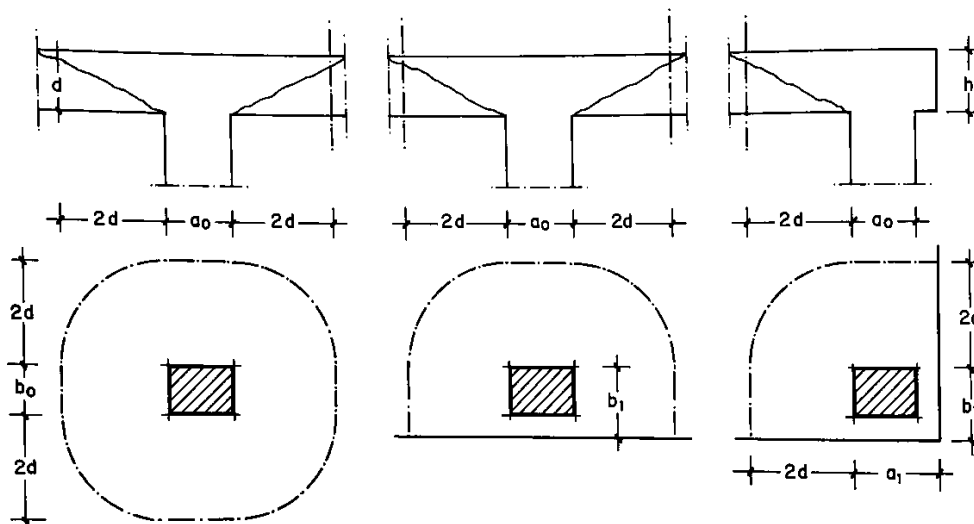


Figura 17. Superficies críticas y perímetros críticos para soportes interiores de borde o de esquina (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

Soportes interiores:

$$u_1 = 2\pi d + 2(a_0 + b_0)$$

Soportes de borde:

$$u_1 = 2\pi d + a_0 + 2b_1$$

Soportes de esquina:

$$u_1 = \pi d + a_1 + b_1$$

Con todo esto en mente, y al igual que en el caso anterior es fácil llegar a la conclusión de que el perímetro crítico que se debe contabilizar es el correspondiente a un soporte interior.

Debe recordarse que la comprobación a punzonamiento se realizaba sólo en aquellas zapatas consideradas flexibles, es decir aquellas en las que $v > 2d$. En el caso que nos ocupa, al utilizar zapatas cuadradas nos encontraremos en el caso de un soporte interior, y por lo tanto el valor del perímetro crítico siempre será el correspondiente a este caso. Sin embargo si la zapata fuese rectangular, y en una de

las dos direcciones no se pudiese considerar flexible ($v \leq 2d$), nos encontraríamos ante una pieza larga y estrecha, cuyo comportamiento se podría asimilar al de una viga trabajando a flexión y la comprobación a realizar sería frente al esfuerzo cortante.

3.1.4.3 Cálculo del Esfuerzo de Punzonamiento

A la hora de calcular el esfuerzo de punzonamiento efectivo ($F_{sd,ef}$) de una carga concentrada actuando sobre una pequeña zona de la pieza debe tenerse en cuenta, además de la carga F_{sd} , el efecto del momento transferido entre la losa y el soporte M_{sd} . Esto supone un problema de gran complejidad y por ello tanto la EHE-08 como el EC-2 proponen que el efecto de este momento se contabilice mediante la siguiente expresión simplificada:

$$F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$$

Dónde β será un coeficiente que tendrá en cuenta la excentricidad de la carga de no ser centrada. En nuestro caso, al haber una excentricidad mínima impuesta por la propia norma el parámetro tomará el valor $\beta = 1,05$. En caso de que la carga no sea considerada como excéntrica se tomará $\beta = 1$.

El valor del esfuerzo de punzonamiento de cálculo F_{sd} viene dado, en el caso de las zapatas, por la carga o reacción menos la carga situada dentro del perímetro crítico. Es decir, debe obtenerse el valor de la superficie exterior al perímetro de punzonamiento. El área interior (A_i), al tratarse de un soporte interior, se define como:

$$A_i = 4\pi d + b_0(a_0 + 4d) + a_0(b_0 + 4d)$$

Y por lo tanto el cálculo del área exterior (A_e) resulta trivial.

$$A_e = (a \cdot b) - A_i$$

Conocido el valor del área sobre la que actúa la tensión $\sigma_{t,d}$ podemos calcular el valor del esfuerzo resultante.

$$F_{sd} = \sigma_{t,d} \cdot A_e$$

Conocido ya el valor del esfuerzo de punzonamiento podemos pasar a realizar las comprobaciones oportunas, recordando que en este caso solo serán necesarias dos comprobaciones:

- **Comprobación de la máxima capacidad del nudo**

Para realizar esta comprobación debe conocerse la sección crítica u_0 . Debe recordarse que en el caso de un soporte aislado el valor será:

$$u_0 = 2(a_0 + b_0)$$

No hay más que comprobar que el esfuerzo de punzonamiento efectivo no exceda el valor estipulado por la normativa.

$$F_{sd,ef} \leq 0,3f_{cd} \cdot u_0 \cdot d$$

- **Comprobación del agotamiento por tracción del alma**

Esta comprobación se realiza en la sección crítica u_1 que ha sido definida anteriormente como:

$$u_1 = 4\pi d + 2(a_0 + b_0)$$

Ahora podemos calcular el valor de la tensión de punzonamiento que se genera en la sección crítica que atendiendo a las simplificaciones tendrá el valor $u_1 \cdot d$. Por lo tanto, la tensión τ_{rd} se calculará como:

$$\tau_{rd} = \frac{F_{sd}}{u_1 \cdot d}$$

Una vez calculada la tensión de punzonamiento, debemos comprobar que sea menor que la resistencia del hormigón a cortante, es decir debe cumplirse que $f_{cv} \geq \tau_{rd}$.

3.2 Comprobaciones en Estado Límite de Servicio (ELS)

Dichas comprobaciones se dividen en las referentes a la deformación (flecha) y a la fisuración.

Fórmulas a emplear en los cálculos de deformación y fisuración

En los siguientes epígrafes se plantean los cálculos para realizar las comprobaciones a fisuración y flecha. Ambos fenómenos se encuentran estrechamente relacionados, y por ello hay parámetros que se necesitan en las comprobaciones de ambos casos. Los parámetros necesarios y el proceso para determinar sus valores se exponen a continuación.

- Se conoce como n a la relación entre los módulos de elasticidad de acero y hormigón:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}} = \frac{200000}{8500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8}}$$

- $A_b = b \cdot h$ Área bruta de la sección rectangular de la zapata
- A_h es el área homogeneizada, en la cual se sustituyen las armaduras por un área equivalente de hormigón. Su valor se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$A_h = b \cdot h + (n - 1) \cdot A_s$$

- y_h distancia entre la parte superior de la sección y el centro de gravedad de la sección (igual a la de la sección real, teniendo en cuenta hormigón y acero), dividiendo el momento estático respecto de la fibra superior entre el área, es:

$$y_h = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + (n - 1) \cdot d \cdot A_s}{b \cdot h + (n - 1) \cdot A_s}$$

- I_h es el momento de inercia de la sección homogeneizada y se obtiene con la siguiente expresión:

$$I_h = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(y_h - \frac{h}{2} \right)^2 + (n - 1) \cdot A_s \cdot (d - y_h)^2$$

- x_f distancia entre la parte superior de la sección y la fibra neutra cuando la sección se encuentra fisura y en estado lineal. se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$x_f = \frac{b \cdot \frac{x_f^2}{2} + n \cdot d \cdot A_s}{b \cdot x_f + n \cdot A_s}$$

- Resolviendo la ecuación de segundo grado, resulta:

$$x_f = \frac{\sqrt{A_s^2 \cdot n^2 + 2 \cdot A_s \cdot b \cdot d \cdot n} - n \cdot A_s}{b}$$

- I_f corresponde al momento de inercia de la sección fisurada que se obtiene mediante la ecuación:

$$I_f = \frac{b \cdot x_f^3}{3} + n \cdot A_s (d - x_f)^2$$

3.2.1 Estado Límite de Fisuración

Los fenómenos de fisuración son muy complejos y su resolución es inabordable numéricamente por lo que se tiene que recurrir a fórmulas simplificadas que se centran en comprobar de manera directa o indirecta la anchura de fisura. Además, debemos

controlar las fisuras provocadas por compresión excesiva y garantizar una cuantía mínima de armadura.

3.2.1.1 Fisuración por Compresión

El esfuerzo principal recibido por la zapata de cimentación que se estudia en este caso es el axil existente en la base del soporte. Como ya se ha comentado, el valor del momento flector transmitido en el empotramiento entre el pilar y la zapata, puede en muchos casos despreciarse, y de no ser así, su valor puede seguir considerándose pequeño en comparación con el axil.

Por ello no es difícil imaginar que las zapatas estarán sometidas a esfuerzos de compresión especialmente concentrados bajo el pilar (recuérdese el discurrir de las isostáticas de compresión expuesto al hablar del método de bielas y tirantes). Además, debe recordarse la reacción del terreno, que en el caso de zapatas flexibles originará el fenómeno de flexión (recuérdese el dimensionamiento como viga en voladizo), por lo que también generará compresiones en las zonas superior de la zapata. Por lo tanto, puede comprenderse que la fisuración por compresión en un tema importante a tratar, debiendo garantizarse las debidas resistencias del hormigón frente a dicho fenómeno.

En el caso de calcular la compresión bajo el soporte, la fórmula que se puede emplear es:

$$\sigma_c = \sigma_t \frac{a \cdot b}{a_0 \cdot b_0}$$

Donde σ_t es la presión ejercida por el terreno ejercida por la combinación de cargas en ELS a considerar en cada caso. El cálculo de dicha tensión es análogo al expuesto al hablar del dimensionamiento, que venía dada por:

$$\sigma_t = \frac{N_k(1 + 4,5\eta)}{a \cdot b}$$

Donde N_k es el axil para la hipótesis de carga del ELS a considerar en ese caso, y η es la excentricidad relativa que recuérdese puede despreciarse ($\eta = 0$) si esta es menor a 1/90.

En el caso de la compresión generada por el flector, de valor:

$$M_{k,a} = \frac{\sigma_t}{2} b (v_a + 0,15a_0)^2$$

Por lo tanto, el esfuerzo de compresión de la fibra superior de la zapata se calcula como:

$$\sigma_c = M_k \cdot \frac{x_f}{I_f}$$

Donde x_f es la profundidad de la fibra neutra medida desde la zona superior de la zapata y I_f es el valor del momento de inercia de la sección fisurada, parámetros ya definidos anteriormente.

Si una pieza de hormigón armado es sometida a una carga de compresión muy elevada se podrán producir fisuras por esta causa. Por lo que la Instrucción EHE-08 limita la tensión de compresión a un 60% de la resistencia característica del hormigón, bajo la hipótesis de carga más desfavorable, que en este caso es la hipótesis característica. Por lo tanto, debe cumplirse que:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck,j}$$

Siendo $f_{ck,j}$ el valor de la resistencia característica a la edad de j días correspondiente a la situación que se considere.

En este caso, del lado de la seguridad, se toma $f_{ck,j} = f_{ck}$, ya que la combinación poco frecuente no va a suceder antes de los 28 días del hormigonado, y pasados esos 28 días siempre se dará el caso de que $f_{ck,j} > f_{ck}$.

En estructuras en las cuales deban tenerse en cuenta los efectos de la fluencia, el Eurocódigo establece que, bajo la combinación cuasipermanente, la tensión de compresión σ_c no supere el 45% del valor de la resistencia característica del hormigón, ya que por encima de este valor la fluencia aumenta mucho; es decir:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

3.2.1.2 Armadura Mínima

La armadura mínima permite garantizar que no se producirá la plastificación del acero que cose la fisura en el momento en que se forma dicha fisura. Por lo tanto, se garantiza que, en ese instante, la tensión de la armadura en la fisura será menor que su límite elástico. Sin esa armadura mínima, al surgir la fisura se producirá la rotura del elemento.

La fórmula que proponen tanto el Eurocódigo EC-2, como el Código Modelo MC-90 del FIB (Fédération Internationale du Béton; Federación Internacional del Hormigón) para el cálculo de la armadura mínima y que se ha implementado en el modelo de cálculo, es la siguiente:

$$A_s \cdot f_{yk} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff}$$

El significado de cada uno de los términos que intervienen en la fórmula es el siguiente:

- k_c es un coeficiente que tiene en cuenta la forma de la distribución de tensiones y la variación del brazo de las tracciones respecto de las compresiones en el momento de la fisuración. Dicho coeficiente toma el valor $k_c=0,4$ para este caso.
- k es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de las tensiones no lineales producidas por fenómenos de retracción. Toma el valor 0,8 para cantos menores de 30 cm y 0,5 para cantos mayores de 80 cm.
- A_{ct} es el área de hormigón sometida a tracción antes de la fisuración.
- $f_{ct,eff}$ es la resistencia a tracción del hormigón en el momento de producirse la fisuración. Puede tomarse igual a $f_{ct,m}$, a la cual el Eurocódigo EC-2 le asigna el mismo valor que la EHE-08, es decir:

$$f_{ct,eff} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

3.2.1.3 Calculo de Anchura de la Fisura

Como se ha comentado anteriormente, la estimación de la anchura de fisura es un problema complejo e inabordable numéricamente. Los cálculos a fisuración se realizan mediante fórmulas empíricas aproximadas y los valores obtenidos nunca serán exactos, y por lo tanto, los valores obtenidos serán orientativos.

Las diversas normativas europeas garantizan el cumplimiento del Estado Límite de Fisuración siempre y cuando se cumpla que:

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

Donde los cada uno de los términos de la expresión representa:

- w_k es la anchura característica de fisura.
- $w_{m\acute{a}x}$ es la anchura máxima permitida, que será diferente según la clase general de exposición y, por tanto, según la agresividad del medio que rodea a la estructura. Pese a que la normativa prescribe que el ancho de fisura máxima para un elemento de hormigón armado situada en un ambiente no agresivo (clase I), es de 0,4 mm, en este caso no se tomará este valor. Por razones

estéticas y por la inquietud que las fisuras pueden causar a los usuarios (Jiménez Montoya 2009), se recomienda que el ancho máximo de fisura se tome $w_{m\acute{a}x} = 0,3$ mm. En todo caso, la hoja electrónica deja al usuario establecer el $w_{m\acute{a}x}$ que desee, por si se quisiera aplicar a casos diferentes al aquí tratado.

En el método de cálculo que se ha implementado en el modelo electrónico para el análisis de la fisuración en la zapata de cimentación se calcula la anchura característica según lo establecido en el Eurocódigo EC-2. La fórmula propuesta por esta normativa es:

$$w_k = s_{r,m\acute{a}x} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

En esta expresión, $s_{r,m\acute{a}x}$ representa la máxima separación entre fisuras que, en el caso de secciones sometidas a flexión con barras corrugadas, toma el valor:

$$s_{r,m\acute{a}x} = 3,4 \cdot c + 0,17 \cdot \frac{\phi}{\rho}$$

En dicha expresión c es el recubrimiento de las armaduras sometidas a tracción, ϕ el diámetro de la barra traccionada de mayor sección, y ρ la cuantía de acero traccionado en relación con el área eficaz de hormigón sometida a tracción. Dicho valor se obtiene mediante la expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eficaz}}$$

Donde A_s es el área traccionada de acero, y $A_{c,eficaz}$ el área rectangular eficaz de hormigón que hay alrededor de A_s :

$$A_{c,eficaz} = b \cdot h_{eficaz}$$

Siendo b el ancho total de la sección y h_{eficaz} una altura igual a:

$$h_{eficaz} = 2,5(h - d) \leq \frac{h - x}{3} \leq \frac{h}{2}$$

Siendo h el canto total de la zapata, d su canto útil, y x la profundidad de la fibra neutra.

Por su parte, el segundo factor del producto correspondiente a la fórmula de w_k es la deformación media del acero respecto a la del hormigón, $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$, que se calcula mediante la fórmula:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,m}}{\rho} \cdot (1 + n \cdot \rho)}{E_s} \leq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Donde cada uno de los términos representa:

- σ_s es la tensión de la armadura traccionada, A_s , en la combinación de cargas de servicio a efectos de fisuración, que normalmente, y en particular en este caso, es la cuasipermanente. Por tanto, se cumplirá que:

$$\sigma_s < f_{yd}$$

Para estructuras de hormigón armado (no válido para el pretensado) σ_s puede calcularse, de forma simplificada, tomando:

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

Siendo M_k el momento flector característico (sin mayorar) para la combinación cuasipermanente, d el canto útil y A_s el área de acero traccionada. En este caso, al disponer la zapata únicamente de armadura de tracción A_s corresponderá a la superficie de acero existente en cada uno de los lados de la zapata.

- $f_{ct,m}$ es la resistencia media a tracción del hormigón a 28 días, para la cual tanto el Eurocódigo como la EHE-08 emplean las mismas fórmulas, que ya han sido vistas al hablar de dimensionamiento a cortante ($f_{ct,m} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ para $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ (que es lo habitual), y $f_{ct,m} = 0,58 \cdot (f_{ck})^{1/2}$ para $f_{ck} > 50\text{MPa}$, con todos los parámetros expresados en MPa).
- E_s representa el módulo de elasticidad (Módulo de Young) del acero.
- n , en este caso, es la relación entre E_s y E_{cm} ($n = E_s / E_{cm}$), siendo E_{cm} el módulo de deformación longitudinal o módulo de elasticidad para un hormigón de 28 días aproximado según la pendiente de la recta secante a la curva tensión-deformación del hormigón.

El EC-2 propone una fórmula que puede simplificarse, tomando:

$$E_{cm} = 15400 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right) \cdot 0,3$$

Con los valores de E_{cm} y f_{cm} en MPa.

A su vez, en ausencia de datos reales, la resistencia media del hormigón a compresión a 28 días, f_{cm} , puede aproximarse como:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$$

Debe hacerse notar que esta fórmula de n y la que se ha visto en el epígrafe anterior no dan los mismos resultados, pero que sin embargo son bastante cercanos.

- ρ ya ha sido visto previamente en este sub-epígrafe.

3.2.2 Estado Límite de Deformación (ELD)

3.2.2.1 Valores Límites Admisibles para las Flechas

La normativa limita normalmente la flecha total, por razones de funcionalidad y aspecto, y la flecha activa, para evitar daños en los elementos no estructurales que se apoyan sobre la estructura. Los diferentes tipos de flecha a tener en cuenta son los siguientes:

- Flecha instantánea: a la que se produce al aplicar una carga, del tipo que sea, sea permanente o variable.
- Flecha diferida: es la que producen las cargas permanentes y cuasipermanentes, a partir del momento de aplicar dichas cargas, a lo largo del tiempo, por causa de la reología del hormigón (retracción y fluencia).
- Flecha total: es la suma de la flecha instantánea más la diferida.
- Flecha activa: es la que se produce a partir de que un elemento dañable no estructural (fachada, ventanales, tabique, solado) se construye sobre la estructura.

Las limitaciones de flecha orientativas que se encuentran en este caso son las fijadas por la normativa. Dichas limitaciones deben definirse en cada caso según las características particulares de cada estructura y de los sistemas no estructurales que apoyan sobre ella. El cálculo de flechas no puede hacerse de forma precisa, porque en las deformaciones diferidas intervienen muchos factores aleatorios difíciles de cuantificar, como el historial de cargas a lo largo del tiempo, los fenómenos reológicos (retracción, fluencia), o las condiciones de temperatura y humedad (nótese que la zapata se encuentra enterrada y rodeada de un ambiente húmedo en caso de hallarse bajo la capa freática), condiciones de curado, edad del hormigón en el momento de la puesta en carga, cuantía de la armadura de compresión, valor de la carga permanente, entre otros.

Las limitaciones a flecha difieren dependiendo de si se consulta una normativa española (EHE-08) o una extranjera (EC-2).

3.2.2.2 Cálculo de la Flecha Instantánea

En materiales elásticos, homogéneos e isótropos la flecha instantánea puede calcularse aplicando las fórmulas clásicas de la resistencia de materiales, en función de la carga (q), la longitud (L) y la rigidez a flexión ($E \cdot I$). En este caso, en las zapatas dimensionadas según la teoría de flexión, se supone un comportamiento análogo al de una viga en voladizo sometida a una carga distribuida.

$$f_i = \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I}$$

Debe tenerse en cuenta que la carga q será la correspondiente a la reacción producida por el terreno, y que por lo tanto se contabiliza en unidades de carga superficial. Para contabilizarlo como carga lineal debe multiplicarse dicho valor por el valor de la dimensión transversal de la zapata. Además, en este caso la longitud del voladizo (L) se corresponde con la longitud del vuelo de la zapata en esa dirección más un 15% del lado del soporte en la susodicha dirección. En el caso de calcularse la flecha en la dirección paralela al lado "a", los valores de carga y longitud serán:

$$q_a = \sigma_t \cdot b$$
$$L = v_a + 0,15a_0$$

Por lo tanto, a la hora de calcular la flecha instantánea, la fórmula, en caso de referirnos a la dirección paralela al lado "a", tomará la siguiente forma:

$$f_{i,a} = \frac{(\sigma_t \cdot b) \cdot (v_a + 0,15a_0)^4}{8 \cdot E \cdot I}$$

Como ya hemos comentado anteriormente, el hormigón armado no es un material homogéneo ni isótropo, y no tiene rigidez ($E \cdot I$) constante. Por un lado, la armadura es uniforme a lo largo de la pieza; por otro lado, las secciones solicitadas a mayores esfuerzos se fisuran. A lo largo de un soporte hay secciones con diferentes inercias, unas fisuradas y otras sin fisurar. Cada sección de una pieza tendrá una inercia que dependerá de la relación entre el momento flector que actúa sobre ella (M_a) y el momento de fisuración (M_f).

A la hora de calcular la flecha, en el modelo se ha aplicado la propuesta de la EHE-08, que es utilizar una inercia media equivalente que tiene en cuenta la disminución de rigidez y que, aplicada a la oportuna fórmula de resistencia de materiales, permite calcular una flecha similar a la real.

El valor de esa inercia equivalente (I_e) oscila entre la inercia bruta (I_b) y la de fisuración (I_f) y, por tanto, depende de la relación M_f/M_a . Cuando $M_f < M_a$, será $I_e = I_b$. Cuando $M_f = M_a$, será $I_e \approx I_b$. Cuando $M_f > M_a$ la inercia equivalente irá pasando, progresivamente, de I_b a I_f , y cuanto menor sea M_f/M_a , más cerca estará I_e de I_f que de I_b .

La fórmula más utilizada para calcular I_e es la fórmula empírica de Branson, adoptada por la EHE-08 y por la normativa norteamericana (Código ACI; American Concrete Institute), que estima el momento de inercia efectivo mediante una interpolación lineal entre los dos casos extremos que se acaban de comentar (I_b e I_f), por medio de la fórmula:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_b + \left(1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right) \cdot I_f \leq I_b$$

Donde cada uno de los términos corresponde a:

- M_f es el momento flector de fisuración, que provoca una tensión $f_{ctm,fl}$ en la fibra más traccionada, siendo $f_{ctm,fl}$ la resistencia media a flexotracción del hormigón.
- M_a es el momento flector que actúa sobre la sección, en condiciones de servicio.
- I_b es el momento de inercia de la sección de hormigón bruta. En nuestro caso:

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

- I_f es el momento de inercia de la sección fisurada.

Con respecto a momento flector de fisuración, M_f , la resistencia media a flexotracción del hormigón se calcula por medio de la fórmula:

$$f_{ctm,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1.000}\right) \cdot f_{ct,m} \geq f_{ct,m} \text{ (con } h \text{ en mm)}$$

Siendo $f_{ct,m}$ la resistencia media a tracción a 28 días, ya vista con anterioridad ($f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$, si $f_{ck} \leq 50$ MPa, que es lo habitual).

El momento de fisuración se obtiene mediante:

$$M_f = \frac{\sigma_{fisuración} \cdot I}{h/2}$$

M_f puede estimarse de forma aproximada por medio de la fórmula:

$$M_f = \frac{\sigma_{fisuración} \cdot I}{h/2} \approx \frac{f_{ctm,fl} \cdot I_b}{h/2}$$

Siendo:

- f_{ct} la resistencia a tracción del hormigón, que en ausencia de datos reales se puede aproximar mediante la fórmula $f_{ct} \approx 0,7 \cdot f_{ctm,fl}$, con $f_{ctm,fl}$ ya vista en este epígrafe.
- I_b la inercia bruta ($I_b = b \cdot h^3 / 12$).
- h el canto total

M_f puede estimarse con mayor precisión por medio de la fórmula:

$$M_f = \frac{f_{ct} \cdot I_h}{h - y_h}$$

Siendo:

- f_{ct} , igual que antes, la resistencia a tracción del hormigón.
- I_b la inercia de la sección homogeneizada, cuya fórmula ya ha sido vista con anterioridad en este Anejo.
- h el canto total.
- y_h la distancia entre la parte superior del soporte y el centro de gravedad de la sección.

