Resumen

Este proyecto trata del estudio de la viabilidad económica y estructural de la construcción de un hotel de montaña a partir de un antiguo edifico agropecuario.

Para ello se ha analizado primero las normativas urbanísticas que puedan afectar al proyecto.

A continuación, se ha comprobado la resistencia de la construcción actual, y se ha calculado después una solución estructural adecuada para la reforma, basada en el Código Técnico de Edificación, con la ayuda de un modelo informático.

El resultado consiste en una renovación completa del interior, mediante una estructura metálica de nudos rígidos construida en dentro de los muros perimetrales de piedra.

Se ha planteado un plan de ejecución de la obra y se ha elaborado un presupuesto de ésta empleando el banco de precios del Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña.

Con estos datos, se ha elaborado una previsión del funcionamiento financiero del negocio, mediante proyecciones dela evolución mercado y modelos estadísticos de la ocupación.

A partir de estas cifras se ha analizado la viabilidad económica del negocio mediante indicadores financieros.

Los resultados obtenidos indican que la obra en sí es viable, y que podría realizarse en el plazo de 11 meses.

Desde el punto de vista económico, el negocio también es viable y genera beneficios, pese a que en proporción al valor de la inversión son muy reducidos.

Por último se ha elaborado un informe sobre el impacto ambiental derivado del proyecto, tanto de la realización de la obra, como del funcionamiento del hotel.

ÍNDICE

1. Introducción 9
2. Estudio de la Normativa Urbanística 11
2.1. Ley 38/1999 De Ordenación de la Edificación. 12
2.1.1 Aislamiento acústico del forjado 13
2.2. Relativas al Ayuntamiento de la Torre de Capdella. Normes Subsidiaries. 14
2.3. Relativas a la Generalitat de Catalunya 16
2.4. Ley 3/1998 Art 81 Regulació d'activitats amb incidència ambiental 17
2.5. Características normativas del edificio 18
3. Adecuación estructural 19
3.1. Características del suelo de cimentación del edificio 19
3.2. Muros de contención y contrafuertes existentes 20
3.2.1. Empuje del relleno sobre el muro 21
3.2.2. Esfuerzos internos en los muros 22
3.2.3. Mecanismo de transmisión de esfuerzos de flexión en el muro 23
3.2.4. Estado límite último 25
3.2.5. Seguridad del muro considerado 27
3.3. Estructura existente 28
3.4. Nueva estructura 29
3.5. Nuevo forjado 30
3.6. Monolitismo del edificio rehabilitado 31
3.6.1. Enlace de forjados y muros perimetrales 32
3.6.2. Transmisión de las cargas horizontales en los forjados 34
3.6.3. Modelo de cálculo del diafragma 35
3.7. Solución estructural 36
3.8. Dimensionamiento de los pórticos 39
3.8.1. Peso propio 39
3.8.2. Cargas permanentes 40
3.8.3. Sobrecarga de uso 44
3.8.4. Cargas de nieve 45
3.8.5. Carga de viento 47
3.8.5.1. Previsión estática del viento 47
3.8.5.2. Sección sobre las paredes de las fachadas 48
3.8.5.3. Cargas de viento en la cubierta 52

3.9. Análisis de segundo orden de la estructura 53
3.10. Comprobación de elementos resistentes 55
3.10.1. Cálculo de la resistencia del pilar 3D planta 0 55
3.10.1.1. Resistencia de la sección 55
3.10.1.1.1. Compresión 55
3.10.1.1.2. Flexión 56
3.10.1.1.3. Cortante 56
3.10.1.1.4. Flexión + Cortante 57
3.10.1.1.5. Flexión + Axil 58
3.10.1.1.6. Flexión + Cortante + Axil 59
3.10.1.2. Verificación del pandeo de la sección 60
3.10.1.2.1. Pandeo alrededor del eje y' 60
3.10.1.2.2. Pandeo alrededor del eje z' 61
3.10.1.2.3. Pandeo lateral 63
3.10.1.2.4. Pandeo debido a M_y y a N 64
3.10.1.2.5. Pandeo lateral debido a M_y y a N 65
3.10.2. Cálculo de la resistencia de la jácena de 3D a 3E primera planta 67
3.10.2.1. Resistencia de la sección 67
3.10.2.1.1. Flexión en el eje y' 67
3.10.2.1.2. Cortante en el eje z' 68
3.10.2.1.3. Flexión y' + Cortante z' 68
3.10.2.2. Verificación del pandeo de la sección 69
3.10.2.2.1. Pandeo lateral 69
3.11. Comprobación de las uniones 72
3.11.1. Unión cabeza del pilar 3D planta 0 con la jácena 3D-3E 72
3.12. Calculo de las zapatas de cimentación 75
3.13. Bases de los pilares 83
3.14. Tabla resumen de pilares 85
3.15. Confortabilidad de los salones sociales 86
3.16. Resistencia al fuego de la estructura 88
4. Gestión de la obra 93
4.1. Comprobación de la resistencia de los muros 93
4.2. Fases de la obra 95
4.2.1. Fase 1 95
4.2.2. Fase 2 96

4.2.3. Fase 3 ... 97
4.2.4. Interior ... 97
4.2.5. Finalización ... 98
4.3. GANT ... 99
5. Presupuesto ... 101
6. Viabilidad económica del proyecto ... 103
6.1. Previsión de ventas ... 104
6.1.1. Evolución de la cuota de mercado ... 104
6.1.2. Evolución del turismo ... 108
6.1.2.1. Museo Hidroeléctrico de Capdella ... 109
6.1.2.2. Teleférico de Sallente-Estany Gento ... 109
6.1.2.3. Punto de información de la Oficina de Turismo ... 110
6.1.2.4. Página web de turismo de la Vall Fosca ... 110
6.1.2.5. Evolución global ... 112
6.1.3. Capacidad del hotel ... 114
6.1.4. Volumen de clientes ... 118
6.1.5. Ingresos ... 119
6.2. Previsión de costes ... 122
6.2.1. Nóminas ... 122
6.2.2. Comidas ... 123
6.2.3. Servicios ... 124
6.2.3.1. Agua ... 125
6.2.3.2. Electricidad ... 127
6.2.3.3. Gas ... 129
6.2.4. Otros costes ... 129
6.3. Previsión de inversión ... 131
6.4. Previsión del efecto fiscal ... 132
6.4.1. Impuesto de sociedades ... 132
6.4.2. Amortización ... 132
6.5. Cálculo de flujos de caja ... 133
6.6. Indicadores económicos ... 135
6.6.1. VAN ... 135
6.6.2. Payback ... 135
6.6.3. TIR ... 135
6.6.4. ROI ... 136

6.7. Cálculo de flujos de tesorería 137
6.8. Cálculo del Balance 142
6.9. Análisis económico - financiero por ratios 144
7. Estudio del impacto ambiental del proyecto 145
7.1. Impacto ambiental de la obra 145
7.2. Impacto ambiental del hotel 149
7.3. Impacto visual de hotel 150
8. Conclusiones generales 151
9. Agradecimientos 153
10. Bibliografía 155

1. Introducción

Figura 1.1. Fotografía de la propiedad actual.

El objetivo de este proyecto es el estudio de la viabilidad económica y estructural de la conversión de un edificio agropecuario a un hotel de montaña en la Vall Fosca, provincia de Lérida.

La propiedad en cuestión es de mi familia desde hace solo unos años, pero originalmente, una gran parte de ella ya perteneció a mis antepasados. Muchos de ellos crecieron en esa tierra. De ahí una de las principales motivaciones de este trabajo.

El proyecto, que parte de la demanda del propietario del edificio, arranca de una idea de negocio, y de unos planos arquitectónicos de cómo debería quedar la reforma. Se plantea por tanto estudiar una rehabilitación estructural completa que pueda dar lugar a la idea de hotel de partida. Para ello se deberán estudiar también las normativas urbanísticas del lugar, así como las normas de la cámara de comercio que atañan al edificio.

Se realizará un presupuesto del proyecto total, en el que se ajustarán los valores de la parte estructural, pero se estimarán los valores de la parte más arquitectónica, pues quedan fuera del alcance del proyecto.

Finalizada esta fase se estudiará la viabilidad económica del hotel según el modelo de negocio planteado por el propietario

Después se estudiará el impacto ambiental del proyecto.

Finalmente, analizando los resultados obtenidos en cada una de las partes, se elaborarán las conclusiones definitivas.

2. Estudio de la Normativa Urbanística

De cara a plantear la solución constructiva del proyecto debemos primero analizar todas aquellas normativas vigentes que puedan afectar al edificio.

La normativa analizada se refiere a la edificación del hotel y por ende al proyecto de estructura objetivo del trabajo:

1.- Ley 38/1999 de Ordenación de la Edificación

2.- Relativa a las Normas Subsidiarias del Planejament del Municipi de la Torre de Capdella.

3.- Relativas al Departament de Comerç, Consum i Turisme de la Generalitat de Catalunya. Decret 176/1987 de Normes sobre l'Ordenació i la Classificació dels establiments d'allotjament turístic sotmeses al régim d'hosteleria.

4.- Ley 3/1998 Art 81 Regulació d'activitats amb incidència ambiental

2.1. Ley 38/1999 De Ordenación de la Edificación.

Capítulo II: Exigencias técnicas y administrativas de la edificación.

3. Requisitos básicos

b) Relativos a la seguridad

b.1) Seguridad estructural, de tal forma que no se produzcan en el edificio o partes del mismo, daños que tengan su origen o afecten a la cimentación, los soportes, las vigas, los forjados, los muros de carga u otros elementos estructurales, y que comprometan directamente la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio.

b.2) Seguridad en caso de incendio, de tal forma que los ocupantes puedan desalojar el edificio en condiciones seguras, se pueda limitar la extensión del incendio dentro del propio edificio y de los colindantes, y se permita la actuación de los equipos de extinción y rescate.

c) Relativos a la habitabilidad

c2) Protección contra el ruido, de tal forma que el ruido percibido no ponga en peligro la salud de las personas y les permita realizar satisfactoriamente sus actividades.

Para la consideración de la propagación del ruido se tendrá en cuenta los estudios realizados por el fabricante de la chapa colaborante de acero constituyente de forjado de las plantas del edificio.

Y para que se pueda realizar satisfactoriamente las actividades de edificio se considerará solamente las vibraciones de los forjados con las sobrecargas de uso normales. No se considerarán las vibraciones de la estructura de acero ante la acción del viento debido a la indesplazabilidad horizontal de la misma debida a la rigidez de los muros de cierra perimetral

A continuación se describe el cálculo del aislamiento del forjado.

2.1.1 Aislamiento acústico del forjado

Según la Norma Básica de la Edificación HR – Protección contra el ruido, apartado 2.1 Elementos horizontales de separación de propiedades o usuarios distintos:

- El aislamiento mínimo a ruido aéreo R exigible a estos elementos constructivos se fija en 50 dBA.

- El nivel de ruido de impacto normalizado L_n en el espacio subyacente no será superior a 65 dBA, con la excepción de que estos espacios sean exteriores o no habitables como porches, cámaras de aire, garajes, almacenes o salas de máquinas.

- En los elementos constructivos de las cubiertas el aislamiento mínimo a ruido aéreo R exigible es de 50 dBA.

El fabricante, METAPERFIL, de la chapa colaborante Acer Col 80 expone en la tabla de su catálogo valores del aislamiento para distintas alturas de forjado de hormigón normal (equivalentes a losa maciza de hormigón armado), de ellos se deduce que para el forjado elegido (H = 12 cm) en los pisos, y también en cubierta, está garantizado por lo menos un nivel de aislamiento de 49 dBA.
Según la tabla 3.3. Parámetros acústicos de los componentes de los elementos de separación horizontales, el cielo raso o techo suspendido planeado puede aumentar este valor de aislamiento entre 2 y 15 dBA, superando por tanto las especificaciones.

2.2. Relativas al Ayuntamiento de la Torre de Capdella. Normes Subsidiaries.

De acuerdo con la descripción del artículo 109, apartado 2

b) Cases Grans (amb pati, era i/o hort) I Eres, Condicions de l'Urbanització la altura reguladora es la existente y la pendiente será de 40-60% con cubrición a base de pizarra o losas (Grupo C al que pertenece el pueblo de Capdella).

En cuanto a los materiales de fachada del artículo 67, se admiten acabados de piedra, reboces con morteros de cal y arena, o bien mortero mixto de cal y cemento, los aplacados de madera, …

En el punto 3 del artículo 64 que regula el "cap de casa" , la superficie de planta bajo cubierta con una altura mínima de 1,5m computará a los efectos de determinar la cantidad de techo de edificación. Esto hace que se considere sobrecarga de uso como una planta normal.

En cuanto al vuelo de cubierta, el valor máximo del art. 65 es de 1,2 m en fachadas principales y de 0,7 m en las laterales.

Para la altura libre del Restaurante del hotel, el artículo 60 que regula las plantas bajas prescribe una altura libre comprendida entre un mínimo de 3 m para usos comerciales (2,5 m para comercios pequeños) y un máximo de 3,5 m. Para las plantas piso tendrán una altura libre mínima de 2,5 m.

En el punto 1 del apartado 7 Ordenació Especial de les Cases Grans dice que se han de mantener su configuración tipológica actual en la medida de lo posible, permitiendo el cambio de uso de vivienda y otros usos compatibles dentro de la zona donde se ubiquen.

El mantenimiento de las gruesas paredes perimetrales e interiores del edificio existentes obliga necesariamente a colocar un zuncho de atado de hormigón armado en la cumbrera de las mismas, a fin de lograr una trabación entre las piedras componente de las mismas y el monolistismo del conjunto. Este monolitismo se logrará enlazando losas de hormigón de nueva construcción con dichas paredes mediante anclajes regulares distribuidos. Las

dimensiones de los zunchos serán de 40 cm de ancho con frente de 10 cm de piedra, que sirva a la vez de encofrado, y una altura de 50 cm que corresponde al ancho de la pared.
El art. 71. Regulació de l'us hoteler, en su punto 1, prescribe que para los hoteles, la densidad máxima de camas es relación al techo máximo edificable existente o bien 2,5 m^2 de techo por metro de suelo, resultante de aplicar el índice de edificabilidad neto, será de una cama por cada 20 m^2 edificados. La regulación del uso hotelero se hará de acuerdo con el Decreto 176/1987 de la Generalitat de Catalunya.

Las catorce habitaciones previstas en este proyecto cumple dicha condición sobradamente; los tabiques de estas habitaciones y pasillos de circulación se corresponden prácticamente con los ejes de las jácenas de los pórticos de la estructura metálica y por consiguiente apoyar simplemente las viguetas metálicas, lo cual representa una considerable disminución de trabajo y por ende de coste económico.

2.3. Relativas a la Generalitat de Catalunya

Anexo I de las normas

- En el apartado 1 se prescribe dos accesos al hotel: una entrada de clientes y otra de salida de emergencia con sus correspondientes escaleras. Las respectivas anchuras son de 1,1 m y 1 m. Apt 2.1.

- En el apartado 2.2 se prescribe un hueco para ascensor cuya superficie mínima es de 1,2 m^2 y dimensiones mínimas de 1,2 m x 0,9 m.
  Delante de la puerta del ascensor se deberá poder inscribir un círculo de 1,2 m de diámetro.
  La capacidad del ascensor para este hotel es de 4 personas.

- En el Apt. 3. Habitaciones
  La altura libre (entre pavimento y techo) en habitaciones, salones, zonas comunes y pasillos de circulación será de 2,5 m (Por razón justificada de paso de instalaciones puede ser de 2,1 m, en una superficie limitada al 10% de la estancia considerada.).

- La altura libre del comedor de Restaurante del hotel no debe ser superior a 3,5 m.

2.4. Ley 3/1998 Art 81 Regulació d'activitats amb incidència ambiental

Según el artículo 81. Regulació d'activitats amb incidència ambiental, para garantizar que las actividades existentes en el municipio cumplen los requerimientos ambientales se han de tramitar las licencias municipales de actividad de acuerdo con lo previsto en la Llei 3/1998 y su Reglamento, Decret 136/1999.

Este estudio (residuos sólidos, residuos orgánicos, aguas residuales, cloacas, depuradora, etc) corresponde al proyecto global de arquitectura del edificio del hotel. No obstante, en la parte del estudio del impacto ambiental (capítulo 7) se realiza la justificación de los consumos eléctricos, de agua y de gas del hotel proyectado mediante los cálculos apropiados.

2.5. Características normativas del edificio

Finalmente añadimos una tabla resumen de las características del edificio a rehabilitar.
Dado que el edificio ya está construido no es necesario que estas cifras cumplan las normativas de edificabilidad del Plan de Ordenación Urbanística, no obstante, de cara al presupuesto o a contratar el seguro serán necesarias.

Superficie edificada (m^2)	159,46
Superficie de techo (m^2)	674,69
Altura (m)	13,75
Volumen aparente (m^3)	2192,63

3. Adecuación estructural

Las consideraciones que se hacen en este capítulo sirven para fundamentar las soluciones resistentes de este proyecto de reestructura que se adoptan.

3.1. Características del suelo de cimentación del edificio

A falta del estudio legalmente preceptivo sobre las características geotécnicas y resistentes de macizo rocoso (peña) sobre el que se asienta este edificio en rehabilitación, y por tratarse de un proyecto docente, se aprovecha las referencias de normativas y datos disponibles, que pueden considerarse fiables, para el análisis de los muros existentes y de las zapatas de cimentación nuevas.

3.2. Muros de contención y contrafuertes existentes

Estos muros de muy buen aspecto arquitectónico arrancan del suelo rocoso en doble pendiente natural (peña) y tienen por misión la contención de las tierras de relleno sobre dicha pendiente que conforman la era y los huertos perimetrales del edificio de referencia. Este se representa con una planta modulada a base de rectángulos con diferentes niveles, aproximadamente adaptados a los límites naturales del terreno de ubicación en doble pendiente.

Dichos muros tienen un espesor de unos 60 cm y están construidos a base de piedras variadas de naturaleza granítica y calcárea meticulosamente acopladas con arena y mortero de piedras de río endurecidos en el tiempo. Frente a los empujes de dichas tierras actúan como placas rectangulares a flexión, apoyadas en los lados sobre el suelo y sobre cuatro contrafuertes perpendiculares a fachada y dos paralelos. Contrafuertes que, a su vez, prolongados en altura constituyen paredes de cierre perimetral y de compartimentación. Éstos últimos también son de carga de los forjados originales, y tienen un espesor de unos 50 cm, estando también construidos con piedra acoplada con mortero endurecido. Se aprecia pues un gran aprovechamiento resistente de los materiales siguiendo la tradición de los constructores pirenaicos.

En los muros construidos a base de piedras yuxtapuestas y acopladas con mortero de arena se desarrolla un mecanismo de bielas inclinadas a compresión en dicho mortero y tracciones verticales neutralizadas por las compresiones del peso propio, que sumado al efecto del rozamiento entre las piedras constituyentes del muro es capaz de resistir los términos de tracciones que puedan aparecer en sus caras debidas a la flexión provocada por el empuje de tierras.

Esta tipología de muros y contrafuertes, a la vista de las características del solar de ubicación del referido edificio, resulta muy adecuada tanto técnicamente como económicamente.

Constatado el buen estado de conservación de aquellos, se puede considerar que son utilizables en el nuevo proyecto de nuevo uso del edificio.

En los siguientes apartados se hace una comprobación tensional sobre dichos muros bajo la acción del empuje del terraplenado y peso propio.

3.2.1. Empuje del relleno sobre el muro

A falta de datos precisos sobre la geometría de la edificación por el gran coste económico que representaría obtenerlos, se hacen cálculos estimativos del lado de la seguridad.

En planta baja del edificio, el hueco entre la irregular superficie muy inclinada de la peña y las paredes de piedra está terraplenada con tierra de naturaleza arenisca-arcillosa; se estima su densidad en Υ=1700 kg/m^3 y se considera negligible su pequeña cohesión. En la fachada posterior del edificio, en su parte superior el terraplén tiene una anchura de unos tres metros aproximadamente, con una capa de tierra vegetal de unos 5 cm. Se considera la superficie muy rugosa de la pared se está estimando, de acuerdo con la antigua Norma básica NBE-SE-88, un ángulo de rozamiento δ=2/3 φ=20º entre el terreno y el muro, con un ángulo de rozamiento interno del relleno φ=30º. La altura del terraplén horizontal es de unos 3 metros y la sobrecarga que pueda recibir es q = 5 kN/m^2.

La naturaleza de la construcción de la pared de piedra hace que no se deba contemplar que dicho terreno se anegue de agua.

La presión horizontal sobre el arranque de la pared (z=3m.) sobre el suelo de roca teniendo en cuenta el efecto silo, de acuerdo con la Mecánica del Suelo, de expresión simplificada para uso práctico de tablas es:

$$P_h = \Upsilon \cdot z_0 \cdot (1 - e^{-Z/Zo}) \cdot \lambda_H = 11{,}9 \text{ kN/m}^2$$

Habiendo calculado la profundidad crítica:

$$Zo = \frac{A}{u \cdot \lambda v} = \frac{20}{24 \cdot 0{,}1} = 8{,}33 \text{ m} \; ; \quad \frac{Z}{Zo} = \frac{3}{8{,}33} = 0{,}36$$

Siendo ***A*** la sección horizontal del terraplén y ***U*** su perímetro, en un frente de unos 10 metros y anchura unos 2 metros:

$$A = 2 \cdot 10 = 20\ m^2$$

$$U = 10 \cdot 2 + 3 \cdot 2 = 24\ m^2$$

$$\lambda_v = 0{,}1 \quad (tabla)$$

$$\lambda_H = 0{,}280 \quad (tabla)$$

$$1 - e^{-0{,}36} = 0{,}30$$

3.2.2. Esfuerzos internos en los muros

Los esfuerzos de flexión en la banda horizontal en consideración de 1 metro de ancho y 70 cm de canto en el arranque de la base del muro, tal como se observa en la figura 3.2.2.2, con los correspondientes apoyos (paredes contrafuerte) y sin tener en cuenta colaboración de bandas verticales por falta de continuidad material por rozamiento en las juntas de las piezas (piedras).

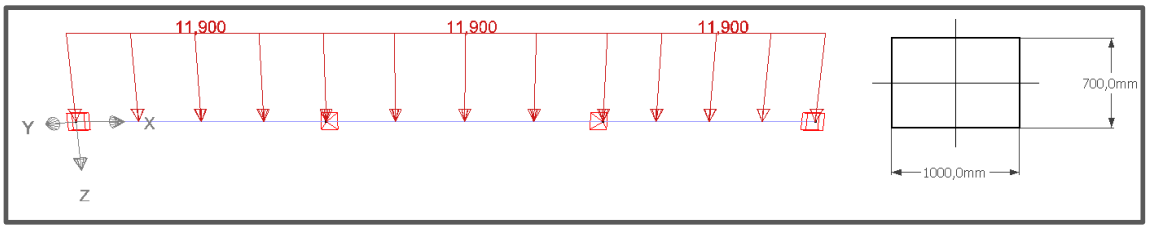

Figura 3.2.2.2. Esquema de la carga distribuida y de la sección del muro.

Se indican en el siguiente diagrama los esfuerzos cortantes y momentos flectores del muro (figura 3.2.2.3).

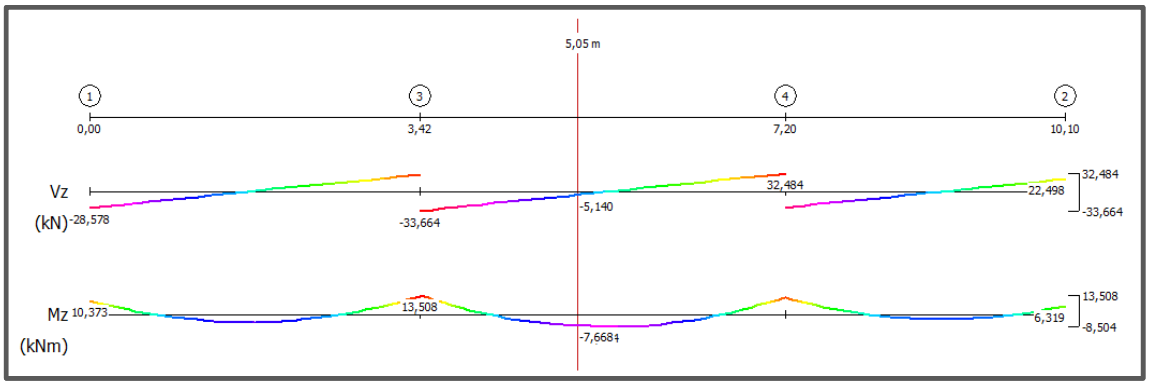

Figura 3.2.2.3. Diagrama de esfuerzos cortantes y momentos flectores en el muro.

3.2.3. Mecanismo de transmisión de esfuerzos de flexión en el muro

El procedimiento de construcción del muro de piedra, prácticamente en seco, se basa en que cada pieza de piedra de escuadría imperfecta que se coloca en una hilera horizontal nueva debe apoyarse lo más acopladamente entre dos piezas de la hilera inferior para asegurar la transmisión de esfuerzos verticales y de rozamiento entre ellos. En el esquema de la figura 3.2.3.1 y de la figura 3.2.3.2 se grafían las tensiones debidas a los esfuerzos que se desarrollan en la franja del muro considerada: σ_c gravitatoria del muro, σ_f de flexión debido al empuje del relleno y τ debida al esfuerzo de rozamiento horizontal provocado por dicha flexión (extensible a las tensiones principales debidas al esfuerzo de cortante).

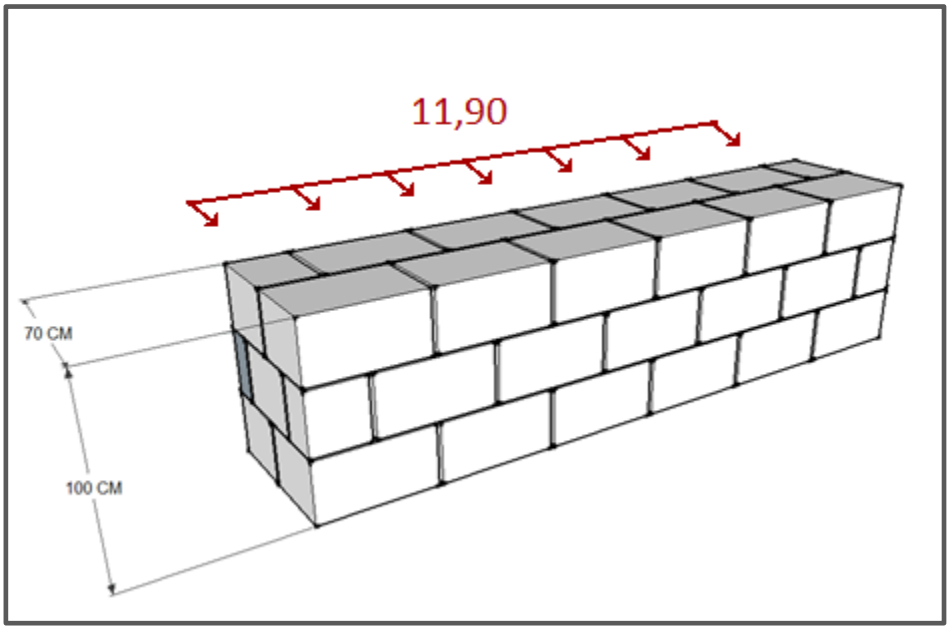

Figura 3.2.3.1. Sección de muro considerada.