No obstante, estas dos fórmulas de M_f llevan a resultados muy similares.

3.2.2.3 Cálculo de la Flecha Diferida

Como ya se ha comentado anteriormente, su cálculo exacto es prácticamente imposible debido a la gran cantidad de variables de las que depende. Cabe añadir además que la fisuración aumenta la complejidad del problema. Por lo cual las normativas normalmente establecen fórmulas experimentales sencillas.

En este caso se ha empleado la EHE-08 que al igual que el Código ACI, propone multiplicar la flecha instantánea debida a cargas permanentes por el factor:

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

Siendo:

- ρ' la cuantía geométrica de la armadura comprimida en la sección de arranque en el caso de voladizos.
- ξ un coeficiente que depende de la duración de la carga, y que se toma de la siguiente tabla.

Duración de la carga	ξ
Mayor o igual 5 años	2,0
1 año	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0
1 mes	0,7
15 días	0,5

Tabla 2. Coeficientes para el cálculo de la flecha diferida (fuente: Jiménez Montoya, 2009)

Conociendo el valor de λ , calcularemos la flecha diferida mediante la siguiente expresión

$$f_d = \lambda \cdot f_i$$

Siendo f_i el valor de la flecha instantánea.

3.2.2.4 Calculo de la Flecha Total

La flecha total es la suma de las flechas instantánea y diferida.

$$f_t = f_i + f_d$$

Esta flecha total máxima a tiempo infinito (f_t) debe ser menor que $L/250$, y también menor que $(L/500) + 1\text{cm}$. En este caso, por considerarse a la hora de realizar los cálculos, como si la zapata fuese un voladizo, en estas fórmulas hay que usar un $L = 1,6 \cdot v$, siendo v el vuelo. En este caso el vuelo del voladizo ya se definió anteriormente la longitud considerada para los cálculos en el caso de la flecha instantánea.



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



Escola Politécnica Superior

**TRABAJO FIN DE MÁSTER
CURSO 2018/2019**

*OPTIMIZACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN AL
DESARROLLO SOSTENIBLE DE UNA
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO*

Máster en Ingeniería Industrial

Documento

ANEJO III: SOSTENIBILIDAD

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN.....	3
2 MÉTODO MIVES.....	5
2.1 Introducción.....	5
2.2 Metodología	5
2.2.1 Elaborar el árbol de requerimientos.....	5
2.2.2 Establecimiento de Pesos	6
2.2.3 Establecimiento de máximos y mínimos.....	8
2.2.4 Establecer las Funciones de Valor	10
2.2.4.1 Generalidades.....	10
2.2.4.2 Indicadores Sociales	11
2.2.4.2.1 Generación de empleo. Qualified working time (QWT)	11
2.2.4.2.2 Accidentes letales. Lethal Accidents.....	11
2.2.4.2.3 Accidentes serios no letales. Serious non-lethal accidents.	12
2.2.4.3 Indicadores Medioambientales.....	12
2.2.4.3.1 Abiotic depletion potential for fossil resources (ADPF).....	12
2.2.4.3.2 Abiotic depletion potential for non fossil resources (ADPE).....	13
2.2.4.3.3 Acidification potential (AP)	13
2.2.4.3.4 Eutrophication potential (EP)	14
2.2.4.3.5 Global warming potential (GWP).....	15
2.2.4.3.6 Ozone Depletion Potential (ODP)	16
2.2.4.3.7 Photochemical Ozone Creation Potential (POCP)	17
2.2.4.4 Indicadores Económicos	18
2.2.4.4.1 Costes de Inversión	18
2.2.4.4.2 Costes de Mantenimiento	19
2.2.4.4.3 Potencial Valor Residual.....	19
2.2.4.4.4 Durabilidad	20
2.2.5 Resumen de las Funciones de Valor	20
2.2.6 Evaluación de la Sostenibilidad	21

1 INTRODUCCIÓN

En este Trabajo Fin de Master, se ha desarrollado un modelo para el análisis de la sostenibilidad en construcciones industriales, independientemente del tipo de material utilizado (acero, hormigón o madera), cuyo objetivo será el de en futuros proyectos, poder hacer comparaciones, entre naves industriales de distintos materiales.

Para el análisis de la sostenibilidad, existen diferentes métodos, pero en este caso se ha realizado a través del método MIVES, que permite analizar tanto variables cuantitativas como cualitativas, posteriormente se explicarán los pasos seguidos para aplicar este método.

Para la evaluación ambiental se ha utilizado la clasificación y nomenclatura incluidas en las normas UNE-EN ISO 14040-14044, se establecen estas cuatro etapas en el Ciclo de Vida, que son la que representa la figura 1.



Figura 1. Etapas en el análisis del ciclo de vida (ACV) (fuente: <https://www.isoover.com.ar/etapas-del-ciclo-de-vida>)

Este modelo se ha limitado el análisis del ciclo de vida a la fase de fabricación, de A1 a A3, según la clasificación de etapas de análisis de ciclo de vida (ACV). Comúnmente a este análisis, se le conoce como “*cradle to gate*” (cuna a puerta), es decir, es la etapa de fabricación del producto o etapa de producto, en las que las materias primas se extraen (cuna / A1), se transportan a la planta (A2) y, finalmente se procesan y se seleccionan para ser los productos constructivos (puerta / A3). Se ha limitado el ciclo de vida por falta de datos para continuar analizando los materiales durante su ciclo de vida.

Un análisis de ciclo de vida completo, se completaría con la etapa de construcción, donde, los productos se transportan desde la planta de fabricación a los distribuidores, y estos, al lugar de edificación (a la obra), para ser instalados en el edificio. Una vez instalados, se inicia la etapa de uso, en la se incluye el mantenimiento, la reparación o sustitución de dichos productos. En la etapa final de su vida útil o etapa de “fin de vida”, el edificio es demolido y sus componentes se procesan para su reutilización, recuperación, reciclaje o disposición final como residuo. Este modelo se ha desarrollado de acuerdo a la norma Europea UNE 15804: “Sostenibilidad en la construcción”, y a las conocidas “Declaraciones Ambientales de Producto o DAPs (Environmental Product Declarations, EPDs), por tanto también se podrían hacer comparaciones de este modelo con ellas, ya que además de basarse en la misma

norma, lo más habitual es que también en ellas se analizan la etapa del ciclo de vida de fabricación, de A1 a A3.

Los datos de los distintos materiales, necesarios para el desarrollo de este modelo, se han obtenido de la base de datos GaBi, que trabaja con la norma UNE-15804 y en concreto trabajamos con la media de los 28 países de Europa que son los más fiables para este estudio.

2 MÉTODO MIVES

2.1 Introducción

El método MIVES (Modelo Integrado de Valor para la Evaluación de Sostenibilidad), es un método desarrollado por investigadores de la Universidad Politécnica de Cataluña, de la Universidad del País Vasco y de Labein-Tecnalia, bajo la dirección del Prof. D. Antonio Aguado, Catedrático de Ingeniería de la Construcción de la ETSI de Caminos de Barcelona. A posteriori, el método ha sido perfeccionado por el Grupo de Ingeniería y Dirección de Proyectos de esta Universidad, para que tenga en cuenta la incertidumbre que puede haber en los diferentes parámetros de un modelo (del Caño et al. 2012; de la Cruz et al.2014a, b).

Este método transforma cualquier tipo de variable cuantitativa o cualitativa de una alternativa constructiva, en una variable adimensional, denominada “valor” y tiene en cuenta la importancia relativa entre las distintas variables (sociales, económicas, ambientales, técnicas, tecnológicas y funcionales) que se utilizan en las evaluaciones de sostenibilidad. De este modo hace posible la comparación de diferentes alternativas y entre ellas elegir la que contribuye más a un desarrollo sostenible.

2.2 Metodología

A continuación, se expondrán los pasos seguidos, en este trabajo para el desarrollo del modelo.

- Elaborar el árbol de requerimientos
- Establecimiento de Pesos
- Establecimiento de máximos y mínimos
- Establecer las Funciones de Valor
- Evaluación de la Sostenibilidad

2.2.1 *Elaboración el árbol de requerimientos*

El árbol de requerimientos es un esquema jerárquico en el que se definen las diferentes características de las alternativas a evaluar, normalmente dividido en tres niveles: requerimientos, criterios e indicadores.

Con los indicadores se definen las características medibles concretas que se van a evaluar. Los otros dos niveles sirven para establecer una desagregación de los requerimientos para, por un lado, estructurar el problema, dando una visión general del mismo y organizando los diferentes aspectos a tener en cuenta; y por otro lado, para facilitar los cálculos posteriores.

En el modelo se ha dividido el árbol en tres requerimientos básicos: Económico, Medioambiental y Social, que son tres de los pilares fundamentales de la evaluación de la sostenibilidad. Así también podremos sacar información de estos tres índices de sostenibilidad por separado como se verá más adelante.

El requerimiento social, incluye un criterio de creación de empleo, factor muy importante debido a la actual crisis económica y laboral, medido como “Tiempo de Trabajo Cualificado”, además un criterio de “Accidentes laborales” cuyos indicadores son los “Accidentes letales” y los “Accidentes serios no letales”. Se hubiera querido también incluir un indicador sobre la calidad del empleo, aunque no fue posible debido a que las empresas de construcción son muy opacas en estos asuntos. Otros indicadores sociales que se pueden estudiar son los de “Aceptación Tecnológica”, que no sería aplicable en este caso; “Ruidos y malos olores”, que tampoco es aplicable, ya que no se generaran malos olores, y el ruido será semejante, independientemente del

tipo de material que se emplee; “NIMBY” (Not In My Back Yard), que para este modelo tampoco se consideró.

El requerimiento medioambiental, es un requerimiento de gran importancia. Debemos elegir materiales que menos perjudiquen al medio ambiente y que cumplan con los requisitos de diseño. Los indicadores medioambientales utilizados en este modelo, se evalúan de acuerdo a la norma UNE 15804: “Sostenibilidad en la construcción”, que también utilizan las DAPs.

Y por último, tenemos el requerimiento económico, este nos dará una idea de los costes. Se dispone de dos indicadores directamente económicos, como es el “coste de inversión” y el “coste de mantenimiento decenal”. Además se disponen de otros dos indicadores, un indicador, denominado “*durabilidad*”, que analiza la vida útil del proyecto, siempre cumpliendo los requerimientos de construcción, y un indicador denominado, “*potencial valor residual*”, que analiza la capacidad de la estructura de ser reutilizada o reciclada.

En la siguiente tabla, se desarrolla el árbol de requerimientos utilizado en este modelo.

REQUERIMIENTOS	CRITERIOS E INDICADORES	
SOCIAL	(1) Tiempo de Trabajo Cualificado (QWT)	
	Accidentes	(2) Accidentes Letales
		(3) Accidentes Serios no letales
MEDIOAMBIENTAL	(4) Potencial agotamiento abiótico de recursos fósiles (ADPF)	
	(5) Potencial agotamiento abiótico de recursos no fósiles (ADPE)	
	(6) Potencial Acidificación (AP)	
	(7) Potencial Eutrofización (EP)	
	(8) Potencial Calentamiento Global (GWP)	
	(9) Potencial Agotamiento de Ozono (ODP)	
	(10) Potencial Creación de Ozono Fotoquímico (POCP)	
ECONÓMICO	Costes de inversión y mantenimiento	(11) Costes de inversión
		(12) Costes de mantenimiento
	(13) Potencial Valor Residual	
	(14) Durabilidad	

Tabla 1. Árbol de requerimientos (fuente: elaboración propia)

2.2.2 Establecimiento de Pesos

El siguiente paso fue el de establecer los pesos de cada una de las ramas del árbol. Esto se hizo mediante la consulta a expertos y varias reuniones en los que se determinó la importancia relativa de las variables consideradas en este árbol en particular.

Para los requerimientos, se han establecido los siguientes pesos, para el Medioambiental se le dio un 0.45, para el Social un 0.3, y por último para el Económico un 0.25. La decisión de la elección de estos pesos se ha basado en la Declaración de Río (ONU), en la que se declaró que “*Los seres humanos tienen derecho a una vida saludable y productiva en armonía con la naturaleza*”, esto nos lleva a hacer la siguiente reflexión: por una lado, si se destruye el medio ambiente, no puede haber vida y, por

tanto no habrá actividades sociales. A su vez, las diferencias sociales pueden afectar seriamente a la actividad económica, aunque solo sea como resultado de un poder de compra insuficiente para consumir más allá de su supervivencia. Por todo esto, se consideró que el pilar fundamental sea el medioambiental, seguido de cerca por los sociales y económicos respectivamente.

Dentro del requerimiento social, se le dio un peso de 0.6 al criterio de la generación de empleo y un 0.4, al criterio de los accidentes, debido a la actual crisis económica, se ha dado mayor valor a la generación de empleo, teniendo en cuenta que el ratio de accidentes es muy bajo. Por otro lado, dentro del criterio accidentes, se le dio más peso al indicador de los accidentes letales (0.6), ya que como es lógico son más preocupantes, aunque no existe mucha diferencia con el peso del criterio de los accidentes serios no letales que es (0.4).

Los pesos de los indicadores medioambientales, que podemos ver en la tabla 2, se basan en el documento *Kupfer, T. et al. (2019), GaBi Database&Modelling Principles. Thinkstep AG: Leinfelden-Echterdingen, Germany*. A su vez este documento se basa en una encuesta realizada a 245 expertos de todo el planeta con mayoría Europea y Norteamericana; a excepción de los pesos de Abiotic Depletion Potential for Fossil Resources (ADPF), y Abiotic Depletion Potential for non-Fossil Resources (ADPE), que se basa en los pesos del método CML del Institute of Environmental Sciences de la Universidad de Leiden (Holanda).

Para finalizar, en el requerimiento económico, se le dio más peso al criterio de costes de inversión y mantenimiento (0.55), ya que, es el más representativo e importante, mientras a potencial valor residual (0.15), y durabilidad (0.3), tienen un peso menor. A su vez, dentro del criterio de costes de inversión y mantenimiento, tiene mucho más peso el indicador de coste de inversión (0.7), que el indicador de costes de mantenimiento (0.3), esto es así, ya que los costes de mantenimiento, son mucho menores que los de inversión.

REQUERIMIENTOS	CRITERIOS E INDICADORES	
SOCIAL Peso: 0.3	(1) Tiempo de Trabajo Cualificado (QWT) Peso: 0.6	
	Accidentes Peso:0.4	(2) Accidentes Letales Peso: 0.4
		(3) Accidentes Serios no Letales Peso: 0.6
MEDIOAMBIENTAL Peso: 0.45	(4) Potencial agotamiento abiótico de recursos fósiles (ADPF) Peso: 0.086	
	(5) Potencial agotamiento abiótico de recursos no fósiles (ADPE) Peso: 0.076	
	(6) Potencial Acidificación (AP) Peso: 0.148	
	(7) Potencial Eutrofización (EP) Peso: 0.159	
	(8) Potencial Calentamiento Global (GWP) Peso: 0.225	
	(9) Potencial Agotamiento de Ozono (ODP) Peso: 0.15	
	(10) Potencial Creación de Ozono Fotoquímico (POCP) Peso: 0.156	
ECONÓMICO Peso: 0.25	Costes de inversión y mantenimiento Peso: 0.55	(11) Costes de inversión Peso: 0.7
		(12) Costes de mantenimiento Peso: 0.3
	(13) Potencial Valor Residual Peso: 0.15	
	(14) Durabilidad Peso: 0.3	

Tabla 2. Árbol de requerimientos con pesos (fuente: Elaboración propia)

2.2.3 Establecimiento de máximos y mínimos de los indicadores

En este proyecto, los cálculos de los indicadores, se realizan en función de la superficie de la estructura (m²) para que el modelo pueda ser utilizado independientemente del tipo de estructura que se dimensione. En anteriores proyectos, como el de Gómez Roibás, o como el de Hermida Veiga, estos indicadores se calculaban en función de metro lineal de estructura, esto era así, ya que la naturaleza de elementos estructurales que analizaban (vigas y pilares, respectivamente), era lineal.

Pero a la hora de introducir elementos como las zapatas, que son elementos que tienen una naturaleza no lineal, no se podría. Una posibilidad, sería la de realizar estos cálculos con respecto al volumen de estructura, pero como ya apuntó, Luaces Mesías en su trabajo, el aumento de los parámetros de análisis no es proporcional al volumen de estructura, y por ende aquellas estructuras de mayor tamaño resultan menos contaminantes y económicamente mejores cuando se realizan los cálculos de estas variables por metro cúbico. Por todo ello se evaluará la sostenibilidad de la estructura por m².

Para la determinación de los máximos y mínimos de los indicadores, se han utilizado, además del modelo de hormigón armado desarrollado en este trabajo, otros modelos como el desarrollado en el TFG, de D. Miguel Fernández Sela, que analiza una estructura metálica, el PFC de D. Xacobe Loures, en el que se analizó una estructura mixta, configurada, con soportes de hormigón armado y dinteles de madera laminada encolada, y para el caso en el que la estructura sea en su totalidad de madera laminada encolada (excepto las cimentaciones), se han hecho un dimensionamiento aproximado. Tras un análisis en el que se contempló todos estos tipos de estructuras, se definieron unos máximos y mínimos que podemos ver en la tabla 3.

REQUERIMIENTOS	CRITERIOS E INDICADORES		Mínima satisfacción	Máxima satisfacción
SOCIAL	(1) Tiempo de Trabajo Cualificado (QWT)		1500000	6500000
	Accidentes	(2) Accidentes Letales	5,00E-05	1,00E-05
		(3) Accidentes Serios no Letales	0,08	0,01
MEDIOAMBIENTAL	(4) Potencial agotamiento abiótico de recursos fósiles (ADPF)		700	220
	(5) Potencial agotamiento abiótico de recursos no fósiles (ADPE)		1,50E-05	3,50E-06
	(6) Potencial Acidificación (AP)		0,25	0,08
	(7) Potencial Eutrofización (EP)		0,035	0,01
	(8) Potencial Calentamiento Global (GWP)		150	0
	(9) Potencial Agotamiento de Ozono (ODP)		3,50E-10	8,00E-11
	(10) Potencial Creación de Ozono Fotoquímico (POCP)		0,03	0,007
ECONÓMICO	Costes de inversión y mantenimiento	(11) Costes de inversión	120	45
		(12) Costes de mantenimiento	40	1,33
	(13) Potencial Valor Residual		0.3	1
	(14) Durabilidad		15	200

Tabla 3. Máximos y mínimos (fuente: elaboración propia)

A la hora de analizar otro tipo de estructura que no sea la proyectada en este modelo, no será necesario variar ningún valor máximo ni mínimo, ya que estos fueron definidos teniendo en cuenta todos los tipos de estructuras posibles (acero, hormigón armado, mixta, madera laminada encolada). En el caso de las estructuras de acero y

madera laminada en cola, quizá habría que multiplicar los datos por un factor, ya que no se han incluido pinturas o barnices, que este tipo de estructuras suelen llevar para su protección (no hay información).

2.2.4 Establecer las Funciones de Valor

2.2.4.1 Generalidades

Las funciones de valor son funciones que sirven para homogeneizar los indicadores, convirtiéndolos en variables adimensionales denominadas “valor”.

Estos valores estarán comprendidos entre 0 y 1, la mínima satisfacción de un indicador tomará valor 0, mientras que la máxima tomará el valor de 1.

Además de los máximos y mínimos, otro aspecto importante de las funciones de valor es la forma. Para unir los puntos de mínima y máxima satisfacción, normalmente se usan cuatro tipos de función, reflejados en la figura 2.

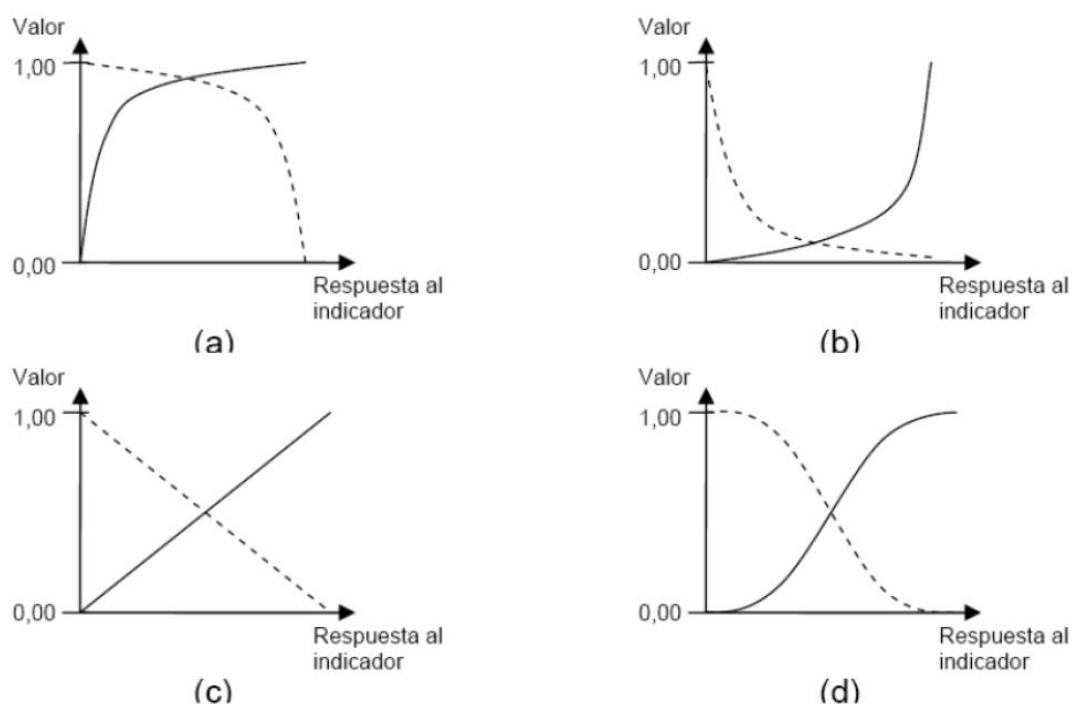


Figura 2. Diferentes formas de función de valor (fuente: Gómez et al., 2012)

La utilización de una u otra forma para las funciones de valor individuales depende de las características del indicador a evaluar y el objetivo que se pretenda obtener con ello:

- Las funciones cóncavas experimentan un gran aumento de valor para respuestas cercanas a la que genera el mínimo valor, disminuyendo el incremento de valor a medida que la respuesta se acerca a la que genera el máximo. Este tipo de función, de baja exigencia, se utilizara cuando se quiere incentivar el cumplimiento de unos requisitos mínimos.
- El caso contrario es el de las funciones convexas, de alta exigencia, con las que se busca llevar al proyectista (o a su cliente) a puntos cercanos al de máxima satisfacción. Este puede ser el caso de aspectos ya muy trabajados y cuyo cumplimiento no supone problemas importantes para el sector de la construcción.
- Las funciones rectas, el requerimiento de valor es constante a lo largo de posibles respuestas. Esta función se usa cuando no se tienen razones especiales que apoyen el uso de anteriores.

- d) Por último, la función con forma de “S” o sigmoide, el mayor incremento de valor se produce en la parte central del rango de respuestas. Esta función se emplea en aquellos indicadores donde se considera que lo apropiado debería ser que el máximo de incremento de valor se localice en la zona central de la función.

A continuación veremos una descripción detallada de cómo han sido cuantificados los indicadores, en que unidades y el porqué de su función de valor.

2.2.4.2 Indicadores Sociales

Los indicadores que se han tenido en cuenta a la hora de evaluar el ámbito social han sido los siguientes:

- Generación de empleo.
- Accidentes.
 - ✓ Accidentes letales.
 - ✓ Accidentes serios no letales.

2.2.4.2.1 Generación de empleo. *Qualified working time (QWT)*

Este indicador es el encargado de estimar, la generación de empleo. Mide el tiempo de trabajo cualificado que ha creado el empleo en la estructura; se mide en seg/m^2 .

Se ha escogido una función de valor lineal creciente por no considerarse necesario favorecer o sancionar determinados valores para la generación de empleo de la estructura (Figura 3).

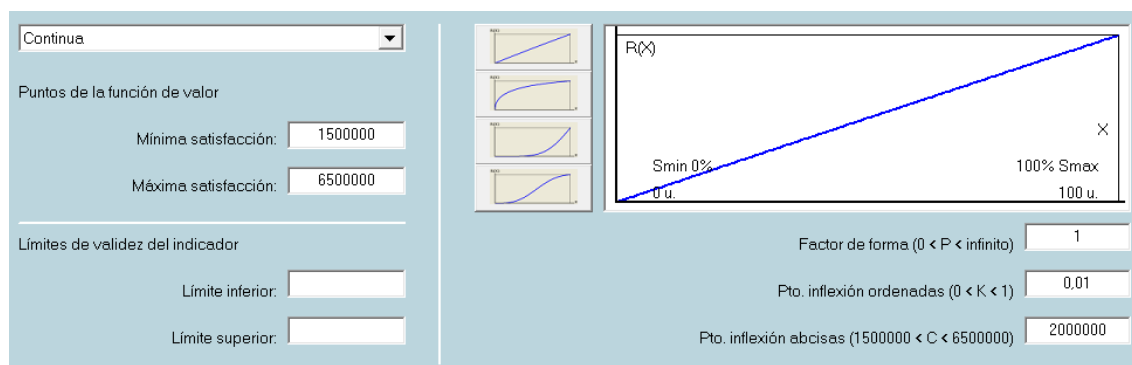


Figura 3. Función de valor de generación de empleo.

2.2.4.2.2 Accidentes letales. *Lethal Accidents.*

Este indicador se encarga de estimar, el número de accidentes letales. Se mide en $\text{accidentes}/\text{m}^2$.

Se ha escogido una función de valor lineal decreciente, ya que a mayor número de accidentes peor (Figura 4).

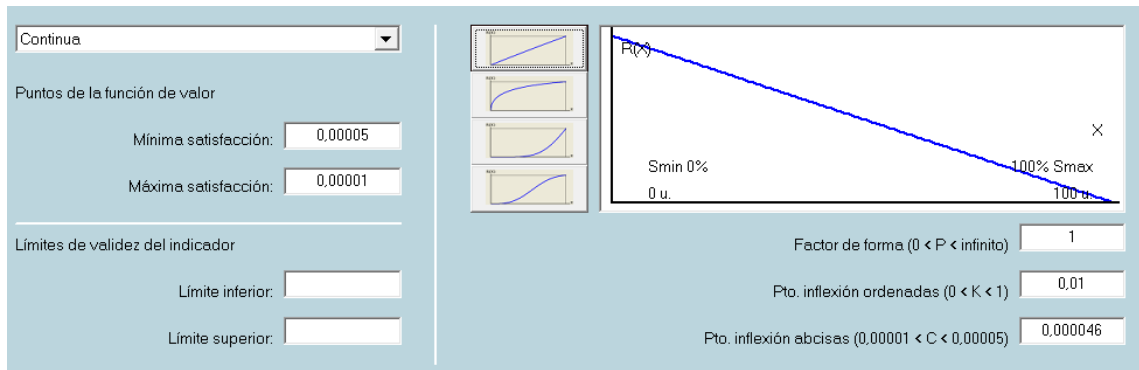


Figura 4. Función de valor de accidentes letales.

2.2.4.2.3 Accidentes serios no letales. Serious non-lethal accidents.

Este indicador se encarga de estimar, el número de accidentes serios no letales. Se mide en accidentes/m².

Se ha escogido una función de valor lineal decreciente, ya que, a mayor número de accidentes peor (Figura 5).

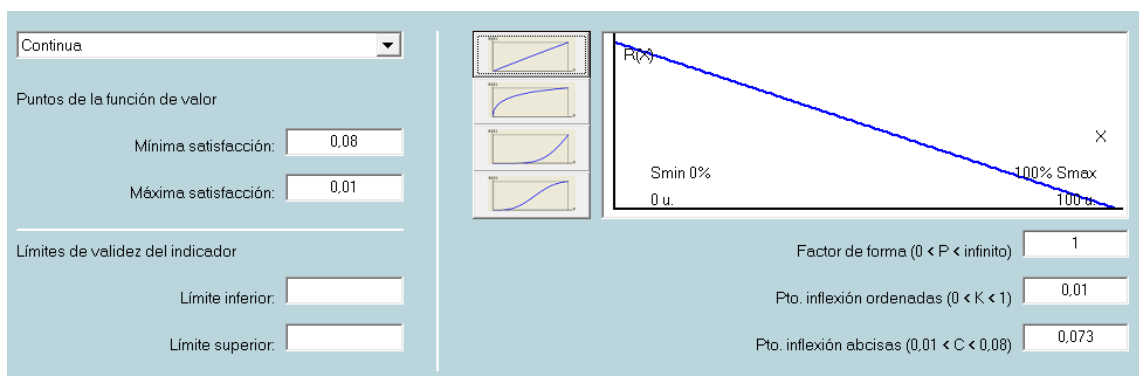


Figura 5. Función de valor de accidentes serios no letales.

2.2.4.3 Indicadores Medioambientales

Los indicadores que se han tenido en cuenta a la hora de evaluar el ámbito medioambiental han sido los siguientes:

- Potencial agotamiento abiótico de recursos fósiles. Abiotic depletion potential for fossil resources (ADPF)
- Potencial agotamiento abiótico de recursos no fósiles. Abiotic depletion potential for non fossil resources (ADPE)
- Potencial Acidificación. Acidification potential (AP)
- Potencial Eutrofización. Eutrophication potential (EP)
- Potencial Calentamiento Global. Global warming potential (GWP)
- Potencial Agotamiento de Ozono. Ozone Depletion Potential (ODP)
- Potencial Creación de Ozono Fotoquímico. Photochemical Ozone Creation Potential (POCP)

2.2.4.3.1 Potencial agotamiento abiótico de recursos fósiles. Abiotic depletion potential for fossil resources (ADPF)

Se consideran recursos abióticos aquellos que rodean a los seres vivos y que junto con ellos conforman el ecosistema; los recursos abióticos son parte de la naturaleza.

Incluyen todos los recursos “sin vida” que pueden ser explotados por el hombre entre ellos los recursos energéticos, que son los de mayor interés de este indicador

Por tanto este indicador, analiza el agotamiento de estos recursos abióticos, en concreto los recursos fósiles, como el petróleo, gas natural, etc. Sus unidades serán la de MJ/m².

Se ha tomado una función de valor sigmoide y decreciente, para así penalizar más cuanto mayor sea el índice ADFP, aunque sin penalizar demasiado aquellos valores próximos al de mayor satisfacción (Figura 6).

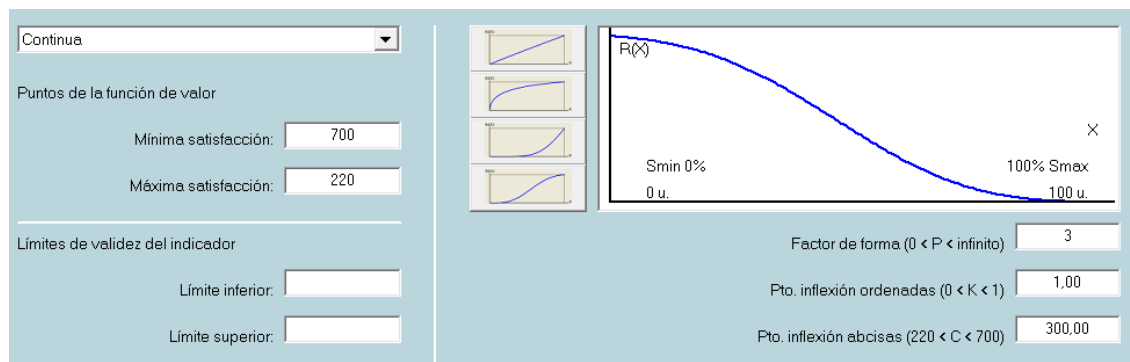


Figura 6. Función de valor de ADFP.

2.2.4.3.2 Potencial agotamiento abióticos de recursos no fósiles. Abiotic depletion potential for non fossil resources (ADPE)

Este indicador es exactamente igual anterior, con la salvedad, que este mide el agotamiento de los recursos no fósiles como el de los minerales, en vez de la extracción de combustibles fósiles. Sus unidades son kg Sb eq. /m².

Se ha tomado una función de valor sigmoide y decreciente, al igual que la anterior, por los mismos motivos (Figura 7).

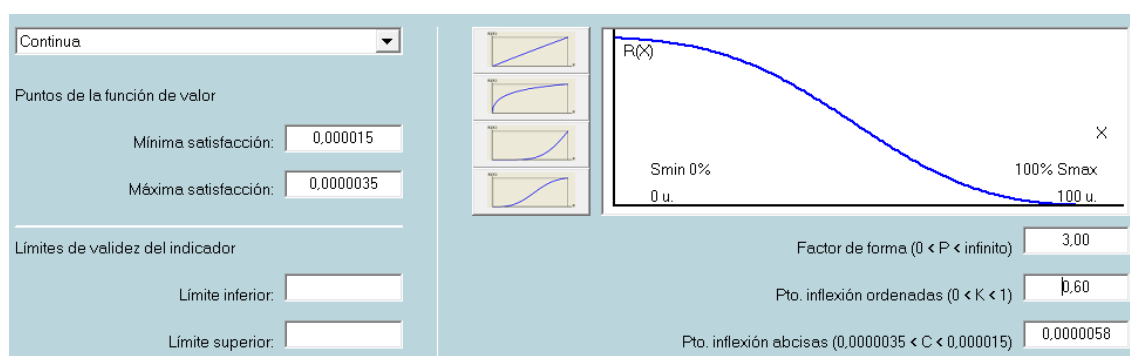


Figura 7. Función de valor ADPE.

2.2.4.3.3 Potencial Acidificación. Acidification potential (AP)

La Acidificación se puede definir como la pérdida de la capacidad neutralizante del suelo y del agua, como consecuencia del retorno a la superficie de la tierra, en forma de ácidos, de los óxidos de azufre y nitrógeno descargados a la atmosfera. La lluvia acida es el caso más conocido, pero también se produce acidificación en precipitaciones en forma de nieve, rocío o nieblas.

Aunque la vegetación en descomposición o los volcanes en erupción libran sustancias que pueden provocar la lluvia ácida, el mayor responsable de este fenómeno medioambiental es el ser humano. La industria, los vehículos o las calderas de calefacción emiten a la atmósfera gases, los cuales en combinación con el oxígeno del aire y el vapor de agua se transforman principalmente en ácido sulfúrico y ácido nítrico que se depositan finalmente en la superficie terrestre por medio de las precipitaciones.

Sus unidades, serán de $\text{kg SO}_2 \text{ eq. / m}^2$.

Este es un indicador, muy importante, por tanto se ha usado una función convexa decreciente, que penaliza cualquier valor que este por debajo de la máxima satisfacción (Figura 8)

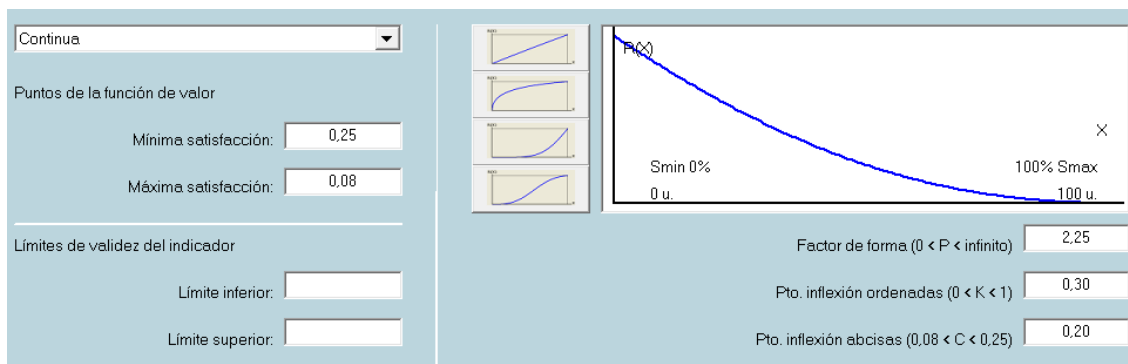


Figura 8. Función de valor AP.

2.2.4.3.4 Potencial Eutrofización. Eutrophication potential (EP)

La eutrofización es el enriquecimiento de nutrientes en un ecosistema acuático. Básicamente comienza cuando el agua recibe un vertido de nutrientes, como desechos agrícolas o forestales, lo que favorece el crecimiento acelerado de algas y otras plantas verdes que cubren la superficie del agua y evita que la luz solar llegue a las capas inferiores.

La proliferación de algas que aparece con la primera fase de la eutrofización provoca un enturbiamiento del agua que impide que la luz penetre hasta el fondo del ecosistema, y en consecuencia de ello, la vegetación muere al no poder realizar la fotosíntesis, generando que otros microorganismos, como bacterias, se alimenten de la materia muerta, consumiendo el oxígeno que necesitaban peces y moluscos, y a la vez generando algas tóxicas y microorganismos patógenos que podrían causar enfermedades.

Las principales causas de la eutrofización son las siguientes:

- La contaminación urbana mediante residuos orgánicos e inorgánicos, como el fosfato.
- La contaminación atmosférica por óxidos de azufre y nitrógeno que reaccionan con el agua atmosférica para formar ion sulfato e ion nitrato.
- La contaminación agropecuaria como fertilizantes o excrementos.
- La contaminación forestal por abandono en los ríos de residuos forestales.

Las causas pueden ser diversas, aunque principalmente es debida a la contaminación agropecuaria, y también a contaminaciones forestales, eso es, tirar a los ríos residuos forestales relacionados con la madera. La contaminación atmosférica juega otro papel determinante en este proceso, así como los efluentes urbanos contaminados en el caso que no haya depuración.

La unidades empleadas para la medición de este indicador es kg Phosphate eq. / m².

A igual que en el caso anterior, se ha usado una función convexa decreciente, donde se penaliza con dureza cualquier valor alejado del de la máxima satisfacción (Figura 9).

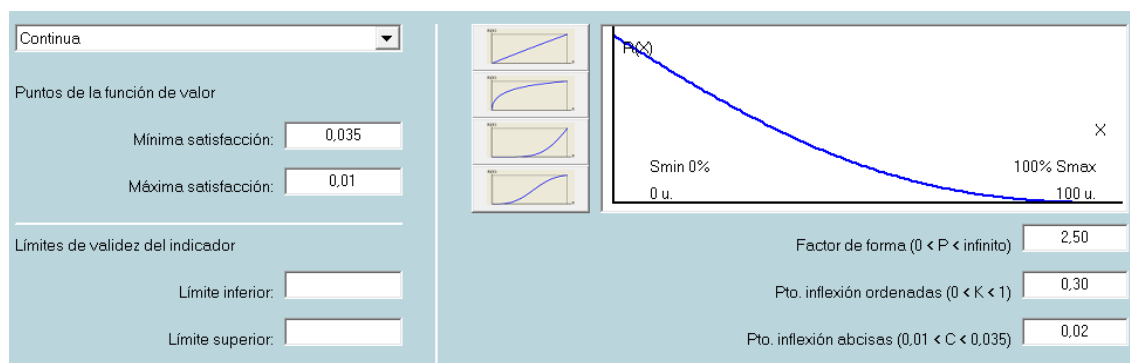


Figura 9. Función de valor para EP.

2.2.4.3.5 Potencial Calentamiento Global. Global warming potential (GWP)

El cambio climático es uno de los problemas más importantes y complejos a los que nos enfrentamos. Aunque el clima sufre cambios de manera natural, con este concepto denominamos al cambio causado por la actividad humana al alterar la composición de la atmósfera.

Una de las manifestaciones más evidentes del cambio climático es el aumento de la temperatura global en la superficie de la Tierra. Este calentamiento es debido a la emisión de gases de efecto invernadero a la atmosfera, lo que ha supuesto un incremento de la temperatura media global de más de 1°C desde el inicio de la Revolución Industrial (segunda mitad del siglo XVIII).

Los impactos ambientales debidos al calentamiento global son diversos y de enorme importancia, aunque el que destaca es el efecto invernadero.

La temperatura media global de la Tierra es el resultado del equilibrio térmico entre la radiación solar incidente y la radiación que emite la propia superficie terrestre. Todos los cuerpos por el hecho de estar calientes emiten radiación.

Mientras que el flujo de la radiación solar que llega a la Tierra es casi constante, el flujo que emite el planeta depende de su temperatura. En un planeta el flujo incidente calienta su superficie, según se calienta, el flujo radiado por el planeta aumenta hasta que se alcanza el equilibrio térmico, con una temperatura de equilibrio de unos 15° de media. Esta temperatura se alcanza porque en todo planeta, existe una atmósfera debido a la gravedad y esto provoca el efecto invernadero.

Tanto la radiación solar que incide, como la emitida por la Tierra deben atravesar la atmósfera, que actúa como un filtro selectivo que absorbe principalmente la radiación infrarroja que emite el Planeta. Esta absorción da lugar al efecto invernadero.

De todos los gases que forman la atmósfera sólo unos pocos absorben la radiación infrarroja. Son los llamados GEI, Gases de Efecto Invernadero. Los más abundantes de esta clase son el dióxido de carbono (CO₂), el vapor de agua, el metano (CH₃), el óxido nitroso (N₂O), el ozono (O₃) y los clorofluorocarbonados (CFC).

De los gases más abundantes de la atmósfera, oxígeno y el nitrógeno no absorben radiación infrarroja.

El aumento de los GEI provoca que salga menos cantidad de radiación infrarroja de la Tierra provocando el calentamiento de la atmósfera.

Así como se produce un aumento de la temperatura media global en la superficie terrestre, se produce el efecto opuesto en la estratosfera donde la temperatura media disminuye.

La unidades empleadas para la medición de este indicador es $\text{kg CO}_2 \text{ eq. / m}^2$.

Por todo estos motivos el calentamiento global es un factor muy relevante, y que debemos contribuir entre todos a su reducción, por eso se definió su función de valor del tipo convexa y decreciente, por los motivos ya comentados con anterioridad (Figura 10).

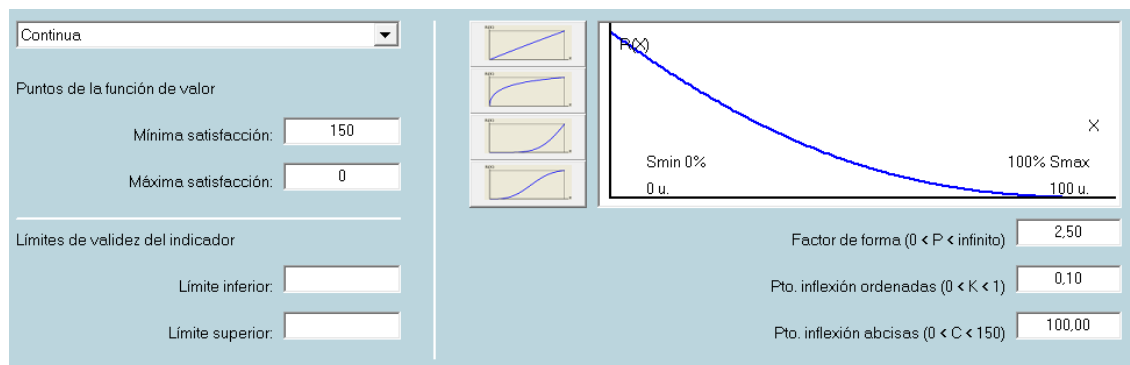


Figura 10. Función de valor para GWP.

2.2.4.3.6 Potencial Agotamiento de Ozono. Ozone Depletion Potential (ODP)

El ozono (O_3) es un gas muy reactivo que en la parte baja de la atmósfera es muy contaminante, pero que en la estratosfera es de vital importancia.

El papel de Ozono es el de filtrar aproximadamente el 99% de las radiaciones ultravioletas que nos llegan del Sol

La mayor parte del ozono se encuentra en lo que se conoce como baja estratosfera, entre los 20 y 30 km de altura. Esto es lo que se conoce como la Capa de Ozono.

Cuando decimos que esta capa se agota nos referimos al adelgazamiento de esta como resultado de la acción de los compuestos llamados halocarbonos, Clorofluorocarbonos o CFC.

En la estratosfera se está continuamente creando y consumiendo ozono mediante una serie de reacciones químicas. La concentración de ozono estratosférica es pequeña y su valor depende del equilibrio entre estos procesos de creación y destrucción.

Hay reacciones sencillas de creación a partir del oxígeno molecular y la radiación ultravioleta por el día y de destrucción principalmente por la noche cuando hay ausencia de radiación.

Además de esta reacciones hay otras más complejas en las que intervienen otros compuestos y que contribuyen a la destrucción del ozono. Aquí es donde aparecen los compuestos clorofluorocarbonados (CFC) que son moléculas sintetizadas, muy poco activas químicamente y que por lo tanto cuentan con un tiempo de permanencia en la atmósfera muy largo (de 100 a 200 años).

Cuando una molécula de CFC llega a la estratosfera se puede disociarse por radiación ultravioleta liberando átomos de cloro que reaccionan con el ozono

contribuyendo a la destrucción del mismo. En esta reacción catalítica queda libre un átomo de Cloro por lo que la acción destructora se multiplica. Además del cloro, hay otros átomos e iones que producen el mismo efecto destructivo.

Las unidades empleadas para la medición de este indicador es kg R11 eq. / m^2 .

Para este caso se utilizó una función de valor sigmoide decreciente, donde se pretende ser menos duro en zonas próximas a la de máxima satisfacción y más duros en las zonas próximas a la de mínima satisfacción (Figura 11).

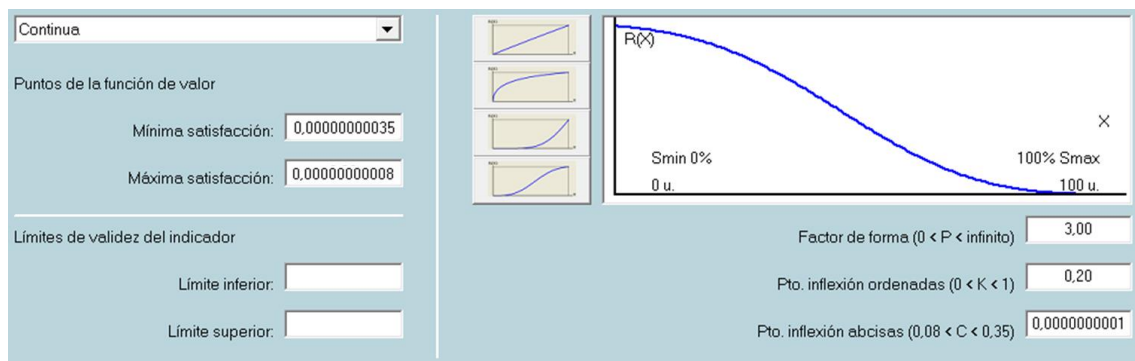


Figura 11. Función de valor para ODP.

2.2.4.3.7 Potencial Creación de Ozono Fotoquímico. Photochemical Ozone Creation Potential (POCP)

El ozono fotoquímico, también es conocido como “smog fotoquímico”, se puede definir como el resultado de la producción de contaminantes secundarios, como el ozono troposférico u ozono malo, que es el que se queda en la superficie del planeta y no sale a la estratosfera. El smog fotoquímico se produce cuando hay reacciones fotoquímicas, es decir que los compuestos químicos, como algunos gases, reaccionen a la exposición a la luz solar.

Algunos de estos compuestos químicos que reaccionan con la luz produciéndose smog son los hidrocarburos volátiles y los óxidos de nitrógeno, (monóxido de nitrógeno u óxido nítrico) y en este caso el resultado es el ozono troposférico, el cual continua sufriendo reacciones fotoquímicas produciendo el smog.

Las principales causas, son las siguientes:

- Actividad industrial que emite humos con gases de efecto invernadero y otros contaminantes ambientales, tanto al aire, como al suelo y agua, ya que estos también terminan en el aire.
- Las emisiones de gases de los vehículos que usan combustibles fósiles.
- La mala gestión de los residuos contaminantes, tanto urbanos, como el medio rural.

Las principales consecuencias, tanto para el medio ambiente como para la salud humana, son las siguientes:

- Se modifica el entorno tanto a nivel químico como a nivel visual. Por lo que hay contaminación ambiental, es decir del aire, y visual que afecta al paisaje y reduce de forma drástica la visibilidad.
- La presencia de esta niebla fotoquímica impide que haya formación de nubes con precipitaciones, por lo que a los pocos días de haber este smog deja de haber lluvias.

- Esta capa de contaminación hace que se incrementen las temperaturas por la acumulación excesiva de gases de efecto invernadero.
- Produce inflamación de las vías respiratorias, tanto altas como bajas en casos de densidad de smog elevada.
- Aparece tos, dificultad para respirar y opresión en el pecho.
- Empeoran los problemas respiratorios como el asma.
- Favorece la aparición de enfermedades cardíacas y las agrava.
- En casos en los que se prolonga el problema ambiental, produce estrés, malestar generalizado, pérdida de calidad de vida, aparición de distintos tipos de cáncer y, finalmente, la muerte prematura.