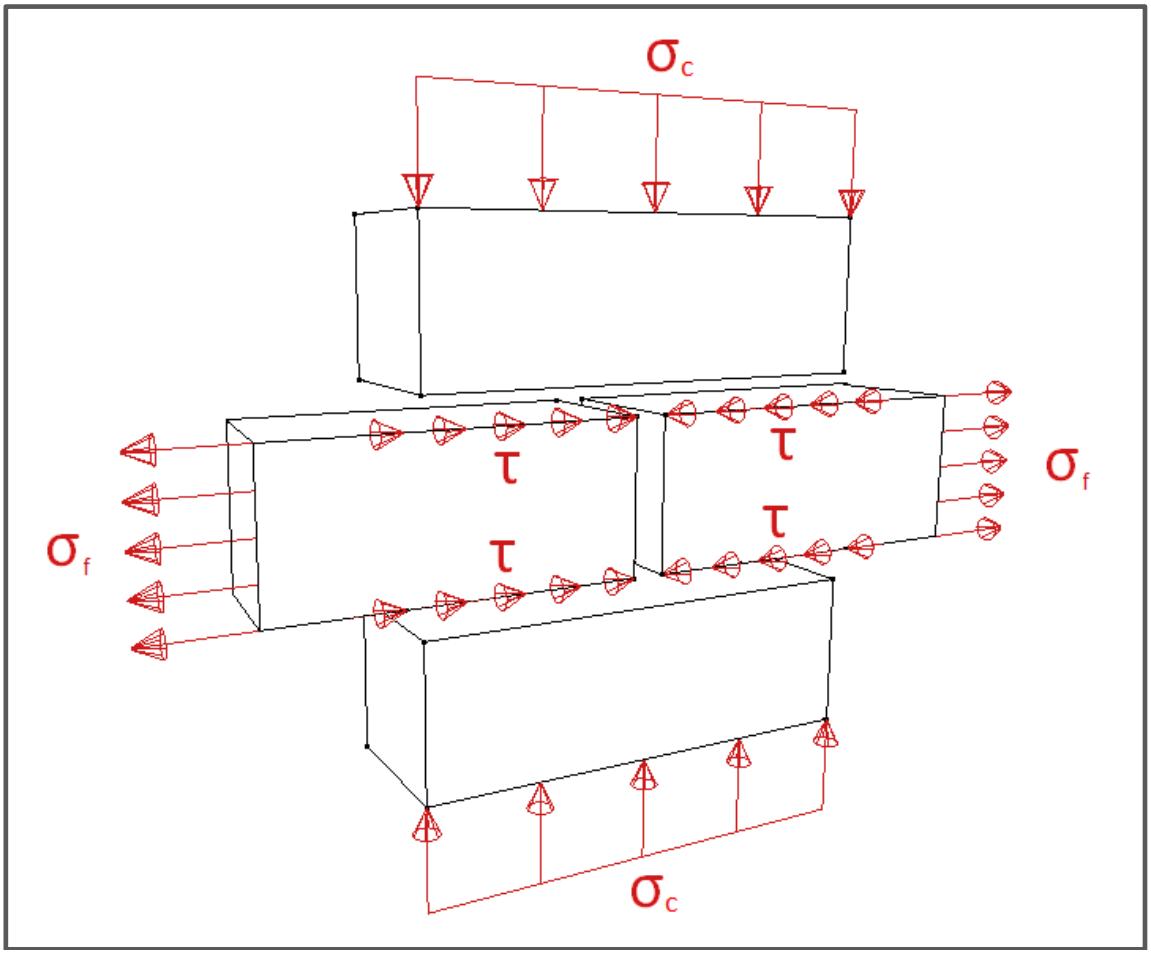

Figura 3.2.3.2. Transmisión de esfuerzos entre las piedras del muro.

3.2.4. Estado límite último

La tensión de compresión σ_c corresponde únicamente al peso propio del muro (pared) de una altura aproximada de 8 metros, tomando una densidad de la misma de unos 20 kN/m^3, es:

$$\sigma_c = \frac{20 \cdot 8}{1} = 160\ kN/m^2 = 0{,}16\ N/mm^2$$

El coeficiente de rozamiento piedra-piedra se estima en $\rho = 0{,}7$.

La tensión rasante máxima que se puede desarrollar es:

$$\tau_{max} = \sigma_c \cdot \rho = 0{,}16 \cdot 0{,}7 = 11{,}2\ N/mm^2$$

La tensión máxima de flexión σ_f en la banda de un metro de ancho considerada, para el módulo resistente a flexión W_{70} del muro de 70 cm de canto es:

$$W_{70} = \frac{1 \cdot 0{,}7^2}{6} = 0{,}081666\ m^3$$

$$\sigma_f = \frac{13{,}508}{0{,}081666} = 165\ kN/m^2 = 0{,}165\ N/mm^2$$

Considerando que las piedras de forma paralelipédica irregular, aproximadamente de longitud doble al superior, la tensión rasante máxima τ_{max} en la banda vertical de 1 cm externa es:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma f \cdot h \cdot 1}{2 \cdot h \cdot 1} = \frac{\sigma q}{2} = \frac{0{,}165}{2} = 0{,}0825\ N/mm^2$$

Teniendo en cuenta que las piezas (piedras) que componen el muro-pared son de naturaleza variada como la roca caliza, roca esquistosa, pizarras, etc. se considera del lado de la seguridad una resistencia mínima a compresión simple de unos = 400 N/mm^2 (Geotecnia y Cimientos I. Jimenez Salas. Ed. Rueda) que se puede considerar como característico (σ_{CK} = 400 N/mm^2).

Por similitud con el hormigón la resistencia a tracción correspondiente para fisuración (coeficiente de mayoración de cargas Υ_s = 1) es:

$$\sigma_{CTK} = 0{,}3 \cdot \sqrt[3]{\sigma ck^2} = 0{,}3 \cdot \sqrt[3]{40^2} = 3{,}42\ kg/cm^2 = 0{,}342\ N/mm^2$$

Tomando un coeficiente de seguridad para el material rocoso Υc = 1,5 el valor que se puede tomar para la tensión admisible (con cargas sin mayorar) es:

$$\sigma_{CTadm.} = \frac{0{,}342}{1{,}5} = 0{,}228\ N/mm^2$$

3.2.5. Seguridad del muro considerado

Por consiguiente el coeficiente de seguridad al rozamiento entre piezas de piedra en la flexión del muro bajo el empuje de tierras es:

$$C.S. = \frac{0{,}112}{0{,}0825} = 1{,}36 > 1{,}33$$

Este resultado, a pesar de las restricciones del lado de la seguridad extensible a otros tramos de muro perimetral, se corresponde con el buen funcionamiento del muro-pared (sin grietas) a lo largo de la existencia del edificio.

3.3. Estructura existente

Los muros y paredes de carga, ya sean paralelos o perpendiculares entre sí, descritos anteriormente reciben jácenas de carga de madera paralelas a la fachada, modulando los forjados de tipo rectangular construidos con viguetas de madera perpendiculares a aquellas, sobre las que a su vez descansan los revoltones de yeso o bien tallas gruesas de madera.

La estructura de cubierta a dos vertientes del edificio está constituida por jácenas y viguetas de madera cuando su luz es de longitud inferior a 5 m, y cerchas también de madera, con longitud superior, situación ésta que se presenta en la cumbrera del edificio y en la nave lateral (pajar). Las paredes perimetrales son coronadas por vigas de madera a modo de zuncho sirven de apoyo de las viguetas de cubierta, y que en su prolongación constituyen los voladizos perimetrales del tejado. Sobre las viguetas de cubierta descansa el entramado de tablas de madera y sobre las que se yuxtaponen las losas de pizarra especialmente superpuestas para el deslizamiento del agua de lluvia y evitación de las goteras en cubierta inclinada propia de los Pirineos de Lleida.

Con las características del solar en doble pendiente se ha de convenir que la arquitectura modular rectangular y su correspondiente estructura resistente son muy adecuadas técnicamente y por ende económicamente.

3.4. Nueva estructura

La dificultad constructiva y el coste económico que representaría cargar el nuevo forjado sobre los viejos muros de carga induce a proyectar una estructura metálica sustitutiva, con jácenas paralelas adosadas a los mismos, y pilares separados entre sí siguiendo la modulación arquitectónica descrita anteriormente con adaptaciones a la arquitectura del nuevo uso del edificio y minimizando su sección a efectos de cumplir las limitaciones de los parámetros normativos derivados del nuevo uso del edificio.

Se diseñará por tanto una estructura nueva atendiendo a los criterios anteriores así como a los medios de montaje y las limitaciones derivadas de la ubicación de aquella (dietas de montadores e instalación de medios de elevación y condiciones de transporte).

3.5. Nuevo forjado

Se proyecta un forjado de chapa colaborante con hormigón armado sin necesidad de apuntalar en su construcción. A la vista del catálogo de los fabricantes puede ser de 12 cm de altura total, con la separación entre viguetas metálicas de 1,25 m aproximadamente, adaptándose la misma a las necesidades arquitectónicas. Ésta separación facilitará el paso de instalaciones. Las alturas de las viguetas metálicas serán de 12 cm, con lo cual el grosor del forjado será de 24 cm y su superficie de acabado será lisa para recibir un solado cerámico fino o bien de parqué.

El cielorraso será de tabla de madera de 1 cm barnizada, enrasada bajo las viguetas con piezas de madera sobre las aletas de las mismas de tal manera que haya uniformidad en los techos de las salas, pasos y habitaciones. Las jácenas serán recubiertas con madera simulando una construcción natural propia del país pirenaico que es la Vall Fosca.

3.6. Monolitismo del edificio rehabilitado

En este proyecto está previsto conservar los muros de piedra perimetrales (paredes) y construir de nuevo los forjados de pisos y cubierta sustentándolos con una nueva estructura que soporte las cargas gravitatorias de los mismos.

Los muros son autoportantes en sí mismos (individualmente) para la carga gravitatoria, y en su conjunto para soportar la acción del viento mediante el adecuado enlace con los forjados de hormigón armado, que actúan como diafragmas resistentes horizontalmente, al igual que los muros verticales lo hacen verticalmente, a la acción del viento.

El conjunto constituido por la estructura interior (con sus forjados) unido a los muros perimetrales se unirán mediante los pernos de anclaje forjado-muro embutidos en las mismas, que más adelante se describen, garantizando el comportamiento monolítico del edificio rehabilitado.

3.6.1. Enlace de forjados y muros perimetrales

La misión de los pernos horizontales es garantizar la estabilidad de los muros perimetrales en sí mismos por su carga gravitatoria y transmitir las succiones del viento a los muros perpendiculares; transmisión que se realiza a través del diafragma de hormigón armado que está constituido fundamentalmente por la capa de compresión de cada piso.

Los pernos se sitúan simétricamente (a unos 50 cm) al lado de cada pilar de la estructura de acero, a fin de que la deformada a flexión de jácenas y viguetas prácticamente no cause distorsión ni en el solado ni en el muro (pared). Se colocarán con una frecuencia de una varilla por cada 3 canalones de la chapa colaborante.

En la figura 3.6.1.1 se esquematiza su colocación.

La longitud del anclaje de la varilla roscada (Φ 20) es de 20Φ, esto es l_a = 30 cm.

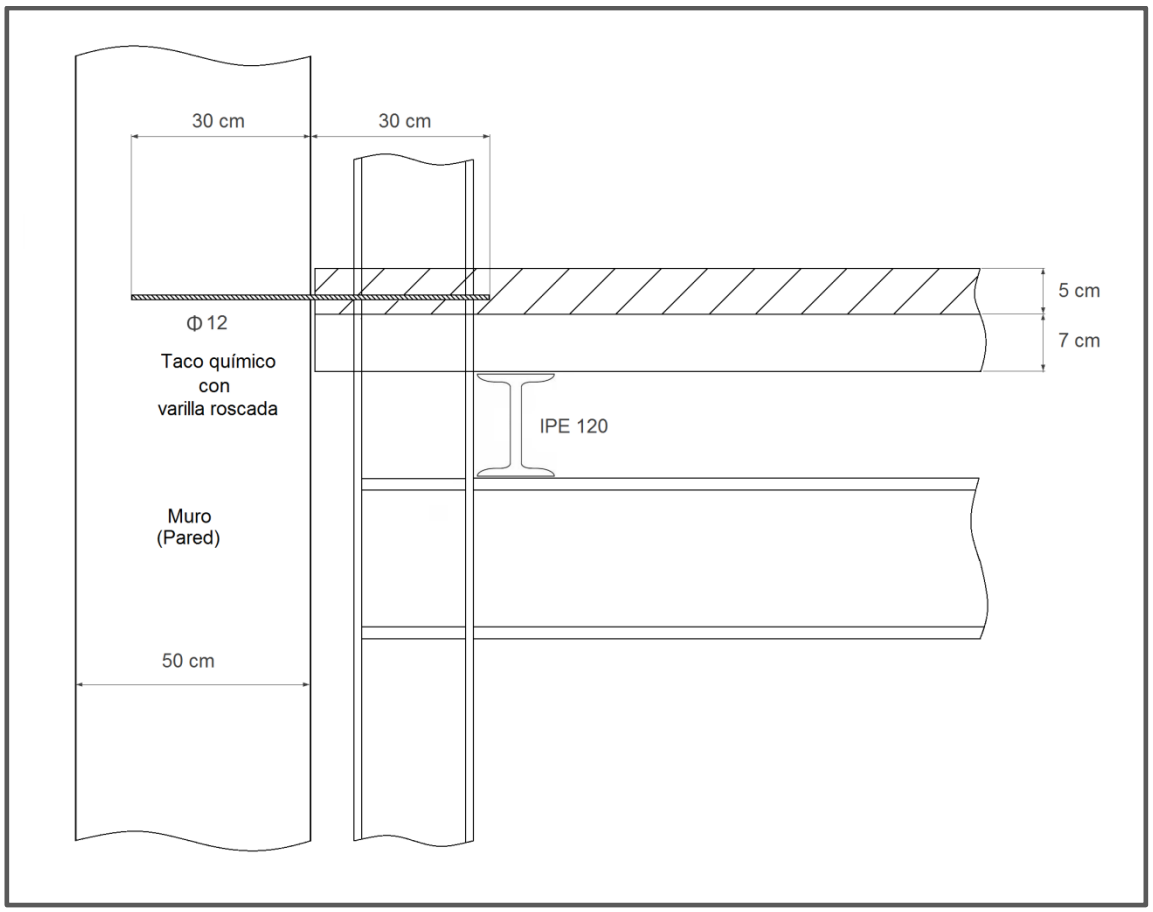

Figura 3.6.1.1. Anclaje de unión pared-forjado.

Por otro lado, también para evitar dicha disfunción, en el resto del perímetro del forjado de las fachadas frontales se colocará una banda de 12 x 0,2 cm de material neopreno que transmita al forjado por compresión los esfuerzos de la presión directa del viento sobre los muros (paredes).

3.6.2. Transmisión de las cargas horizontales en los forjados

La transmisión de cargas horizontales de viento o de estabilización de muros se realiza mediante bielas inclinadas a compresión en el forjado (diagrama horizontal) que transmiten las cargas exteriores de los muros a los muros perpendiculares (diafragmas verticales), apareciendo los correspondientes esfuerzos de tracción del hormigón sin fisurar y potencialmente por el mallazo de acero de aquél. Tensiones horizontales de tracción, que se verán más adelante, son relativamente pequeños. Los verticales serán absorbidos por los pernos de anclaje trabajando a cortante. Podemos ver un esquema de la transmisión de esfuerzos entre forjado y muros en la figura 3.6.2.1.

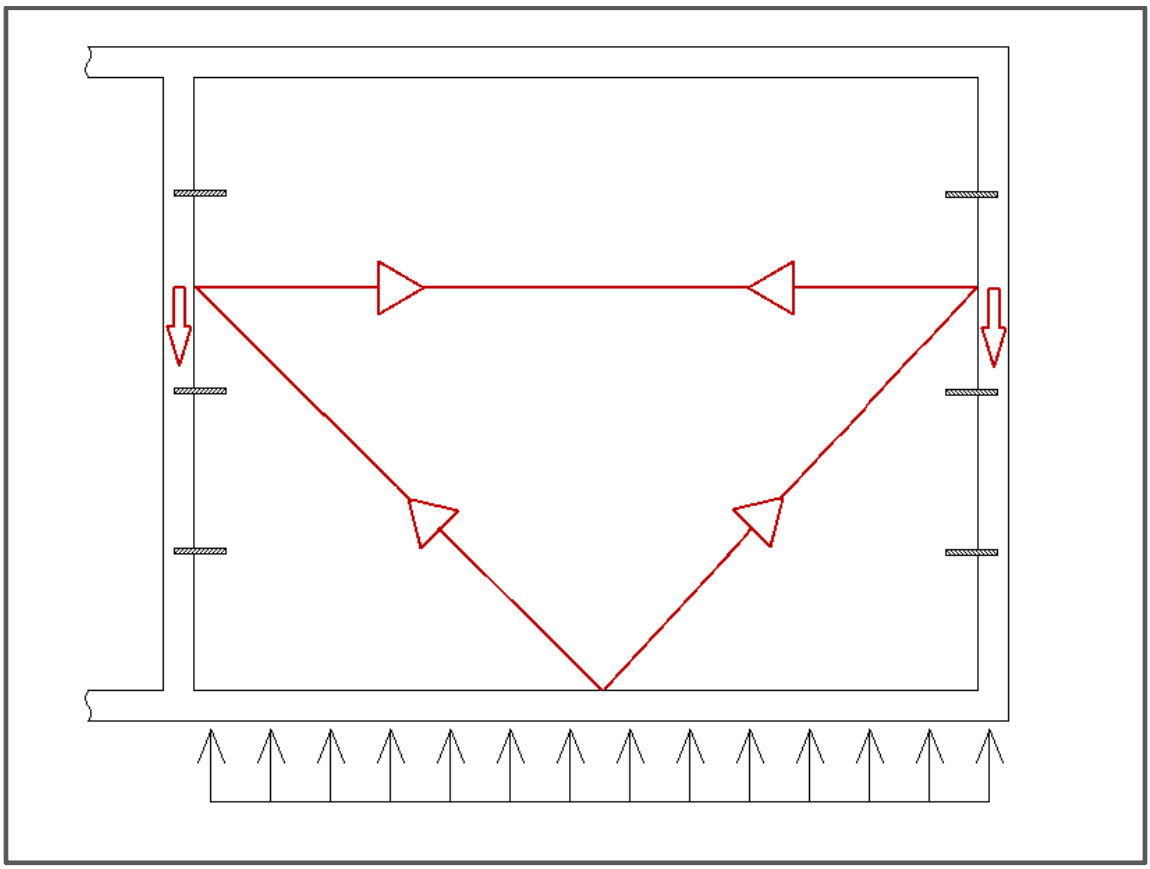

Figura 3.6.2.1. Transmisión de esfuerzos en el forjado-muros.

3.6.3. Modelo de cálculo del diafragma

Un modelo de cálculo alternativo a de las bielas descritas anteriormente es el de la flexión de vigas de gran canto; su aproximación a los resultados del modelo anterior lo hacen prácticamente admisible, sobre todo porque la magnitud de las cargas son pequeñas teniendo en cuenta las grandes dimensiones de la viga (diafragma).

En el cálculo de las zapatas de cimentación se ha utilizado esta licencia de tipo práctico de cálculo.

3.7. Solución estructural

Teniendo en cuenta las consideraciones previamente mencionadas se decide definitivamente plantear una solución de reestructura del edificio basada en la conservación de los muros de piedra exteriores como cierre de la casa y de los interiores como contrafuertes de la pantalla para el corrimiento o empuje de tierras. Ninguno de ellos como función la carga de los forjados del edificio, sino que una estructura metálica interior al edificio será la que lleve a cabo esa tarea.
Los forjados y la cubierta existentes serán por tanto substituidos por un entramado de viguetas y una chapa colaborante recubierta de un grueso de 12 cm de hormigón.

Cálculo de la estructura metálica

Partiendo de la arquitectura actual del edificio, se proyecta una estructura basada en cuatro pórticos a lo largo del edificio, que se adaptan a los actuales muros de piedra existentes, tal como podemos observar en la figura 3.7.1.

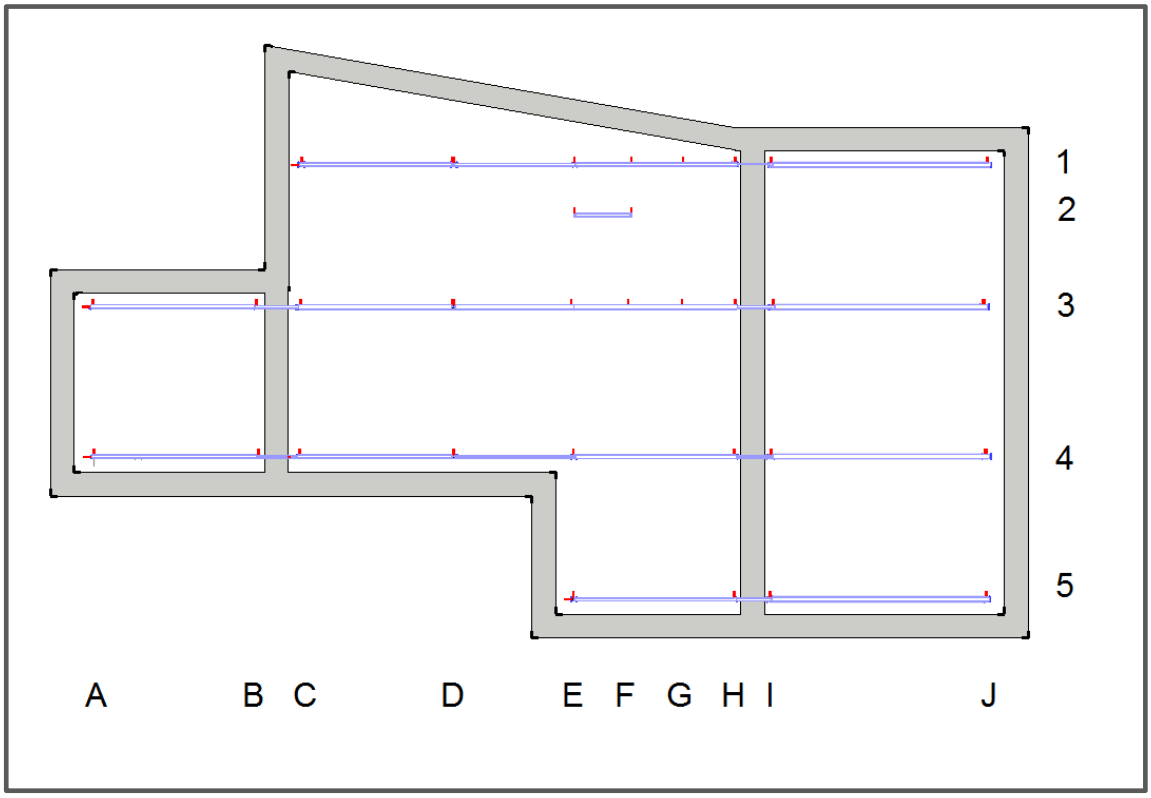

Figura 3.7.1. Distribución de pórticos en el interior del edificio.

Como se puede observar, se han numerado los pórticos del 1 al 5. Esta referencia se mantendrá a lo largo de todo el proyecto. Cabe destacar que el pórtico 2 tiene la única función actuar de cierre de la caja de ascensores.

Partiendo de esta distribución de pórticos de decide emplear una herramienta de cálculo que permita modelar la estructura en 3D. La herramienta elegida es el programa Diamonds. En la figura 3.7.2. podemos ver una imagen del modelo de estructura proyectada.

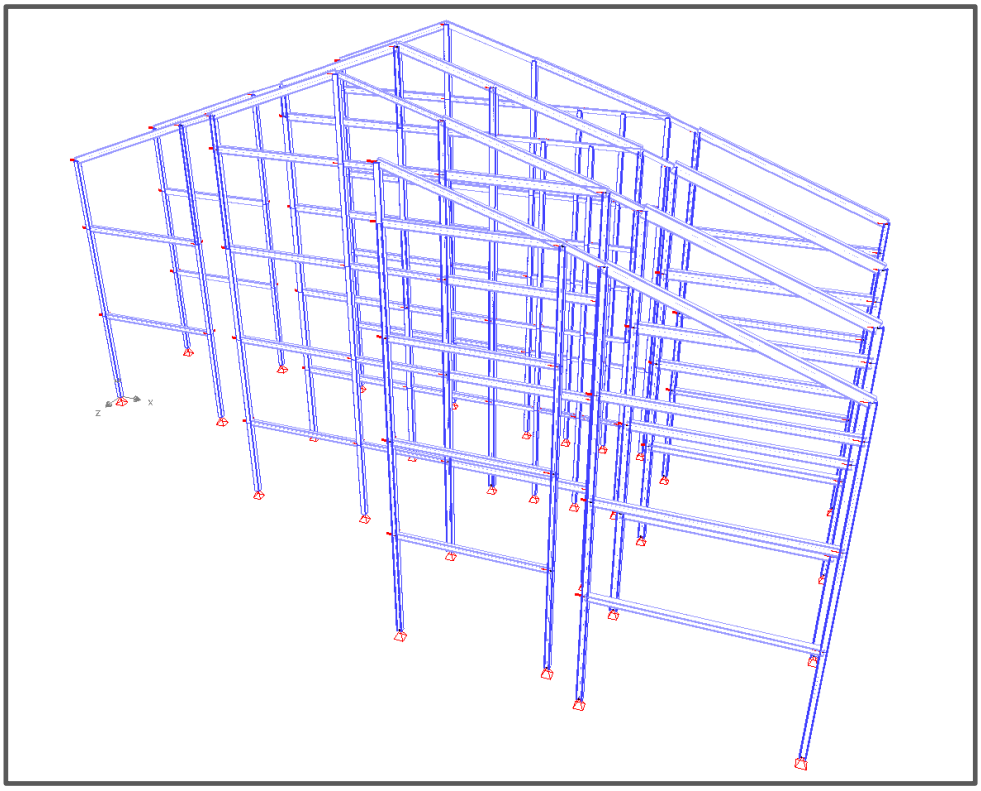

Figura 3.7.2. Estructura modelada proyectada en el programa Diamonds.

3.8. Dimensionamiento de los pórticos

Dimensionamiento de las cargas

Para dimensionar los perfiles a utilizar en los cuatro pórticos de la estructura proyectada se considerarán primero las diferentes cargas que deberán soportar.