La unidades empleadas para la medición de este indicador es kg Etano eq. / m².

La función de valor seleccionada, al igual que con el indicador anterior es de una sigmoide decreciente, por los mismos motivos ya comentados (Figura 12)

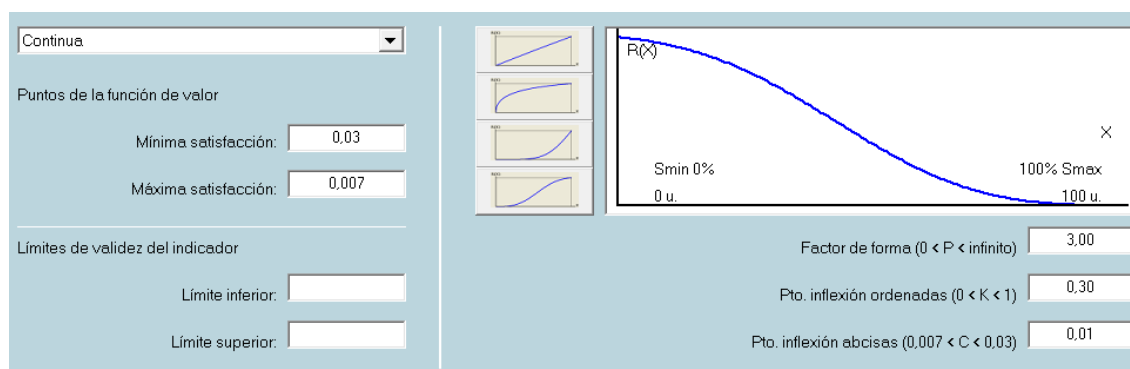


Figura 12. Función de valor para POCP.

2.2.4.4 Indicadores Económicos

Los indicadores que se han tenido en cuenta a la hora de evaluar el ámbito económico han sido los siguientes:

- Costes de inversión
- Costes de mantenimiento
- Potencial valor residual
- Durabilidad

2.2.4.4.1 Costes de Inversión

Este indicador es el encargado de estimar aquellos costes derivados de la construcción de una nave industrial en bases de datos de precios españolas. Sus unidades para su medición son el de €/m².

Se ha escogido una función de valor sigmoide decreciente, es este caso en comparación con las funciones en forma de sigmoide definidas hasta ahora, ésta tiene una forma más pronunciada, es decir, es más cóncava en valores próximos al de mínima satisfacción y más convexa en valores próximos al de máxima satisfacción, de esta forma se es más generoso en valores próximos al mínimo, sin embargo más duros en valores próximos al máximo (Figura 13).

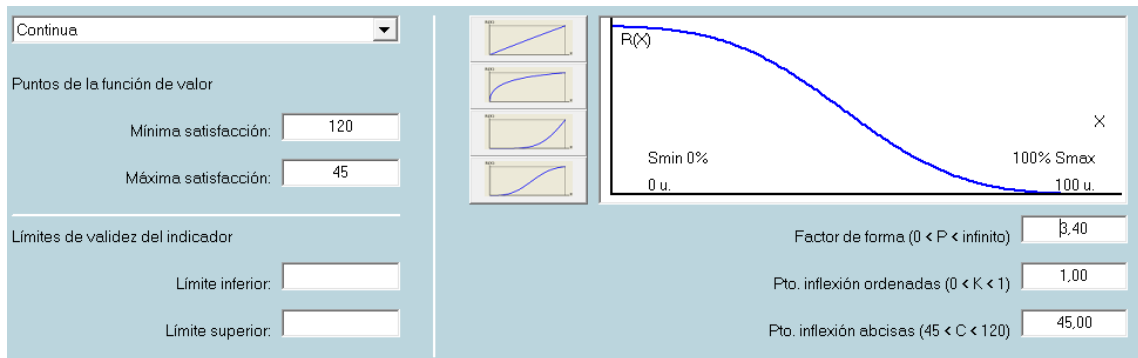


Figura 13. Función de valor para costes de inversión.

2.2.4.4.2 Costes de Mantenimiento

El otro indicador escogido para evaluar el requerimiento económico en lo relativo a sostenibilidad es el coste de mantenimiento. Mediante este indicador se realiza una valoración de los costes de las actividades de mantenimiento a las que se somete la estructura cada década. La unidades empleadas son las de €/m².

La función de valor seleccionada es la de una sigmoide decreciente, con una forma igual a la que se utilizó en el coste de inversión (Figura 14).

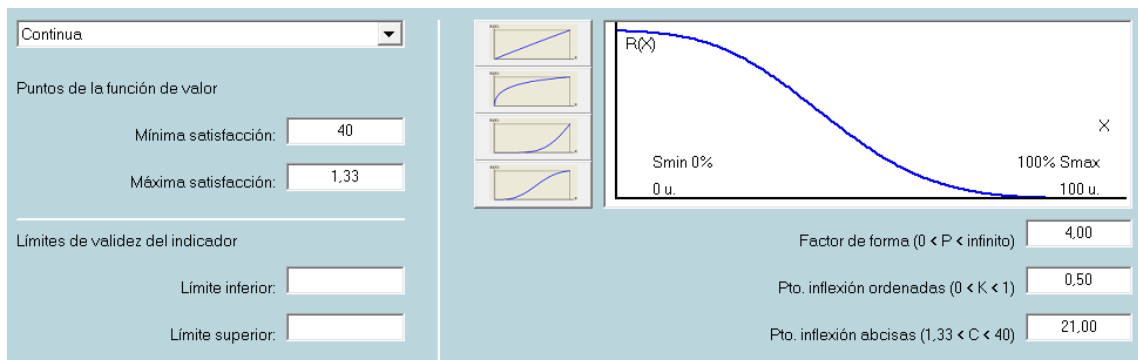


Figura 14. Función de valor para costes de mantenimiento.

2.2.4.4.3 Potencial Valor Residual

Este indicador trata de evaluar la capacidad que tiene la estructura de ser reutilizada o reciclable.

Para ello se ha de finido una función valor escalón (figura 15), que tomara un valor u otro en función de la estructura que se esté analizando, de acuerdo a la capacidad de reutilización o reciclabilidad:

- Estructura de acero o madera: Este tipo de estructuras, se pueden reutilizar todos sus elementos, a excepción de las zapatas, que en todo caso podrán ser recicladas. Por eso, para este tipo de estructuras, este indicador tendrá la máxima satisfacción, valor 1.
- Estructura de hormigón armado, con viga prefabricada: En este caso, el dintel se podrá reutilizar, mientras que el resto de elementos podrán ser reciclados. Por eso, este tipo de pórticos tendrá un valor de 0,65.
- Estructura metálica con forjado de hormigón: Para este caso, se toma un valor de 0,5.

- Por último, una estructura de hormigón armado ejecutada en in-situ: En este caso ningún elemento puede ser reutilizado, pero si reciclarse.

Cabe destacar, que todas las estructuras son susceptibles de reutilización, desde el punto de vista de que una estructura es construida para albergar una actividad, pero en el momento en que esta actividad cese, esa misma estructura podría ser usada para albergar otra actividad distinta, por tanto, también estaría siendo reutilizada.

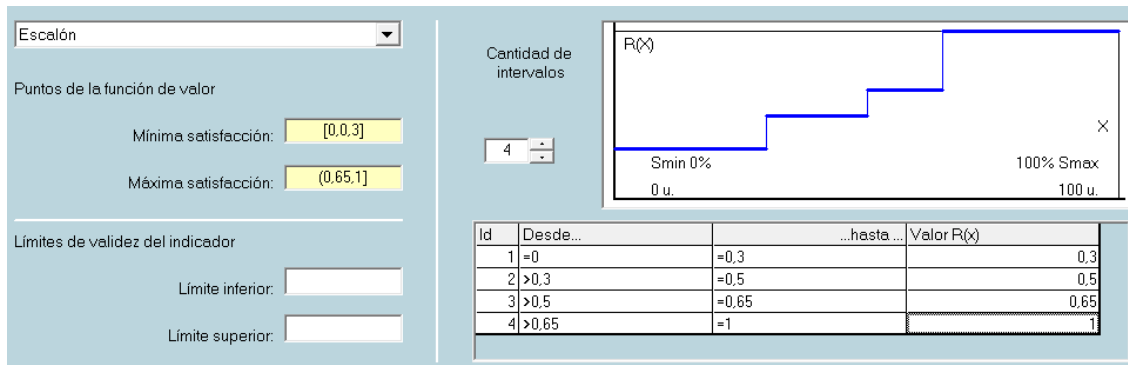


Figura 15. Función de valor para el potencial valor residual.

2.2.4.4.4 Durabilidad

Por último, tenemos el indicador de durabilidad, este indicador se refiere a la vida útil para la que ha sido proyectada la estructura, la cual dependerá, en gran medida, de la buena calidad de ejecución de la obra, ya que las especificaciones relativas de la durabilidad deberán cumplirse en su totalidad durante la fase de ejecución.

Para ello se ha definido una función de valor del tipo sigmoide creciente, ya que a mayor duración mejor; en este tipo de estructuras la vida útil suele estar comprendida entre 50 y 100 años, aunque puede ser mayor, siempre y cuando se ejecute con unas especificaciones que cumplan esta satisfacción. La forma de la función es muy convexa próximos al valor de máxima satisfacción, de esta forma a partir de 100 años tendríamos ya una satisfacción del 90% (Figura 16).

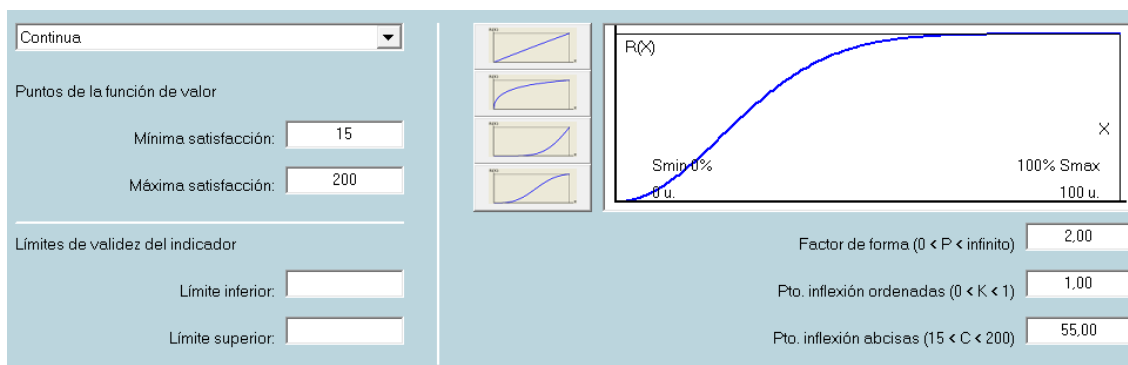


Figura 16. Función de valor para la durabilidad.

2.2.5 Resumen de las Funciones de Valor

Las funciones de valor generadas mediante MIVES para evaluar la sostenibilidad de la estructura pueden diferenciarse, en funciones continuas y discretas.

Las funciones continuas generadas para cada uno de los indicadores, así como sus diferentes características definitorias se encuentran resumidas en la siguiente tabla (tabla 4):

Indicador	Parámetros					Geometría
	P _{i,min}	P _{i,max}	A _i	m _i	n _i	
Generación de empleo (QWT) (seg/m ²)	1500000	6500000	1	0,01	2000000	Lineal creciente
Accidentes letales (accidentes/m ²)	5,00E-05	1,00E-05	1	0,01	0,00005	Lineal decreciente
Accidentes serios no letales (accidentes/m ²)	0,08	0,01	1	0,01	0,08	Lineal decreciente
Potencial agotamiento abióticos de recursos fósiles (ADPF) (MJ/m ²)	700	220	3	1	300	Sigmoide decreciente
Potencial agotamiento abióticos de recursos no fósiles (ADPE) (kg Sb eq./m ²)	1,50E-05	3,50E-06	3	0,6	5,80E-06	Sigmoide decreciente
Potencial Acidificación (AP) (kg SO ₂ eq. / m ²)	0,25	0,08	2,25	0,3	0,2	Convexa decreciente
Potencial Eutrofización (EP) (kg Phosphate eq. / m ²)	0,035	0,01	2,5	0,3	0,02	Convexa decreciente
Potencial Calentamiento Global (GWP) (kg CO ₂ eq./m ²)	150	0	2,5	0,1	100	Convexa decreciente
Potencial Agotamiento de Ozono (ODP) (kg R11 eq./m ²)	3,50E-10	8,00E-11	3	0,2	1,00E-10	Sigmoide decreciente
Potencial Creación de Ozono Fotoquímico (POCP) (kg Etano eq. / m ²)	0,03	0,007	3	0,3	0,01	Sigmoide decreciente
Costes de Inversión (€/m ²)	120	45	3,4	1	45	Sigmoide decreciente
Costes de Mantenimiento (€/m ²)	40	1,33	4	0,5	21	Sigmoide decreciente
Durabilidad (años)	15	200	2	1	55	Sigmoide creciente

Tabla 4. Características de las funciones de valor continuas.

Las funciones discretas generadas, así como las distintas definiciones para determinar el grado de satisfacción del parámetro a analizar se representan tabuladas a continuación (tabla 5):

Indicador	Niveles de satisfacción				Geometría
	D (0,3)	C (0,5)	B (0,65)	A (1)	
Potencial Valor Residual	D (0,3)	C (0,5)	B (0,65)	A (1)	Escalonada creciente

Tabla 5. Características de las funciones de valor discretas.

2.2.6 Evaluación de la Sostenibilidad

Una vez obtenidas las funciones de valor y establecer los pesos, se calcula el índice de sostenibilidad global, mediante la suma de los valores de un nivel inmediatamente superior, tras ser multiplicado por el peso relativo de cada uno de ellos, que da idea de su importancia en la toma de decisiones, transformando las unidades de los indicadores

desde la parte más a la derecha del árbol. Las operaciones que se llevan a cabo incluyen, en primer lugar, la conversión a parámetros adimensionales (“valor”) por medio de funciones de valor, ya definidas, que suelen tener una geométrica de acuerdo con la siguiente función:

$$V_i = K_i \cdot \left[1 - e^{-m_i \cdot \left(\frac{|P_{i,x} - P_{i,min}|}{n_i} \right)^{A_i}} \right]$$

Donde:

$$K_i = \frac{1}{\left[1 - e^{-m_i \cdot \left(\frac{|P_{i,max} - P_{i,min}|}{n_i} \right)^{A_i}} \right]}$$

Por tanto:

$$V_i = \frac{1 - e^{-m_i \cdot \left(\frac{|P_{i,x} - P_{i,min}|}{n_i} \right)^{A_i}}}{1 - e^{-m_i \cdot \left(\frac{|P_{i,max} - P_{i,min}|}{n_i} \right)^{A_i}}}$$

A su vez, estas fórmulas:

- $p_{i,max}$ es el punto de referencia máximo en la escala del indicador considerado; es decir, la respuesta al indicador que genera un valor máximo, normalmente igual a 1; es decir, el punto de máxima satisfacción, el que más contribuye al desarrollo sostenible. $p_{i,min}$ es, de manera análoga, el punto que genera un valor igual a 0. Por encima de $p_{i,max}$ y por debajo de $p_{i,min}$ el valor, a efectos de sostenibilidad, se considera constante y, respectivamente, máximo (igual a la unidad) y nulo.
- $P_{i,x}$ es la respuesta de la alternativa x que se está evaluando, respecto al indicador i considerado, que debe estar comprendida entre $P_{i,max}$ y $P_{i,min}$. Esta respuesta genera un valor igual a $V_i(P_{i,x})$, el cual se trata de obtener mediante la función de valor antes formulada.
- A_i es un factor de forma que define, de manera aproximada, si la curva es cóncava ($A_i < 1$), si tiende a una línea recta ($A_i = 1$), o si es convexa o con forma de “S” ($A_i > 1$).
- n_i es un valor que sirve, en el caso de que sea $A_i > 1$, para construir curvas convexas o con forma de “S”, ya que coincide de forma aproximada con el valor de la abscisa para el cual se produce el punto de inflexión.
- m_i define aproximadamente el valor de la ordenada del punto n_i , en el caso anterior de que sea $A_i > 1$.

Una vez calculado el “valor” para cada indicador, el “valor” correspondiente a un determinado criterio (V_c) será:

$$V_c(P_{c,x}) = \sum_{i=1}^{\eta_c} \gamma_i \cdot V_i(P_{i,x})$$

Siendo γ_i , el peso de cada indicador perteneciente a este criterio.

De la misma forma, el “valor” correspondiente a un determinado requerimiento (V_r), será:

$$V_r(P_{r,x}) = \sum_{c=1}^{\eta_r} \beta_c \cdot V_c(P_{c,x})$$

Siendo β_c el peso de cada criterio perteneciente a este indicador.

En nuestro caso esto nos dará los índices de sostenibilidad de cada criterio, es decir, **el índice de sostenibilidad social, el índice de sostenibilidad medioambiental y el índice de sostenibilidad económico.**

El índice de sostenibilidad global de la alternativa x será entonces:

$$V(P_x) = \sum_{r=1}^{\eta} \alpha_r \cdot V_r(P_{r,x})$$

Siendo α_r el peso de cada requerimiento.

Por tanto el método MIVES, nos aporta, tanto el índice global de sostenibilidad, los índices de sostenibilidad de cada requerimiento (Social, Medioambiental y Económico), además los índices de sostenibilidad de cada criterio, los cuales se podrán utilizar para hacer comparaciones exhaustivas de distintas estructuras.



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



Escola Politécnica Superior

**TRABAJO FIN DE MÁSTER
CURSO 2018/2019**

*OPTIMIZACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN AL
DESARROLLO SOSTENIBLE DE UNA
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO*

Máster en Ingeniería Industrial

Documento

**ANEJO VI: MANUAL DE UTILIZACIÓN DEL LIBRO DE CÁLCULO Y
ANÁLISIS DE LA SOSTENIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA**

ÍNDICE

1 GENERALIDADES	4
2 MODELO DE ANÁLISIS	5
2.1 Nave Industrial: Detalle de los elementos de la nave y sostenibilidad	5
2.2 Dimensiones: Dimensiones y otros datos para el cálculo	5
2.3 Correas: Definición del tipo de correas y cerramientos.....	6
2.4 Correas-Dosificación: Definición del tipo de cemento y dosificación.....	7
2.5 Acciones: Definición de las acciones a las que se ve sometida la estructura	7
2.5.1 Acciones Variables.....	7
2.5.2 Acciones Permanentes	8
2.6 Combinaciones: Posibles combinaciones de acciones.....	8
2.7 Viga: Definición de la viga	8
2.8 Viga-Dosificación: Definición del tipo de cemento y dosificación	8
2.9 Pilar fach. (fachada)-Resultados: Detalle de los soportes de la fachada de la estructura	9
2.10 Pilar Int. (Interior) Testeros-Resultados: Detalle de los soportes interiores de los pórticos testeros.....	9
2.11 Pilar: Definición de los pilares.....	9
2.12 Pilar Fisuración: Comprobación de que el pilar cumple la norma con respecto a la fisuración	11
2.13 Pilar Flecha: Comprobación de que el pilar cumple la norma con respecto a la flecha.....	11
2.14 Pilar Disposición de Armaduras: Detalle de las armaduras.....	11
2.15 Pilar-Dosificación: Definición del tipo de cemento y dosificación	12
2.16 Cimentaciones fach. (Fachada)-Resultados: Detalle de las zapatas de la fachada de la estructura	12
2.17 Ciment. Int. (Interiores) Testeros-Testeros: Detalle de las zapatas interiores de los pórticos testeros.....	12
2.18 Cimentaciones-Dimensionamiento: Definición de las zapatas de la estructura	13
2.19 Cimentaciones-Comprobaciones: Comprobación del vuelco, cortante y punzonamiento para el cumplimiento de la norma.....	14
2.20 Cimentaciones-Flecha: Comprobación de que la cimentación cumple la norma sobre la flecha	14
2.21 Cimentaciones-Fisuración: Comprobación de que la cimentación cumple la norma sobre la fisuración	14
2.22 Cimentaciones-Armado: Detalle de las armaduras.....	15
2.23 Cimentaciones-Dosificación: Definición del tipo de cemento y dosificación	15
2.24 Materiales Totales: Detalle de las totales cantidades de material.....	15
2.25 S-Medioambiental: Análisis de sostenibilidad mediomambiental	15

2.26 S-Social: Análisis de sostenibilidad social	16
2.27 S-Económico: Análisis de sostenibilidad económico	16
2.28 Sostenibilidad: Análisis de sostenibilidad global	16
2.29 Otras Hojas	17
2.30 Ejemplo de Funcionamiento	17

1 GENERALIDADES

En este Anejo, se resumirá los puntos clave para el uso y entendimiento del libro de cálculo y análisis de la sostenibilidad de la estructura, creado en este Trabajo Fin de Máster.

A continuación, se explicará la forma correcta de dimensionar y analizar la sostenibilidad de la estructura, así como de todos sus elementos. Cada elemento de la estructura se dimensiona en una serie de hojas que se detallarán en el siguiente apartado.

2 MODELO DE ANÁLISIS

A continuación, se detallarán todas las hojas del modelo creado en este TFM, donde se describirá su denominación en el libro electrónico y todo el contenido de ésta, así como los datos a introducir en ella, en caso de tener que introducir algo. Como norma general, habrá que introducir algo en todas aquellas casillas que estén sombreadas con un color gris en el libro electrónico.

2.1 Nave Industrial: Detalle de los elementos de la nave y sostenibilidad

En esta primera hoja, no es necesario introducir ningún dato; muestra un resumen total de la estructura dimensionada, por un lado, hay un apartado destinado a los elementos de la nave industrial, además de otro apartado donde se indica si la estructura cumple los requisitos mínimos de la norma, y por otro lado, otro apartado donde se muestra los índices de sostenibilidad.

Dentro de los elementos de la estructura, nos encontramos:

- *Correas*, donde se indica el tipo de correa utilizada. Como ya se comentó en la memoria las correas son elementos prefabricados, obtenidos de fichas técnicas de un prefabricador.
- *Vigas*, indica el tipo de viga delta dimensionada, al igual que las correas de obtuvieron de las fichas técnicas de un prefabricador.
- *Pilares de los pórticos interiores y testeros*, aquí se ve un resumen de sus dimensiones y armado.
- *Zapatas de los pórticos interiores y testeros*, al igual que los pilares vemos un resumen de sus dimensiones y armado.

En otro apartado se analiza si la cada uno de los elementos de la estructura, y la estructura total, cumple los requisitos mínimos de la norma.

Finalmente, en otro apartado se muestra el índice de sostenibilidad global, y los indicadores de sostenibilidad medioambiental, social y económico.

2.2 Dimensiones: Dimensiones y otros datos para el cálculo

Esta hoja, es la primera en la que hay que introducir algún dato; de hecho, es una hoja muy importante ya que aquí se va a definir la dimensión de la nave, además de otros datos. Los datos a introducir se muestran en las celdas sombreadas en color gris y a continuación se enumeran las dimensiones que aparecen en esta hoja:

- *Longitud total*, aquí se debe indicar la longitud total de la nave.
- *Número de Pórticos*, se debe introducir el número de pórticos que tendrá la nave, aunque la distancia entre pórticos debe estar comprendida entre 5 y 6 metros, en caso de no serlo nos saltaría un mensaje de error.
- *Distancia entre pórticos*, aquí no debemos introducir ningún dato, la hoja electrónica la calcula automáticamente (entre 5 y 6 metros).
- *Ancho de nave*, en el ancho estamos limitados por la gama de productos del fabricante que para este caso serán 7, 15, 26 y 30 metros. Lo podremos seleccionar en una lista desplegable.
- *Altura de pilares*, en esta celda tenemos una lista desplegable en la que podemos escoger entre 5, 6, 6.5 y 7 metros, son alturas típicas en este tipo de estructuras.

- *Altura cumbre*, es la altura total de la nave industrial, calculada automáticamente por la hoja electrónica.
- *Clase de exposición*, podemos seleccionar la clase de exposición a la que la estructura estará expuesta, para ello se dispone de una lista desplegable con todas las opciones. Aunque, en función del tipo de exposición hay que diseñar los distintos elementos de la estructura con unas características determinadas, para que puedan acometer su función a lo largo de su ciclo de vida.
- *Número de pilares testeros y distancia entre pilares testeros*, aquí no hay que introducir nada, la hoja electrónica lo calcula automáticamente en función del ancho de la nave industrial.
- *Vida útil de la estructura*, debemos introducir la vida útil del proyecto, siempre y cuando diseñemos la estructura para que sea capaz de satisfacer esta característica, esto afecta por ejemplo, tipo de hormigones, espesores de recubrimientos ...