3.8.1. Peso propio

La primera carga a considerar es el peso propio de la estructura metálica. Esta carga distribuida dependerá del peso de cada uno de los perfiles elegidos para la estructura.
En la figura 3.8.1.1 podemos apreciar un ejemplo de la distribución de las cargas del peso propio sobre el pórtico 5.

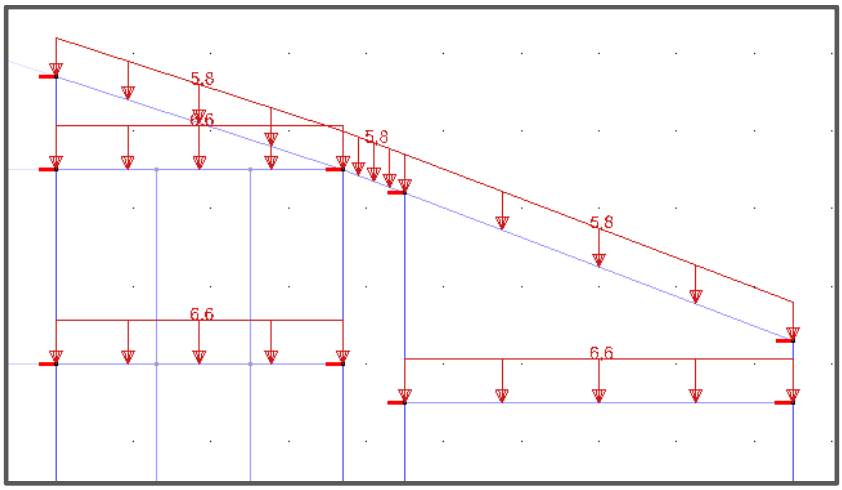

Figura 3.8.1.1. Cargas de peso propio del pórtico 5

3.8.2. Cargas permanentes

Las siguientes cargas a considerar son las cargas permanentes de la estructura, las cuales están formadas por el forjado, incluyendo las viguetas, la chapa colaborante, el hormigón y el pavimento, y también la tabiquería de la planta superior. La estimación del valor de estas cargas es el siguiente:

Forjado	
Forjado	300
Solado	80
Cielorraso	20
Total (kg/m^2)	400

Por lo tanto, consideraremos unas cargas permanentes de 400 kg/m^2, o de 4 kN/m^2.
La separación entre pórticos es de 3,3 metros, de manera que la anchura de la sección de carga correspondiente a uno de los lados una jácena es de 1,65 m. Suponiendo la carga como distribuida uniformemente a lo largo de las jácenas, las carga a soportar por cada una de ellas será 6,6 kN/m o 13,2 kN/m según si la jácena recibe carga d un solo lado o de ambos.
En el caso del forjado de cubierta, el cálculo de las cargas será el siguiente:

Cubierta	
Forjado	220
Madera fijación	30
Pizarra	80
Cielorraso	20
Total (kg/m^2)	350

Por lo tanto, consideraremos una carga de 350 kg/m^2 de cubierta. Partiendo de las mismas medidas de superficie por jácena, la carga a soportar por cada una de ellas será de 5,8 kN/m^2 o 11,6 kN/m^2 según si la jácena carga a ambos lados, o solo a uno.

Dos consideraciones de carga importantes que se deben hacer son que, si bien a la hora de distribuir las cargas entre las jácenas hemos distribuido uniformemente las cargas comprendidas entre los pórticos, hay dos cargas adicionales que quedan en su exterior:

- Como podemos observar en la figura 3.8.2.1, detrás del pórtico 4 se encuentra una sección de área triangular. Ésta apoyará la totalidad de su peso sobre las jácenas correspondientes del pórtico 1. Además, dada su geometría, la distribución de carga no será uniforme, sino que irá variando a lo largo de la jácena en función de la longitud del voladizo.

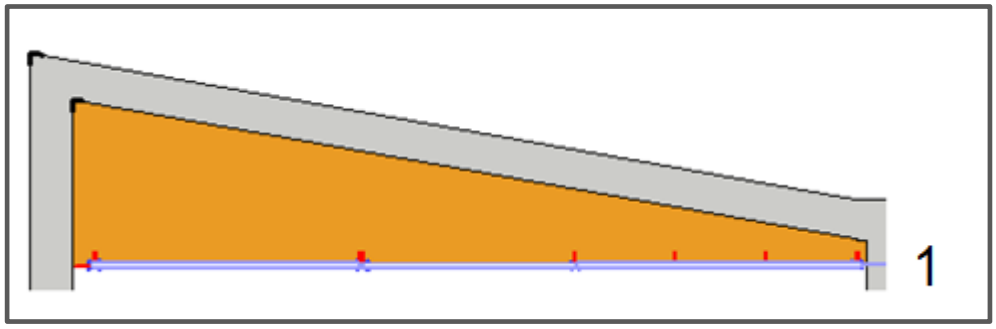

Figura 3.8.2.1. Sección triangular apoyada sobre el pórtico 1.

- En la zona frontal de la casa, tocando al pórtico 4 (figura 3.8.2.2), hay una parte de muro que deberá ser reconstruida a partir de la segunda planta.

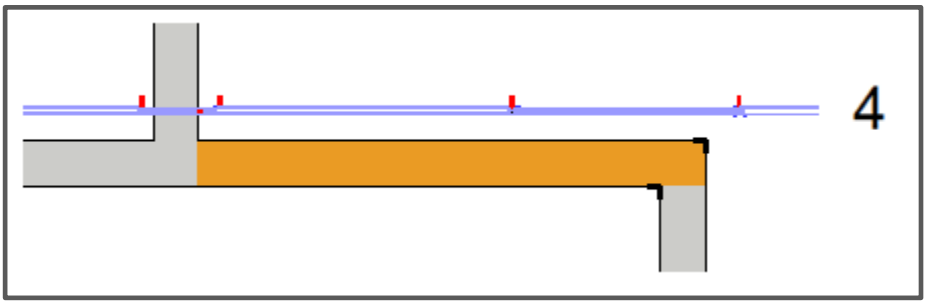

Figura 3.8.2.2. Sección de muro nueva cargada sobre el pórtico 4.

Dado que no se desea cargar esfuerzos verticales sobre los muros actuales, las viguetas apoyadas en las jácenas de esa fachada se extenderán y se colocará sobre ellas transversalmente una viga doble U sobre la que se cargará el nuevo muro de fachada (figura 3.8.2.3).

El peso de estos elementos será una carga añadida para las jácenas correspondientes del pórtico 4, y su cálculo es el siguiente:

Muro	
Ladrillo	180
Aislante	20
Total (kg/m)	200

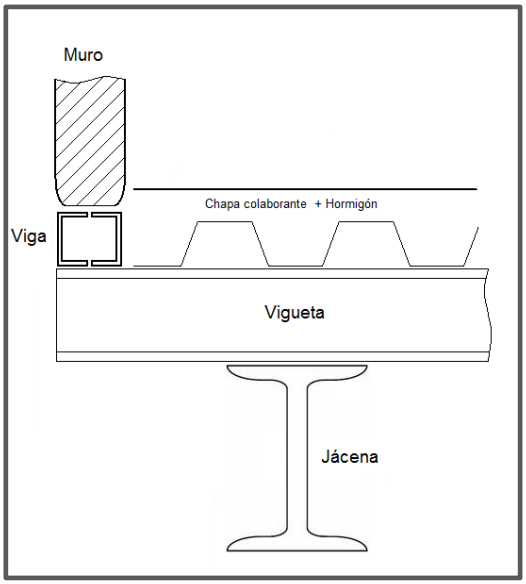

Figura 3.8.2.3. Sección del nuevo muro.

En la siguiente figuras 3.8.2.4. podemos observar un ejemplo de la distribución de estas cargas sobre el pórtico 4, concretamente la carga de la nueva fachada.

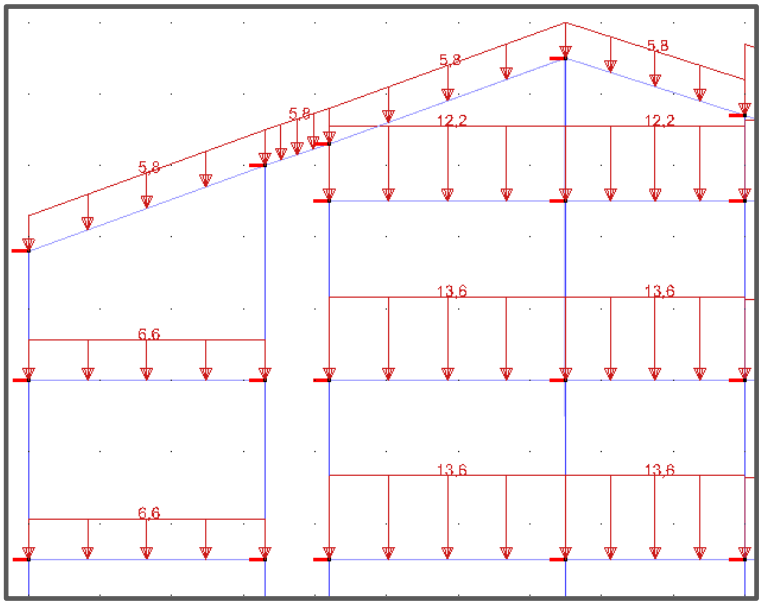

Figura 3.8.2.4. Cargas permanentes del pórtico 4.

En la siguiente figura 3.8.2.5. podemos ver en cambio las cargas permanentes del pórtico 1, concretamente la parte del voladizo de forma triangular.

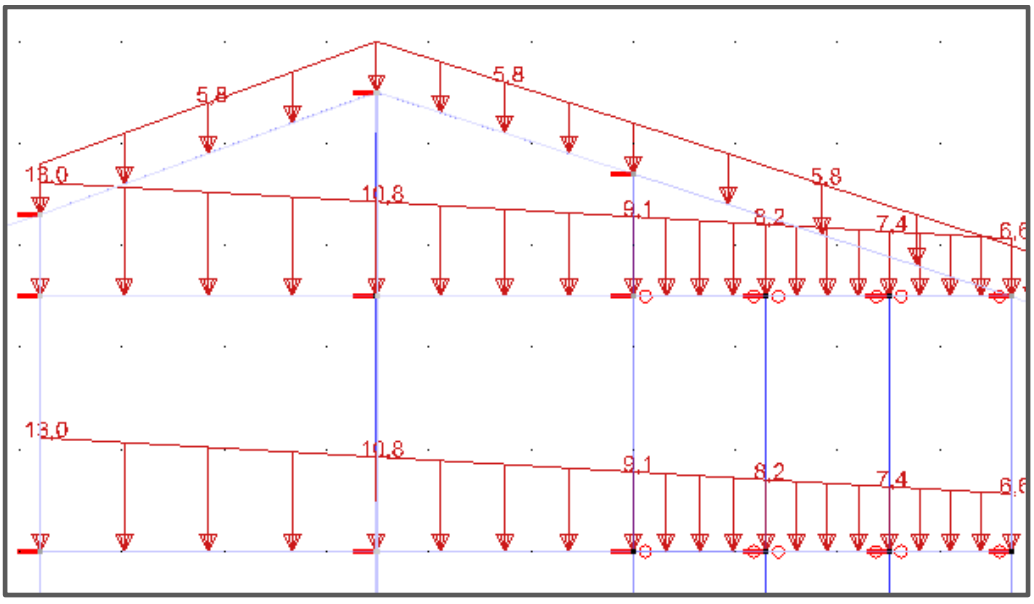

Figura 3.8.2.4. Cargas permanentes del pórtico 1.

3.8.3. Sobrecarga de uso

Las siguientes cargas a considerar son las sobrecargas de uso. Estas cargas son las debidas al uso de las estancias del edificio, y por lo tanto corresponden al peso de las personas y del mobiliario que se encuentre sobre los forjados. Su valor se estima en 200 kg/m^2. Dada la distribución de pórticos ya mencionada previamente, y la consideración sobre el pórtico 4 realizada en el apartado de cargas permanentes, que aquí también se aplica, obtenemos unas cargas de 3,3 kN/m en las jácenas que cargan a un lado, y de 6,6 kN/m en las que cargan a ambos, más una distribución variable en las jácenas del pórtico 4 que soportan la sección triangular.

Cabe destacar que no se han colocado sobrecargas de uso en la cubierta. Si bien su función no es soportar personal o mobiliario, cabe pensar que en algún momento deberá cargar el peso del personal de mantenimiento para una reparación. No obstante, como ya se detallará más adelante, la carga de nieve calculada es muy superior a la que se podría estimar para esta situación, y dado que se puede considerar estos dos casos como incompatibles no se contemplará una sobrecarga de uso especial para el mantenimiento.

En la siguiente figura 3.8.3.1 podemos ver un ejemplo de la distribución de las sobrecargas de uso sobre el pórtico 3.

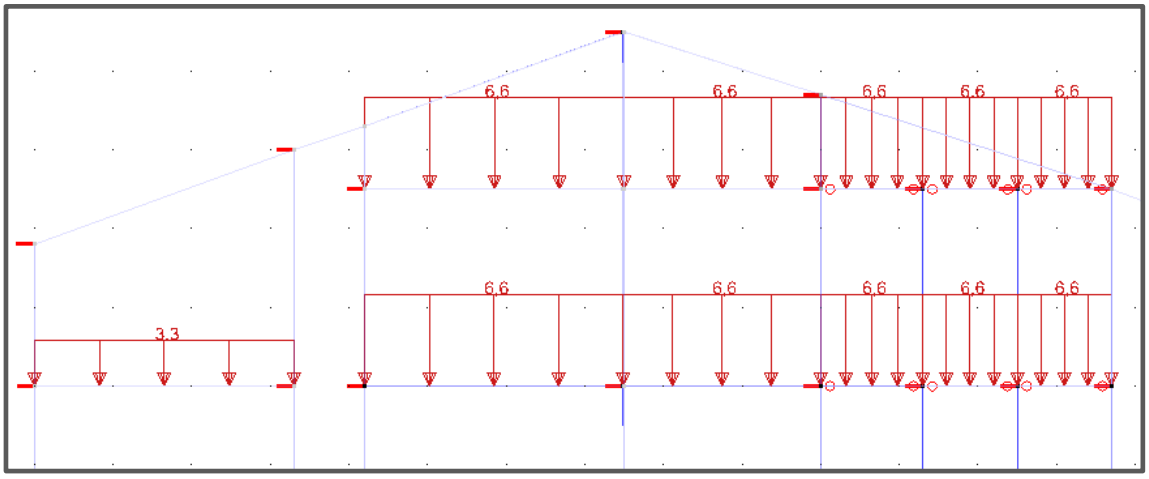

Figura 3.8.3.1. Sobrecargas de uso del pórtico 3.

3.8.4. Cargas de nieve

Las siguientes cargas a considerar son las cargas de nieve. Éstas son especialmente importantes dada la altitud del Pirineo catalán. El pueblo de Cabdella se encuentra a una altitud de aproximadamente 1400 metros sobre el nivel del mar. Se consulta por tanto la tabla de cargas de nieve del DB-SE AE (figura 3.8.4.1.).

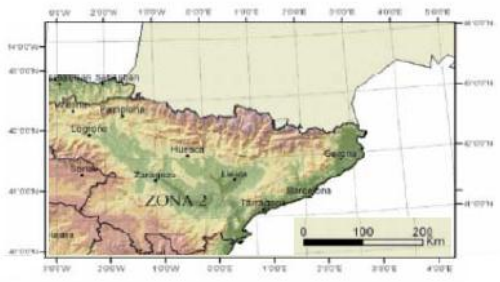

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
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

Figura 3.8.4.1. Cargas de nieve del DB-SE AE.

Podemos observar que el valor de las cargas en el Pirineo catalán, a 1400 m de altitud será de 2,6 kN/m^2. Teniendo en cuenta que la inclinación de ambas aguas de la cubierta es de 22º, la carga de nieve por superficie de tejado será de 2,42 kN/m^2.

Dada la separación entre pórticos de 3,3 m, la carga lineal que recibirá cada jácena de la cubierta será de 4,0 kN/m o de 8,0 kN/m según si recibe carga de un solo lado o de ambos.

Como ya hemos mencionado antes, este valor es muy superior al que podría corresponder al peso de unos operarios realizando tareas de mantenimiento sobre el tejado. Dado que estos dos supuestos de carga son incompatibles, ya que no se llevarán a cabo tareas en el tejado en invierno mientras éste está recubierto de nieve, asumimos que dimensionar los pórticos para la carga de nieve los hará también perfectamente capaces de soportar la carga de mantenimiento.

A continuación, en las figuras 3.8.4.2. podemos ver un ejemplo de la distribución de las cargas de nieve sobre el pórtico 1.

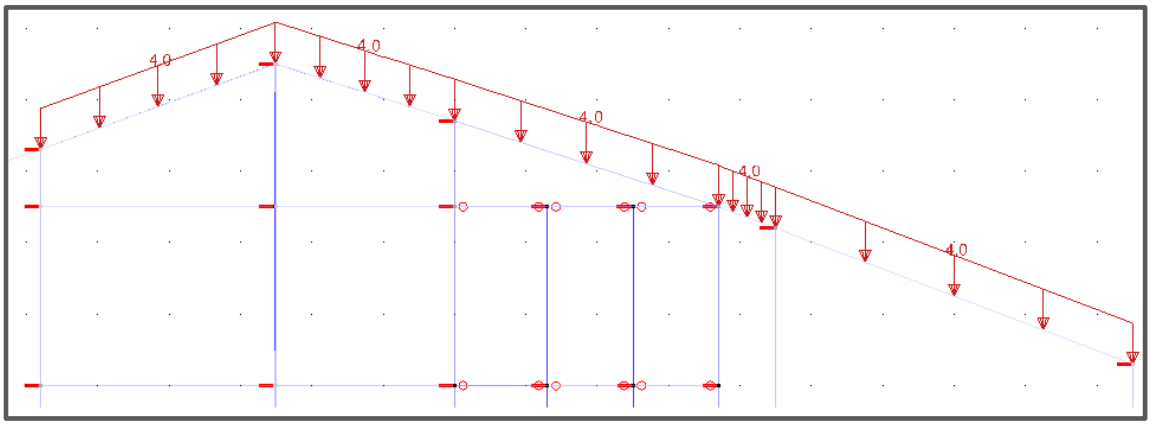

Figura 3.8.4.2. Cargas de nieve del pórtico 1.

3.8.5. Carga de viento

3.8.5.1. Previsión estática del viento

De acuerdo con el documento básico español DB-SE AE la acción directa del viento sobre las paredes del edificio del presente proyecto, situado en Capdella (Vall Fosca, Lleida), en la cota 1400 sobre el nivel del mar, viene dada por la presión estática siguiente:

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

en la que q_b es la presión dinámica del viento y puede adoptar el valor 0,5 kN/m^2; el valor del coeficiente de exposición c_e es 2 para núcleos urbanos; y c_p el coeficiente eólico o de presión para la esbeltez media del edificio es 0,8. Así se tiene:

$$q_e = 0,5 \cdot 2 \cdot 0,8 = 0,8\ kN/m^2$$

Las succiones que se pueden desarrollar en la fachada posterior son negligibles prácticamente, ya que está cubierta por la propia peña vertical del terreno.
Las succiones en fachada principal serán:

$$q_e = 0,5 \cdot 2 \cdot 0,5 = 0,5kN/m^2$$

3.8.5.2. Sección sobre las paredes de las fachadas

Para la pared del recuadro derecho (Restaurante), el más desfavorable, con 5,6 m de ancho, se considera que está apoyada horizontalmente en los forjados separados entre sí y del suelo:

3,5 m, 2,75 m, 2,75 m, 2,75 m. (media)

La carga horizontal de viento que recibe el forjado de la planta 2ª (como viga de gran canto de unos 10m) es:

$$\frac{2{,}75+2{,}75}{2} \cdot 0{,}80 = 2{,}2 \text{ kN/m}$$

Y el momento flector máximo será:

$$M = \frac{2{,}2 \cdot 5{,}6^2}{8} = 8{,}624 \text{ kNm}$$

El módulo resistente a flexión, considerando la lámina de 5 cm de ancho:

$$W = \frac{0{,}05 \cdot 10^2}{6} = 0{,}833333 \text{ m}^3$$

La tensión máxima de tracción en el hormigón de resistencia característica 2,5 N/mm^2, será:

$$\sigma_b = \frac{8624000}{833333333} = 0{,}0103 \text{ N/mm}^2 << 0{,}956 \text{ N/mm}^2$$

Mucho menor que la resistencia a tracción de dicho hormigón hallada en el cálculo de la cimentación.

La carga R que transmite la lámina de hormigón a cada uno de los muros perpendiculares (apoyos de viga de gran canto) es:

$$R= 2,2 \cdot 5,6 / 2 = 6,16\ kN$$

Que representa una tensión cortante media de:

$$\tau = \frac{6,16}{0,05 \cdot 10} = 12\ kN/m^2 = 0,12\ N/mm^2$$

El esfuerzo cortante en cada uno de los 6 anclajes forjado-muro será:

$$\frac{6,16}{6} = 1,026\ kN/anclaje = 1026\ N/anclaje$$

Y la tensión cortante para un diámetro Φ = 20 mm (núcleo 1,6 cm^2)

$$\tau = \frac{1026}{160} = 6,4125\ N/mm^2$$

La tensión cortante media en el muro de piedra será:

$$\frac{6,16}{10 \cdot 0,5} = 0,0012\ N/mm^2$$

Cuando cambia la dirección del viento habrá succiones en esta fachada principal. La acción del viento en el nivel antes considerado será:

$$\frac{2,75+2,75}{2} \cdot 0,50 = 1,375\ kN/m$$

$$M = \frac{1,375 \cdot 5,6^2}{8} = 5,39\ kNm \quad (lado\ de\ la\ seguridad)$$

$$W = \frac{2,75 \cdot 0,5^2}{6} = 0,114583\ m^3 = 114583000\ mm^3$$

$$\sigma = \frac{5390000}{114583000} = 0,047\ N/mm^2 \quad (tracción)$$

Este valor es muy bajo comparado con el valor admisible del mecanismo resistente a flexión que se expone en el apartado 3.2..

A la vista de esos bajos valores de tensión ya no se analizan las otras paredes.

Los pórticos de uniones rígidas perpendiculares a la fachada, además de su función estabilizante por si misma de la estructura metálica, sus dinteles HEA 120 soportan la correspondiente losa mixta de hormigón, cuya carga es aproximadamente la mitad de la que soportan las viguetas normales IPE 120 del forjado.

Esto hace que la flecha de los citados dinteles sea muy pequeña, aproximadamente la cuarta parte de la de las viguetas normales y, por consiguiente, podrá aparecer en el enlace de hormigón de la losa con la pared de piedra perimetral una fisuración también muy pequeña debida a las sobrecargas de uso, la cual podrá ser disimulada

arquitectónicamente con el zócalo del solado de los pisos. En estos bordes perimetrales perpendiculares a fachada no habrá necesidad de colocar banda de neopreno.

3.8.5.3. Cargas de viento en la cubierta

Para la cubierta, tanto para presiones como succiones, dado que es soportada por la estructura metálica proyectada y no por los muros, será incluida en el modelo informático de cálculo del resto del proyecto.

Este emplea también los datos del Codi Técnic de l'Edificació DB-SE AE, y obtenemos un modelo de cargas distribuidas como el que podemos ver en la figura 3.8.5.3.1., que corresponde a las cargas de viento del pórtico 3.

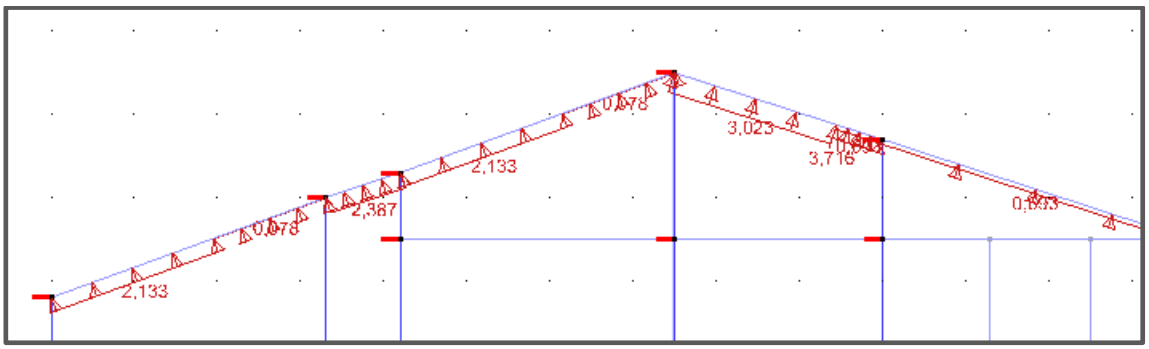

Figura 3.8.5.3.1. Ejemplo de cargas de viento sobre el pórtico 3.

3.9. Análisis de segundo orden de la estructura

Una vez determinadas las cargas que deberá soportar la estructura, se realiza un análisis de segundo orden para comprobar los esfuerzos a los que está sometida cada sección.
Para realizar el análisis debemos antes tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las viguetas se situaran sobre las jácenas entre los pilares con una separación no mayor a 1,25 m, según el ancho del pórtico. A la hora de comprobar la estabilidad de las jácenas, la separación entre viguetas de cada una será la longitud de pandeo a considerar.

- Los forjados de cada planta están insertados en los muros de piedra exteriores, de forma que todos los nudos de la estructura están conectados por una membrana horizontal rígida a una estructura sólida, por lo que se considerará que todos los nudos de la estructura son indesplazables en el plano horizontal.

- Dado que los pilares del edificio están situados a unos 5 cm de distancia de los muros de piedra, será complicado poder colocar grandes zapatas en sus bases, de manera que, pese a que es suelo de composición rocosa resistirá bien las cargas normales, se considerará la unión como nominalmente articulada.

- Para garantizar la estabilidad de la estructura, dado que los apoyos de la estructura serán articulados, se plantean todas las uniones entre pilar y jácena como nominalmente rígidas.

- En los pórticos 1, 2 y 3 encontramos una excepción a las uniones nominalmente rígidas (figura 3.9.1.). Esta se debe a una estructura secundaria diseñada para soportar las cargas de un ascensor, que al tener distancias muy pequeñas entre los pilares, hace innecesario que las uniones sean tan rígidas, se manera que se diseñarán como nominalmente articuladas.