Dimensiones de la nave (metros)	
Longitud total	40
Número de Pórticos	8
Distancia entre pórticos	5,71428571
Ancho Nave	26
Altura Pilares	6,5
Altura Cumbre	8,5
Clase de Exposición	IIb
Número de Pilares Testeros	4
Distancia entre pilares Testeros (m)	5,2
Vida util de la estructura (años)	50

Figura 1. Definición de dimensiones y otros datos (fuente: elaboración propia)

2.3 Correas: Definición del tipo de correas y cerramientos

En esta hoja únicamente hay que introducir un dato; aquí se va a dimensionar las correas, número de correas, distancia entre ellas, el tipo...

El dato a introducir, será el espesor del panel sándwich (figura 2) que se instalará en la cubierta de la estructura, este dato será importante a la hora del diseño de las correas, ya que de ello dependerá la distancia entre correas.

Todos los datos de las correas, ya sea el tipo de correa, la distancia entre correas y el número de ellas, las calcula automáticamente el modelo.

Cubierta	
Panel Basic Cubiertaa TAP de ACH	
Espesor (mm)	80
Peso (kg/m ²)	
Peso (kN/m ²)	
Correas	

Espesor de la cubierta
 Seleccione un valor de la lista desplegable

Figura 2. Espesor de la cubierta (fuente: elaboración propia)

2.4 Correas-Dosificación: Definición del tipo de cemento y dosificación

En esta hoja no hay que introducir ningún dato; esto es así porque el fabricante suministra las correas ya con un determinado tipo de hormigón y cemento.

Más adelante, en las dosificaciones de los soportes y zapatos sí que se podrán variar datos y se explicará con más detalle la hoja de dosificación.

2.5 Acciones: Definición de las acciones a las que se ve sometida la estructura

En esta hoja hay que introducir algún dato; esta hoja es muy importante ya que aquí se hacen todos los cálculos de las acciones, en función de los datos introducidos en la hoja “Dimensiones”, y algunos que hay que introducir en esta.

Tenemos por una parte acciones variables y acciones permanentes.

2.5.1 Acciones Variables

- *Sobrecarga de uso*, aquí el usuario podrá indicar el tipo de sobrecarga de uso mediante una lista desplegable, de acuerdo a la categoría de uso de la estructura que define el Código Técnico de la Edificación.
- *Nieve*, la hoja electrónica esta modelada, para calcular la carga de nieve en Ferrol (Zona climática 1), esta condición se puede cambiar, aunque habría que hacer modificaciones en la hoja electrónica. Lo que si deberá introducir el usuario es la altitud, una vez conocidos estos datos, la hoja electrónica calcula automáticamente las cargas.
- *Viento*, en este caso ocurre lo mismo que con la nieve, el modelo está diseñado para calcular la carga de viento en Ferrol (A Coruña), también podría ser modificado, pero habría también que modificar la hoja electrónica. Lo que si deberá introducir el usuario, es el grado de aspereza, mediante una lista desplegable. Una vez, introducidos estos datos el modelo calculara automáticamente las cargas de viento exterior (frontal y lateral) y viento interior.
- *Instalaciones*, aquí el usuario puede introducir la carga manualmente.

Acciones Variables	
Sobrecarga de uso	G1.1
$q_{k, fact}$ (kN/m)	1 kN/m ²
$q_{k, int}$ (kN/m)	2,4
$q_{k, int}$ (kN/m)	5,1
Nieve	Ferrol
$q_s = \mu \cdot s_k$	
Zona climática	ZONA 1
Altitud (m)	
s_k (kN/m ²)	0,3
μ	1
q_s (kN/m ²)	0,3
$q_{k, ext}$ (kN/m)	0,857142857
$q_{k, int}$ (kN/m)	1,714285714
Coeficiente de exposición	
$c_s = F \cdot (F + 7 \cdot k)$	
Grado de aspereza	IV
k	
L (m)	
Z (m)	
F	0,1
c_s	1,674198079

Figura 3. Datos a introducir, para definir las acciones variables (fuente: elaboración propia)

2.5.2 Acciones Permanentes

Aquí el usuario no tiene que introducir nada, sino que en función de las correas y los paneles sándwich, calculados anteriormente, el modelo genera automáticamente estas cargas.

Acciones Permanentes	
Cubierta	
q _{G_cubierta,fach} (kN/m)	0,279444857
q _{G_cubierta,int} (kN/m)	0,558889714
Correas	
q _{G_correas,fach} (kN/m)	0,572173658
q _{G_correas,int} (kN/m)	1,144347316
Total	
q _{G,fachada} (kN/m)	0,851618515
q _{G,int} (kN/m)	1,70323703

Figura 4. Acciones permanentes (fuente: elaboración propia)

2.6 Combinaciones: Posibles combinaciones de acciones

En esta hoja no hay que introducir ningún dato. Aquí se realizan todas las combinaciones de carga, tanto estado límite últimos como de servicio, posteriormente a la hora de dimensionar los distintos elementos de la estructura, se seleccionaran la combinación más desfavorable.

2.7 Viga: Definición de la viga

En esta hoja no hay que introducir ningún dato. El objetivo de esta hoja es la de seleccionar el tipo de viga utilizada.

La hoja electrónica seleccionará la carga más desfavorable, y seleccionara el tipo de armado mínimo para que cumpla con las condiciones impuestas en la ficha técnica del fabricante.

Viga Delta (m)	26
Tipo de Armado	T4
Cumplimiento Global	
Cumple	

Figura 5. Viga óptima para las cargas calculadas (fuente: elaboración propia)

2.8 Viga-Dosificación: Definición del tipo de cemento y dosificación

Al igual que ocurre con las correas, no hay que introducir ningún dato; esto es así porque el fabricante no suministra la viga ya fabricada, con un tipo de hormigón determinado.

2.9 Pilar fach. (fachada)-Resultados: Detalle de los soportes de la fachada de la estructura

En esta hoja, no hay que introducir ningún dato; aquí se muestra un resumen de los pilares calculados.

Se puede observar las dimensiones, el tipo de pilar, el armado y las comprobaciones que exigen la norma.

2.10 Pilar Int. (Interior) Testeros-Resultados: Detalle de los soportes interiores de los pórticos testeros

En esta hoja, no hay que introducir ningún dato; es una hoja idéntica a la anterior con la diferencia de que son los pilares interiores de los pórticos testeros.

Los elementos interiores de los testeros, pilares y zapatas, han sido calculados con esta misma hoja electrónica, pero haciéndole unas modificaciones y los resultados fueron guardados. Se disponen los datos para cualquier elemento testero, para cualquiera dimensión definida en la hoja de “*dimensiones*”, siempre y cuando no se modifique nada en la hoja de “*cargas*”. En caso de modificar los datos de las cargas, habría que rehacer los cálculos de los elementos interiores de los pórticos testeros (pilares y zapatas).

2.11 Pilar: Definición de los pilares

En esta hoja, sí que será necesario introducir algún dato; esta hoja es la principal para el diseño de los pilares de la estructura. Como se comentó anteriormente hay que introducir datos en todas aquellas celdas sombreadas con un color gris.

Se pueden introducir datos, como el espesor de recubrimiento, la resistencia característica del hormigón y acero, diámetro máximo de áridos, diámetros de las barras (longitudinal y transversal) y datos de pandeo (estructura transnacional o intraslacional), como se aprecia en la figura 6.

DATOS	
Peso Viga (kg)	16833,0776
Peso Pilar (kN/m)	5,886
Reacción máx. ELU (kN)	64,4698858
Reacción máx. ELS (kN)	127,893153
Carga máx. ELU (kN/m)	6,80226868
Carga máx. ELS (kN/m)	4,74531072
Longitud (m)	6,5
h (mm)	500
b (mm)	500
d' (%)	12%
d (mm)	440
f_{yk} (MPa)	500
f_{ck} (MPa)	30

ELU-Datos	
f_{yd} (MPa)	434,782609
f_{cd} (MPa)	20
γ_s	1,15
γ_c	1,5

ELS-Datos	
f_{yk} (MPa)	500
f_{ck} (MPa)	30
γ_s	1
γ_c	1
E_y	0,00217391
E_{cu}	0,002
E (N/mm ²)	200000
D_{max} (mm)	15
r+ Δr (mm)	50

ELU-Solicitaciones	
e_o (m)	0,025
N_d (kN)	522,724825
$M_{d,wall}$ (kN-m)	13,0681206
$M_{d,distribuida}$ (kN-m)	143,697926
M_d (kN-m)	156,766047
V_d (kN)	44,2147464
$\phi_{longitudinal}$ (mm)	20
$\phi_{transversal}$ (mm)	8
$A_{longitudinal}$ (mm ²)	314,159265
$A_{transversal}$ (mm ²)	50,2654825

Tipo de Estructura	
Traslacional	

Figura 6. En gris, datos a introducir (elaboración propia)

En cuanto a las dimensiones, no es un proceso automático, sino que es un proceso de prueba y error, el usuario deberá introducir manualmente las dimensiones de los pilares e ir comprobando si las dimensiones introducidas cumplen con los requisitos mínimos de la norma.

En cuanto al armado, una vez introducido los diámetros de las barras sí que es un proceso automático, a excepción de la distancia entre estribos, que el usuario deberá introducir manualmente y comprobar que cumple los requisitos. En este caso, primero debemos comprobar el método por el cual se calculan los estribos (caso 1 o caso 2), e ir al recuadro correspondiente e introducir manualmente la distancia entre estribos, ver figura 7. En caso de que no cumpla se deberá aumentar o disminuir la distancia o el diámetro de estribos, hasta que cumpla los requisitos. Sale un mensaje de error si no cumple.

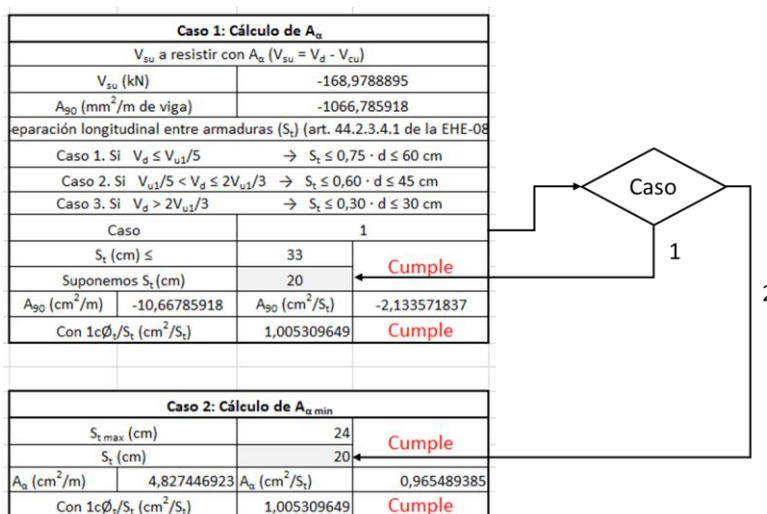


Figura 7. Cálculo de estribos (fuente: elaboración proia)

Todos los métodos utilizados están desarrollados y explicados en el Anejo I: Dimensionamiento de Soportes.

2.12 Pilar Fisuración: Comprobación de que el pilar cumple la norma con respecto a la fisuración

En esta hoja no hay que introducir ningún dato; aquí se verifica que el diseño del pilar cumple con los requisitos mínimos de la norma en cuanto a fisuración.

En caso de que algún requerimiento no sea cumplido, habrá que volver a la hoja anterior y modificar algún dato del diseño para cumplir con los requisitos.

Armadura Mínima para el Estado Límite de Fisuración		Anchura de Fisura: Eurocódigo	
$A_s \cdot f_{yk} = k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,eff}$		$W_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ se tiene que cumplir: $w_k \leq w_{máx}$	
f_{yk} (MPa)	500	$S_{r,max}$ (mm)	136,1367221
k_c (para flexión)	0,4	ρ	24,86795986
k	0,5	A_s (mm ²)	2513,274123
A_{ct} (mm ²)	125000	$A_{c,eficaz}$ (mm ²)	62500
$f_{ct,eff}$ (Mpa)	2,896468154		25 12,50
$A_{s,min}$ (mm ²)	144,8234077	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \cdot f_{ctm} \cdot (1 + n \cdot \rho)}{E_s}$	
$A_{s,real}$ (mm ²)	2513,274123	σ_s (N/mm ²)	349,2419936
$A_{s,min} < A_{s,real}$	Cumple	f_{ctm} (MPa)	2,896468154
Fisuración por Compresión: EHE y Eurocódigo		E_{cm} (N/mm ²)	22985,59762
Combinación Poco Frecuente		f_{cm} (MPa)	38
σ_c (Mpa)	6,778074341	n	8,701100719
Combinación Cuasipermanente		$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,001695572
σ_c (Mpa)	1,202565087	W_k (mm)	0,230829628
		$W_{máx}$ (mm)	0,3
			Cumple

Figura 8. Cumplimiento de la norma respecto a la fisuración (fuente: elaboración propia)

2.13 Pilar Flecha: Comprobación de que el pilar cumple la norma con respecto a la flecha

En esta hoja hay que introducir el valor del divisor (figura 9), en referencia a l /divisor, para establecer el límite de la flecha máxima.

Flecha Máxima	
$f \leq L/\text{divisor}$	
L (m)	6,5
Divisor	250
f (m) \leq	0,026

Figura 9. Límite de flecha máxima (fuente: elaboración propia)

Se muestra si el dimensionamiento elegido anteriormente cumple con las restricciones de flecha máxima exigida por la norma (Instrucción española), en la que la flecha máxima debe ser menor que la flecha máxima permitida.

Flecha Total		
$f_i + f_d$ (m)	0,00458275	Cumple

Figura 10. Cumplimiento de la norma con respecto a la flecha (fuente: elaboración propia)

2.14 Pilar Disposición de Armaduras: Detalle de las armaduras

En esta hoja se deberá introducir algún dato; entre ellos los diámetros de las barras de armadura de piel, en caso de ser necesario, así como también las dimensiones del apoyo en la cabeza del pilar.

En esta hoja se puede observar la distribución de las armaduras en el pilar, tanto la armadura longitudinal, como la transversal y además muestra los refuerzos necesarios

en la armadura transversal para evitar el pandeo de estas, en caso de que fueran necesarios.

Por otro lado, es necesario introducir las dimensiones del apoyo de la cabeza del pilar, para comprobar si es necesario introducir una armadura adicional debido a las cargas concentradas sobre macizos, de acuerdo a los procedimientos explicados en el *Anejo I: Dimensionamiento de Soportes*.

2.15 Pilar-Dosificación: Definición del tipo de cemento y dosificación

En esta hoja si hay que introducir algún dato, en concreto habrá que seleccionar entre el tipo de dosificación y el tipo de cemento.

Poner 1 en el cemento utilizado						
T. Cemento	cem I 32,5			0	cem II-A	0
	cem I 42,5			0	cem II-B	0
	cem I 52,5			1	cem III 32,5	0
	cem II 32,5			0	cem III 42,5	0
	cem II 42,5			0	cem III-A	0
	cem II 52,5			0	cem IV	0

Figura 11. Selección del tipo de hormigón (fuente: elaboración propia)

Para escoger el tipo de cemento, habrá que poner un 1 (figura 11), en la celda correspondiente al cemento utilizado, lo mismo ocurre con la dosificación, hay que poner un 1, en la dosificación escogida.

Poner 1 en la dosificación elegida		0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		Dosif. Propia	Dosif. 11	Dosif. 12	Dosif. 15	Dosif. 25	Dosif. 26	Dosif. 28	Dosif. 31	Dosif. 41	Dosif. 43	Dosif. 44	Dosif. 45	Dosif. 3	Dosif. 4
Cantidades	Cemento (Kg)		400	405	390	405	340	300	320	350	360	400	370	448	447
	Árido (Kg)	825	830	850	850	850	880	850	850	850	870	870	880	870	875
	Grava	870	700	710	710	710	650	650	650	650	650	650	740	780	800
	arena	890	890	890	890	890	890	890	890	890	890	890	890	890	890
	Agua total (l)	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
	Plastificante (l)	3,5	5,0	4,8	5,2	5,2	3,6	4,1	2,5	4,2	4,2	5,0	4,8	5	5
Horno de sílice(kg)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Peso total	0	2369	2389	2403	2403	2374	2394	2367	2372	2398	2387	2399	2400	2400	
Aditivo plastificante		Glerium AC-32	Glerium AC-32	Glerium AC-32	Glerium AC-32	Glerium AC-32	Glerium AC-32	Glerium AC-32	Glerium AC-32	Finesbuild 2500	Finesbuild 2500	Finesbuild 2500	Finesbuild 2500	Finesbuild 2500	

Figura 12. Selección del tipo de dosificación (fuente: elaboración propia)

Además, en esta hoja se muestra todos los materiales necesarios para su fabricación, aparte del volumen y masa total del hormigón y acero del pilar dimensionado.

2.16 Cimentaciones fach. (Fachada)-Resultados: Detalle de las zapatas de la fachada de la estructura

En esta hoja no hay que introducir ningún dato; al igual que en los pilares, en esta hoja, se muestra un resumen de las zapatas para los pórticos interiores.

Esta hoja muestra, las dimensiones, tipo de zapatas, armado y comprobaciones.

2.17 Ciment. Int. (Interiores) Testeros-Testeros: Detalle de las zapatas interiores de los pórticos testeros

Esta hoja es idéntica a la anterior y por tanto no hay que introducir ningún dato, la diferencia es que en este caso muestra un resumen de las zapatas de los pilares testeros.

Al igual que ocurre con los pilares, la hoja electrónica con la configuración actual está diseñada para el cálculo de las zapatas interiores. El cálculo de las zapatas de los pilares testers se han diseñado con esta misma hoja, pero haciéndole unas modificaciones. La hoja electrónica tiene guardados los datos para cualquiera dimensión posible que podamos definir en la hoja “dimensiones”, siempre y cuando no se modifique nada en la hoja de “cargas”.

2.18 Cimentaciones-Dimensionamiento: Definición de las zapatas de la estructura

En esta hoja si hay que introducir algún dato; es la hoja principal para el cálculo y diseño de las zapatas. Como se comentó anteriormente se pueden modificar todos aquellos datos en los cuales tenga una celda sombreada en gris.

Se pueden modificar datos como las características del terreno, propiedades del material, diámetros de barras para el armado y recubrimientos (figura 13).

Características del terreno	
σ_{adm} (kPa)	160
γ_t	3
γ_t	2
γ_r	1,5
Propiedades del material	
f_{yk} (MPa)	500
f_{ck} (MPa)	30
γ_s	1,15
γ_c	1,5
f_{yd} (MPa)	434,782609
f_{cd} (MPa)	20
E (Mpa)	200000
D_{max} (mm)	15
Armado y recubrimiento	
ϕ_{zapata} (mm)	16
Área (mm ²)	201,06193
$r+\Delta r$ (mm)	50
Rec Zap (m)	0,06
Canto para anclaje	
h (m)	0,4

Figura 13. Datos a introducir (fuente: elaboración propia)

En cuanto al dimensionamiento de las zapatas es un proceso manual, en el que se debe de introducir las dimensiones en planta y canto de la zapata, y comprobar que las dimensiones cumplen con los requisitos mínimos de carga y las diferentes comprobaciones. Si no aparece un mensaje de error.

Predimensionamiento			
a (metros)	3,35	b (metros)	1,75
h (metros)	0,5		

Figura 14. Dimensionamiento de la zapata (fuente: elaboración propia)

En cuanto al armado, una vez introducidas las dimensiones y el diámetro de las armaduras, sí que es un proceso automático. La hoja de cálculo, calculará las armaduras en función del tipo de zapatas. Los procesos utilizados en la hoja electrónica, se muestran de forma detallada en el *Anejo II: Dimensionamiento de las Cimentaciones*.

Dependiendo del caso que más desfavorable a la hora del cálculo y de la elección del número de armaduras, se mostrará un cuadro verde; y en rojo, si ese tipo de cálculo no es el oportuno para el caso en concreto.

Selección de la armadura necesaria			
Armaduras Calculadas		Cuantías mínimas de armadura exigida	
Dirección paralela a "a"		A_{s,1} geométrica mínima	
Nº de barras	16	ρ_{min}	0,0009
A _{s,1} (mm ²)	3216,99088	Dirección paralela a "a"	
Dirección paralela a "b"		A _{min,a} (mm ²)	1326,6
Nº de barras	2	Nº de barras	7
A _{s,1} (mm ²)	402,12386	A _{min,real} (mm ²)	1407,43351
		Dirección paralela a "b"	
		A _{min,b} (mm ²)	693
		Nº de barras	4
		A _{min,real} (mm ²)	804,247719
Armaduras mínimas de fisuración		Cuantía de armadura exigida para cumplir distancia entre barras	
Dirección paralela a "a"		Armaduras mínimas para cumplir distribuirse en la zapata	
$A_s \cdot f_{yk} \geq k_{ct} \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,ef}$		Se calcula la armadura para que la separación entre barras no pase de 30 cm	
A _{min,fisuración} (mm ²)	506,881927	Dirección paralela a "a"	
Nº de barras	3	Nº de barras	7
A _s (mm ²)	603,185789	A _{s,a} (mm ²)	1407,433509
Dirección paralela a "b"		Dirección paralela a "b"	
$A_s \cdot f_{yk} \geq k_{ct} \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,ef}$		Nº de barras	13
A _{min,fisuración} (mm ²)	970,316832	A _{s,b} (mm ²)	2613,805088
Nº de barras	5		
A _s (mm ²)	1005,30965		

Figura 15. Armado de las zapatas (fuente: elaboración propia)

2.19 Cimentaciones-Comprobaciones: Comprobación del vuelco, cortante y punzonamiento para el cumplimiento de la norma

En esta hoja no es necesaria introducir ningún dato; aquí se muestra las distintas comprobaciones, como al vuelco, a cortante y a punzonamiento.

Todas estas comprobaciones, están detalladas en el *Anejo II: Dimensionamiento de las Cimentaciones*.

2.20 Cimentaciones-Flecha: Comprobación de que la cimentación cumple la norma sobre la flecha

En esta hoja no es necesaria introducir ningún dato; aquí se comprueba que las zapatas diseñadas no sobrepasa la flecha máxima establecida por la norma.

Los métodos para la comprobación de la flecha vienen detallados en el *Anejo II: Dimensionamiento de las Cimentaciones*.

2.21 Cimentaciones-Fisuración: Comprobación de que la cimentación cumple la norma sobre la fisuración

Al igual que en el apartado anterior no es necesaria la introducción de ningún dato; aquí se comprueba que las zapatas dimensionadas, cumple con los requisitos mínimos de la norma.

En esta hoja, y en las dos anteriores, en caso de que algún requerimiento no sea satisfecho, habría que modificar algún dato del dimensionamiento en la hoja "Cimentaciones-Dimensionamiento" hasta conseguir que todas las comprobaciones se cumplan.

Los métodos utilizados para la comprobación de la fisuración, se detallan en el *Anejo II: Dimensionamiento de las Cimentaciones*.

2.22 Cimentaciones-Armado: Detalle de las armaduras

En esta hoja únicamente debemos introducir un dato, que sería el del grosor de la capa de limpieza, además de esto esta hoja calcula automáticamente las longitudes de anclaje, longitud de las armaduras y las distancias entre barras.

Hormigón de limpieza	
Grosor capa (cm)	10
Vol. Hormigón (m ³)	0,58625
Masa hormigón (kg)	1407

Figura 16. Hormigón de limpieza (fuente: elaboración propia)

Para más información de los métodos seguidos para el diseño de todas estas características consultar el *Anejo II: Dimensionamiento de las Cimentaciones*.

2.23 Cimentaciones-Dosificación: Definición del tipo de cemento y dosificación

En esta hoja se debe seleccionar el tipo de cemento y de dosificación en función del tipo de hormigón seleccionado.

Para ello, al igual que en la hoja "*Pilar-Dosificación*", debemos poner un "1", en la celda del cemento utilizado, y de igual forma debemos poner un "1", en la dosificación seleccionada.

Además, también se muestra las cantidades de hormigón y acero, necesarios para la fabricación de una zapata diseñada.

2.24 Materiales Totales: Detalle de las totales cantidades de material

En esta hoja no hay que introducir ningún dato; aquí se muestra un resumen los materiales necesarios para la fabricación de cada uno de los elementos de la estructura; y finalmente, un resumen de todos los materiales necesarios para la construcción de la estructura completa.

2.25 S-Medioambiental: Análisis de sostenibilidad mediomambiental

A partir de esta hoja, comienza la parte del modelo dedicada al análisis de la sostenibilidad; en esta en concreto, no hay que introducir ningún dato.

En esta hoja se calcula todos los indicadores medioambientales, para cada tipo de material, en función de la estructura diseñada en las anteriores hojas, a partir de los datos obtenidos de la base de datos GaBi, que se encuentran guardados en la hoja "*Datos Sostenibilidad*".

Indicadores Totales Im2	
Abiotic depletion potential for fossil resources (ADPF) [MJ]	529,353632
Abiotic depletion potential for non fossil resources (ADPE) [kg Sb eq.]	7,80868E-06
Acidification potential (AP) [kg SO2 eq.]	0,187848532
Eutrophication potential (EP) [kg Phosphate eq.]	0,02709878
Global warming potential (GWP) [kg CO2 eq.]	107,8240017
Ozone Depletion Potential (ODP) [kg R11 eq.]	2,21858E-10
Photochemical Ozone Creation Potential (POCP) [kg Ethene eq.]	0,016055581

Figura 17. Indicadores medioambientales por unidad de superficie (fuente: elaboración propia)

La justificación de porqué se seleccionó estos indicadores, y la explicación de que son cada uno, viene definido en el *Anejo III: Sostenibilidad*.

2.26 S-Social: Análisis de sostenibilidad social

En esta hoja no hay que introducir ningún dato; aquí se muestra las cantidades totales de los indicadores para el ámbito social.

Al igual que en la hoja anterior, estos cálculos los realiza en función de los materiales totales obtenidos tras el diseño de la estructura.

Indicadores Totales /m2	
Qualified working time (QWT) (seg)	5264784,119
Lethal accidents	3,5231E-05
Serious non-lethal accidents	0,061418662

Figura 18. Indicadores sociales por unidad de superficie (fuente: elaboración propia)

Para obtener más información, a cerca de los indicadores y las justificaciones por las cuales se han utilizado, consultar "*Anejo III: Sostenibilidad*".

2.27 S-Económico: Análisis de sostenibilidad económico

En esta hoja únicamente debemos introducir un dato, que sería escoger la opción (A, B, C o D), en el potencial valor residual.

Seleccionar Opción	B
A - Estructura Acero o Madera	
B - Estructura de Hormigón Armado con Viga Prefabricada	
C - Estructura Metálica con Forjados de Hormigón	
D - Estructura de Hormigón Ejecutado In - Situ	

Figura 19. Potencial Valor Residual (fuente: elaboración propia)

Aquí se muestra los costes de inversión y los costes de mantenimiento decenal. La hoja electrónica los calcula automáticamente, a través de los datos económicos extraídos de la herramienta generadordeprecios.info, y de los datos de los materiales totales tras el dimensionamiento de la estructura.

2.28 Sostenibilidad: Análisis de sostenibilidad global

En esta hoja no hay que introducir ningún dato. En esta hoja, es donde se calcula la sostenibilidad global, a través de los datos obtenidos en las tres anteriores hojas.

Aquí se muestra el índice de sostenibilidad global, el de los indicadores medioambientales, sociales y económicos, y sus respectivos requerimientos; cada uno con sus pesos y las características de sus funciones de valor.

Para más información acerca de los pesos y las funciones consultar “Anejo III: Sostenibilidad”.

Peso requerido	V requerimiento	Peso criterio	V criterio	Peso Indicador	Datos de las funciones (FV) de cada indicador										
					Indicador	X	X _{min}	X _{max}	P	K	C	Tipo de Valor (FV)			
		Qualified working time (QwT)	0,755277		0,755277	5264784,12	1500000	6500000	1	0,01	2000000	Lineal	Creciente		
		Accidents	0,307843		0,4	0,3707563	3,523E-05	5,00E-05	1,00E-05	1	0,01	0,00005	Lineal	Decreciente	
		Abiotic depletion potential for fossil resources (ADPF)	0,170947		0,096	0,1709472	529,353632	700	220	3	1	300	Sigmoide	Decreciente	
		Abiotic depletion potential for non fossil resources (ADPEI)	0,687748		0,076	0,6877478	7,8087E-06	1,50E-05	3,50E-06	3	0,6	5,90E-06	Sigmoide	Decreciente	
		Acidification potential (AP)	0,113886		0,148	0,1138875	0,16784853	0,25	0,06	2,25	0,3	0,2	Convexa	Decreciente	
		Eutrophication potential (EP)	0,071097		0,159	0,0710974	0,02703678	0,035	0,01	2,5	0,3	0,02	Convexa	Decreciente	
		Global warming potential (GwP)	0,047886		0,225	0,0478864	107,824002	150	0	2,5	0,1	100	Convexa	Decreciente	
		Ozone Depletion Potential (ODP)	0,350332		0,15	0,3503318	2,2188E-10	3,50E-10	8,00E-11	3	0,2	1,00E-10	Sigmoide	Decreciente	
		Photochemical Ozone Creation Potential (POCPI)	0,57152		0,155	0,5715201	0,01605558	0,03	0,007	3	0,3	0,01	Sigmoide	Decreciente	
		Costes de inversión	0,98854		0,7	0,9884687	51,3437553	120	45	3,4	1	45	Sigmoide	Decreciente	
		Costes de inversión y mantenimiento	0,98854		0,3	0,933374	3,37437832	40	1,33	4	0,5	21	Sigmoide	Decreciente	
		Potencial Valor Residual	0,65		0,15	0,65	B	A	B	C	D	0,65	0,5	0,3	Escalaón
		Durabilidad	0,333		0,3	0,3329997	50	15	200	2	1	55	Sigmoide	Creciente	

Figura 20. Sostenibilidad Total (fuente: elaboración propia)

2.29 Otras Hojas

Las restantes hojas, no aportan información adicional de interés, sino que son hojas que se han usado de apoyo para la construcción de las hojas tratadas hasta ahora.

2.30 Ejemplo de Funcionamiento

En este último apartado, se resolverá un caso práctico para un mejor entendimiento de la aplicación desarrollada en el presente trabajo.

El caso a resolver se muestra en la siguiente tabla:

Dimensiones	
Longitud Total (metros)	40
Numero de Pórticos	8
Distancia entre Pórticos (metros)	5,71
Ancho de Nave (metros)	26
Tipo de Cubierta	
Panel Basic Cubierta TAP de ACH 80mm de espesor	
Tipo de Fachada	
Panel prefabricado (ALVE Prefabricados) 24mm de espesor	
Cargas	
Sobrecarga de Uso	G1.1

Localización	Ferrol
Altitud (metros)	0
Grado de Aspereza	IV
Otras Variables	
Clase de Exposición	IIb
Vida Útil del Proyecto (años)	50

Tabla 1. Datos para resolución del ejemplo (fuente: elaboración propia)

Lo primero, sería introducir los datos básicos, para ello, desde la hoja *Dimensiones*, introducimos los datos que se nos solicitan, ver figura 21.

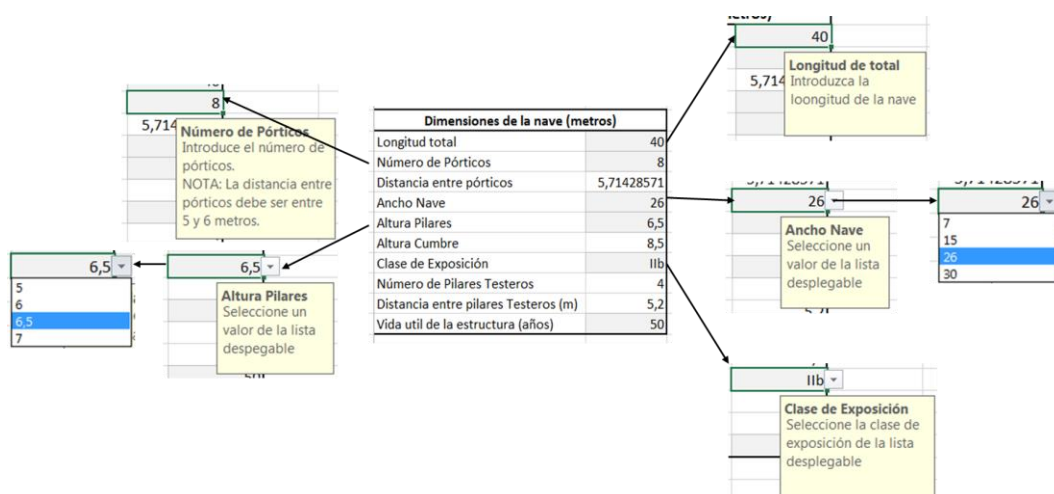


Figura 21. Datos Principales a introducir. Hoja *Dimensiones* (fuente: elaboración propia)

En la hoja *Correas*, se selecciona el tipo de cubierta (figura 22), mientras que automáticamente el programa selecciona la correa oportuna, además de calcular el número y distancia de ellas, utilizando los datos de las acciones, como veremos a continuación.

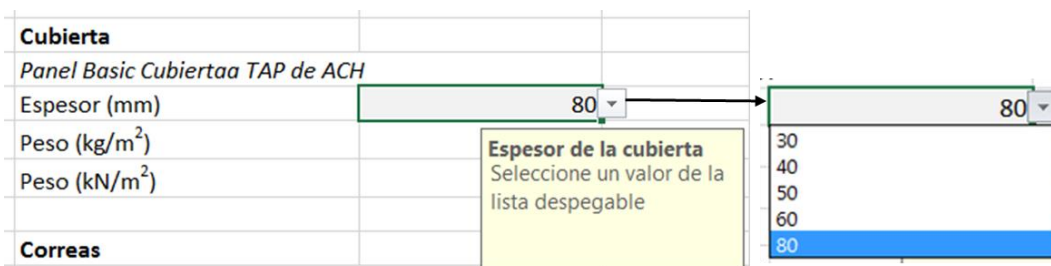


Figura 22. Tipo de cubierta. Hoja *Correas* (fuente: elaboración propia)

Correas		Cálculo Correas	
Viga Pretensada T-20 de PREFHOR, s.l.		Carga Total (kN/m ²)	2,109895864
Peso (kg/ml)	29,6	Carga Total (kN/m)	3,441742366
Peso (kN/ml)	0,290376	Momento Máximo (kN·m)	14,04792802
Nº de Correas	18	Tipo de Vigueta	T4
Distancia entre correas (metros)	1,631238027	Cumple	

Figura 23. Tipo de correas calculadas. Hoja Correas (fuente: elaboración propia)

A continuación se definirán las cargas, para ello desde la hoja Acciones, se introducen los datos que se nos solicita, ver figura 24, hay que tener en cuenta que el programa tiene prefijado la localización de la estructura en Ferrol.

The image shows a software interface for defining actions. It consists of several tables and dropdown menus:

- Acciones Variables:**
 - Sobrecarga de uso:** G1.1, 1 kN/m². Values: $q_{k,fach}$ (kN/m) = 2,857142857, $q_{k,int}$ (kN/m) = 5,714285714.
 - Nieve:** Ferrol. Values: q_n (kN/m²) = 0,3.
- Viento Exterior:** Ferrol. Values: q_e (kN/m²) = 0,525625.
- Grado de aspereza:** IV.

Callout boxes provide instructions:

- "Escoja Categoría y subcategoría de uso según la Tabla 3.1 (SE-AE)" pointing to the G1.1 dropdown.
- "Seleccione la altitud del terreno" pointing to the altitude dropdown (0, 200, 400, 500, 600, 700, 800, 900).
- "Seleccione el Grado de Aspereza del Entorno (Tabla D.2. SE-AE)" pointing to the IV dropdown.

Figura 24. Datos solicitados para el cálculo de las acciones. Hoja Acciones (fuente: elaboración propia)

En la hoja Viga, no debemos introducir ningún dato, pero aquí comprobaremos que la viga que el programa seleccionó, cumple con todas las exigencias de seguridad, ver figura 25.

DATOS	
Peso Viga (kg)	16833,0776
Peso Pilar (kN/m)	5,886
Reacción máx. ELU (kN)	64,4698858
Reacción máx. ELS (kN)	127,893153
Carga máx. ELU (kN/m)	6,80226868
Carga máx. ELS (kN/m)	4,74531072
Longitud (m)	6,5
h (mm)	500
b (mm)	500
d' (%)	12%
d (mm)	440
f_{yk} (MPa)	500
f_{ck} (MPa)	30

ELU-Datos	
f_{yd} (MPa)	434,782609
f_{cd} (MPa)	20
γ_s	1,15
γ_c	1,5

ELS-Datos	
f_{yk} (MPa)	500
f_{ck} (MPa)	30
γ_s	1
γ_c	1
E_y	0,00217391
E_{cu}	0,002
E (N/mm ²)	200000
D_{max} (mm)	15
$r+\Delta r$ (mm)	50

ELU-Solicitaciones	
e_o (m)	0,025
N_d (kN)	522,724825
$M_{d,wall}$ (kN-m)	13,0681206
$M_{d,distribuida}$ (kN-m)	143,697926
M_d (kN-m)	156,766047
V_d (kN)	44,2147464
$\Phi_{longitudinal}$ (mm)	20
$\Phi_{transversal}$ (mm)	8
$A_{longitudinal}$ (mm ²)	314,159265
$A_{transversal}$ (mm ²)	50,2654825

Tipo de Estructura	
Traslacional	

Figura 27. Datos a introducir para el dimensionamiento de los pilares. Hoja *Pilar* (fuente: elaboración propia)

En este punto se comienza a modificar, los valores de las dimensiones (h y b), y los diámetros de las armaduras longitudinales y transversales, hasta conseguir que todas las celdas correspondientes pongan “Cumple”, esto querrá decir que las especificaciones introducidas cumplen la norma. No solo debemos comprobar la hoja *Pilar*, sino que debemos verificar que cumple la normativa con respecto a la fisuración y flecha, en las hojas *Pilar Fisuración* y *Pilar Flecha* respectivamente, eso si antes debemos introducir el divisor (L/divisor), que limitara la flecha máxima (figura 28).

Flecha Máxima	
$f \leq L/\text{divisor}$	
L (m)	6,5
Divisor	250
f (m) ≤	0,026

Figura 28. Divisor flecha. Hoja *Pilar Flecha* (fuente: elaboración propia)

Como se comentó anteriormente, la armadura longitudinal se calcula automáticamente, sin embargo la transversal, debemos de introducir manualmente la distancia de estribos para que cumpla, en este caso estamos en el caso 2 por tanto debemos introducir este dato en la casilla correspondiente, ver figura 29.

Agotamiento por tracción soportada por el hormigón y la A_{st} (V_{u2})	
Contribución del hormigón V_{cu}	
ξ = coeficiente de efecto de engranamiento de áridos	
ξ	1,674199862
ρ_l = cuantía geométrica de la armadura longitudinal	
ρ_l	0,02
Contribución del hormigón	
V_{cu} (kN)	213,1936359
$V_d \leq V_{cu}$?	Cumple. No necesita A_{st}
Caso	2

Caso 2: Cálculo de $A_{st, min}$			
$S_{t, max}$ (cm)	24	Cumple	
S_t (cm)	20		
A_{st} (cm ² /m)	4,827446923	A_{st} (cm ² / S_t)	0,965489385
Con $1c\phi_l/S_t$ (cm ² / S_t)		1,005309649	Cumple

Figura 29. Armadura transversal. Hoja *Pilar* (fuente: elaboración propia)

En caso de que fuera necesaria armadura de piel (en este caso no lo es), el diámetro de éstas, se deberá introducir en la hoja *Pilar disp. Armaduras*.

Para finalizar si queremos ver un resumen de los pilares calculados, se podrá hacer en la hoja de *Pilar fach.-resultados*.

A continuación, continuamos con el dimensionamiento de las zapatas, para ello la trabajaremos desde la hoja *Cimentaciones-Dimensionamiento* (figura 30), en ella se introducirán los datos que se nos indique la aplicación, ver figura 31.

Datos	Predimensionamiento	Dimensionamiento	Resultados
Datos Pilar	a (metros) 3,35 b (metros) 1,19	Zapatas Flexibles	Dimensiones
h (m) 0,5	h (metros) 0,5	$n < 10$	a (metros) 3,35
l (m) 6,5	l (metros) 6,5	Carga Controlada	b (metros) 1,19
Longitud (m) 6,5	α 0,089523 α 0,093522096	Dirección paralela a "a"	h (metros) 0,5
Divisibilidad 20	$0,011 < \alpha < 0,111$ Cumple	T_1 (kN) 516,0776	d (metros) 0,44
NP de barras 8	β 0,13	A_{st} (mm ²) 1540,194	Veulo de la zapata
Excentricidades	$A_{st, req}$ (mm ²) 5,734614827	NP de barras 8	v_1 (m) 1,425
e_x (m) 0,025	$A_{st, req}$ (mm ²) 5,8625	$A_{st, req}$ (mm ²) 1608,435	v_2 (m) 0,625
e_y (m) 0,025	$A_{st, req} \neq A_{st, req}$ Cumple	Dirección paralela a "b"	v_3 (m) 2,85
ELU-Solicitaciones	v_1 (m) 1,425 v_2 (m) 0,625	T_1 (kN) 270,20395	v_4 (m) 1,25
v_1 1,15	Cálculo del Caso	A_{st} (mm ²) 675,5296	Tipo de zapata Flexible
v_2 1,15	$\alpha_{cu} = 160$	NP de barras 4	centricidad Admisión
Reacción ELU (kN) 64,46383	α_{cu} (kPa) 154,766031	A_{st} (mm ²) 804,2477	e_x 0,089523
Carga ELU (kNm) 5,302269	d (m) 0,303224601	$A_{st, req}$ (mm ²) 3216,391	e_y 0,089523
Reacción max ELU (kN) 103,3194	α (kPa) 160	Dirección paralela a "b"	e_x 0,089523
N_{Ed} (kN) 522,7248	k (kPa) 1	M_{Ed} (kNm) 66,35682	Armadura
M_{Ed} (kNm) 646,7734	d (kPa) 8,244533521	M_{Ed} (kNm) 1437,02	Dirección paralela a "a"
M_{Ed} (kNm) 156,766	d (m) 0,615212283	α No requiere A_{st}	NP de barras 16
M_{Ed} (kNm) 13,06812	d (m) 0,303224601	Armadura de tracción	A_{st} (mm ²) 3216,391
Características del terreno	Caso Definitivo	α 0,009793	$A_{st, req}$ (mm ²) 402,1233
c_{u1} (kPa) 160	$b_{cu} = \beta$	ω 0,009883	
α 3	$b_{cu} \neq \beta$ Cumple	A_{st} (mm ²) 350,2662	
α 2	d (m) 0,34	NP de barras 4	
α 1,5	Tipo de Zapata	$A_{st, req}$ (mm ²) 402,1233	
α 1,25	v_1 (m) 2,23 v_2 (m) 1,25		
Propiedades del material	La zapata resulta Flexible		
f_{cd} (MPa) 500			
f_{td} (MPa) 30			
f_{td} (MPa) 1,15			
f_{td} (MPa) 434,7626			
f_{td} (MPa) 20			
E (Mpa) 200000			
D_{min} (mm) 15			
Armadura y recubrimiento			
d_{recub} (mm) 16			
d_{recub} (mm) 201,0619			
r_{min} (mm) 50			
Rec Zap (m) 0,06			
Canto para acople			
h (m) 0,4			
ELS- Característica			
M_{Ed} (kN) 249,1184			
M_{Ed} (kNm) 102,0166			
M_{Ed} (kNm) 6,21796			
ELS-Frecuente			
M_{Ed} (kN) 150,7673			
M_{Ed} (kNm) 18,85919			
M_{Ed} (kNm) 3,763183			
ELS-Casi-Permanente			
M_{Ed} (kN) 148,5388			
M_{Ed} (kNm) 3,713463			
M_{Ed} (kNm) 3,763468			

Figura 30. Vista general de la hoja *Cimentaciones-Dimensionamiento* (fuente: elaboración propia)

Características del terreno	
σ_{adm} (kPa)	160
γ_t	3
γ_c	2
γ_r	1,5
Propiedades del material	
f_{yk} (MPa)	500
f_{ck} (MPa)	30
γ_s	1,15
γ_c	1,5
f_{yd} (MPa)	434,782609
f_{cd} (MPa)	20
E (Mpa)	200000
D_{max} (mm)	15
Armado y recubrimiento	
Φ_{zapata} (mm)	16
Área (mm ²)	201,06193
$r+\Delta r$ (mm)	50
Rec Zap (m)	0,06
Canto para anclaje	
h (m)	0,4

Figura 31. Datos a introducir en hoja *Cimentaciones-Dimensionamiento* (fuente: elaboración propia)

Una vez introducidos estos datos, se procederá con el dimensionado de las zapatas, al igual que en el caso de los pilares, es un proceso iterativo, deberemos de modificar las dimensiones de los cimientos hasta lograr un resultado satisfactorio, es decir que cumpla todos los requisitos de la norma, no solo se deberá comprobar que las zapatas cumplan en la hoja *Cimentaciones-Dimensionamiento*, sino que se deberá comprobar que cumpla a cortante, a punzonamiento y a vuelco, en la hoja *Cimentaciones - Comprobaciones*, y que cumpla con respecto a la flecha y fisuración en las hojas *Cimentaciones - Flecha* y *Cimentaciones – Fisuración* respectivamente.

Predimensionamiento				Dimensionamiento			
a (metros)	3,35	b (metros)	1,75				
h (metros)	0,5						
η_a	0,08952289	η_b	0,01428571				
η	0,089522886						
$0,011 < \eta < 0,111$	Cumple						
β	0,13						
$A_{teórica}$ (m ²)	5,794614627						
A_{real} (m ²)	5,8625						
$A_{teórica} \leq A_{real}$	Cumple						
v_g (m)	1,425	v_b (m)	0,625				
Cálculo del Canto				Zapatas Flexibles			
$\sigma_{adm} \geq 160$				$\eta < 1/9$			
$\sigma_{c,d}$ (kPa)	154,768091			$\sigma_{c,d}$ (kPa)	154,768091		
d_c (m)	0,303224601			Dirección paralela a "a"			
$\sigma_{adm} < 160$				$M_{x,d}$ (kN-m)	583,282243		
α (kPa)	1			$M_{lim,a}$ (kN-m)	2865,724		
k (kPa ²)	8,244593521			¿Armadura de Compresión?			
d_c (m)	0,615215283			No necesita As2			
d_b (m)	0,303224601			Armadura de tracción			
Canto Definitivo				μ	0,04496749		
h_{min} (metros)	0,4			ω	0,04698956		
$h_{min} \leq h$	Cumple			$A_{s,1}$ (mm ²)	3186,08011		
d (m)	0,34			Nº barras	16		
Tipo de Zapata				$A_{s,1,real}$ (mm ²)	3216,99088		
v_g/h	2,85	v_b/h	1,25	Dirección paralela a "b"			
La zapata resulta	Flexible			$M_{y,d}$ (kN-m)	66,356819		
				$M_{lim,b}$ (kN-m)	1497,02		
				¿Armadura de Compresión?			
				No necesita As2			
				Armadura de tracción			
				μ	0,00979292		
				ω	0,00988882		
				$A_{s,1}$ (mm ²)	350,262013		
				Nº barras	2		
				$A_{s,1,real}$ (mm ²)	402,12386		
				Zapatas Rígidas			
				Carga Centrada			
				Dirección paralela a "a"			
				T_d (kN)	616,077561		
				$A_{s,1}$ (mm ²)	1540,1939		
				Nº de barras	8		
				$A_{s,1,real}$ (mm ²)	1608,49544		
				Dirección paralela a "b"			
				T_d (kN)	270,209457		
				$A_{s,1}$ (mm ²)	675,523642		
				Nº de barras	4		
				$A_{s,1,real}$ (mm ²)	804,247719		
				Zapatas Rígidas			
				Carga excéntrica			
				Dirección paralela a "a"			
				$R_{1,d}$ (kN)	410,238204		
				x_1 (m)	0,89660237		
				T_D (kN)	846,365698		
				$A_{s,1}$ (mm ²)	2115,91425		
				Nº de barras	11		
				$A_{s,1,real}$ (mm ²)	2211,68123		
				Dirección paralela a "b"			
				$R_{1,d}$ (kN)	337,246107		
				x_1 (m)	0,44349315		
				T_D (kN)	287,194051		
				$A_{s,1}$ (mm ²)	717,985128		
				Nº de barras	4		
				$A_{s,1,real}$ (mm ²)	804,247719		

Figura 32. Predimensionamiento y dimensionamiento de las zapatas. Hoja *Cimentaciones-Dimensionamiento* (fuente: elaboración propia)

En la figura 32, se puede ver las celdas donde se deben de introducir las dimensiones de las zapatas (a, b y h), la hoja electrónica puede calcular tanto zapatas flexibles como rígidas, se calculan por distintos métodos, en este caso es una zapata flexible (ver casilla verde).