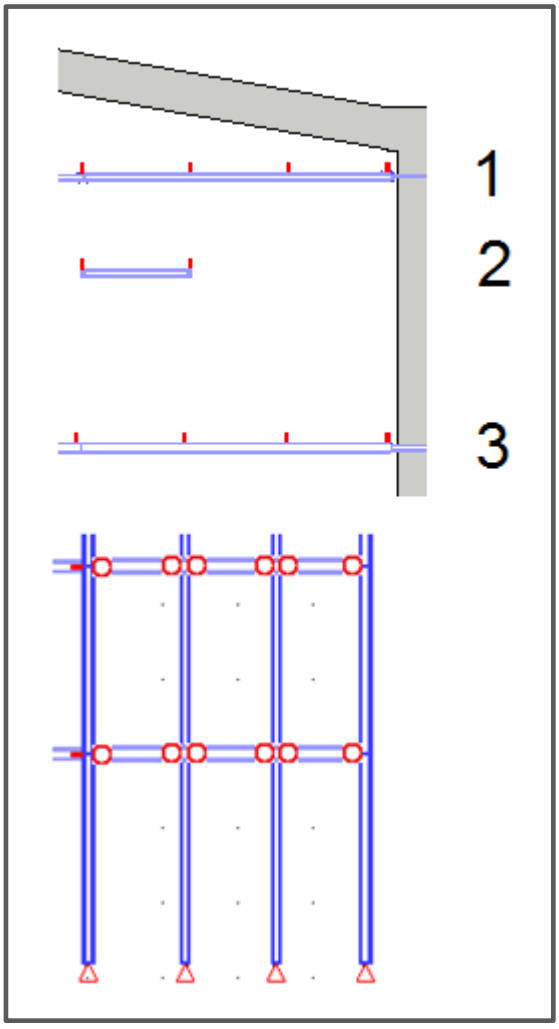

Figura 3.9.1. Uniones nominalmente articuladas de la estructura del ascensor.

3.10. Comprobación de elementos resistentes

A continuación se expone el cálculo detallado de la resistencia de dos elementos resistentes concretos, como ejemplo de los cálculos realizados para todos y cada uno de los elementos que componen la estructura.

3.10.1. Cálculo de la resistencia del pilar 3D planta 0

El perfil elegido para este elemento es un HE-A 140, de acero S235.

Los esfuerzos que resultan sobre el pilar derivados del análisis de segundo orden son los siguientes (figura 3.10.1.1.):

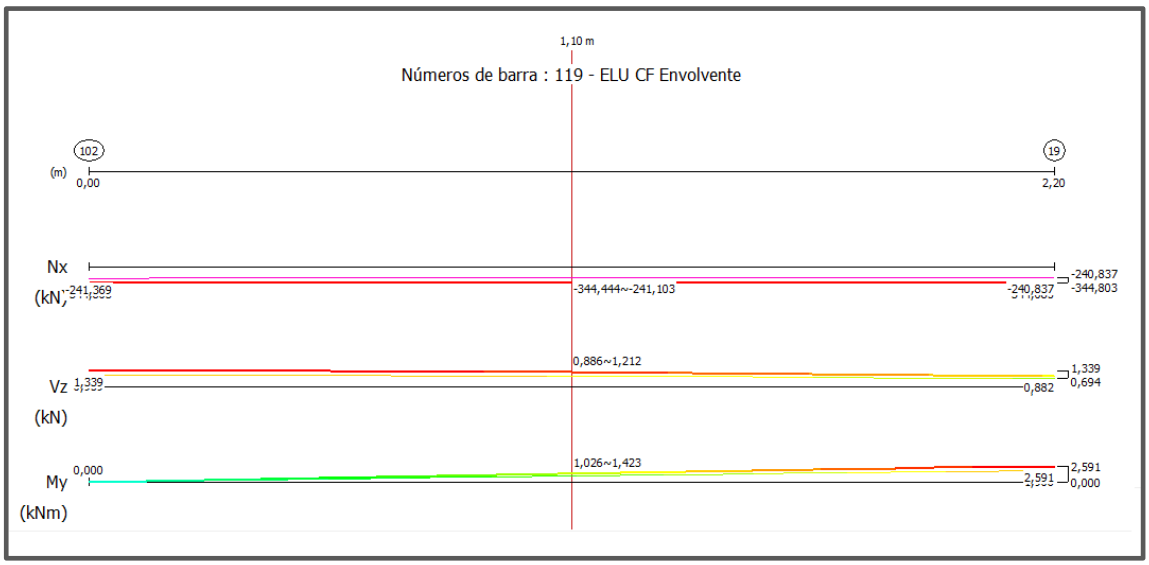

Figura 3.10.1.1. Diagrama de esfuerzos del pilar 3D planta 0.

3.10.1.1. Resistencia de la sección

3.10.1.1.1. Compresión

Como podemos ver en el diagrama de esfuerzos normales, la carga máxima axil a soportar por el perfil es:

$$N_{Ed} = 344{,}803\ kN$$

Siendo:

$$A = 3141{,}8\ mm^2 \text{ y } f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2.$$

La carga máxima capaz de soportar el perfil es:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 3141{,}8\ mm^2 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 = 671{,}206\ kN$$

El aprovechamiento de la sección a compresión es por tanto:

$$\frac{NEd}{Nc,Rd} = \frac{344{,}803\ kN}{671{,}206\ kN} = 0{,}51371 = 51{,}371\ \%$$

3.10.1.1.2. Flexión

Se observa que el máximo momento sufrido por el pilar se encuentra en su extremo superior, en la unión con la viga, y su valor es:

$$M_{y',Ed} = 2{,}591\ kNm$$

Siendo:

$$W_{y',pl} = 173506\ mm^3 \text{ y } f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2.$$

La flexión máxima capaz de soportar el perfil es:

$$M_{y',Rd} = W_{y',pl} \cdot f_{yd} = 173506\ mm^3 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 = 37{,}067\ kNm$$

El aprovechamiento de la sección a flexión es por tanto:

$$\frac{My',Ed}{My',Rd} = \frac{2{,}591\ kN}{37{,}067\ kN} = 0{,}06991 = 6{,}991\ \%$$

3.10.1.1.3. Cortante

El esfuerzo cortante máximo que sufre el elemento es:

$$V_{z',Ed} = 1{,}339\ kN$$

Siendo:

$$A_{vz} = 1012{,}6\ mm^2 \text{ y } f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2.$$

La carga cortante máxima capaz de soportar el perfil es:

$$V_{z',Rd} = A_{vz} \cdot f_{yd} / \sqrt{3} = 1012{,}6\ mm^2 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 / \sqrt{3} = 124{,}893\ kN$$

El aprovechamiento de la sección a cortante es por tanto:

$$\frac{Vz',Ed}{Vz',Rd} = \frac{1{,}339\ kN}{124{,}893\ kN} = 0{,}01072 = 1{,}072\ \%$$

Se observa que los esfuerzos cortantes en la sección son mínimos.

3.10.1.1.4. Flexión + Cortante

Vemos que la sección que sufre la combinación más desfavorable de cortante y momento tiene los siguientes valores:

$$V_{z',Ed} = 0{,}882\ kN \quad y \quad M_{y',Ed} = 2{,}591\ kNm$$

Siendo:

$$W_{y',pl} = 173506\ mm^3\ ,\ f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2\ \ y\ A_{vz} = 1012{,}6\ mm^2$$

Calculamos los esfuerzos máximos soportables por la sección:

$$V_{z',Rd} = A_{vz} \cdot f_{yd} / \sqrt{3} = 1012{,}6\ mm^2 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 / \sqrt{3} = 124{,}893\ kN$$

Tal como se especifica en el apartado 6.2.8 consideración h del DB SE-A, obtenemos el valor de la interacción flexión y cortante:

$$\rho = 0{,}00$$

Se calcula entonces el valor de esta combinación:

$$MVy',Rd = W_{y',pl} \cdot (1-\rho) \cdot f_{yd} = 173506\ mm^3 \cdot 1 \cdot 213{,}636\ N/mm^2$$

$$= 37{,}067\ kNm$$

El aprovechamiento de la sección a compresión es por tanto:

$$\frac{My',Ed}{MVy',Rd} = \frac{2{,}591\ kNm}{37{,}067\ kNm} = 0{,}06991 = 6{,}991\ \%$$

3.10.1.1.5. Flexión + Axil

La sección del pilar con mayor combinación de momento flector y esfuerzo axil tiene los siguientes valores:

$$N_{Ed} = 344{,}085\ kN$$

$$M_{y',Ed} = 2{,}561\ kNm$$

Siendo:

$$W_{y',pl} = 173506\ mm^3\ ,\ f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2\ ,\ A = 3141{,}8\ mm^2$$

Calculamos los esfuerzos máximos soportables por la sección, que son por tanto:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 3141{,}8\ mm^2 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 = 671{,}206\ kN$$

$$M_{y',Rd} = W_{y',pl} \cdot f_{yd} = 173506\ mm^3 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 = 37{,}067\ kNm$$

Se calcula el valor de a y de n:

$$a = \frac{A-2\cdot b\cdot tf}{A} = \frac{3141{,}8-2\cdot 140\cdot 8{,}5}{3141{,}8} = 0{,}242$$

$$n = \frac{NEd}{Nc,Rd} = \frac{344{,}085}{671{,}206} = 0{,}513$$

Se calcula entonces el esfuerzo máximo soportado por la sección:

$$M_{N,y',Rd} = M_{y',Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1-0{,}5a)} = 37{,}067 \cdot \frac{(1-0{,}513)}{(1-0{,}5\cdot 0{,}242)} = 20{,}558\ kNm$$

El aprovechamiento de la sección a flexión más axil es por tanto:

$$\frac{My',Ed}{MN,y',Rd} = \frac{2{,}561\ kNm}{20{,}558\ kNm} = 0{,}12456 = 12{,}456\ \%$$

3.10.1.1.6. Flexión + Cortante + Axil

La sección del pilar con mayor combinación de momento flector esfuerzo cortante y esfuerzo axil tiene los siguientes valores:

$$N_{Ed} = 344{,}085\ kN$$

$$M_{y',Ed} = 2{,}561\ kNm$$

$$V_{z',Ed} = 0{,}853\ kN$$

Siendo:

$$W_{y',pl} = 173506\ mm^3\ ,\ f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2\ ,\ A = 3141{,}8\ mm^2\ ,$$

$$A_{vz} = 1012{,}6\ mm^2,\ e_{y'} = 0{,}0\ mm,\ e_{z'} = 0{,}0\ mm,\ \rho = 0{,}00$$

Calculamos los esfuerzos máximos soportables por la sección son por tanto:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd} = 3141{,}8\ mm^2 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 = 671{,}206\ kN$$

$$V_{z',Rd} = A_{vz} \cdot f_{yd} / \sqrt{3} = 1012{,}6\ mm^2 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 / \sqrt{3} = 124{,}893\ kN$$

Tal como se especifica en el apartado 6.2.8 consideración h del DB SE-A, obtenemos el valor de la interacción flexión y cortante:

$$\rho = 0{,}00$$

Se calcula entonces el valor de esta combinación:

$$M_{Vy',Rd} = W_{y',pl} \cdot (1-\rho) \cdot f_{yd} = 173506\ mm^3 \cdot 1 \cdot 213{,}636\ N/mm^2$$

$$= 37{,}067\ kNm$$

Se calcula el valor de a y de n:

$$a = \frac{A-2\cdot b\cdot tf}{A} = \frac{3141{,}8-2\cdot 140\cdot 8{,}5}{3141{,}8} = 0{,}242$$

$$n = \frac{NEd}{Nc,Rd} = \frac{344{,}085}{671{,}206} = 0{,}513$$

Se calcula entonces el esfuerzo máximo soportado por la sección:

$$M_{VN,y',Rd} = M_{V,y',Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1-0{,}5a)} = 20{,}558\ kNm$$

El aprovechamiento de la sección a flexión más cortante más axil es por tanto:

$$\frac{My',Ed}{MVN,y',Rd} = \frac{2{,}561\ kNm}{20{,}558\ kNm} = 0{,}12456 = 12{,}456\ \%$$

3.10.1.2. Verificación del pandeo de la sección

3.10.1.2.1. Pandeo alrededor del eje y'

Como podemos ver en el diagrama de esfuerzos normales, la carga máxima axil a soportar por el perfil es:

$$N_{Ed} = 344{,}803\ kN$$

Siendo:

$$A = 3141{,}8\ mm^2 \quad f_y = 235\ N/mm^2 \quad f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2$$

Dada la longitud libre del pilar se obtiene:

$$L_{cr,y'} = 2{,}2m$$

De la tabla 6.10 del Documento Básico SE-A, deducimos el valor de $\alpha_{y'}$:

$$\alpha_{y'} = 0{,}34$$

También deducimos de esta tabla que deberemos referirnos a la curva de pandeo b.

Calculamos el valor de la compresión crítica por pandeo, y de allí el valor de la esbeltez reducida:

$$N_{cr} = (\frac{\pi}{Lk})^2 \cdot E \cdot I = (\frac{3{,}1416}{2{,}2})^2 \cdot 210000 \cdot 10{,}33 = 4423581{,}163\ N$$

$$\lambda_{y',rel} = \sqrt{\frac{A \cdot fy}{Ncr}} = \sqrt{\frac{3141{,}8 \cdot 235}{4423581{,}163}} = 0{,}409$$

Calculamos el valor de $\Phi_{y'}$:

$$\Phi_{y'} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{y'}(\lambda_{y',rel} - 0,2) + ((\lambda_{y',rel})^2) =$$

$$= 0,5 \cdot [1 + 0,34\,(0,409 - 0,2) + (0,409)^2] = 0,619$$

Calculamos ahora el valor de $\chi_{y'}$:

$$X_{y'} = \frac{1}{\Phi_{y'} + \sqrt{\Phi_{y'}^2 - \lambda_{y',rel}^2}} = \frac{1}{0,619 + \sqrt{0,619^2 - 0,409^2}} = 0,923$$

Este valor último también se podría haber obtenido de la tabla 6.3 del DB SE-A a partir del coeficiente $\alpha_{LT,}$ de la esbeltez reducida $\lambda_{y',rel}$ *y de la curva de pandeo b.*

Calculamos que los esfuerzos máximos soportables por la sección son:

$$N_{b,y',Rd} = \chi_{y'} \cdot A \cdot f_{yd} = 0,923 \cdot 3141,8\ mm^2 \cdot 213,636\ N/mm^2 = 619,297\ kN$$

El aprovechamiento de la sección al pandeo en el eje y' es por tanto:

$$\frac{NEd}{Nb,y',Rd} = \frac{344,803\ kN}{619,297\ kN} = 0,55677 = 55,677\ \%$$

3.10.1.2.2. Pandeo alrededor del eje z'

Del diagrama de esfuerzos normales vemos que la carga máxima axil a soportar por el perfil es:

$$N_{Ed} = 344,803\ kN$$

Siendo:

$$A = 3141,8\ mm^2 \quad f_y = 235\ N/mm^2 \quad f_{yd} = 213,636\ N/mm^2$$

Dada la longitud libre del pilar se obtiene:

$$L_{cr,z'} = 2,2m$$

De la tabla 6.10 del Documento Básico SE-A, deducimos el valor de $\alpha_{y'}$:

$$\alpha_{z'} = 0,49$$

También deducimos de esta tabla que deberemos referirnos a la curva de pandeo c.

Calculamos el valor de la compresión crítica por pandeo, y de allí el valor de la esbeltez reducida:

$$N_{cr} = (\frac{\pi}{Lk})^2 \cdot E \cdot I = (\frac{3,1416}{2,2})^2 \cdot 210000 \cdot 3,893 = 1667086,3\ N$$

$$\lambda_{z',rel} = \sqrt{\frac{A \cdot fy}{Ncr}} = \sqrt{\frac{3141,8 \cdot 235}{1667086,3}} = 0,666$$

Calculamos el valor de $\Phi_{z'}$:

$$\Phi_{z'} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{z'}(\lambda_{z',rel} - 0,2) + ((\lambda_{z',rel})^2) =$$

$$= 0,5 \cdot [1 + 0,49\ (0,666 - 0,2) + (0,666)^2] = 0,836$$

Calculamos ahora el valor de $\chi_{z'}$:

$$X_{z'} = \frac{1}{\Phi_{z'} + \sqrt{\Phi_{z'}^2 - \lambda_{z',rel}^2}} = \frac{1}{0,836 + \sqrt{0836^2 - 0,666^2}} = 0,746$$

Este valor último también se podría haber obtenido de la tabla 6.3 del DB SE-A a partir del coeficiente $\alpha_{LT,}$ de la esbeltez reducida $\lambda_{z',rel}$ *y de la curva de pandeo c.*

Calculamos que los esfuerzos máximos soportables por la sección son:

$$N_{b,z',Rd} = \chi_{z'} \cdot A \cdot f_{yd} = 0,746 \cdot 3141,8\ mm^2 \cdot 213,636\ N/mm^2 = 500,639\ kN$$

El aprovechamiento de la sección al pandeo en el eje z' es por tanto:

$$\frac{NEd}{Nb,z',Rd} = \frac{344{,}803\ kN}{500{,}639\ kN} = 0{,}68873 = 68{,}873\ \%$$

3.10.1.2.3. Pandeo lateral

Del diagrama de esfuerzos normales vemos que el momento máximo a soportar por el perfil es:

$$M_{y',Ed} = 2{,}591\ kNm$$

Siendo:

$$W_{y',pl} = 173506\ mm^3 \quad f_y = 235\ N/mm^2 \quad f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2$$

Puesto que la longitud libre del pilar es de 2,2m:

$$L_{crLT} = 2{,}2m$$

De la tabla 6.11 del Documento Básico SE-A, deducimos el valor de C1:

$$C_1 = 1{,}695$$

Calculamos el valor del momento crítico elástico de pandeo lateral:

$$M_{CR} = \sqrt{{M_{LTv}}^2 + {M_{LTw}}^2} = \sqrt{(C_1 \frac{\pi}{L_{crLT}} \sqrt{GI_T EI_z})^2 + (W_{el,y} \frac{\pi^2 E}{L_c^2} C_1 i_{f,z}^2)^2} =$$

$$= 249{,}669\ kNm$$

$$\lambda_{LT,rel} = \sqrt{\frac{W_{y'pl} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{173506 \cdot 235}{249669000}} = 0{,}404$$

De la tabla 6.10 del Documento Básico SE-A, deducimos el valor de α_{LT}:

$$\alpha_{LT} = 0{,}210$$

También deducimos de esta tabla que deberemos referirnos a la curva de pandeo a.

Calculamos el valor de $\Phi_{LT:}$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT,rel} - 0,2) + ((\lambda_{LT,rel})^2) =$$

$$= 0,5 \cdot [1 + 0,21 (0,404 - 0,2) + (0,404)^2] = 0,603$$

Calculamos ahora el valor de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT,rel}^2}} = \frac{1}{0,603 + \sqrt{0,603^2 - 0,404^2}} = 0,952$$

Este valor último también se podría haber obtenido de la tabla 6.3 del DB SE-A a partir del coeficiente $\alpha_{LT,}$ de la esbeltez reducida $\lambda_{LT,rel}$ *y de la curva de pandeo a.*

Calculamos que los esfuerzos máximos soportables por la sección son:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT'} \cdot W_{y',pl} \cdot f_{yd} = 0,952 \cdot 173506\ mm^3 \cdot 213,636\ N/mm^2$$

$$= 35,277\ kNm$$

El aprovechamiento de la sección al pandeo lateral es por tanto:

$$\frac{My',Ed}{Mb,Rd} = \frac{2,591\ kN}{35,277\ kN} = 0,07346 = 7,346\ \%$$

3.10.1.2.4. Pandeo debido a M_y y a N

Del diagrama de esfuerzos normales vemos que la combinación de esfuerzos máximos a soportar por una sección del perfil es:

$$N_{Ed} = 344,085\ kN$$

$$M_{y',Ed} = 2,561 kNm$$

Siendo:

$$W_{y',pl} = 173506\ mm^3 \quad f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2 \quad A = 3141{,}8\ mm^2$$

$$\chi_{min} = 0{,}746 \quad k_{yy} = 0{,}976$$

Calculamos que los esfuerzos máximos soportables por la sección son:

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot A \cdot f_{yd} = 0{,}746 \cdot 3141{,}8\ mm^2 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 = 500{,}639\ kN$$

$$M_{y',Rd} = W_{y',pl} \cdot f_{yd} = 173506\ mm^3 \cdot 213{,}636\ N/mm^2$$

$$= 37{,}067\ kNm$$

El aprovechamiento de la sección al pandeo lateral es por tanto:

$$\frac{NEd}{Nb,Rd} + kyy \cdot \frac{My',Ed}{My',Rd} =$$

$$= \frac{344{,}085\ kN}{500{,}639\ kN} + 0{,}976 \cdot \frac{2{,}561\ kN}{37{,}067\ kN} = 0{,}75475 = 75{,}457\ \%$$

3.10.1.2.5. Pandeo lateral debido a M_y y a N

Del diagrama de esfuerzos normales vemos que la combinación de esfuerzos máximos a soportar por una sección del perfil es:

$$N_{Ed} = 344{,}085\ kN$$

$$M_{y',Ed} = 2{,}561 kNm$$

Siendo:

$$W_{y',pl} = 173506\ mm^3 \quad f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2 \quad A = 3141{,}8\ mm^2$$

$$X_{zy} = 0{,}764 \quad X_{LT} = 0{,}951 \quad k_{zz} = 1{,}019$$

Calculamos que los esfuerzos máximos soportables por la sección son:

$$N_{b,z',Rd} = \chi_{z'} \cdot A \cdot f_{yd} = 0{,}746 \cdot 3141{,}8\ mm^2 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 = 500{,}639\ kN$$

$$M_{b,y',Rd} = X_{LT} \cdot W_{y',pl} \cdot f_{yd} = 0{,}951 \cdot 173506\ mm^3 \cdot 213{,}636\ N/mm^2$$

$$= 35{,}268\ kNm$$

El aprovechamiento de la sección al pandeo lateral es por tanto:

$$\frac{NEd}{Nb, z', Rd} + kzz \cdot \frac{My', Ed}{Mb, y', Rd}$$

$$\frac{344{,}085\ kN}{500{,}639\ kN} + 1{,}109 \cdot \frac{2{,}561\ kN}{35{,}268\ kN} = 0{,}76125 = 76{,}125\ \%$$

Se puede concluir que este pilar es capaz de soportar todos los esfuerzos a los que será sometido, tanto de resistencia como de estabilidad.

Estos mismos criterios de comprobación se aplicarán a todos los pilares que componen la estructura definitiva del edificio.

3.10.2. Cálculo de la resistencia de la jácena de 3D a 3E primera planta

El perfil elegido para este elemento es un IPE 160, de acero S235.

Los esfuerzos que resultan sobre la viga derivados del análisis de segundo orden son los siguientes (figura 3.10.2.1.):

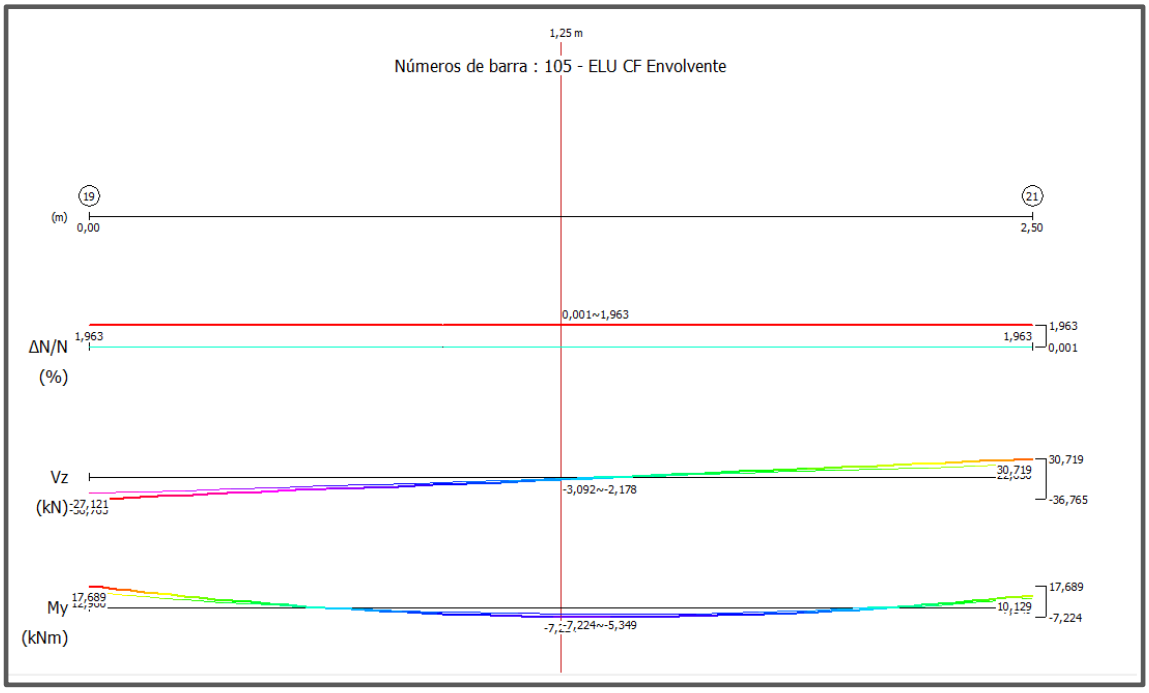

Figura 3.10.2.1. Diagrama de esfuerzos de la viga de ·D a 3E primera planta.