Anejo VI: Manual de Utilización
Eloy Rey Gomis

Total Materiales		Cantidades Unitarias			
Número de Elementos (Pórticos)		Correas	Viga	Pilar	Cimentaciones
Correas	18	Materiales Empleados Armaduras Activas Acero (kg) 43,1576291 f_{yk} (Mpa) 1636 Hormigón (kg) 1170,80531 f_{ck} (Mpa) 40	Materiales Empleados Armaduras Activas Acero (kg) 581,434129 f_{yk} (Mpa) 1636 Armaduras Pasivas Acero (kg) 0 Hormigón 500 Hormigón (kg) 16251,6435 f_{ck} (Mpa) 40	Materiales Empleados (Pórticos) Acero (kg) 167,5119722 f_{yk} (Mpa) 500 Hormigón (kg) 3848,786149 f_{ck} (Mpa) 30 Materiales Empleados (Testeros) Acero (kg) 123,7257707 f_{yk} (Mpa) 500 Hormigón (kg) 3862,173013 f_{ck} (Mpa) 30	Materiales Empleados (Pórticos) Acero (kg) 171,9090407 f_{yk} (Mpa) 500 Hormigón (kg) 8504,727536 f_{ck} (Mpa) 30 Materiales Empleados (Testeros) Acero (kg) 101,6903043 f_{yk} (Mpa) 500 Hormigón (kg) 5366,509971 f_{ck} (Mpa) 30
Vigas	8				
Pilares	16				
Zapatatas	16				
Número de Elementos (Testeros)					
Pilares	8				
Zapatatas	8				
Características de la estructura					
Volumen total (m ³)	136,5446893				
Area total (m ²)	1040				
Acero					
8400 (kg)	0				
8500 (kg)	7232,345546				
Pretensado (kg)	5428,310357				
Total (kg)	12660,6559				
Hormigón					
f _{ck} = 40 (Mpa)	151087,6436				
f _{ck} = 25 (Mpa)	271436,837				
Hormigón (kg)	422524,4807				
		Cantidades Totales			
		Correas	Viga	Pilar	Cimentaciones
		Materiales Empleados Armaduras Activas Acero (kg) 776,837323 f_{yk} (Mpa) 1636 Hormigón (kg) 21074,4956 f_{ck} (Mpa) 40	Materiales Empleados Armaduras Activas Acero (kg) 4651,47303 f_{yk} (Mpa) 1636 Armaduras Pasivas Acero (kg) 0 Hormigón 500 Hormigón (kg) 130013,148 f_{ck} (Mpa) 40	Materiales Empleados Acero (kg) 2680,191555 f_{yk} (Mpa) 500 Hormigón (kg) 61580,57838 f_{ck} (Mpa) 30 Materiales Empleados (Testeros) Acero (kg) 989,8061659 f_{yk} (Mpa) 500 Hormigón (kg) 30897,3841 f_{ck} (Mpa) 30	Materiales Empleados Acero (kg) 2704,710896 f_{yk} (Mpa) 500 Hormigón (kg) 133045,082 f_{ck} (Mpa) 30 Materiales Empleados (Testeros) Acero (kg) 857,6369295 f_{yk} (Mpa) 500 Hormigón (kg) 45913,79253 f_{ck} (Mpa) 30

Figura 35. Hoja **Materiales-Totales** (fuente: elaboración propia)

Con respecto a la sostenibilidad, el programa obtiene los datos de los elementos calculados, y únicamente debemos introducir un dato, potencial valor residual, en la hoja **S-Económicos**, ver figura 36.

Seleccionar Opción	B
A - Estructura Acero o Madera	
B - Estructura de Hormigón Armado con Viga Prefabricada	
C - Estructura Metálica con Forjados de Hormigón	
D - Estructura de Hormigón Ejecutado In - Situ	

Figura 36. Potencial Valor Residual. Hoja **S-Económicos** (fuente: elaboración propia)

En la hoja **Sostenibilidad** (figura 37) podemos ver el árbol de requerimientos, donde se indicara la sostenibilidad total, además de la sostenibilidad medioambiental, social y económica.

Peso requerido	V requerimiento	Peso criterio	V criterio	Peso Indicador	V indicador	Datos de las funciones (FV) de cada indicador									
						Xmin	Xmax	P	K	C	Tipo de Valor (FV)				
		Qualified working time (LWT)	0,7552771	0,7552771	0,7552771	5264784,119	1500000	6500000	1	0,01	2000000	Lineal	Crecente		
	Social	0,3	0,576303561												
		Lethal accidents	0,37015628	3,523E-05	5,00E-05	1,00E-05	1	0,01	0,00005	Lineal	Decrecente				
		Accidents	0,3078433												
		Serious non-lethal accidents	0,28630133	0,061418682	0,08	0,01	1	0,01	0,08	Lineal	Decrecente				
		Abiotic depletion potential for fossil resources (ADFP)	0,1709472	0,1709472	529,353632	700	220	3	1	300	Sigmoide	Decrecente			
		Abiotic depletion potential for non fossil resources (ADPNE)	0,6877476	0,6877476	7,80868E-06	1,50E-05	3,50E-05	3	0,6	5,80E-06	Sigmoide	Decrecente			
		Acidification potential (AP)	0,1138875	0,1138875	0,167649532	0,25	0,08	2,25	0,3	0,2	Convexa	Decrecente			
IGS	0,46323865	Medioambiental	0,247556175												
		Eutrophication potential (EP)	0,0700974	0,0700974	0,02769878	0,05	0,01	2,5	0,3	0,02	Convexa	Decrecente			
		Global warming potential (GWP)	0,10476884	0,10476884	107,8240017	60	0	2,5	0,1	100	Convexa	Decrecente			
		Ozone Depletion Potential (ODP)	0,3503338	0,3503338	2,21858E-10	3,50E-10	8,00E-11	3	0,2	1,00E-10	Sigmoide	Decrecente			
		Photochemical Ozone Creation Potential (POCP)	0,5715201	0,5715201	0,066055581	0,03	0,007	3	0,3	0,01	Sigmoide	Decrecente			
		Costes de inversión y mantenimiento	0,9861317												
		Costes de inversión	0,38302764	52,87073504	120	45	3,4	1	45	Sigmoide	Decrecente				
		Costes de mantenimiento	0,99337396	3,374376923	40	1,33	4	0,5	21	Sigmoide	Decrecente				
	Económicos	0,25	0,73977233												
		Potencial Valor Residual	0,15	0,65	0,65	B	A	B	C	D	0,3	Escalaón			
		Durabilidad	0,33299997	0,33299999	50	15	200	2	1	55	Sigmoide	Crecente			

Figura 37. Árbol de requerimientos. Hoja **Sostenibilidad** (fuente: elaboración propia)

Para finalizar, podemos ver un resumen tanto de las dimensiones y armado de los elementos estructurales, como de la sostenibilidad, en la hoja **Nave Industrial**, ver figura 38.

Anejo VI: Manual de Utilización
Eloy Rey Gomis

ELEMENTOS DE LA NAVE INDUSTRIAL										VALIDEZ			
Correas		Viga		Pilar Pórtico		Pilar Testero		Cimentaciones Pórtico		Cimentaciones Pórtico		Correas	
Características PREFHOR S.L. Viga Pretensada T-20 Tipo de Viga T4		Características PREFABRICADOS GILVA S.A. Delta 26		Dimensiones de diseño Longitud (m) 6,5 h (m) 0,5 b (m) 0,5		Dimensiones de diseño Longitud (m) 6,5 h (m) 0,5 b (m) 0,5		Dimensiones de diseño a (m) 3,35 b (m) 1,75 h (m) 0,5 d (m) 0,44		Dimensiones de diseño a (m) 2,3 b (m) 1,3 h (m) 0,5 d (m) 0,44		¿Es válido? Cumple	
Dimensiones de diseño Número de correas 18 Distancia entre correas (m) 1,631238027 Longitud de correas (m) 5,714285714		Dimensiones de diseño Longitud de Viga 26 Tipo de Armado T4		Armaduras ϕ_{s20} (mm) 20 ϕ_{s16} (mm) 8		Armaduras ϕ_{s16} (mm) 16 ϕ_{s20} (mm) 8		Armaduras ϕ_{s20} (mm) 16 ϕ_{s16} (mm) 20		Armaduras ϕ_{s20} (mm) 16 ϕ_{s16} (mm) 16		¿Es válido? Cumple	
				Características del Armado ϕ_{s20} (mm) 20 Nº de barras 8 ϕ_{s16} (mm) 12 Nº de barras 4 ϕ_{s16} (mm) 8 Los estribos de colocan: 1 cada 20		Características del Armado ϕ_{s16} (mm) 16 Nº de barras 8 ϕ_{s16} (mm) 12 Nº de barras 4 ϕ_{s16} (mm) 8 Los estribos de colocan: 1 cada 15		Características del Armado Tipo de zapata Flexible ϕ_{s20} (mm) 16 Lado "a" Nº de barras 16 Lado "b" Nº de barras 13		Características del Armado Tipo de zapata Rígida ϕ_{s20} (mm) 16 Lado "a" Nº de barras 9 Lado "b" Nº de barras 9		¿Es válido? Cumple	
										GLOBAL ¿Es válido? Cumple		SOSTENIBILIDAD ISG 0,469239065 Medioambiental 0,347566475 Social 0,576303561 Económico 0,73977233	

Figura 38. Resumen total. Hoja Nave Industrial (fuente: elaboración propia)



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



Escola Politécnica Superior

**TRABAJO FIN DE MÁSTER
CURSO 2018/2019**

*OPTIMIZACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN AL
DESARROLLO SOSTENIBLE DE UNA
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO*

Máster en Ingeniería Industrial

Documento

ANEJO V: FICHAS TÉCNICAS

ÍNDICE

1 GENERALIDADES	3
2 Fichas técnicas.....	4
2.1 Dinteles	4
2.1.1 Viga Delta 7 metros.....	4
2.1.2 Viga Delta 15 metros.....	8
2.1.3 Viga Delta 26 metros.....	12
2.1.4 Viga Delta 30 metros.....	16
2.2 Correas	20

1 GENERALIDADES

Como se ha expuesto en la memoria del trabajo, para el diseño de los dinteles y correas de la nave industrial, se han utilizado una serie de fichas técnicas de unos fabricantes.

En este Anejo se exponen las fichas técnicas utilizadas en este TFM, que en concreto pertenecen a la empresas “*Gilva S.A*”, para el caso de los dinteles, y “*Prefhor S.L.*” para el caso de las correas.

2 FICHAS TÉCNICAS

2.1 Dinteles

2.1.1 Viga Delta 7 metros

<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA ARMADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p>Colegio Ingenieros Industriales de Aragón, y La Rioja</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p>COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE ARAGÓN Y LA RIOJA</p> <p>N.º VISADO: 8569 FECHA: 14.11.07</p> <p>VISADO</p> </div> <p style="text-align: right;">Fecha: Noviembre 2007</p>						
<p>Hoja 1 de 4</p>							
<p>1.- GEOMETRIA (Viga delta L = 7 m.)</p> <div style="text-align: center;"> </div> <p style="text-align: right;">Volumen total hormigón: 0,98 m³</p>							
<p>2.- DETALLES</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-end;"> <div style="text-align: center;"> <p>Sección A-A</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Sección B-B</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Sección C-C</p> </div> </div>							
<p>3.- POSICIÓN DE LAS ARMADURAS</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Fila</th> <th>Posición (m.)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Fila 1</td> <td>0,05 m. (Fibra inferior al c.d.g armaduras)</td> </tr> <tr> <td>Fila 2</td> <td>0,05 m. (Fibra superior al c.d.g armaduras)</td> </tr> </tbody> </table> <div style="text-align: center; margin-top: 20px;"> </div>		Fila	Posición (m.)	Fila 1	0,05 m. (Fibra inferior al c.d.g armaduras)	Fila 2	0,05 m. (Fibra superior al c.d.g armaduras)
Fila	Posición (m.)						
Fila 1	0,05 m. (Fibra inferior al c.d.g armaduras)						
Fila 2	0,05 m. (Fibra superior al c.d.g armaduras)						

<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA ARMADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p> <p style="text-align: right;">Hoja 2 de 4</p>	<p style="text-align: center;">Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> </div>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

4.- MATERIALES (Viga delta L = 7 m.)

HORMIGÓN DE LA VIGA	HA-40	$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_c = 1,50$
ACERO ARMADURA PASIVA	B-500 S	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,15$
	B-500 SD	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,15$

Nota: El recubrimiento será acorde al ambiente de exposición del elemento en obra.

5.- ARMADO DE LA VIGA DELTA

Situación de las armaduras

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
Fila 1	4 ϕ 16	4 ϕ 20	4 ϕ 25	5 ϕ 16	5 ϕ 20	5 ϕ 25	6 ϕ 16	6 ϕ 20	6 ϕ 25
Fila 2	4 ϕ 12	4 ϕ 12	4 ϕ 12	4 ϕ 12	4 ϕ 12	4 ϕ 12	4 ϕ 12	4 ϕ 12	4 ϕ 12

Armadura de piel

$\phi 8$	Separación máxima 30 cm.
----------	--------------------------

Armadura operación de izado



L_{izado}	1,50 m. desde los extremos
-------------	----------------------------

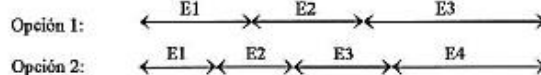
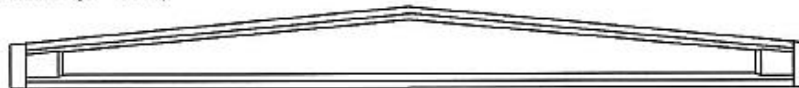
<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA ARMADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Larniel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p style="text-align: right;">Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p> <div style="text-align: center;"> <p>N.º VISADO: 86694 FECHA: 14.11.07</p> <p style="font-size: 1.5em; font-weight: bold; color: blue;">VISADO</p> </div> <p style="text-align: right;">Fecha: Noviembre 2007.</p>
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Hoja 3 de 4

6.- CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS VIGAS (Viga delta L = 7 m.)

Tipo de Armado	FLEXIÓN POSITIVA					Zonas de Estructado (simetría)			
	Carga máxima (kN m)	Carga Limite de Servicio según clase de exposición (kN m)				Zona E1	Zona E2	Zona E3	Zona E4
		I	II, II _s , H	III, III _s , IV F	III _s , Q _s , Q _s , Q _s				
T1	23,05	23,05	23,05	20,29	15,48	e ∅ 8 c/10 cm. L1 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L2 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L3 = 2,50 m.	
T2	37,18	37,18	37,18	29,16	18,70	e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 1,50 m.
T3	58,08	58,08	58,08	45,34	25,60	e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 1,00 m.
T4	29,36	29,36	29,36	25,98	17,12	e ∅ 8 c/10 cm. L1 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L2 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L3 = 2,00 m.	
T5	46,74	46,74	46,74	39,81	23,29	e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 1,50 m.
T6	70,77	70,77	70,77	63,54	34,47	e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 1,00 m.
T7	35,62	35,62	35,62	32,57	20,02	e ∅ 8 c/10 cm. L1 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L2 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L3 = 2,00 m.	
T8	55,87	55,87	55,87	51,06	28,55	e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 1,00 m.
T9	86,62	86,62	86,62	82,47	42,88	e ∅ 8 c/4 cm. L1 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 0,50 m.

Zonas de estribado (simetría)




Las acciones derivadas del peso propio de la delta están incluidas en la obtención de los valores de carga reflejados.

Los valores de carga máxima corresponden con valores de servicio, donde se han utilizado como coeficientes de mayoración $\gamma_s = 1,5$ para las acciones variables y $\gamma_p = 1,35$ para las cargas permanentes.

La carga de servicio sobre la viga proveniente de las acciones debe ser menor que el valor de carga reflejado de acuerdo a la clase de exposición.

La armadura correspondiente a los estribos es la necesaria para verificar los esfuerzos existentes originados por la carga máxima.

Definición de los estribos: e ∅ - c/ - cm. = Estribo simple (2 ramas por estribo).

<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA ARMADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p>Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p> 
Hoja 4 de 4	

7.- CARACTERISTICAS MECANICAS Y GEOMETRICAS SECCIÓN REFERENCIA (Viga delta L = 7 m.)

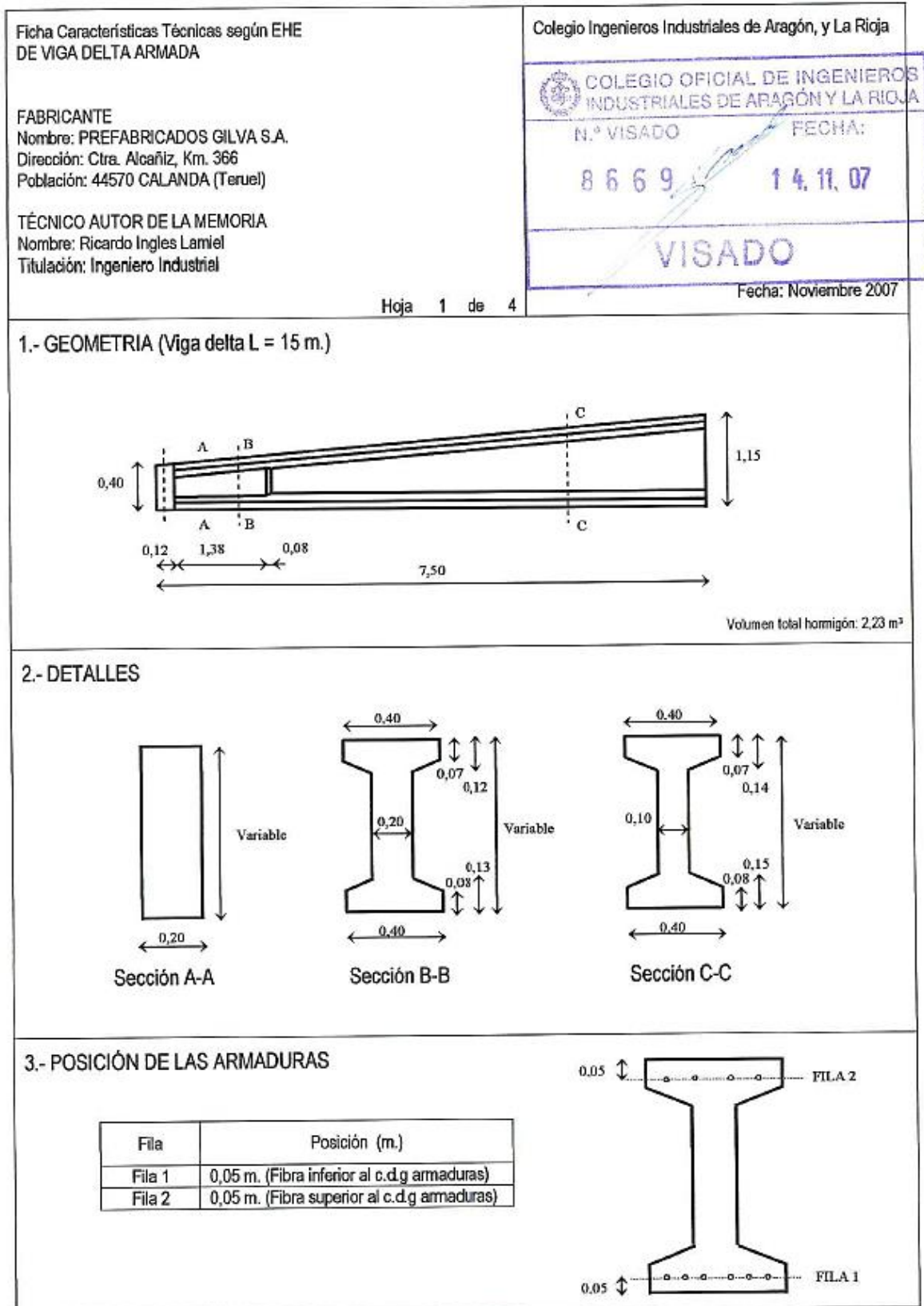
Tipo de Armado	FLEXIÓN POSITIVA						Momento de fisuración (kN.m)
	Armado inferior	Área inferior (cm ²)	Inercia (cm ⁴)		Módulo Resistente (cm ³)		
			Homogeneizada	Fisurada	Inferior	Superior	
T1	4 ϕ 16	8,04	1496636	246061	35057	34403	129,08
T2	4 ϕ 20	12,56	1525038	370260	37195	34661	133,12
T3	4 ϕ 25	19,63	1567905	544132	38951	35039	139,41
T4	5 ϕ 16	10,05	1509355	302391	36569	34519	130,88
T5	5 ϕ 20	15,70	1544313	451146	37977	34832	135,92
T6	5 ϕ 25	24,54	1596640	635480	40166	35286	143,75
T7	6 ϕ 16	12,06	1521921	356985	37070	34633	132,67
T8	6 ϕ 20	18,84	1563230	526323	38757	34998	138,71
T9	6 ϕ 25	29,45	1624569	638252	41376	35520	146,08

En la obtención del momento de fisuración se ha utilizado el valor medio de resistencia a tracción del hormigón, de acuerdo a formulación según instrucción EHE art.º 39.

El valor correspondiente al momento de inercia homogeneizado corresponde al momento de inercia baricentrico de la sección.

Los valores correspondientes a los módulos resistentes, tanto para la fibra inferior y superior corresponden con la sección homogeneizada.

2.1.2 Viga Delta 15 metros



<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA ARMADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p style="text-align: center;">Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE ARAGÓN Y LA RIOJA <hr/> N.º VISADO FECHA: 8 6 6 9 1 4 . 11 . 07 <hr/> VISADO </div> <p style="text-align: right;">Fecha: Noviembre 2007</p>
Hoja 2 de 4	

4.- MATERIALES (Viga delta L = 15 m.)

HORMIGÓN DE LA VIGA	HA-40	$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_c = 1,50$
ACERO ARMADURA PASIVA	B-500 S	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,15$
	B-500 SD	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,15$

Nota: El recubrimiento será acorde al ambiente de exposición del elemento en obra.

5.- ARMADO DE LA VIGA DELTA

Situación de las armaduras

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
Fila 1	4∅ 16	4∅ 20	4∅ 25	5∅ 16	5∅ 20	5∅ 25	6∅ 16	6∅ 20	6∅ 25
Fila 2	4∅ 12	4∅ 12	4∅ 12	4∅ 12	4∅ 12	4∅ 12	4∅ 12	4∅ 12	4∅ 12

Armadura de piel

∅8	Separación máxima 30 cm.
----	--------------------------

Armadura operación de izado

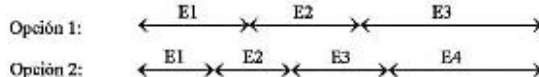
L _{izado}	3,50 m. desde los extremos
--------------------	----------------------------

<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA ARMADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p style="text-align: right;">Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p>COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE ARAGÓN Y LA RIOJA</p> <p>N.º VISADO: 8 5 6 9 FECHA: 1 4. 11. 07</p> <p style="font-size: 1.5em; font-weight: bold;">VISADO</p> </div>
Hoja 3 de 4	Fecha: Noviembre 2007

6.- CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS VIGAS (Viga delta L = 15 m.)

Tipo de Armado	FLEXIÓN POSITIVA					Zonas de Estribado (simetría)			
	Carga máxima (kN m)	Carga Límite de Servicio según clase de exposición (kN m)				Zona E1	Zona E2	Zona E3	Zona E4
		I	II, II _a , H	III, III _a , IV F	III _c , Q _a , Q _b , Q _c				
T1	3,97	3,97	3,97	2,81	1,54	e ∅ 8 c/10 cm. L1 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L2 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L3 = 4,50 m.	
T2	7,84	7,84	7,84	5,32	2,40	e ∅ 8 c/10 cm. L1 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L2 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L3 = 4,50 m.	
T3	13,57	13,57	13,57	9,77	4,39	e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 4,00 m.
T4	5,70	5,70	5,70	4,37	1,96	e ∅ 8 c/10 cm. L1 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L2 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L3 = 4,50 m.	
T5	10,44	10,44	10,44	8,11	3,67	e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 0,50 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 4,50 m.
T6	17,12	17,12	17,12	14,53	6,64	e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 3,50 m.
T7	7,41	7,41	7,41	6,17	2,76	e ∅ 8 c/10 cm. L1 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L2 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L3 = 4,50 m.	
T8	12,96	12,96	12,96	11,22	5,08	e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 4,00 m.
T9	21,56	21,56	21,56	19,73	9,09	e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 2,00 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 3,00 m.

Zonas de estribado (simetría)



Las acciones derivadas del peso propio de la delta están incluidas en la obtención de los valores de carga reflejados.

Los valores de carga máxima corresponden con valores de servicio, donde se han utilizado como coeficientes de mayoración $\gamma_q = 1,5$ para las acciones variables y $\gamma_p = 1,35$ para las cargas permanentes.

La carga de servicio sobre la viga proveniente de las acciones debe ser menor que el valor de carga reflejado de acuerdo a la clase de exposición.

La armadura correspondiente a los estribos es la necesaria para verificar los esfuerzos existentes originados por la carga máxima.

Definición de los estribos: e ∅ - c/ - cm. = Estribo simple (2 ramas por estribo).

<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA ARMADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p>Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p>  <p>N.º VISADO: 8 6 6 9 FECHA: 1 4 . 1 1 . 0 7</p> <p>VISADO</p>
Hoja 4 de 4	Fecha: Noviembre 2007

7.- CARACTERISTICAS MECANICAS Y GEOMETRICAS SECCIÓN REFERENCIA (Viga delta L = 15 m.)

Tipo de Armado	FLEXIÓN POSITIVA						Momento de fisuración (kN m)
	Armado Inferior	Área inferior (cm ²)	Inercia (cm ⁴)		Módulo Resistente (cm ³)		
			Homogeneizada	Fisurada	Inferior	Superior	
T1	4 ø 16	8,04	3209331	475570	57022	54657	204,08
T2	4 ø 20	12,56	3265530	720608	58631	55064	209,84
T3	4 ø 25	19,63	3350815	1071450	61139	55668	218,82
T4	5 ø 16	10,05	3234468	586229	57738	54840	206,64
T5	5 ø 20	15,70	3303808	881840	59747	55337	213,83
T6	5 ø 25	24,54	3408302	1278803	62875	56064	225,03
T7	6 ø 16	12,06	3259349	694164	58453	55020	209,20
T8	6 ø 20	18,84	3341487	1034567	60661	55602	217,82
T9	6 ø 25	29,45	3464421	1388229	64608	56444	231,23

En la obtención del momento de fisuración se ha utilizado el valor medio de resistencia a tracción del hormigón, de acuerdo a formulación según instrucción EHE art.º 39.

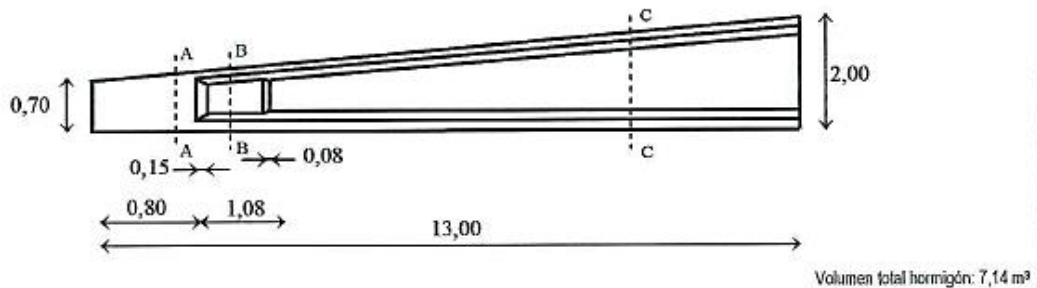
El valor correspondiente al momento de inercia homogeneizado corresponde al momento de inercia baricéntrico de la sección.

Los valores correspondientes a los módulos resistentes, tanto para la fibra inferior y superior corresponden con la sección homogeneizada.

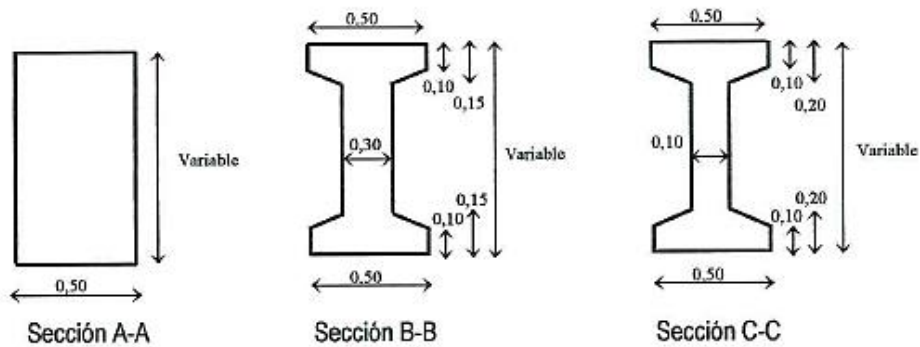
2.1.3 Viga Delta 26 metros

<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA PRETENSADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p>Colegio Ingenieros Industriales de Aragón, y La Rioja</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> COLEGIO INGENIEROS INDUSTRIALES DE ARAGÓN Y LA RIOJA INGENIERO INDUSTRIAL Nº: 1771 13.03.08 VISADO </div> <p style="text-align: right;">Fecha: Febrero 2008</p>
Hoja 1 de 4	

1.- GEOMETRIA (Viga delta L = 26 m.)



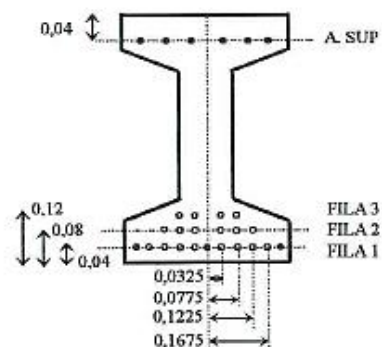
2.- DETALLES



3.- POSICIÓN DE LAS ARMADURAS

Fila	Posición (m.)
Fila 1	0,04 m. (Fibra inferior al c.d.g armaduras)
Fila 2	0,08 m. (Fibra inferior al c.d.g armaduras)
Fila 3	0,12 m. (Fibra inferior al c.d.g armaduras)
A. SUP	0,04 m. (Fibra superior al c.d.g armaduras)

- Armadura Pasiva
- Armadura Activa



<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA PRETENSADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p>Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p> <div style="text-align: center;">  </div>
Hoja 2 de 4	Fecha: Febrero 2008

4.- MATERIALES (Viga delta L = 26 m.)

HORMIGÓN DE LA VIGA	HP-40	$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_c = 1,50$
ACERO DE PRETENSAR CORDON Alargamiento rotura 4%	Y-1860 S7	$f_{pk} = 1.636 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,15$
ACERO ARMADURA PASIVA	B-500 S	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,15$
	B-500 SD	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,15$

Nota: El recubrimiento será acorde al ambiente de exposición del elemento en obra.

5.- ARMADO DE LA VIGA DELTA

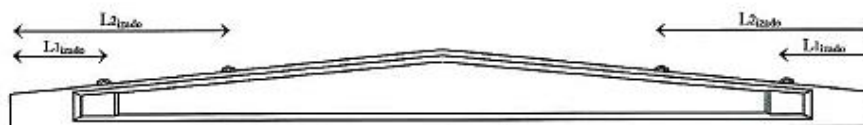
Situación de las armaduras

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
Fila 1 (Armadura activa)	8 ϕ 0,5"	8 ϕ 0,5"	8 ϕ 0,5"	8 ϕ 0,5"	8 ϕ 0,5"	8 ϕ 0,5"	8 ϕ 0,5"
Fila 2 (Armadura activa)		2 ϕ 0,5"	4 ϕ 0,5"	6 ϕ 0,5"	6 ϕ 0,5"	6 ϕ 0,5"	6 ϕ 0,5"
Fila 3 (Armadura activa)					2 ϕ 0,5"	4 ϕ 0,5"	2 ϕ 0,5"
Fila 1 (Armadura pasiva)							3 ϕ 16
Tensión inicial (N/mm ²)	1.395	1.395	1.395	1.395	1.395	1.395	1.395


Armadura de piel

$\phi 8$	Separación máxima 30 cm.
----------	--------------------------

Armadura operación de izado



A. Superior	6 ϕ 16
L _{izado}	3,50 m. desde los extremos
L _{izado}	9,50 m. desde los extremos

<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA PRETENSADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p>Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p>  <p>Nº VISADO: 1771 Fecha: 3.03.08 VISADO</p>
Hoja 3 de 4	Fecha: Febrero 2008

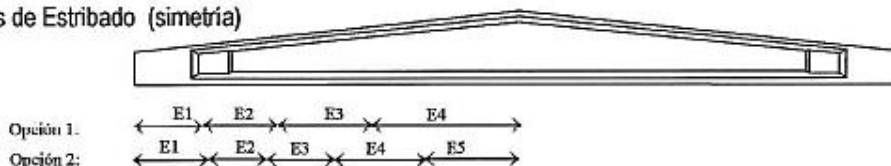
6.- CARACTERÍSTICAS MECANICAS DE LAS VIGAS (Viga delta L = 26 m.)

Tipo de Armado	σ Transferencia (N/mm ²)		FLEXIÓN POSITIVA				Zonas de Estribado (simetría)					
	σ _{inf}	σ _{sup}	Carga máxima (kN m)	Carga de Servicio según Ambiente (kN m)				Zona E1	Zona E2	Zona E3	Zona E4	Zona E5
				I II _a II _b H	III _a III _b III _c IV	F Q ₀ Q ₁ Q ₂						
T1	10,15	-1,45	8,09	8,09	6,39	2e ∅ 8 c/15 cm. L1 = 0,80 m.	e ∅ 8 c/15 cm. L2 = 2,20 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 4,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 6,00 m.			
T2	13,17	-2,34	11,20	11,20	9,09	2e ∅ 8 c/10 cm. L1 = 0,80 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 3,20 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 3,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 6,00 m.			
T3	16,12	-2,08	14,18	14,18	11,64	2e ∅ 8 c/7,5 cm. L1 = 0,80 m.	e ∅ 8 c/7,50 cm. L2 = 1,20 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L3 = 2,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L4 = 2,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L5 = 6,00 m.		
T4	18,99	-1,99	16,98	16,98	14,04	2e ∅ 8 c/7,5 cm. L1 = 0,80 m.	e ∅ 8 c/7,50 cm. L2 = 1,70 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L3 = 3,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L4 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L5 = 6,00 m.		
T5	19,92	-1,91	20,26	20,26	16,21	2e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 0,80 m.	e ∅ 8 c/5 cm. L2 = 2,20 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L3 = 3,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L4 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L5 = 6,00 m.		
T6	22,44	-2,42	22,77	22,77	18,27	2e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 0,80 m.	e ∅ 8 c/5 cm. L2 = 2,70 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L3 = 2,500 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L4 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L5 = 6,00 m.		
T7	20,11	-1,95	22,76	22,76	16,29	2e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 0,80 m.	e ∅ 8 c/5 cm. L2 = 2,70 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L3 = 2,500 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L4 = 1,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L5 = 6,00 m.		

Zonas de Entubado (simetría)

- T1: 2 cordones de la fila 1 entubados 1,50 m. T4: 6 cordones de la fila 1 entubados 1,50 m
T2: 2 cordones de la fila 1 entubados 1,50 m. T5: 8 cordones de la fila 1 entubados 2,50 m.
T3: 4 cordones de la fila 1 entubados 1,50 m. T6 y T7: 8 cordones de la fila 1 entubados 2,50 m.

Zonas de Estribado (simetría)



Las acciones derivadas del peso propio de la delta están incluidas en la obtención de los valores de carga reflejados.


Los valores de carga máxima corresponden con valores de servicio, donde se han utilizado como coeficientes de mayoración $\gamma_q = 1,50$ para las acciones variables y $\gamma_p = 1,35$ para las cargas permanentes.

La carga de servicio sobre la viga proveniente de las acciones debe ser menor que el valor de carga reflejado de acuerdo a la clase de exposición.

La armadura correspondiente a los estribos es la necesaria para verificar los esfuerzos existentes originados por la carga máxima.

Definición de los estribos: e ∅ - c/ - cm. = Estribo simple (2 ramas por estribo).

2 e ∅ - c/ - cm. = Estribo doble (4 ramas por estribo).

<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA PRETENSADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p>Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p>  <p>Hoja 4 de 4</p> <p>Fecha: Febrero 2008</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

7.- CARACTERISTICAS MECANICAS Y GEOMETRICAS SECCIÓN REFERENCIA (Viga delta L = 26 m.)

Tipo de Armado	FLEXIÓN POSITIVA				
	Inercia (cm ⁴)		Módulo Resistente (cm ³)		Momento de fisuración (kN.m)
	Homogeneizada	Fisurada	Inferior	Superior	
T1	17734885	4148137	176107	178608	1662,08
T2	17804278	4645818	177205	178888	1931,61
T3	17873317	5100358	178303	179166	2187,63
T4	17942004	5474225	179400	179440	2430,79
T5	18002960	5817695	180399	179661	2654,68
T6	18063607	6138193	181398	179881	2867,93
T7	18259736	6216246	184478	180755	2670,31

8.- RESISTENCIA CARACTERISTICA MINIMA DEL HORMIGON EN LA ETAPA DE TRANSFERENCIA

Tipo de Armado	σ Transferencia (N/mm ²)	f_{ct} Transferencia (N/mm ²)
	σ_p fibra inferior	
T1	10,15	16,91
T2	13,17	21,95
T3	16,12	26,86
T4	18,99	31,65
T5	19,92	33,20
T6	22,44	37,40
T7	20,11	33,51

En la obtención del momento de fisuración se ha utilizado el valor medio de resistencia a tracción del hormigón, de acuerdo a formulación según instrucción EHE art.º 39.

El valor correspondiente al momento de inercia homogeneizado corresponde al momento de inercia baricentrico de la sección.

Los valores correspondientes a los módulos resistentes, tanto para la fibra inferior y superior corresponden con la sección homogeneizada.

2.1.4 Viga Delta 30 metros

Ficha Características Técnicas según EHE
 DE VIGA DELTA PRETENSADA

FABRICANTE
 Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A.
 Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366
 Población: 44570 CALANDA (Teruel)

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA
 Nombre: Ricardo Ingles Lamiel
 Titulación: Ingeniero Industrial

Colegio Ingenieros Industriales de Aragón, y La Rioja
 COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS
 INDUSTRIALES DE ARAGÓN Y LA RIOJA
 Nº VISADO: 1771
 FECHA: 3.03.08
 VISADO
 Fecha: Febrero 2008

Hoja 1 de 4

1.- GEOMETRIA (Viga delta L = 30 m.)

Volumen total hormigón: 8,45 m³

2.- DETALLES

Sección A-A

Sección B-B

Sección C-C

3.- POSICIÓN DE LAS ARMADURAS

Fila	Posición (m.)
Fila 1	0,04 m. (Fibra inferior al c.d.g armaduras)
Fila 2	0,08 m. (Fibra inferior al c.d.g armaduras)
Fila 3	0,12 m. (Fibra inferior al c.d.g armaduras)
A. SUP	0,04 m. (Fibra superior al c.d.g. armaduras)

- Armadura Pasiva
- Armadura Activa

<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA PRETENSADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p style="text-align: right;">Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: right;">Hoja 2 de 4 Fecha: Febrero 2008</p>
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

4.- MATERIALES (Viga delta L = 30 m.)

HORMIGÓN DE LA VIGA	HP-40	$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_c = 1,50$
ACERO DE PRETENSAR CORDON Alargamiento rotura 4%	Y-1880 S7	$f_{pk} = 1.636 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,15$
ACERO ARMADURA PASIVA	B-500 S	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,15$
	B-500 SD	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,15$

Nota: El recubrimiento será acorde al ambiente de exposición del elemento en obra.

5.- ARMADO DE LA VIGA DELTA

Situación de las armaduras

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
Fila 1 (Armadura activa)	8 \varnothing 0,5"	8 \varnothing 0,5"	8 \varnothing 0,5"	8 \varnothing 0,5"	8 \varnothing 0,5"	8 \varnothing 0,5"	8 \varnothing 0,5"
Fila 2 (Armadura activa)		2 \varnothing 0,5"	4 \varnothing 0,5"	6 \varnothing 0,5"	6 \varnothing 0,5"	6 \varnothing 0,5"	6 \varnothing 0,5"
Fila 3 (Armadura activa)					2 \varnothing 0,5"	4 \varnothing 0,5"	2 \varnothing 0,5"
Fila 1 (Armadura pasiva)							3 \varnothing 16
Tensión inicial (N/mm ²)	1.395	1.395	1.395	1.395	1.395	1.395	1.395

Armadura de piel

$\varnothing 8$	Separación máxima 30 cm.
-----------------	--------------------------

Armadura operación de izado



A. Superior	6 \varnothing 16
L1izado	4,00 m. desde los extremos
L2izado	10,00 m. desde los extremos

<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA PRETENSADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Larriol Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p style="text-align: center;">Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> <p>COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS INDUSTRIALES DE ARAGÓN Y LA RIOJA</p> <p>Nº VISADO: 1771 FECHA: 3.03.08</p> <p style="font-size: 2em; font-weight: bold;">VISADO</p> </div> <p style="text-align: right;">Fecha: Febrero 2008</p>
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Hoja 3 de 4

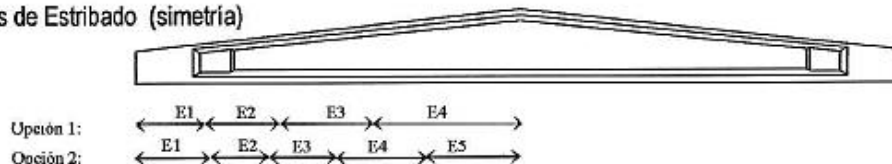
6.- CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS VIGAS (Viga delta L = 30 m.)

Tipo de Armado	σ Transferencia (N/mm ²)		FLEXIÓN POSITIVA			Zonas de Estribado (simetría)					
	σ _{inf}	σ _{sup}	Carga máxima (kN m)	Carga de Servicio según Ambiente (kN m)			Zona E1	Zona E2	Zona E3	Zona E4	Zona E5
				I II _s II _b H	III _s III _b III _c IV F Q _s Q _b Q _c						
T1	7,83	-1,99	4,85	4,85	3,20	2e ∅ 8 c/15 cm. L1 = 1,80 m.	e ∅ 8 c/15 cm. L2 = 1,70 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 4,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 7,50 m.		
T2	10,28	-1,74	7,21	7,21	5,25	2e ∅ 8 c/10 cm. L1 = 1,80 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 2,20 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L3 = 3,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L4 = 7,50 m.		
T3	13,16	-1,67	9,47	9,47	7,18	2e ∅ 8 c/10 cm. L1 = 1,80 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L2 = 2,20 m.	e ∅ 8 c/15 cm. L3 = 2,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L4 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L5 = 7,50 m.	
T4	15,98	-2,31	11,59	11,59	9,00	2e ∅ 8 c/7,5 cm. L1 = 1,80 m.	e ∅ 8 c/7,50 cm. L2 = 1,70 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L3 = 2,50 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L4 = 2,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L5 = 7,00 m.	
T5	18,59	-1,03	14,04	14,04	10,64	2e ∅ 8 c/7,5 cm. L1 = 1,80 m.	e ∅ 8 c/7,5 cm. L2 = 1,70 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L3 = 3,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L4 = 1,50 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L5 = 7,00 m.	
T6	21,14	-1,55	15,92	15,92	12,20	2e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 1,80 m.	e ∅ 8 c/5 cm. L2 = 2,20 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L3 = 3,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L4 = 2,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L5 = 6,00 m.	
T7	18,83	-1,07	15,93	15,93	10,70	2e ∅ 8 c/5 cm. L1 = 1,80 m.	e ∅ 8 c/5 cm. L2 = 2,20 m.	e ∅ 8 c/10 cm. L3 = 3,00 m.	e ∅ 8 c/20 cm. L4 = 2,00 m.	e ∅ 8 c/30 cm. L5 = 6,00 m.	

Zonas de Entubado (simetría)

- | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>T1: 2 No es necesario entubar
T2: 2 cordones de la fila 1 entubados 1,50 m.
T3: 4 cordones de la fila 1 entubados 1,50 m.</p> | <p>T4: 6 cordones de la fila 1 entubados 2,50 m
T5: 8 cordones de la fila 1 entubados 3,00 m.
T6 y T7: 8 cordones de la fila 1 entubados 2,50 m.</p> |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

Zonas de Estribado (simetría)



Las acciones derivadas del peso propio de la delta están incluidas en la obtención de los valores de carga reflejados.


Los valores de carga máxima corresponden con valores de servicio, donde se han utilizado como coeficientes de mayoración $\gamma_q = 1,50$ para las acciones variables y $\gamma_p = 1,35$ para las cargas permanentes.

La carga de servicio sobre la viga proveniente de las acciones debe ser menor que el valor de carga reflejado de acuerdo a la clase de exposición.

La armadura correspondiente a los estribos es la necesaria para verificar los esfuerzos existentes originados por la carga máxima.

Definición de los estribos: e ∅ - c/ - cm. = Estribo simple (2 ramas por estribo).

2 e ∅ - c/ - cm. = Estribo doble (4 ramas por estribo).

<p>Ficha Características Técnicas según EHE DE VIGA DELTA PRETENSADA</p> <p>FABRICANTE Nombre: PREFABRICADOS GILVA S.A. Dirección: Ctra. Alcañiz, Km. 366 Población: 44570 CALANDA (Teruel)</p> <p>TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Ricardo Ingles Lamiel Titulación: Ingeniero Industrial</p>	<p>Colegio Ingenieros Industriales de Aragón y La Rioja</p>  <p>Hoja 4 de 4</p> <p>Fecha: Febrero 2008</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

7.- CARACTERISTICAS MECANICAS Y GEOMETRICAS SECCIÓN REFERENCIA (Viga delta L = 30 m.)

Tipo de Armado	FLEXIÓN POSITIVA				
	Inercia (cm ⁴)		Módulo Resistente (cm ³)		Momento de fisuración (kN·m)
	Homogeneizada	Fisurada	Inferior	Superior	
T1	20012025	4665347	189294	191905	1754,72
T2	20089309	5226568	190454	192208	2039,00
T3	20166209	5719428	191613	192507	2309,30
T4	20242729	6160915	192772	192804	2566,29
T5	20311057	6551841	193833	193046	2803,52
T6	20379069	6882457	194893	193286	3029,66
T7	20595668	7048825	198123	194214	2819,77

8.- RESISTENCIA CARACTERISTICA MINIMA DEL HORMIGON EN LA ETAPA DE TRANSFERENCIA

Tipo de Armado	σ Transferencia (N/mm ²)	f_{ct} Transferencia (N/mm ²)
	$\sigma_{p, fibra inferior}$	
T1	7,83	13,05
T2	10,28	17,13
T3	13,16	21,93
T4	15,98	26,63
T5	18,59	30,98
T6	21,14	35,23
T7	18,83	31,38

En la obtención del momento de fisuración se ha utilizado el valor medio de resistencia a tracción del hormigón, de acuerdo a formulación según instrucción EHE art.º 39.

El valor correspondiente al momento de inercia homogeneizado corresponde al momento de inercia baricéntrico de la sección.

Los valores correspondientes a los módulos resistentes, tanto para la fibra inferior y superior corresponden con la sección homogeneizada.

2.2 Correas



PREFHOR, s.l.

Ava. del Cementerio, 125 - 101
37500 CIUDAD RODRIGO (Salamanca)
email: info@prefhor.com
web: www.prefhor.com

Tel. 923 49 84 84
Móvil 639 83 83 01
Fax 923 48 00 15



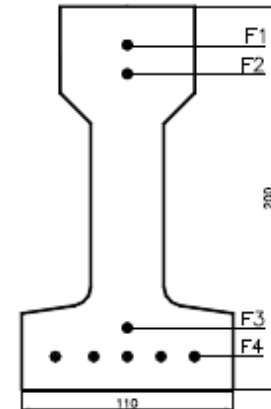
Productos > Edificación Residencial > Viguetas

Ref. F01S01P03 Ver. 1.0 Fecha 05/10/2009

VIGUETAS (Ficha Técnica completa F01S01P03A003)

Vigueta Pretensada T-20

PESO = 29,6 Kg/ml



Cotas en mm.

FABRICACIÓN SEGÚN TIPO Y MEDIDAS T-20-4

Las medidas de fabricación son bajo encargo.

		T1	T2	T3	T4	T5
SITUACION de las ARMADURAS	F1	1 Ø 5	1 Ø 5	1 Ø 5	1 Ø 5	1 Ø 5
	F2	-	-	-	1 Ø 5	1 Ø 4
	F3	-	-	1 Ø 5	1 Ø 5	1 Ø 5
	F4	2 Ø 5	3 Ø 5	3 Ø 5	4 Ø 5	5 Ø 5

TIPO DE VIGUETA	FLEXIÓN POSITIVA		FLEXIÓN NEGATIVA		Rigidez (1)	Cortante Vu
	Momento Último	Momento Ejec. vano	Momento Último	Momento Ejec.s/sop		
	m-kN	m-kN	m-kN	m-kN		
T1	8,82	3,28	4,81	2,73	1893	11,79
T2	12,37	5,54	4,74	2,20	1913	13,47
T3	13,38	7,49	4,79	1,88	1926	15,02
T4	14,37	9,13	4,70	1,33	1946	15,92
T5	14,10	9,16	7,82	1,80	1989	18,70

Características:

Vigueta de hormigón pretensado

Utilizada en la elaboración de forjados unidireccionales que pueden funcionar como autoportantes según luces y cargas (forjado de saneamiento)

También pueden usarse como correas en cubiertas