3.10.2.1. Resistencia de la sección

3.10.2.1.1. Flexión en el eje y'

Se observa que el máximo momento sufrido por la viga se encuentra en su extremo, en la unión con el pilar, y su valor es:

$$M_{y',Ed} = 17{,}689\ kNm$$

Siendo:

$$W_{y',pl} = 123868\ mm^3 \text{ y } f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2.$$

La flexión máxima capaz de soportar el perfil es:

$$M_{y',Rd} = W_{y',pl} \cdot f_{yd} = 123868\ mm^3 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 = 26{,}463\ kNm$$

El aprovechamiento de la sección a flexión es por tanto:

$$\frac{My',Ed}{My',Rd} = \frac{17{,}689\ kNm}{26{,}463\ kNm} = 0{,}66845 = 66{,}845\ \%$$

3.10.2.1.2. Cortante en el eje z'

El esfuerzo cortante máximo que sufre el elemento es:

$$V_{z',Ed} = 36{,}765\ kN$$

Siendo:

$$A_{vz} = 965{,}8\ mm^2 \text{ y } f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2.$$

La carga cortante máxima capaz de soportar el perfil es:

$$V_{z',Rd} = A_{vz} \cdot f_{yd} / \sqrt{3} = 965{,}8\ mm^2 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 / \sqrt{3} = 119{,}636\ kN$$

El aprovechamiento de la sección a cortante es por tanto:

$$\frac{Vz',Ed}{Vz',Rd} = \frac{36{,}765\ kN}{119{,}636\ kN} = 0{,}30861 = 30{,}861\ \%$$

3.10.2.1.3. Flexión y' + Cortante z'

Vemos que la sección que sufre la combinación más desfavorable de cortante y momento tiene los siguientes valores:

$$V_{z',Ed} = 36{,}765\ kN \quad y \quad M_{y',Ed} = 17{,}689\ kN$$

Siendo:

$$W_{y',pl} = 123868\ mm^3,\ f_y = 235\ N/mm^2, f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2 \ y$$

$$A_{vz} = 965{,}8\ mm^2$$

Calculamos los esfuerzos máximos soportables por la sección:

$$V_{z',Rd} = A_{vz} \cdot f_{yd} / \sqrt{3} = 965{,}8\ mm^2 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 / \sqrt{3} = 119{,}131\ kN$$

Tal como se especifica en el apartado 6.2.8 consideración h del DB SE-A, obtenemos el valor de la interacción flexión y cortante:

$$\rho = 0{,}00$$

Se calcula entonces el valor de esta combinación:

$$M_{Vy',Rd} = W_{y',pl} \cdot (1-\rho) \cdot f_{yd} = 123868\ mm^3 \cdot 1 \cdot 213{,}636\ N/mm^2 = 26{,}463\ kNm$$

El aprovechamiento de la sección es por tanto:

$$\frac{My',Ed}{MVy',Rd} = \frac{17{,}689\ kNm}{26{,}463\ kNm} = 0{,}66845 = 66{,}845\ \%$$

3.10.2.2. Verificación del pandeo de la sección

3.10.2.2.1. Pandeo lateral

Del diagrama de esfuerzos normales vemos que el momento máximo a soportar por el perfil es:

$$M_{y',Ed} = 17{,}689\ kNm$$

Siendo:

$$W_{y',pl} = 123868\ mm^3 \quad f_{yd} = 213{,}636\ N/mm^2$$

Puesto que la distancia entre las viguetas es de 1,25m:

$$L_{crLT} = 1{,}25m$$

De la tabla 6.11 del Documento Básico SE-A, deducimos el valor de C1:

$$C_1 = 1{,}00$$

Calculamos el valor del momento crítico elástico de pandeo lateral:

$$M_{CR} = \sqrt{{M_{LTv}}^2 + {M_{LTw}}^2} = \sqrt{(C_1 \frac{\pi}{L_{crLT}} \sqrt{GI_T EI_z})^2 + (W_{el,y} \frac{\pi^2 E}{L_c^2} C_1 i_{f,z}^2)^2} =$$

$$= 86{,}004\ kNm$$

$$\lambda_{LT,rel} = \sqrt{\frac{W_{y'pl} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{123868 \cdot 235}{86004000}} = 0{,}582$$

De la tabla 6.10 del Documento Básico SE-A, deducimos el valor de α_{LT}:

$$\alpha_{LT} = 0{,}210$$

También deducimos de esta tabla que deberemos referirnos a la curva de pandeo a.

Calculamos el valor de Φ_{LT}:

$$\Phi_{LT} = 0{,}5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT,rel} - 0{,}2) + (\lambda_{LT,rel})^2] =$$

$$= 0{,}5 \cdot [1 + 0{,}21 (0{,}582 - 0{,}2) + (0{,}582)^2] = 0{,}709$$

Calculamos ahora el valor de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT,rel}^2}} = \frac{1}{0{,}709 + \sqrt{0{,}709^2 - 0{,}582^2}} = 0{,}897$$

Este valor último también se podría haber obtenido de la tabla 6.3 del DB SE-A a partir del coeficiente $\alpha_{LT,}$ de la esbeltez reducida $\lambda_{LT,rel}$ *y de la curva de pandeo a.*

Calculamos que los esfuerzos máximos soportables por la sección son:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{y',pl} \cdot f_{yd} = 0{,}897 \cdot 123868\ mm^3 \cdot 213{,}636\ N/mm^2$$
$$= 23{,}731\ kNm$$

El aprovechamiento de la sección al pandeo lateral es por tanto:

$$\frac{My',Ed}{Mb,Rd} = \frac{17{,}689\ kNm}{23{,}731\ kNm} = 0{,}74540 = 74{,}540\ \%$$

Se puede concluir que esta viga es capaz de soportar todos los esfuerzos a los que será sometida, tanto de resistencia como de estabilidad.

Estos mismos criterios de comprobación se aplicarán a todas las vigas que componen la estructura definitiva del edificio.

3.11. Comprobación de las uniones

El estilo constructivo que se puede encontrar en nuestro edificio original es, si bien efectivo, un tanto impreciso en la ejecución. Esto significa que la rectitud de las paredes originales o la perpendicularidad de las esquinas no están garantizadas. La heterogeneidad de las piedras que componen los muros plantea la posibilidad de que en algunos puntos la estructura metálica interfiera con las paredes.

Dado que no se desea ir perforando y fresando las actuales paredes, la estructura metálica deberá ser ligeramente flexible en el montaje.

Esta idea hace que se decida emplear uniones soldadas en vez de atornilladas, dado que permitirá ajustar mejor las medidas en la propia obra.

Otra razón importante es que muchos pórticos están prácticamente tocando las paredes de piedra. Esto supone que no se podrían manipular los tornillos de ese lado, haciendo la unión inviable. Siendo soldada en cambio se puede llegar a compensar ese problema empleando las técnicas adecuadas de preparación de bordes.

A continuación se calculará la resistencia de una doble unión pilar-jácenas correspondiente a los mismos elementos analizados en la sección anterior, como ejemplo de cálculo del resto de uniones.

3.11.1. Unión cabeza del pilar 3D planta 0 con la jácena 3D-3E

Se plantea una unión soldada con preparación de bordes en alma y alas del perfil. También se emplearán 4 rigidizadores para el pilar, superiores e inferiores. Podemos ver una imagen de la unión en cuestión en la figura 3.11.1.1.

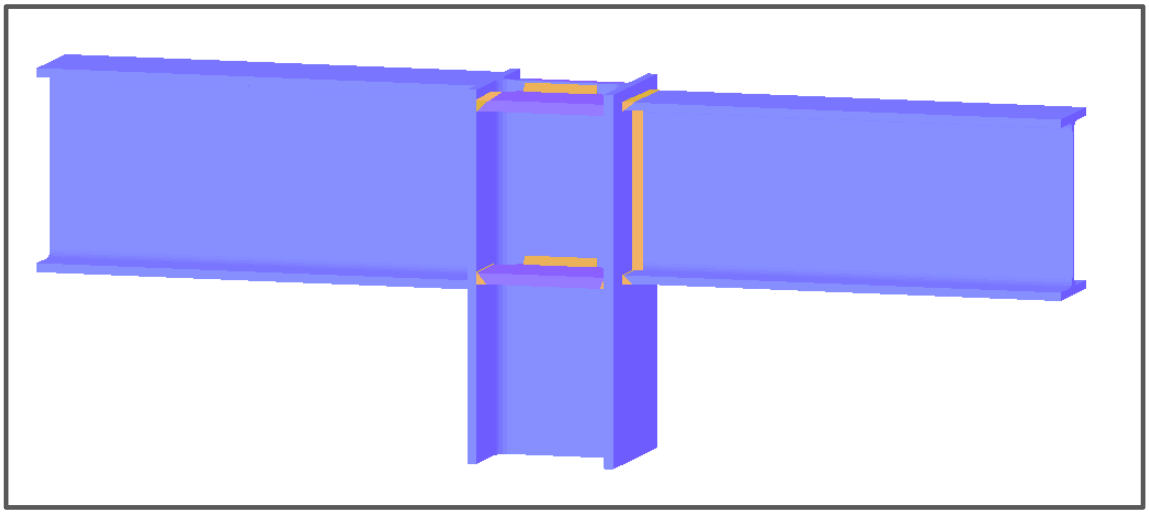

Figura 3.11.1.1. Unión soldada pilar – jácena.

La unión a considerar es la unión derecha de la figura 16, que corresponde a la soldadura entre el pilar HEA-140 y la viga IPE-160 cuya resistencia hemos estudiado en el apartado anterior.

Pasamos a comprobar cuáles son las solicitaciones que sufrirá nuestra unión en la figura 3.11.1.2.

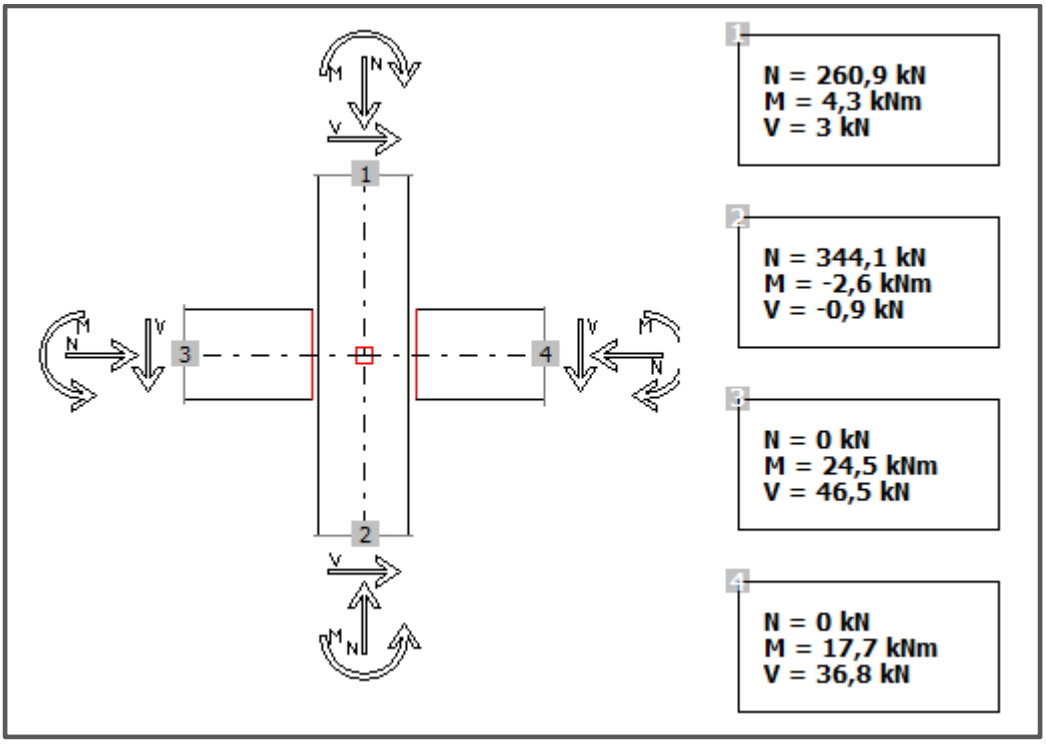

Figura 3.11.1.2. Solicitaciones de la unión.

Como podemos ver, la unión solamente está sometida a esfuerzo cortante y a flexión.

Gracias a la preparación de bordes nos aseguramos de que todas las soldaduras sean realizables en la obra. Muchos de los pilares estarán prácticamente tocando a las paredes por un lado, o por dos en las esquinas. Esto hace que una unión atornillada sea totalmente irrealizable, y que una soldada sea complicada, pero gracias a la preparación, podemos realizar una soldadura a tope de las alas y del alma, accediendo con el soldador por un único lado.

Dado que las soldaduras a tope con preparación de bordes son en definitiva una prolongación de la propia sección, no es necesario hacer ninguna comprobación de resistencia adicional, dado que si la sección resiste las solicitaciones máximas, la unión también lo hará.
Por la misma razón, podemos dar por supuesto que la unión será nominalmente rígida, validando la hipótesis de cálculo de la estructura.

3.12. Calculo de las zapatas de cimentación

De acuerdo con la tabla D25 del Documento Básico SE-C Seguridad Estructural. Cimientos. CTE, el valor más pequeño orientativo de la presión admisible sobre el terreno de cimentación sobre roca estratificada es de 10 MPa (10 kg/cm$^{2)}$, que consideramos a una profundidad de cimentación menor a 50 cm y con zapatas aisladas.

El ancho de zapata paralelo a las paredes del edificio existente es de h = 40 cm, arrancando a 5 cm de las mismas por razones constructivas (materialización de ejes y fijación de plantillas para los pernos de anclaje en el proceso de hormigonado, etc.).

A la vista de las cargas centradas de las bases de los pilares y perfilado de los mismos se adoptan cuatro largos b de varilla de 60 cm, 50 cm, 40 cm y 30 cm, con una profundidad de h = 40 cm para las dos primeras, y h = 30 cm para las dos últimas, lo cual garantiza una superficie de roca saneada de arranque de cimientos. Esta discretización responde a un criterio de uniformización constructiva.

Para estos cuatro tipos de zapata se puede considerar que trata de zapatas muy rígidas (pues sus vuelos son inferior a su altura) con lo que no es necesaria la colocación de armaduras de acero en su base y los cálculos de comprobación resistente deberían hacerse por la teoría de bielas, aunque la Instrucción Española admite el cálculo clásico a flexión. El hormigón a utilizar será de resistencia característica a compresión mínima de f_{ck} = 2,5 N/mm^2 preceptuada. La correspondiente resistencia a tracción admisible según la Instrucción Española EHE:

$$\sigma_{ct} = \frac{0{,}45 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1{,}2 \cdot \gamma_c} \ kg/cm^2$$

en la que f_{ck} es la resistencia característica del proyecto del hormigón en kg/cm^2 y Υ_c su coeficiente de seguridad. Si se tiene para Υ_c = 1,5 y f_{ck} = 250 kg/cm^2:

$$\sigma_{ct} = \frac{0{,}45 \cdot \sqrt[3]{250^2}}{1{,}2 \cdot 1{,}5} = 9{,}56 \ kg/cm^2 = 0{,}956 \ N/mm^2$$

El modulo resistente a flexión de la sección transversal de las zapatas, en sentido longitudinal, será para el ancho 40 cm y altura 40 cm:

$$W_{40} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{400 \cdot 400^2}{6} = 10666666\ mm^3$$

Para ancho 40 cm y altura 30 cm:

$$W_{40,30} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{400 \cdot 300^2}{6} = 6000000\ mm^3$$

Para ancho 40 cm y altura 50 cm:

$$W_{40,50} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{400 \cdot 500^2}{6} = 16666666 mm^3$$

Y para ancho 30 cm y altura 30 cm:

$$W_{30} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{300 \cdot 300^2}{6} = 4500000\ mm^3$$

Constructivamente se adoptan las siguientes bases rectangulares metálicas de los pilares, con sus espesores, en correspondencia con las zapatas anteriores:

b_0 (mm)	a_0 (mm)	Perfil pilar
220	260	HEA 180/200
180	240	HEA 160
160	220	HEA 140
140	200	HEA 120

Con dos anclajes de varilla roscada de Φ20 para absorción de su esfuerzo cortante y como útil de montaje, situados a 50 mm del borde mayor y centrado con el eje longitudinal (consideración de articulación práctica de cálculo).

Vemos un ejemplo de la base metálica en la figura 3.12.1.

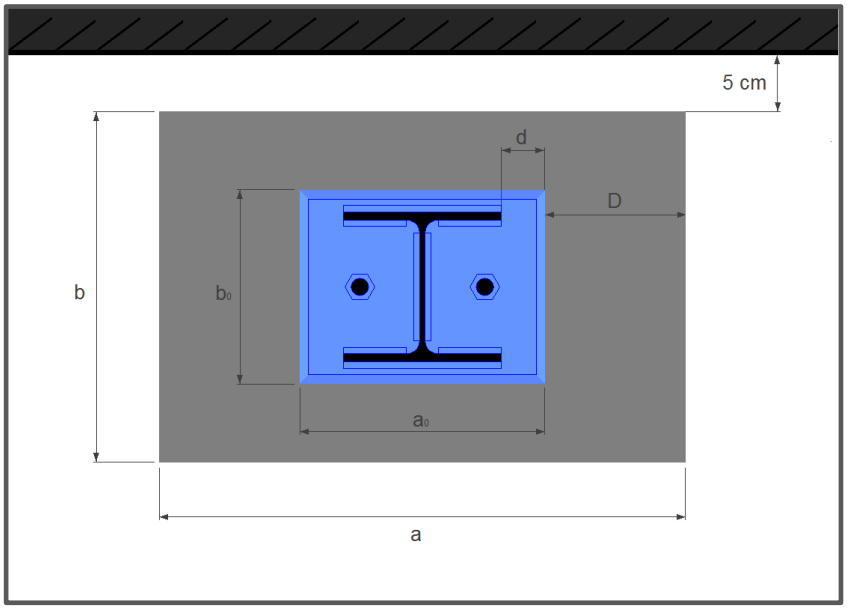

Figura 3.12.1. Zapata tipo (ZT).

Estos pernos para asegurar su indesplazabilidad en el hormigonado se unirán superiormente a la plantilla e construcción y se atarán inferiormente a una malla de acero de 10x10 cm Φ10, acero 235, que se colocará en el fondo de las excavaciones de cada zapata en previsión de posibles micro-grietas en la roca de base.

Vemos un esquema de la zapata en la figura 3.12.2.

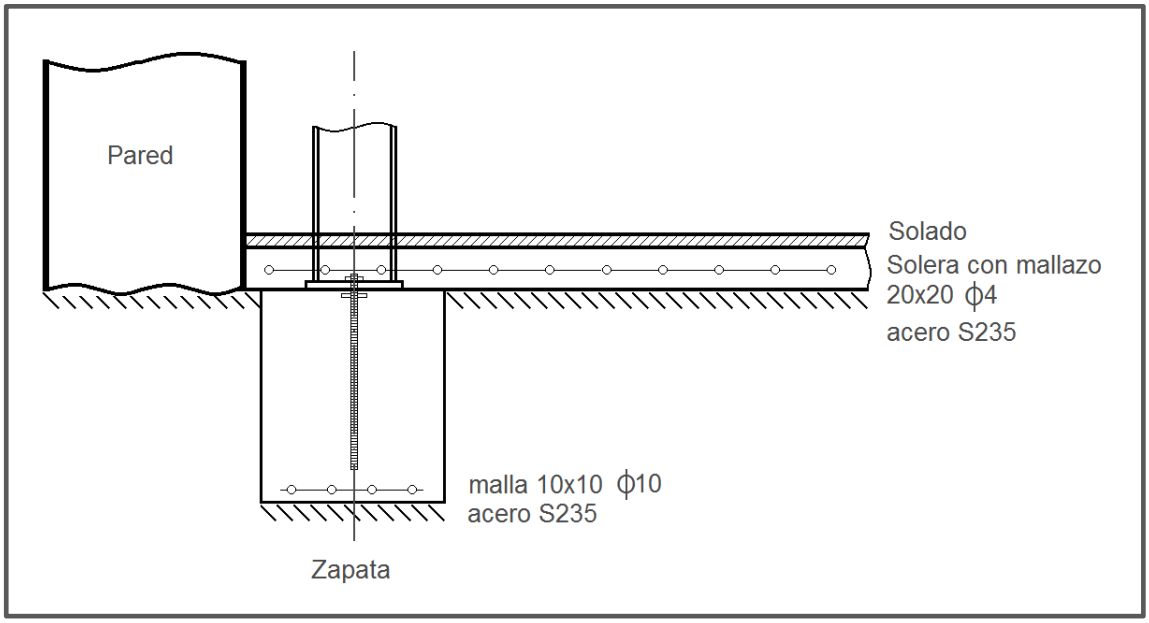

Figura 3.12.2. Detalle cimentación zapatas laterales.

Para la comprobación a punzonamiento del hormigón de cada zapata tipo se considera la fórmula de la Instrucción Española EHA que se debe cumplir:

$$\frac{\gamma_q \cdot N}{a \cdot b} \cdot \frac{(b + b_0 + h)}{h\,(b_0 + h) \cdot h} \leq \frac{0{,}90 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1{,}2 \cdot \gamma_c}$$

El coeficiente γ_q de mayoración de la carga N se deduce de los coeficientes considerados en el cálculo de la estructura: γ = 1,35 para cargas fijas y γ = 1,5 para sobrecargas de uso.

$$\gamma_q = \frac{400 \cdot 1{,}35 + 200 \cdot 1{,}5}{400 + 200} = 1{,}4$$

Al ser los vuelos de la zapata muy inferiores a la altura de la zapata, dicha condición siempre se cumple.

Para hallar el momento de cálculo M_d en la sección más desfavorable, para la presión sobre el vuelo de 1 N/mm^2, se tiene:

Tipo 1

Zapata 600 x 400 h = 400 mm

Base metálica: 220 x 260 mm

Perfil: HEA 180

d = $\frac{260 - 180}{2}$ = 40 mm

D = ½ (600 – 260) + 40 = 210 mm

Tipo 2

Zapata 500 x 400 h = 400 mm

Base metálica: 180 x 240 mm

Perfil: HEA 160

d = $\frac{240 - 160}{2}$ = 40 mm

D = ½ (500– 240) + 40 = 170 mm

Tipo 3

Zapata 400 x 400 h = 300 mm

Base metálica: 160 x 220 mm

Perfil: HEA 140

$d = \frac{22-14}{2} = 4$ cm

D = ½ (40 – 22) + 4 = 13 cm

Tipo 4

Zapata 300 x 300 h = 300 mm

Base metálica: 140 x 200 mm

Perfil: HEA 120

$d = \frac{200-120}{2} = 40$ mm

D = ½ (300 – 120) + 40 = 130 mm

Tipo 5

Zapata 700 x 400 h = 400 mm

Base metálica: 220 x 260 mm

Perfil: HEA 180

$d = \frac{260-200}{2} = 30$ mm

D = ½ (700 – 260) + 30 = 270 mm

y correspondientemente, se tiene el momento de cálculo M_d y la máxima tensión de tracción σ_{tmax} en la base de la zapata con cálculo cásico:

Tipo 1

$M_d = ½ \cdot 400 \cdot 210^2 \cdot 1 = 8820000$ Nmm

$\sigma_{tmax} = \frac{8820000}{10666666} = 0{,}827$ N/mm^2 < 0,956 N/mm^2

La carga máxima axil con un 5% de peso estimado de la zapata es:

$$N = 600 \times 400 \times 1 = 240000\ N = 240\ kN$$

Tipo 2

$$M_d = ½ \cdot 400 \cdot 170^2 \cdot 1 = 5788000\ Nmm$$

$$\sigma_{tmax} = \frac{5788000}{10666666} = 0{,}542\ N/mm^2 < 0{,}956\ N/mm^2$$

$$N = 500 \times 400 \times 1 = 200000\ N = 20\ kN$$

Tipo 3

$$M_d = ½ \cdot 400 \cdot 130^2 \cdot 1 = 3380000\ Nmm$$

$$\sigma_{tmax} = \frac{33800000}{6000000} = 0{,}563\ N/mm^2 < 0{,}956\ N/mm^2$$

$$N = 400 \times 400 \times 1 = 160000\ N = 160\ kN$$

Tipo 4

$$M_d = ½ \cdot 300 \cdot 130^2 \cdot 10 = 2535000\ Nmm$$

$$\sigma_{tmax} = \frac{2535000}{4500000} = 0{,}563\ N/mm^2 < 0{,}956\ N/mm^2$$

$$N = 300 \times 300 \times 1 = 90000\ N = 90\ kN$$

Tipo 5 (pilar E4)

$$M_d = ½ \cdot 400 \cdot 270^2 \cdot 1 = 1450000\ Nmm$$

$$\sigma_{tmax} = \frac{1450000}{1666666} = 0{,}87\ N/mm^2 < 0{,}956\ N/mm^2$$

$$N = 400 \times 700 \times 1 = 280000\ N = 280\ kN$$

De acuerdo con esta estandarización de zapatas se muestra en el cuadro de pilares la zapata tipo que corresponde a cada pilar de la estructura proyectada; la indicación será ZT1, por ejemplo, para la zapata tipo 1.

La absorción del empuje horizontal de la base de los pilares se realiza mediante el empuje pasivo del suelo rocoso de la excavación de la zapata individual. No obstante, en previsión de futuras actuaciones de la planta baja del edificio no se contempla la resistencia a la rotura por corte del hormigón y la base rocosa por falta de ensayos; del lado de la seguridad se realizará el cálculo de la seguridad por rozamiento zapata-suelo. Así, por ejemplo, para la zapata J4 tipo 1, situada en la zona del Restaurante con N = 290,73 kN; H = 5,48 kN mayoradas, y N' = 290,73/1,4 = 207,67 kN; H' = 5,48/1,4 = 3,91 kN sin mayorar, se tiene:

Peso propio de la zapata: 0,4 x 0,6 x 0,4 x 24 = 2,40 kN

Momento en la base de la zapata de 40 cm de altura:

$M_b = 0,4 \cdot 3,91 = 1,564$ kNm

$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{600 \cdot 400^2}{6} = 16000000$ mm^3 ; A = 400 x 600 = 240000 cm^2

$\sigma_f = \pm \frac{1564000}{16000000} = \pm 0,1$ N/mm^2

$\sigma_N = \frac{207600+2400}{2400000} = 0,875$ N/mm^2

$\sigma_N = 0,875 \pm 0,1 = 0,975 / 0,775$ N/mm^2 < 1 N/mm^2

La seguridad al deslizamiento de la zapata, considerando un coeficiente de rozamiento estimado de P = 0,3 , será:

$N \cdot \rho = 207,67 \cdot 0,3 = 62,301$ kN >> 3,91 kN

Podemos ver estas cargas en la figura 3.12.3.

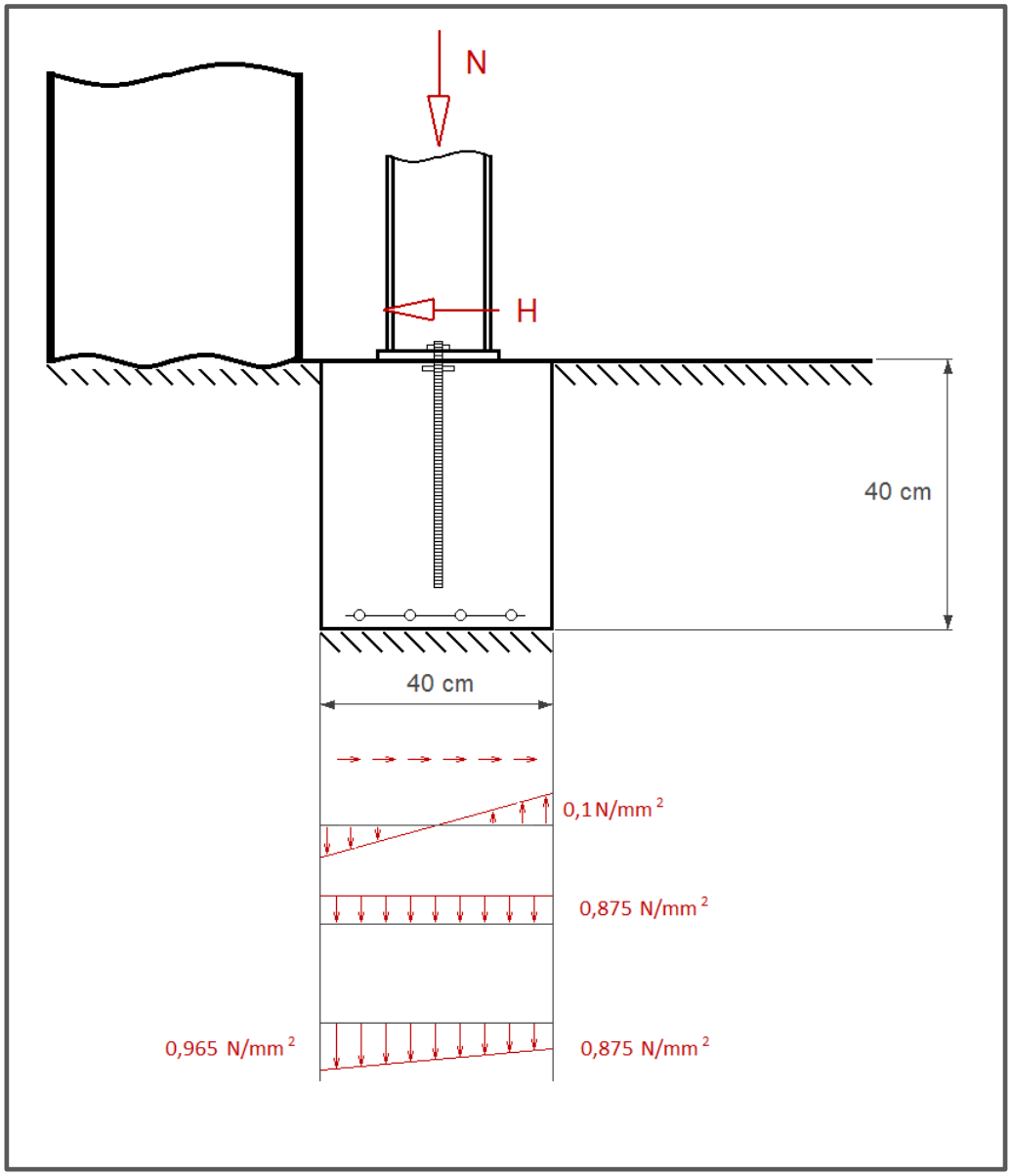

Figura 3.12.3. Absorción empuje horizontal zapata (lado de la seguridad).

3.13. Bases de los pilares

Las dimensiones de las bases de los pilares se han fijado por razones constructivas y el valor de la tensión admisible de compresión en el hormigón de su zapata.

Para facilitar la construcción se uniformiza al espesor de las bases de todos los pilares y se calcula la que corresponde a su solicitación a flexión propia más desfavorable, la cosa que ocurre en el pilar I4 de la zona restaurante.

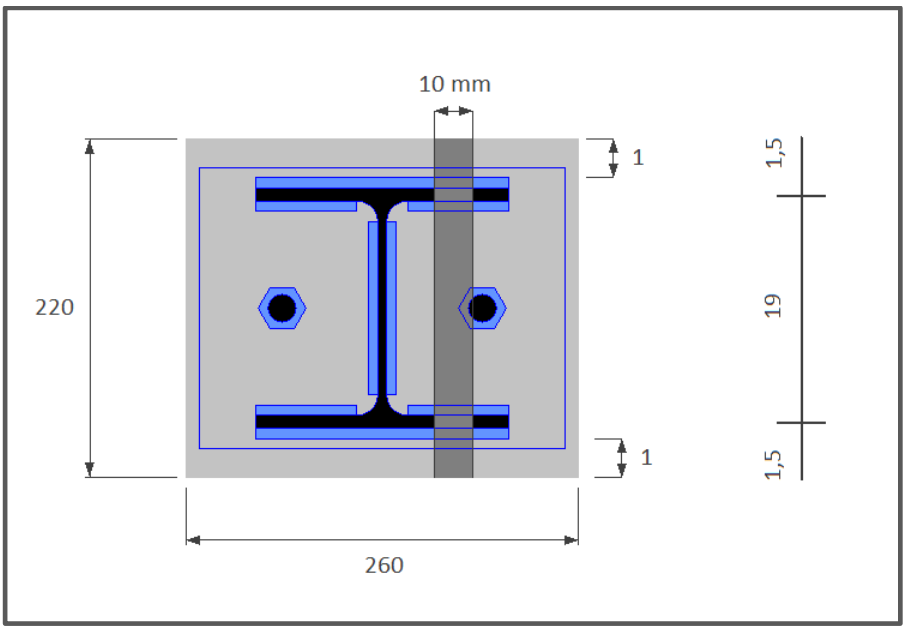

Figura 3.13.1. Flexión en la base del pilar.

De acuerdo con la figura 3.13., y adoptando el método clásico de cálculo, se tiene para una franja de 10 mm:

$$\sigma = \frac{264400}{260 \cdot 220} = 4{,}6 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad N = 370{,}27 / 1{,}4 = 264{,}4 \text{ kN (característica)}$$

$$M_{max} = 1/8 \cdot 4{,}6 \cdot 190^2 - 1/2 \cdot 4{,}6 \cdot 150^2 = 202300 \text{ Nm}$$

$$W = 10 \cdot \frac{30^2}{6} = 1500 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{s\,adm} = 235{,}2/1{,}6 = 146 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 202{,}3/1{,}5 = 134{,}8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm}$$

3.14. Tabla resumen de pilares

Finalmente, podemos ver a modo de resumen esta tabla que indica el perfil y la zapata elegidos para cada pilar, al igual que sus cargas soportadas:

Barra	Posición	Sección	Longitud (m)	Carga vertical (kN)	Carga horizontal (kN)	Modelo zapata
1	**A4**	HEA 100	2,50	77,43	1,70	ZP4
3	**B4**	HEA 100	2,50	100,73	1,17	ZP4
12	**B3**	HEA 100	2,50	96,90	1,16	ZP4
108	**I5**	HEA 140	3,00	150,50	2,91	ZP3
109	**J5**	HEA 140	3,00	147,84	2,08	ZP3
110	**H5**	HEA 120	2,80	129,76	1,26	ZP3
111	**E5**	HEA 120	2,80	132,17	1,77	ZP3
112	**C4**	HEA 120	2,20	157,03	1,68	ZP3
113	**D4**	HEA 120	2,20	262,14	0,60	ZP2
114	**E4**	HEA 160	2,80	370,27	2,61	ZP5
115	**H4**	HEA 160	2,80	266,01	2,33	ZP2
116	**I4**	HEA 180	3,00	290,73	5,48	ZP1
117	**J4**	HEA 200	3,00	301,78	4,28	ZP1
118	**C3**	HEA 140	2,20	241,85	3,39	ZP2
119	**D3**	HEA 140	2,20	344,80	0,95	ZP5
120	**E3**	HEA 160	2,80	318,23	0,93	ZP1
121	**H3**	HEA 120	2,80	141,05	0,05	ZP3
122	**I3**	HEA 180	3,00	283,25	5,46	ZP1
123	**D1**	HEA 140	2,20	299,91	1,03	ZP1
124	**E1**	HEA 120	2,80	178,54	0,62	ZP3
125	**H1**	HEA 120	2,80	85,95	0,04	ZP4
126	**I1**	HEA 140	3,00	143,24	2,89	ZP3
162	**A3**	HEA 100	2,50	76,45	1,69	ZP4
168	**J3**	HEA 200	3,00	300,52	4,28	ZP1
169	**C1**	HEA 140	2,20	204,67	3,11	ZP3
182	**J1**	HEA 140	3,00	146,69	2,07	ZP3
187	**F1**	100x100x6	2,80	86,17	0,00	ZP4
188	**G1**	100x100x6	2,80	74,95	0,00	ZP4
202	**F3**	100x100x6	2,80	136,46	0,00	ZP3
210	**G3**	100x100x6	2,80	131,09	0,00	ZP3

3.15. Confortabilidad de los salones sociales

Se refiere este apartado a la zona del hotel destinada a salones de TV, lectura y juegos de salón sin asientos fijados al suelo, en el que el movimiento rítmico de las personas puede provocar vibraciones del forjado que perturben la sensibilidad de las personas sentadas en aquéllas.

Para lograr este confort el Código Básico de la Edificación en su artículo 4.3.4 Vibraciones, DB SE preceptúa que una planta de piso es suficientemente rígida si la frecuencia propia es mayor de 7 Hertzios.

Así pues, para la zona de dos vanos continuos tendremos, siguiendo el método de cálculo del periodo propio de vibración mediante la asimilación a un sistema (figura 3.14.1.) de un solo grado de libertad M,K (Guide Practique de Charpente Mtallique, R.Daussy, Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics):

$$T = 1{,}78 \cdot \sqrt{f_p} \;; \quad f_p = \frac{p \cdot l \cdot l^3}{192 \cdot E \cdot I} \quad \textit{(flecha)}$$

$$p = 1{,}1 \cdot 600 = 660 \text{ kg/m}$$

$$I_{120} = 317{,}3 \text{ cm}^4$$

$$f_p = \frac{660 \cdot 3{,}3 \cdot 330^3}{192 \cdot 2100000 \cdot 317{,}3} = 0{,}6 \text{ cm}$$

$$T = 1{,}78 \cdot \sqrt{0{,}6} = 0{,}138 \text{ seg.}$$

$$f = \frac{1}{0{,}138} = 7{,}25 \text{ ciclos/seg} > 7 \text{ c/s}$$

Para la zona de un solo vano hay que buscar la separación de viguetas S (en metros) para que su frecuencia de vibración sea igual o superior que la de la zona de dos vanos continuos.

Así tendremos:

$$f = 7{,}25\ c/s\ ;\ T = \frac{1}{7{,}25} = 0{,}138\ seg$$

$$T = 1{,}78 \cdot \sqrt{f_p} = 0{,}138\ seg.$$

$$f_p = \left(\frac{0{,}138}{1{,}75}\right)^2 = 0{,}00622\ m$$

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{600 \cdot S \cdot 3{,}3 \cdot 330^3}{2100000 \cdot 317{,}3} = 0{,}62\ cm$$

de donde se deduce que la separación entre viguetas debe ser:

$$S = 0{,}45\ m$$

para lograr uniformidad de confort en toda la zona de salones sociales. Alternativamente, se puede colocar HEA 120 a 90 cm de separación (mínima relación I/m o frecuencia w^2 = k/m).

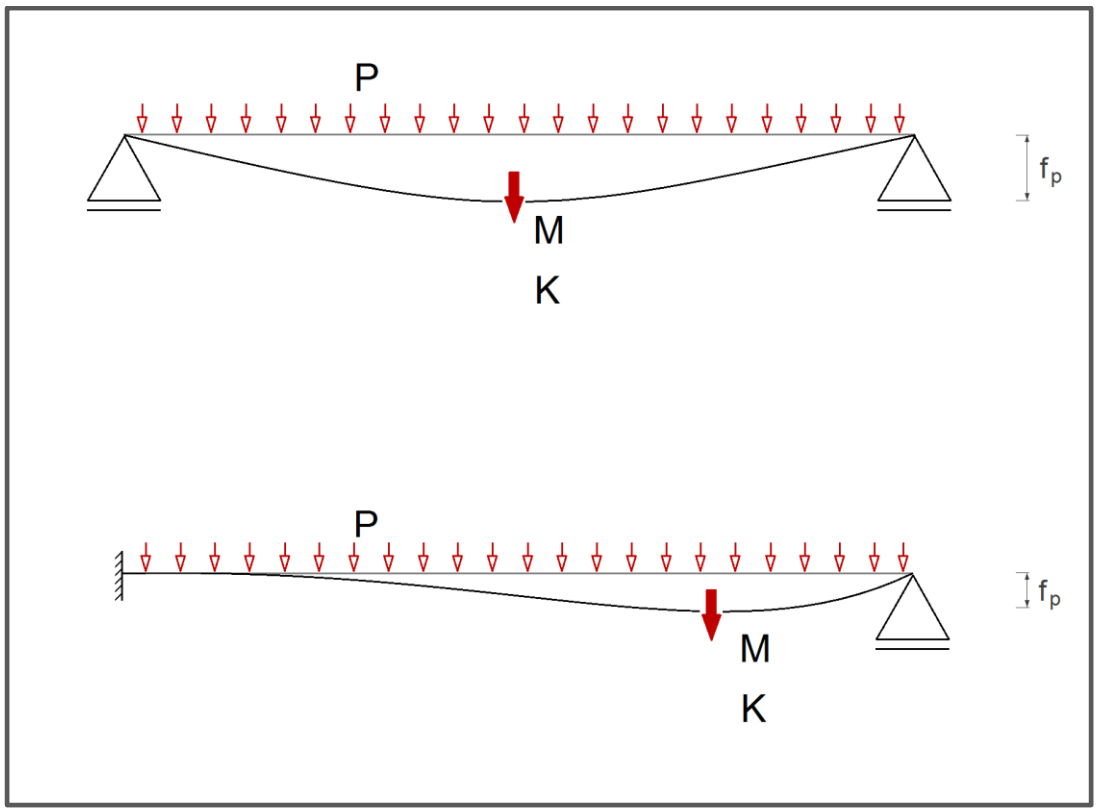

Figura 3.14.1. Sistema dinámico de un g.d.l.

3.16. Resistencia al fuego de la estructura

Según indica el Documento Básico SI Seguridad en caso de Incendio, se considera que la resistencia al fugo de un elemento de la estructura principal de un edificio es suficiente si soporta dicha acción durante el tiempo equivalente de exposición al fuego indicado.

Tabla 3.1 *Resistencia al fuego* suficiente de los elementos estructurales

Uso del *sector de incendio* considerado (1)	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante *altura de evacuación* del edificio		
		<15 m	<28 m	≥28 m
Vivienda unifamiliar (2)	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 (3)	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 (4)		

(1) La *resistencia al fuego* suficiente de un suelo es la que resulte al considerarlo como techo del *sector de incendio* situado bajo dicho suelo.

(2) En viviendas unifamiliares agrupadas o adosadas, los elementos que formen parte de la estructura común tendrán la *resistencia al fuego* exigible a edificios de *uso Residencial Vivienda*.

(3) R 180 si la *altura de evacuación* del edificio excede de 28 m.

(4) R 180 cuando se trate de *aparcamientos robotizados*.

Figura 3.16.1. Tabla de tiempos de resistencia al fuego del DB-SI.

Tal como podemos observar en la figura 3.16.1., el tiempo que los elementos de la estructura deberán resistir la acción del fuego es de 60 minutos, dado que se trata de un edificio residencial público, con una altura inferior a los 15 m.

Para obtener este tiempo de resistencia nos planteamos encajonar los perfiles en plafones aislantes térmicos.

Del lado de la seguridad, y dada la colocación de pilares, vigas y viguetas en la estructura proyectada, supondremos que todos los elementos resistente están expuestos al efecto del calor desde todos los ángulos.

Se calculará entonces para cada perfil de la estructura su factor de masividad considerando este grado de exposición.

Partiendo de este factor se puede emplear una tabla como la que proporciona Soluciones de aislamiento Rockwool para la selección de espesores con paneles aislantes CONLIT 150. Sabiendo el tiempo necesario que debe resistir el perfil, y su masividad podemos encontrar el grosor de panel aislante con el que se deberá recubrir.

A continuación se calculan los espesores necesarios para los perfiles de la estructura:

Perfil	Factor de Masividad (m-1)	Espesor del aislante (mm)
IPE 120	279	35
IPE 140	259	35
IPE 160	241	35
IPE 180	226	35
IPE 200	211	35
HEA 120	185	30
HEA 140	174	30
HEA 160	161	30
HEA 180	155	25
HEA 200	145	25

Colocando estos grosores de aislante en cada uno de los perfiles podremos considerar la solución estructural resistente al fuego.

Por lo que a la chapa colaborante respecta, el fabricante solo garantiza una resistencia contra el fuego de 30 minutos, por lo que se deberá reforzar.

Suponemos una franja de 1 m de ancho de forjado con chapa colaborante. Del lado de la seguridad la consideramos simplemente apoyada en sus extremos sobre viguetas. La mayor luz entre viguetas de la estructura es de 1,25 m.

La carga de peso propio es g = 4,00 kN/m^2, y la sobrecarga de uso es q = 2,00 kN/m^2.

Podemos ver el esquema en la figura 3.16.2.

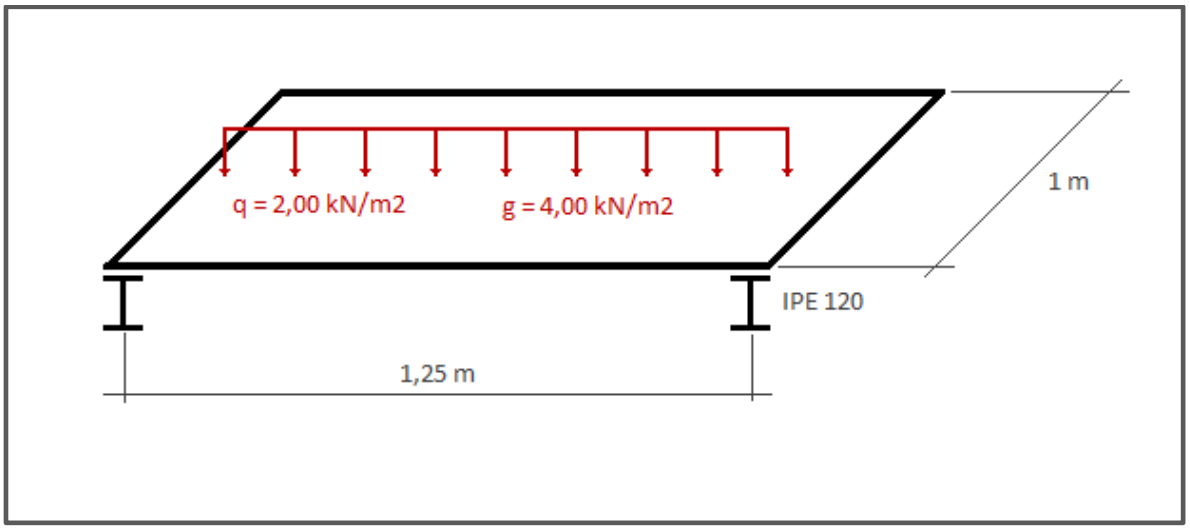

Figura 3.16.2. Esquema de carga del forjado.

Calculamos el momento máximo a temperatura ambiente:

$$\frac{1}{8} \cdot (1{,}35 \cdot 4{,}00 \text{ kN/m}^2 + 1{,}5 \cdot 2{,}00 \text{ kN/m}^2) \cdot (1{,}25\text{m})^2 = 1{,}64 \text{ kNm/m}$$

Calculamos ahora el momento máximo en situación de fuego:

$$\frac{1}{8} \cdot (1{,}0 \cdot 4{,}00 \text{ kN/m}^2 + 1{,}0 \cdot 2{,}00 \text{ kN/m}^2) \cdot (1{,}25\text{m})^2 = 1{,}18 \text{ kNm/m}$$

Buscamos ahora en la tabla de armaduras suplementaria de la figura 3.16.3.

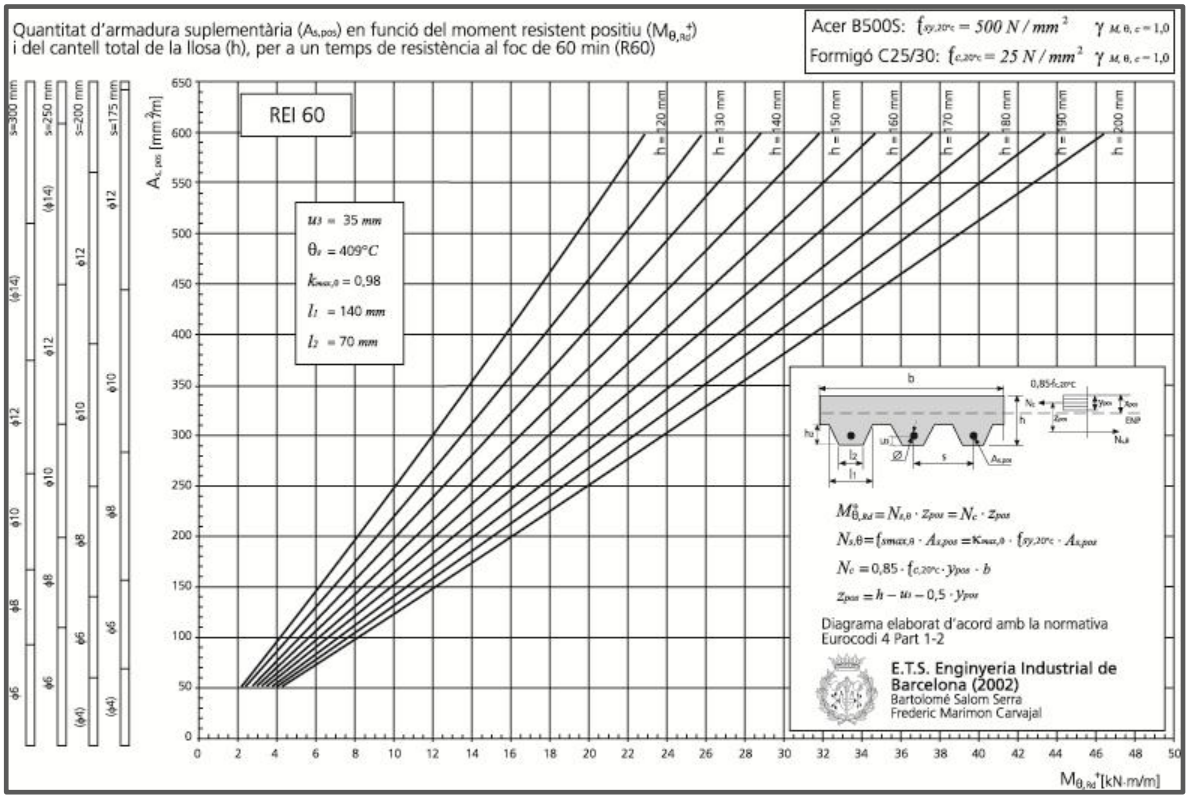

Figura 3.16.3. Tabla de armaduras de refuerzo.

Si buscamos el valor en la tabla, vemos que es muy bajo, así que por razones constructivas, elegiremos unas varillas de diámetro 8. Vemos también que el valor u_3 que indica la separación entre la varilla y la chapa es de 35 mm.

Colocando de esta manera una varilla de diámetro 8 con una separación de 35 mm de la chapa en cada onda de la chapa colaborante garantizaremos que se cumpla la resistencia de 60 minutos frente al fuego de la estructura.

4. Gestión de la obra

4.1. Comprobación de la resistencia de los muros

Para derribar los forjados existentes y la cubierta del edificio se debe proceder por fases y zonas del mismo. No se puede proceder al derribo total ya que algunas de las paredes perimetrales no serían capaces de resistir la acción del viento; por ejemplo, una pared lateral del restaurante, de 10 m de largo y 9 de alto, aproximadamente, estaría empotrada en la base y en las paredes adyacentes, quedando libre su borde superior. Bajo la acción del viento preceptivo estaría sometida a la tensión vertical en la base de la pared (aplicación del cálculo clásico de placas rectangulares) (figura 4.1.1.).

$$l_y/l_x = 9/10 = 0{,}9; \qquad V = 0{,}15$$

$$m_y^{+} = 0{,}001 \cdot q \cdot l_y^{2} \cdot k$$

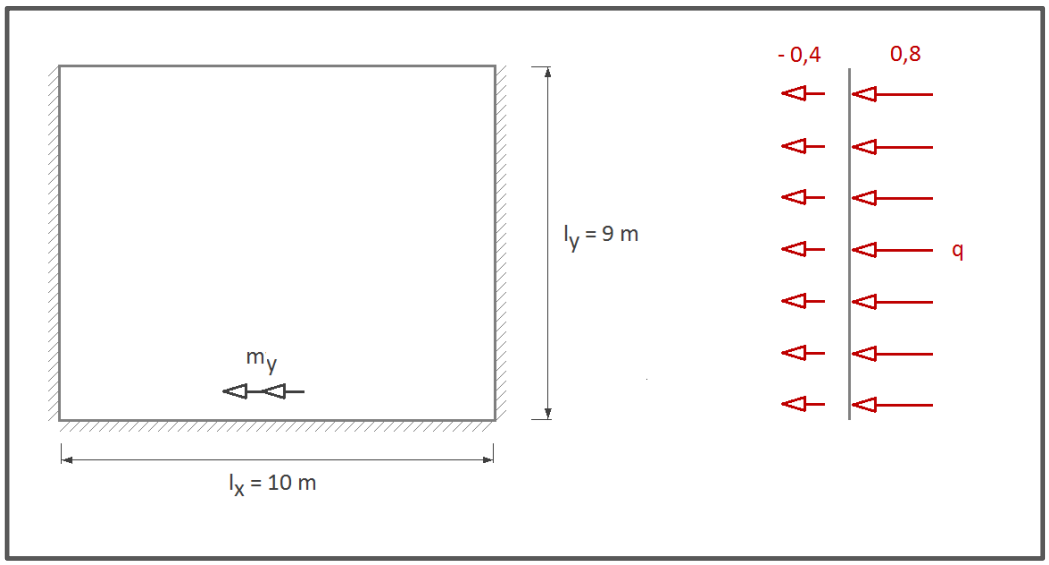

Figura 4.1.1. Pared lateral bajo la acción del viento.

$$q = (\,0{,}8 + 0{,}4\,) \cdot 100 = 120 \text{ kp/m}^2 = 1{,}2 \text{ kN/m}^2$$

k = 34 (tablas Hormigón Armado de Jiménez Montoya) en centro pared

$$m_y^+ = 0{,}001 \cdot 1{,}2 \cdot 10^{-6} \cdot 9^2 \cdot 34 = 3{,}304 \text{ kNm/m}$$

$$W = \frac{1 \cdot 0{,}5^2}{6} = 0{,}041666 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\sigma_q = \frac{3{,}304}{0{,}041666} = 79{,}3152 \text{ kN/m}^2$$

Pero pared (1m ancho) $\Upsilon_p = 0{,}9$ (estabilizante)

$$1 \cdot 0{,}5 \cdot 20 \cdot 4{,}5 = 45 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_p = \frac{45 \cdot 0{,}9}{0{,}5 \cdot 1} = 81 \text{ kN/m}^2$$

Relaciones de tensiones:

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_q} = \frac{81}{79{,}3152} = 1{,}02 < 1{,}5 \text{ (coef. de seguridad)}$$

Lo que indica la probabilidad de tensiones verticales de tracción, las cuales no puede resistir la pared debido a su proceso constructivo.
Por tanto se concluye que esta pared deberá estabilizarse mediante arriostramientos adecuados en cada tramo de la misma.

Esta conclusión se puede hacer extensiva con más razón a la pared interior (de unos 11 m de altura) y al resto de perimetrales.

4.2. Fases de la obra

Se consideran cuatro zonas de montaje, tal como se aprecia en la figura 4.2.1.. y construir cada una de ellas por fases.

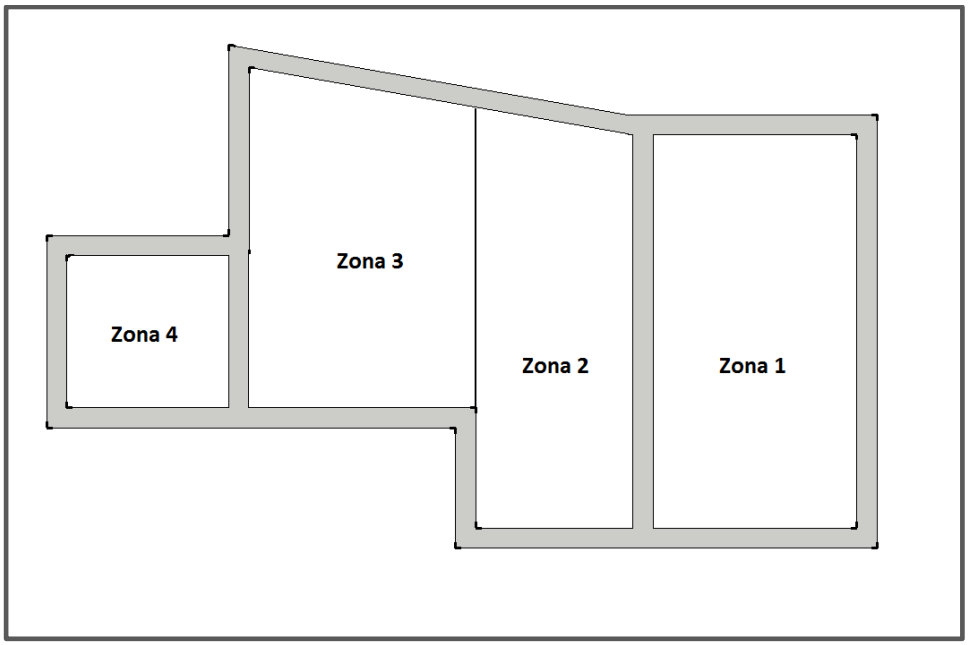

Figura 4.2.1. Zonas de montaje.

4.2.1. Fase 1

La primera fase consistirá en derribar los forjados y la cubierta de la zona correspondiente, retirar los escombros, y finalmente montar y hormigonar las zapatas de los pilares de la zona.

En vez de emplear un arriostramiento externo, se conservarán las jácenas de los pisos que atan entre si los distintos muros o paredes interiores; estos coinciden con las paredes de división interior del nuevo proyecto, siendo fácil su adecuación arquitectónica.

Hay que señalar que la mayoría de los forjados existentes están constituidos por tablas de madera clavadas apoyadas sobre viguetas también de madera y éstas a la vez en jácenas de madera. El resto de los forjados es de revoltones de yeso sobre viguetas de madera. Por consiguiente, se considerará que el proceso de derribo no presentará gran dificultad, al poder utilizar herramientas muy livianas.

Una vez vaciado el interior de la zona se procederá a la excavación de las zapatas, se colocarán sus mallazos, y se verterá el hormigón sobre ellos.

Dado que hay que dejar pasar un tiempo de al menos 5 días de secado del hormigón antes de poder empezar a colocar la estructura sobre él, se pasará a realizar la fase 1 igualmente sobre la siguiente zona. Una vez acabada la fase 1 de la última zona se pasará a la fase 2 de la primera zona, y así sucesivamente, dado que el hormigón de la zapata ya será capaz de soportar las cargas.

4.2.2. Fase 2

En esta fase se montará la estructura metálica completa de una zona. Esto es, se colocarán los pilares de su primera planta, se soldarán las jácenas conformando los pórticos, y entonces se apoyaran todas las viguetas, que se fijarán con puntos de soldadura para mayor seguridad en la construcción, pero que seguirán siendo simplemente apoyadas a efectos prácticos de cálculo.

Después se colocará la chapa colaborante, sus barras corrugadas de protección contra el fuego, se clavarán las barras de anclaje a los muros con taco químico y se colocará su mallazo. Se deberá dejar los agujeros y pasos preparados paras las intalaciones posteriores.

Dada la resistencia de la chapa y la escasa separación entre viguetas no será necesario apuntalar el forjado.

Acabada la estructura metálica de la planta se pasará a montar la inmediatamente superior de idéntica manera, hasta llegar a la última.

Una vez completadas todas las plantas, a excepción del forjado de la cubierta, que se dejará para la fase 3, se verterá el hormigón sobre todas las plantas de la zona.
Acabado esto, se pasará a realizar el mismo procedimiento a la zona siguiente, mientras el hormigón vertido se seca.

Una vez construidas todas las zonas de montaje, lo cual hace que todas las paredes (muros) perimetrales e interiores estén estabilizados definitivamente, se procederá al derribo de las jácenas y vigas de madera utilizando medios que no dañen los forjados nuevos.

4.2.3. Fase 3

Una vez todas las zonas hayan completado las fases 1 y 2, y todo su hormigón haya pasado al menos 5 días de secado, se pasará a realizar la fase 3, que se hará en la última planta, para todas las zonas a la vez.
Lo primero será colocar lar barras corrugadas verticales clavadas en lo alto de los muros perimetrales mediante taco químico. Después se colocará el encofrado de todo el zuncho perimetral, con su correspondiente mallazo. Hecho esto, se pasará a verter el hormigón sobre todo el perímetro.
Entre tanto este se seca, se pasará a montar la estructura metálica completa de toda la cubierta, del mismo modo que se habrá hecho en la fase 2 en los demás pisos. Acabada ésta, se verterá el hormigón sobre toda la cubierta y se dejará secar al menos 5 días. Después de eso, se colocara el recubrimiento de pizarra sobre el tejado.

4.2.4. Interior

Como ya se ha dicho en varias ocasiones, los detalles del interior es una parte que pertenece al proyecto de arquitectura, y que por lo tanto queda fuera del alcance de este proyecto. No obstante, se considerará que el equipo encargado de esta parte es independiente del montador de la estructura y que por lo tanto podrán ir trabajando en

paralelo, en el montaje de la tabiquería, puertas, ventanas, marcos, solado, instalaciones, etc.

Se estima que este equipo tardará unos 30 días laborables de trabajo en una zona para completar su interior.

Para minimizar el tiempo total de obra, se plantea que el equipo de interior trabaje en la zona 1 inmediatamente después de que el hormigón vertido en sus forjados durante la fase 2 se haya secado. Esto significa que 5 días después de que el equipo montador de la estructura haya acabado la fase 2 de cada zona con el vertido de hormigón de sus forjados y haya pasado a la siguiente zona, el equipo de interior entrará en ella para completarla. De esta forma se reduce el tiempo total de la obra, evitando las interacciones entre tareas.

4.2.5. Finalización

Se considera que una vez ambos equipos hayan completado todas sus fases, aún se deberán llevar a cabo bastantes tareas para la puesta a punto del hotel. Se estima que esto serán 30 días más de trabajo.

4.3. GANT

A la vista de las fases en las que hemos dividido el proceso constructivo, elaboramos un diagrama de GANT que nos permita ver más claramente el funcionamiento de la obra.
En la figura 4.3.1. vemos el diagrama de la fase 1 de una zona cualquiera.

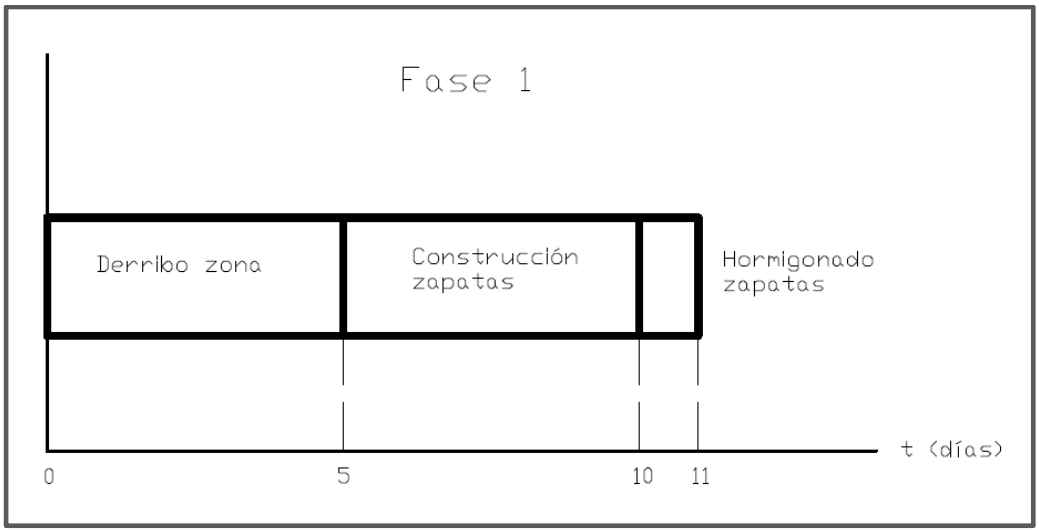

Figura 4.3.1. Diagrama de la fase 1.

En la figura 4.3.2. se observa el diagrama de una fase 2.

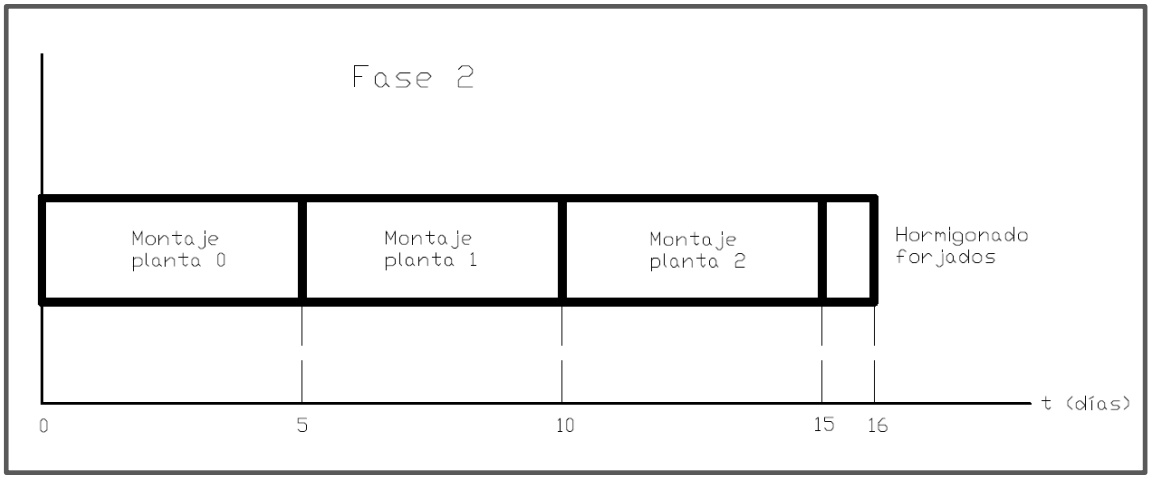

Figura 4.3.2. Diagrama de la fase 2.

En la figura 4.3.3. se observa el diagrama de una fase 3.

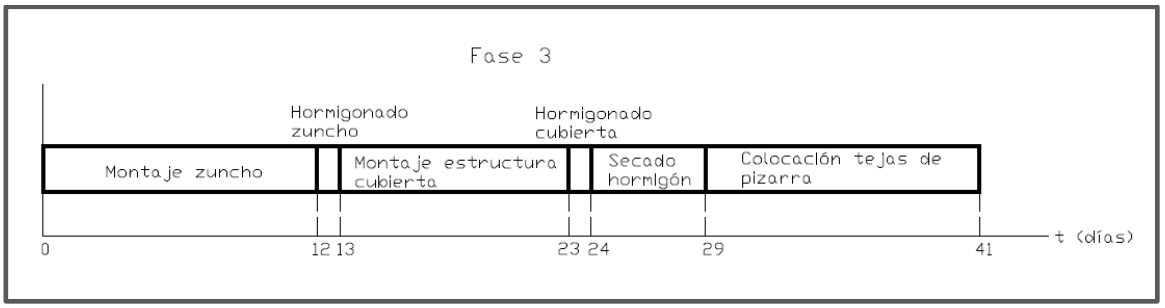

Figura 4.3.3. Diagrama de la fase 3.

Finalmente, en la figura 4.3.4. se observa el diagrama de toda la obra.

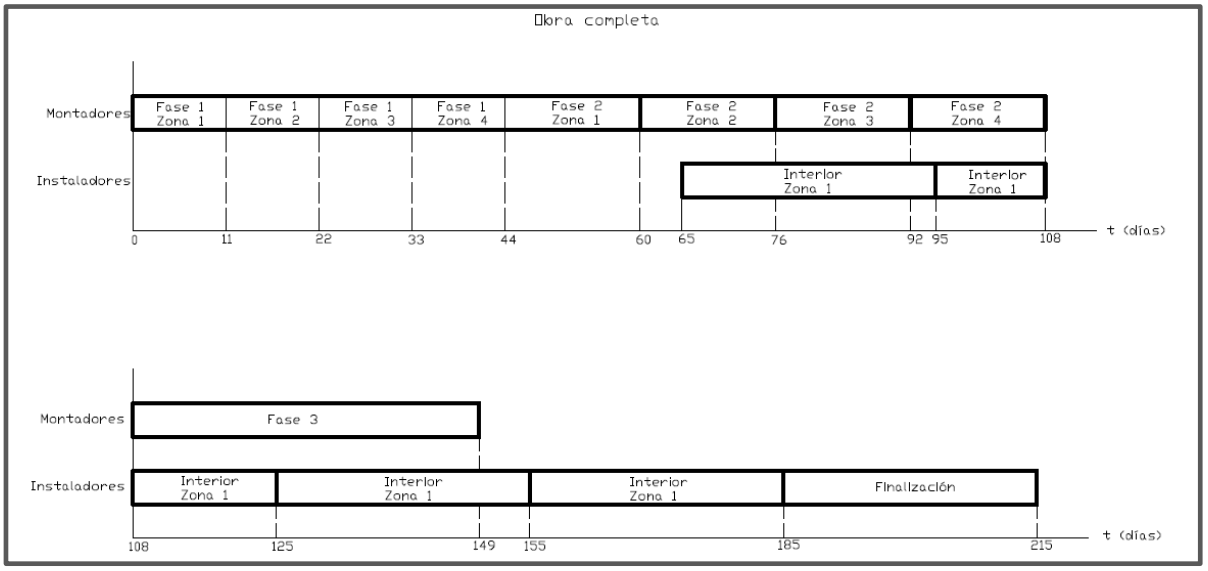

Figura 4.3.4. Diagrama de la obra total.

Como se puede apreciar, el tiempo total de la obra es de 215 días. Teniendo en cuenta que solo hemos considerado días hábiles, podemos contar 20 días por mes. Esto nos da un total de 10,75, es decir 11 meses en total de trabajo para tener el hotel acabado y listo para recibir clientes.

5. Presupuesto

De cara a realizar el presupuesto del proyecto se decide emplear el programa TCQ 2000 4.0 que facilita el Instituto de Tecnología de la Construcción en Catalunya (ITeC).
Los datos de las partidas empleados provienen del banco de datos GISA Edificaciones.
También se han añadido costes de electrodomésticos como los calentadores de agua, los radiadores, y otros elementos de la gestión del hotel como la equipación de la cocina del restaurante, la lavadora semi-industrial o el ascensor. Todos estos elementos se han buscado en catálogos de proveedores y referenciado apropiadamente.
Además se han añadido dos partidas alzadas. La primera es en concepto de Seguridad y Salud en la obra, y representa un 1% adicional del coste del presupuesto.
La otra partida es en concepto de honorarios del proyecto, y representa un 3% del coste total del proyecto.

A continuación podemos ver la hoja resumen del presupuesto (figura 5.1.). El desglose completo de este, incluyendo los bancos de precios y la justificación de precios se puede encontrar en el Anexo A.

RESUMEN DE PRESUPUESTO

Fecha: 23/05/13 Pág.: 1

NIVEL 3: SUBCAPÍTULO			Importe
Subcapitulo	01.01.01	Demoliciones	9.945,60
Capitulo	**01.01**	**Trabajos previos y demoliciones**	**9.945,60**
Subcapitulo	01.02.01	Losa	4.963,53
Subcapitulo	01.02.02	Zapatas	817,75
Capitulo	**01.02**	**Cimientos**	**5.781,28**
Subcapitulo	01.03.03	Excavación zapatas	4,96
Capitulo	**01.03**	**Movimiento de tierras**	**4,96**
Subcapitulo	01.04.01	Estructura metalica	40.541,23
Subcapitulo	01.04.02	Forjado	62.319,55
Subcapitulo	01.04.03	Tejado	12.021,60
Capitulo	**01.04**	**Estructura**	**114.882,38**
Subcapitulo	01.05.01	Promedio instalaciones	84.360,00
Capitulo	**01.05**	**Instalaciones**	**84.360,00**
Subcapitulo	01.06.01	Zunchos	1.261,76
Capitulo	**01.06**	**Unión cubierta**	**1.261,76**
Subcapitulo	01.07.01	Acabados paredes	4.297,26
Subcapitulo	01.07.02	Cielos rasos	12.181,24
Capitulo	**01.07**	**Revestimiento interior**	**16.478,50**
Subcapitulo	01.08.01	Calentadores	1.955,38
Subcapitulo	01.08.02	Calefacción	1.946,00
Subcapitulo	01.08.03	Televisores	2.786,00
Subcapitulo	01.08.04	Lavadoras	2.550,00
Subcapitulo	01.08.05	Aspiradoras	600,00
Subcapitulo	01.08.06	Cocina	25.000,00
Subcapitulo	01.08.07	Recepcion	621,88
Subcapitulo	01.08.08	Ascensor	18.000,00
Capitulo	**01.08**	**Equipamientos**	**53.459,26**
Subcapitulo	01.09.01	Seguridad y Salud	2.861,74
Subcapitulo	01.09.02	Honorarios de proyecto	8.671,05
Capitulo	**01.09**	**Partidas alzadas**	**11.532,79**
			297.706,53

NIVEL 2: CAPÍTULO			Importe
Capitulo	01.01	Trabajos previos y demoliciones	9.945,60
Capitulo	01.02	Cimientos	5.781,28
Capitulo	01.03	Movimiento de tierras	4,96
Capitulo	01.04	Estructura	114.882,38
Capitulo	01.05	Instalaciones	84.360,00
Capitulo	01.06	Unión cubierta	1.261,76
Capitulo	01.07	Revestimiento interior	16.478,50
Capitulo	01.08	Equipamientos	53.459,26
Capitulo	01.09	Partidas alzadas	11.532,79
Obra	**01**	**Presupuesto PFC**	**297.706,53**
			297.706,53

NIVEL 1: OBRA			Importe
Obra	01	Presupuesto PFC	297.706,53
			297.706,53

EUR

Figura 5.1. Resumen del presupuesto.

6. Viabilidad económica del proyecto

El proyecto de negocio que se plantea consiste en la apertura de un hotel de 14 habitaciones en el pueblo de Capdella, en la Vall Fosca, provincia de Lérida.

El valle tiene un considerable atractivo turístico por sus vistas y sus múltiples rutas excursionistas.

En lo alto del valle se encentra la presa de Sallente, que data de 1912.

En lo alto de las montañas se encuentra un conjunto de lagos que forman parte del Parc Natural d'Aigüestortes.

La actividad turística del valle se ha ido incrementando a lo largo de los últimos años y con la apertura de este hotel se pretende aprovechar este auge.

En la actualidad existen solo dos hoteles en el valle, que acaparan todo el turismo que desea pernoctar en la zona. Además, uno de ellos ha tenido que realizar una ampliación de sus instalaciones para poder dar cabida al aumento de la demanda.

El objetivo del negocio es por tanto entrar en competencia directa con los dos actuales hoteles, ofreciendo un producto nuevo, y dada su localización, en el pueblo más elevado del lugar, más integrado en el valle y en su naturaleza.

En este capítulo se pretenderá hacer un estudio completo de la viabilidad del hotel como negocio, y de la rentabilidad que representará como inversión basándose en registros estadísticos.

6.1. Previsión de ventas

De cara a calcular cuales serían los ingresos potenciales del negocio es necesario realizar una previsión de la demanda turística de la zona, del volumen de clientes que elegirían nuestro hotel, de la probabilidad de que encuentren alojamiento y de las tarifas aplicables.

6.1.1. Evolución de la cuota de mercado

Teniendo en cuenta que competimos directamente con los otros dos hoteles del valle y que las características de nuestro producto no serán tan diferentes, se puede considerar que apelamos al mismo segmento de mercado. Por lo tanto sería apropiado pensar que nuestra clientela potencial es actualmente clientela de la competencia.

Se conocen escuetos datos sobre los registros de facturación de los otros dos hoteles, dado que las gerencias suelen ser reticentes a publicar estos datos.

Las cifras que se conocen son el número medio de noches de ocupación total de los hoteles en la temporada alta de 2012, y su capacidad:

Hotel	**Vall Fosca**	**Montseny**	**Global**
Noches de ocupación total	40	40	80
Habitaciones dobles	30	17	47
Habitaciones individuales	0	2	
Capacidad total	60	36	96
Total de pernoctaciones	2400	1440	3840

El concepto de noches de ocupación total representa la cantidad de noches en que todas las habitaciones de un hotel estarían ocupadas si toda la clientela de la temporada se concentrase en unas mismas fechas.

Como podemos ver, se puede estimar que en el año 2012 hubo un total de 3840 pernoctaciones facturadas en el valle. Este es el volumen del mercado al que nuestro negocio se dirigirá.

Es complicado predecir que porcentaje del mercado se decantará por nuestro hotel, así que calcularemos la cuota de mercado basándonos en las leyes de la oferta y la demanda, y consideraremos por tanto que el valor de esta cuota se asemejará a la proporción de las ofertas, es decir, a la cantidad de habitaciones ofertada por cada hotel. De hecho, a la vista de los datos de 2012 de los otros dos hoteles podemos ver que esta aproximación es bastante realista.

Teniendo en cuenta que el proyecto de hotel tiene 14 habitaciones dobles, la capacidad total del valle de 96 personas pasaría a ser de 124. En la figura 6.1.1.1. podemos ver la cuota de mercado actual, y en la figura 6.1.1.2 la previsión de la cuota de mercado.

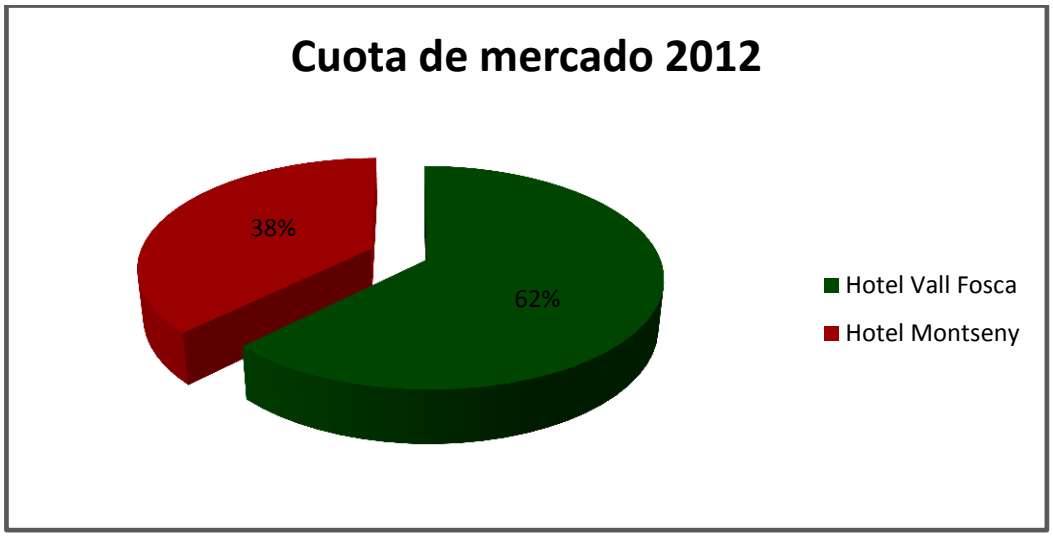

Figura 6.1.1.1. Cuota de mercado actual.

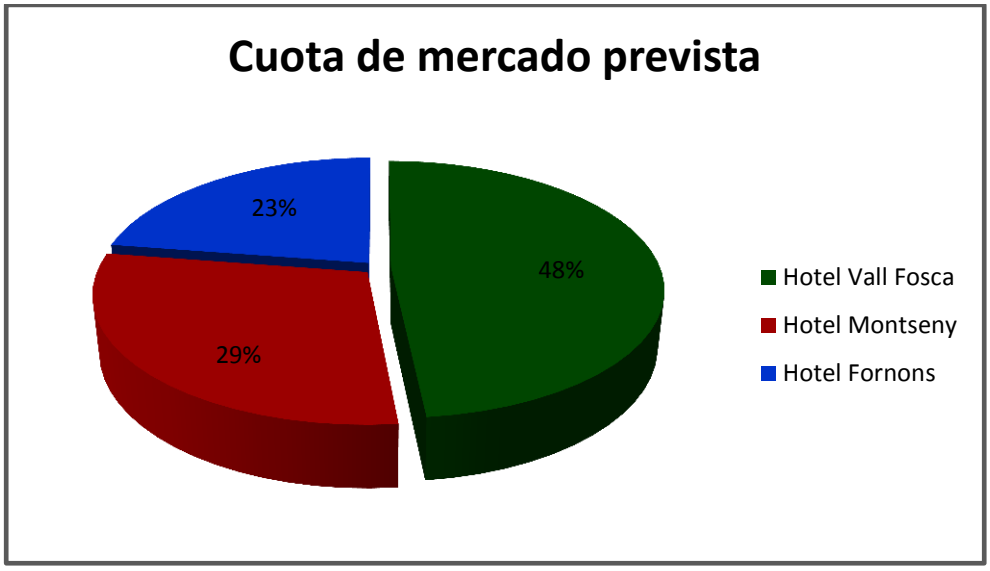

Figura 6.1.1.2. Previsión de la cuota de mercado.

Se puede considerar por tanto que la cuota de mercado hacia la que nuestro hotel tenderá es del 23%.

Otra consideración importante es que, si bien este valor de cuota puede ser acertado, la adaptación del mercado a la nueva oferta no será inmediata. Basándonos en registros históricos de otros negocios del sector, podemos suponer que se tardará 5 años en alcanzar esta cuota, considerando un crecimiento lineal de ésta, a razón de un quinto del valor final por año.

En la figura 6.1.1.2. podemos ver por tanto lo que sería la evolución prevista de la cuota de mercado.

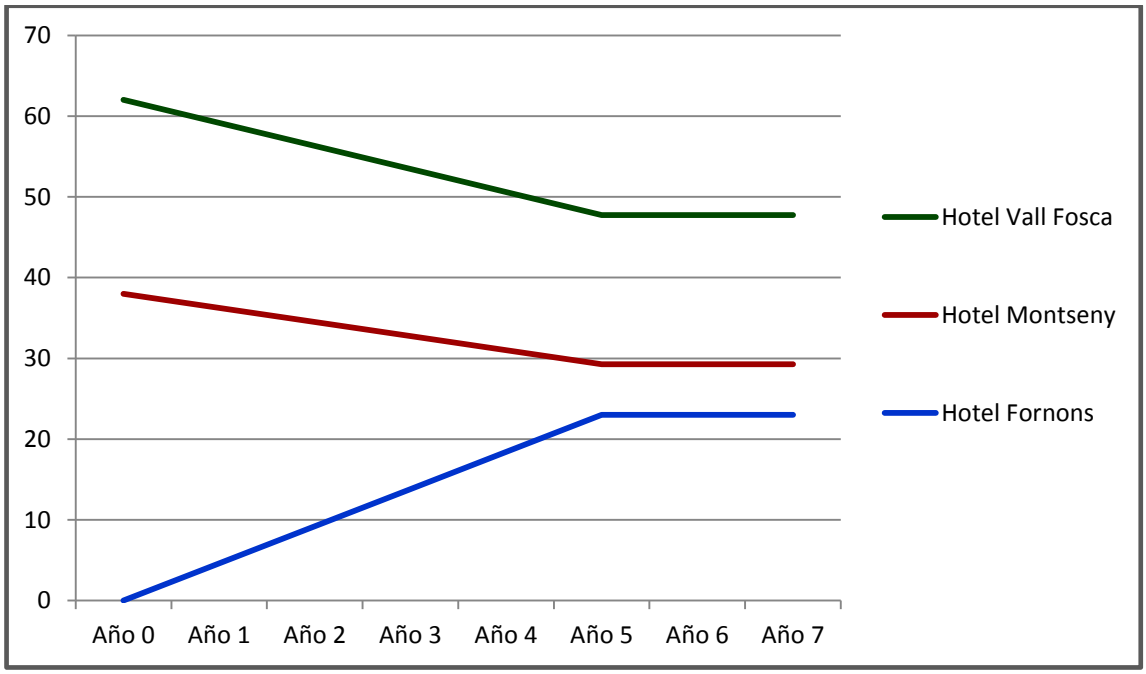

Figura 6.1.1.2. Evolución de la cuota de mercado.

Dado que ahora ya sabemos cuál es la previsión de la evolución de la cuota de mercado de nuestro hotel en el sector, debemos ahora calcular cual será el volumen de clientes existente.

6.1.2. Evolución del turismo

Los datos iniciales nos han indicado que actualmente el volumen del mercado es de 3840 pernoctaciones al año, pero se prevé que este valor evolucione, dado que el turismo del valle ha ido cambiando.

Para poder hacer una buena estimación de este valor lo mejor sería poder conocer los valores de la ocupación hotelera, no solo de 2012, si no de los últimos años. No obstante, la opacidad del sector es considerable, y no disponemos de estos datos. Todo lo que sabemos es que en los últimos años las noches de ocupación total han sido aproximadamente de 37, 38, 39 y 40 en el último.

Para poder hacer una correcta estimación entonces, se planteará un estudio de la evolución de la actividad turística de la zona empleando los registros de múltiples indicadores asociados la Oficina de Turismo local y al Ayuntamiento de la Torre de Capdella.

Los indicadores de que disponemos son los registros de visitas de los últimos 3/4 años a los siguientes lugares: Museo Hidroeléctrico de Capdella, Teleférico de Sallente-Estany Gento, Punto de información de la Oficina de Turismo y Página web de turismo de la Vall Fosca.

6.1.2.1. Museo Hidroeléctrico de Capdella

El Museo Hidroeléctrico de Capdella abrió sus puertas en el año 2009, y desde entonces lleva el registro de sus visitantes anuales. Podemos ver su evolución en la figura 6.1.2.1.1.

Museo	
	Visitantes
2009	1.695
2010	3.767
2011	4.118
2012	4.557

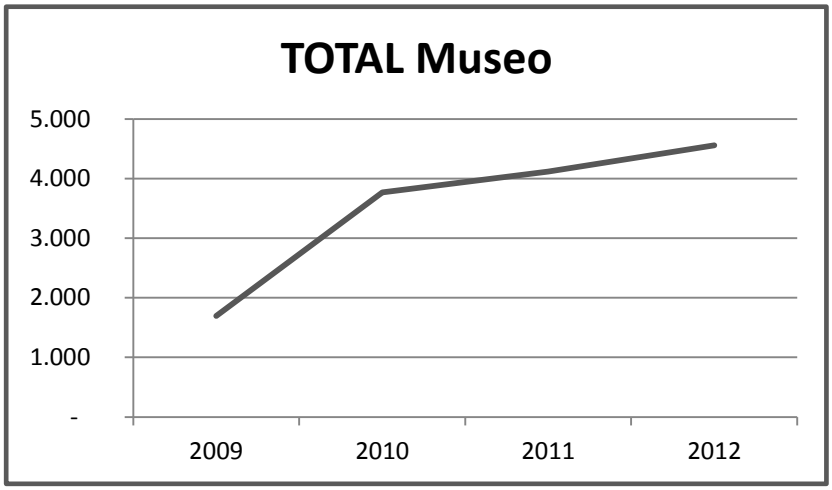

Figura 6.1.2.1.1. Histórico de las visitas al museo.

6.1.2.2. Teleférico de Sallente-Estany Gento

El teleférico parte del embalse de Sallente, en la cota 1770m y sube en 10 minutos hasta el Estany Gento, en la zona de los lagos, a 2154 m sobre el nivel del mar. Estos lagos son el principal atractivo turístico de la Vall Fosca por sus paisajes. La Oficina de Turismo facilita sus registros históricos de los últimos 5 años, cuya evolución podemos apreciar en la figura 6.1.2.2.1

Teleférico	
	TOTAL
2008	22.964
2009	22.200
2010	21.266
2011	21.367
2012	23.402

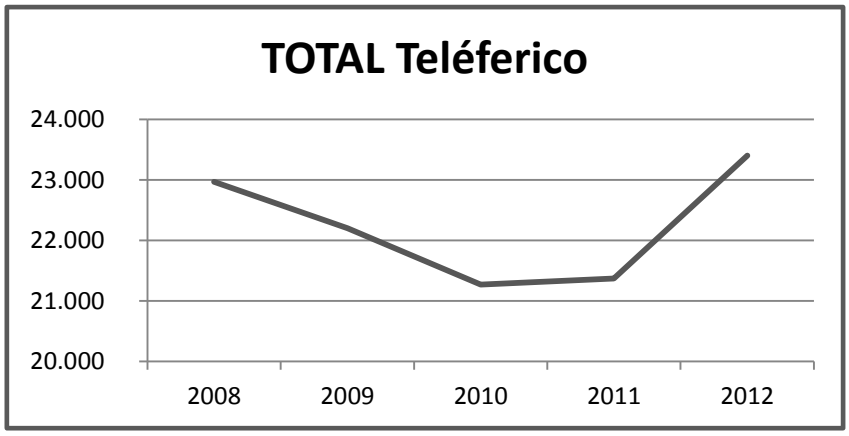

Figura 6.1.2.2.1. Histórico de visitas del teleférico.

6.1.2.3. Punto de información de la Oficina de Turismo

El punto de información turística se encuentra situado en la base del embalse de Sallente, al lado del teleférico, y es un punto muy visitado, pues además de sus vistas, es el inicio de múltiples rutas excursionistas.

Desde 2009 lleva el registro de las visitas turísticas recibidas anualmente. En la figura 6.1.2.3.1. podemos apreciar su evolución histórica.

Punto de información	
	TOTAL
2009	4594
2010	3156
2011	5176
2012	6554

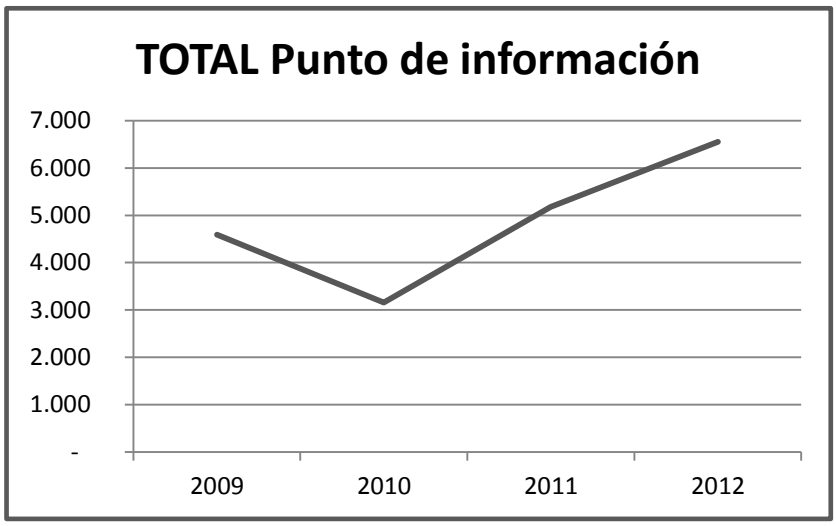

Figura 6.1.2.3.1. Histórico de las visitas al punto de información.

6.1.2.4. Página web de turismo de la Vall Fosca

Los valores de la página web de turismo de la Vall Fosca son en realidad la suma de las visitas a todos los medios de información online que la oficina de turismo emplea para promocionarse. Esto incluye su propia página web, su página de Facebook y una cuenta en Twitter. Podemos encontrar los registros históricos de estos valores desde 2007, que se muestran en la figura 6.1.2.4.1.

Web	
Año	**Visitantes**
2007	30.194
2008	31.175
2009	36.836
2010	42.915
2011	49.278
2012	58.419

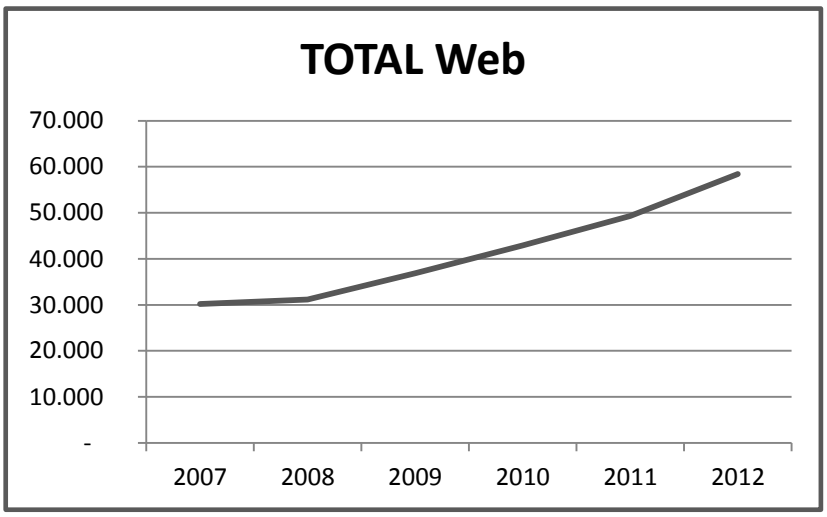

Figura 6.1.2.4.1. Histórico de las visitas web.

6.1.2.5. Evolución global

Vistos los valores de la evolución de cada uno de los indicadores turísticos necesitamos ponderar un valor anual para el conjunto global del volumen del mercado turístico en la Vall Fosca.

En este caso, las cifras que emplearemos serán una suma de todas las visitas de cada año en cada punto.

En el caso del indicador de las visitas web, dado que su volumen es mucho más elevado que el resto, pero que sus visitas, a diferencia de los demás indicadores, no implican turismo real en el valle, será minorado por un coeficiente de valor $\alpha = 0.1$.

En la figura 6.1.2.5.1. podemos apreciar la evolución del global de visitas turísticas al valle.

Global	
Año	**TOTAL**
2009	32.173
2010	32.481
2011	35.589
2012	40.355

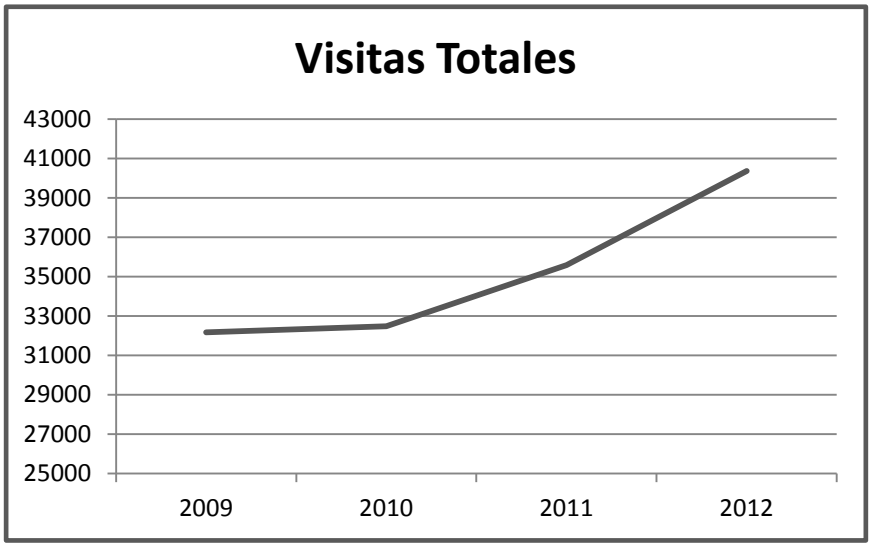

Figura 6.1.2.5.1. Histórico de las visitas totales.

A la vista de estos valores decidimos calcular una curva de regresión que nos permita calcular la proyección del volumen de mercado durante los próximos años.

Calculamos 5 tipos de regresiones y comparamos su coeficiente R^2 para ver cual se ajusta más a la realidad. Podemos ver aquí las diferentes regresiones realizadas:

Regresión	Fórmula	R^2
Exponencial	y = 28864e0,0771x	0,8951
Lineal	y = 2765,4x + 28236	0,8837
Logarítmica	y = 5395,2 ln (x) + 30863	0,7293
Polinómica	y = 1114,5x2 - 2807,1x + 33809	0,9985
Potencial	y = 31042x0,1511	0,7451

*año 2009 == x=0; año 2010 == x=1, etc.

Como se puede apreciar, la regresión polinómica de segundo grado es la que mejor se ajusta a nuestros datos.

Ahora que ya tenemos una función matemática que nos permite estimar el volumen turístico del valle, debemos relacionarla con el volumen de facturación de los hoteles de la zona. Como ya se ha mencionado, los valores de ocupación facilitados son escasos, valiendo 37, 38, 39 y 40 noches de ocupación total por temporada durante las 4 últimas.
No se ha querido calcular la regresión del volumen de mercado directamente con estas cifras, dada su vaguedad y su probable imprecisión. Se emplearán simplemente para ajustar la regresión realizada con los datos turísticos fidedignos.
Si calculamos la regresión para los futuros 10 años, empezando en 2013, la fórmula sería la siguiente:

$$y = 1114{,}6\ x^2 + 6109{,}6\ x + 40413$$

*Siendo x=0 el año 2013; x=1 el año 2014, etc

Si ahora adaptamos esta fórmula de proyección para que se ajuste a los valores de ocupación hotelera conocidos, obtenemos la siguiente función:

$$y = 26{,}5\ x^2 + 145{,}3\ x + 3845{,}5$$

*Siendo x=0 el año 2013; x=1 el año 2014, etc

Conociendo ya esta función, podemos proyectar el valor del volumen del mercado hotelero a lo largo de los próximos 10 años.

En la figura 6.1.2.5.2. podemos ver su proyección.

Año	Clientes
2012	3846
2013	4017
2014	4242
2015	4520
2016	4851
2017	5235
2018	5672
2019	6161
2020	6704
2021	7300
2022	7949

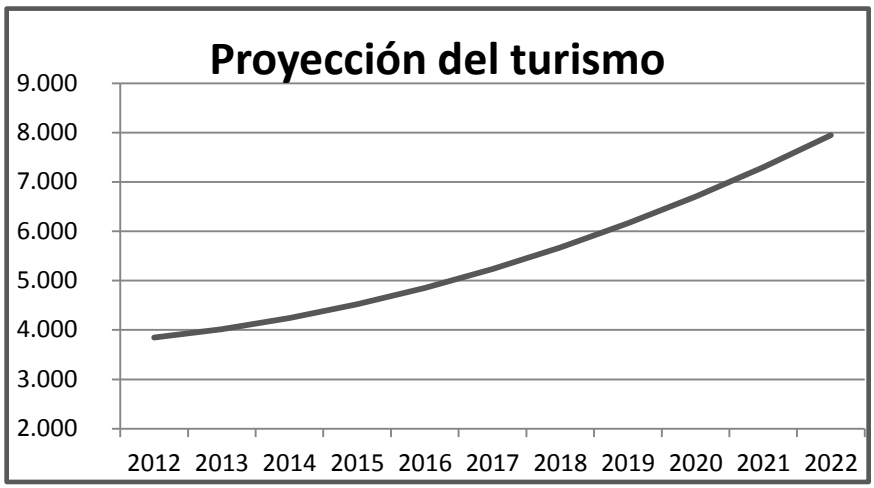

Figura 6.2.1.5.2. Proyección del turismo a 10 años.

6.1.3. Capacidad del hotel

La capacidad del hotel es limitada, ya que solo dispone de 14 habitaciones dobles.
Las llegadas o reservas de clientes se producen de forma aleatoria a lo largo de la temporada alta, y es posible que se produzcan fenómenos de demanda perdida por que en fechas concretas el hotel este lleno.

Deberemos ahora calcular cual es la probabilidad estadística de que todas las plazas del hotel estén ocupadas cuando un cliente desee hacer una reserva.
El cálculo más indicado sería probablemente aleatorizar las llegadas, el número de noches de estancia y si son individuales o parejas, pero dado que en todos los cálculos previos de proyecciones de mercado la unidad empleada es la pernoctación (persona · noche), consideraremos que las llegadas son aleatorias e individuales, y que la duración es siempre de una noche.

Se decide caracterizar el problema mediante un diagrama de nacimiento y muerte como el que se puede ver en la figura 6.1.3.1.:

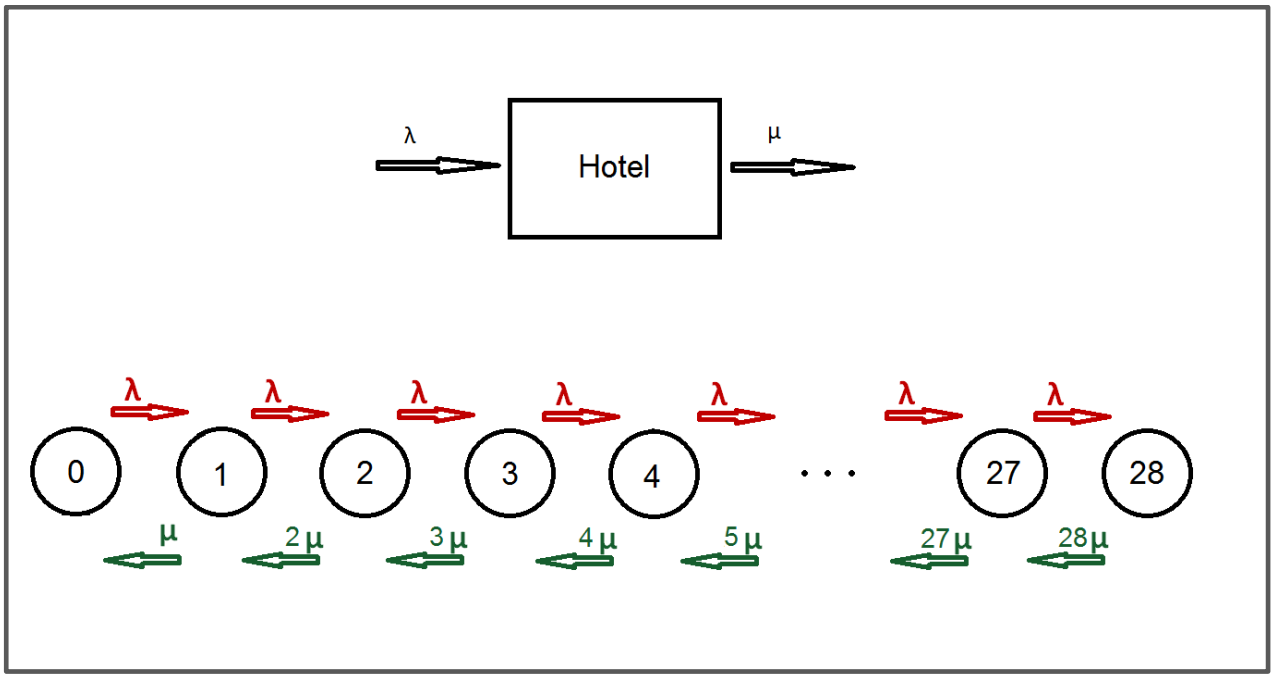

Figura 6.1.3.1. Diagrama de nacimiento y muerte de las llegadas al hotel.

Como podemos observar en el diagrama, hay 29 estados diferentes, que corresponden a la ocupación de las plazas del hotel, desde el 0 que representa el vacío total al 28 que representa el pleno.

El valor λ es el flujo con el que se avanza en el estado de ocupación. Se ha calculado dividiendo el número total de clientes previstos para esa temporada entre la duración de ésta (60 días) de manera que obtenemos un flujo que corresponde a la esperanza matemática de llegadas cliente/día.

El valor μ es el flujo con el que las plazas se quedan libres. Como ya hemos explicado antes, su valor es constante, de 1 cliente/día, y que en las unidades en las que hemos tratado, contemplamos todo por unidad noche.

Como se ve, el retroceso en el estado de ocupación es directamente proporcional a la ocupación del hotel.

Si asumimos que todas las situaciones posibles han sido caracterizadas en estos 29 estados, podemos afirmar que:

$$\sum_{n=0}^{28} P_n = 1$$

Es decir, que la suma de la probabilidad de estar en cualquier estado de los planteados es 1.

Plantearemos ahora las ecuaciones de balance de flujos entre los diferentes estados:

$$P_0 \cdot \lambda = P_1 \cdot \mu$$

$$P_0 \cdot \lambda + P_2 \cdot 2\mu = P_1 \cdot (1 + \lambda)$$

$$P_1 \cdot \lambda + P_3 \cdot 3\mu = P_2 \cdot (2 + \lambda)$$

$$P_2 \cdot \lambda + P_4 \cdot 2\mu = P_3 \cdot (3 + \lambda)$$

$$\dots$$

$$P_{27} \cdot \lambda = P_{28} \cdot 28 \cdot \mu$$

Si simplificamos el valor μ, dado que su valor es 1, tenemos:

$$P_0 \cdot \lambda = P_1$$

$$P_0 \cdot \lambda + P_2 \cdot 2 = P_1 \cdot (1 + \lambda)$$

$$P_1 \cdot \lambda + P_3 \cdot 3 = P_2 \cdot (2 + \lambda)$$

$$P_2 \cdot \lambda + P_4 \cdot 2 = P_3 \cdot (3 + \lambda)$$

$$\dots$$

$$P_{27} \cdot \lambda = P_{28} \cdot 28$$

Si aislamos los valores P_1, P_2, P_n etc. entre n = 1 y n = 27 tenemos:

$$P_2 = \frac{P1 \cdot (1 + \lambda) - P0 \cdot \lambda}{2}$$

$$P_3 = \frac{P2 \cdot (2 + \lambda) - P1 \cdot \lambda}{3}$$

Podemos deducir la siguiente fórmula para estas ecuaciones:

$$P_n = \frac{P_{n-1} \cdot ((n-1) + \lambda) - P_{n-2} \cdot \lambda}{n}$$

*Para n Є [2 , 27;, para n =1,28 habrá que emplear las fórmulas no simplificadas ya mencionadas.

Dado que nuestro interés es calcular la probabilidad de que haya plaza disponible en el hotel cuando un cliente la solicite, deberemos resolver el sistema de 29 ecuaciones planteado para cada valor de λ, dado que la demanda de cada año es diferente, y calcular:

$$\sum_{n=0}^{27} P_n = P_{disponible}$$

Si resolvemos el problema para los próximos 10 años, podemos ver como, a medida que la demanda aumenta, la probabilidad de encontrar plazas disponibles disminuye. En la figura 6.1.3.2. podemos apreciar esta evolución.

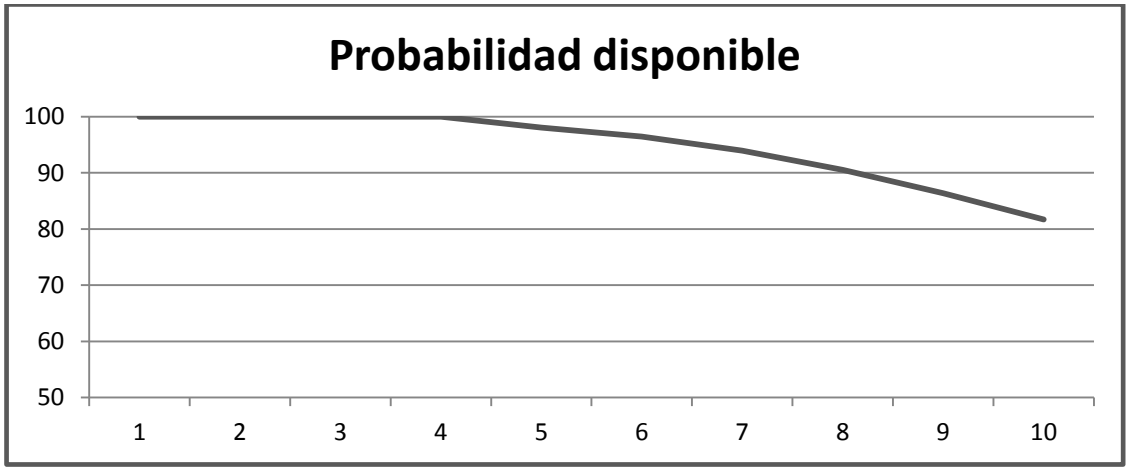

Figura 6.1.3.2. Evolución de la probabilidad de encontrar plaza disponible.

6.1.4. Volumen de clientes

Dado que ya sabemos el volumen de la demanda potencial de los próximos años, sabemos cual será la evolución de nuestra cuota de mercado en el futuro, y sabemos cual es la probabilidad estadística de que un cliente que intente reservar encuentre plaza disponible en nuestro hotel, podemos combinarlo todo para deducir cuantos clientes pasarán por nuestro hotel cada año n.

$$\text{Pernoctaciones}_{\text{clientes}}(n) = \text{Volumen}_{\text{mercado}}(n) \cdot \text{Cuota}_{\text{mercado}}(n) \cdot \text{Probabilidad}_{\text{disponible}}(n)$$

En la figura 6.1.4.1. podemos ver la evolución de la clientela del hotel a lo largo de los próximos 10 años.

Año	Demanda	Cuota (%)	Disponibilidad (%)	Pernoctaciones	Noches ocupación tot
1	4017	4,60	0,00	185	7
2	4242	9,20	0,00	390	14
3	4520	13,80	0,00	624	22
4	4851	18,40	0,00	893	32
5	5235	23,00	1,93	1181	42
6	5672	23,00	3,57	1258	45
7	6161	23,00	6,08	1331	48
8	6704	23,00	9,48	1396	50
9	7300	23,00	13,64	1450	52
10	7949	23,00	18,30	1494	53

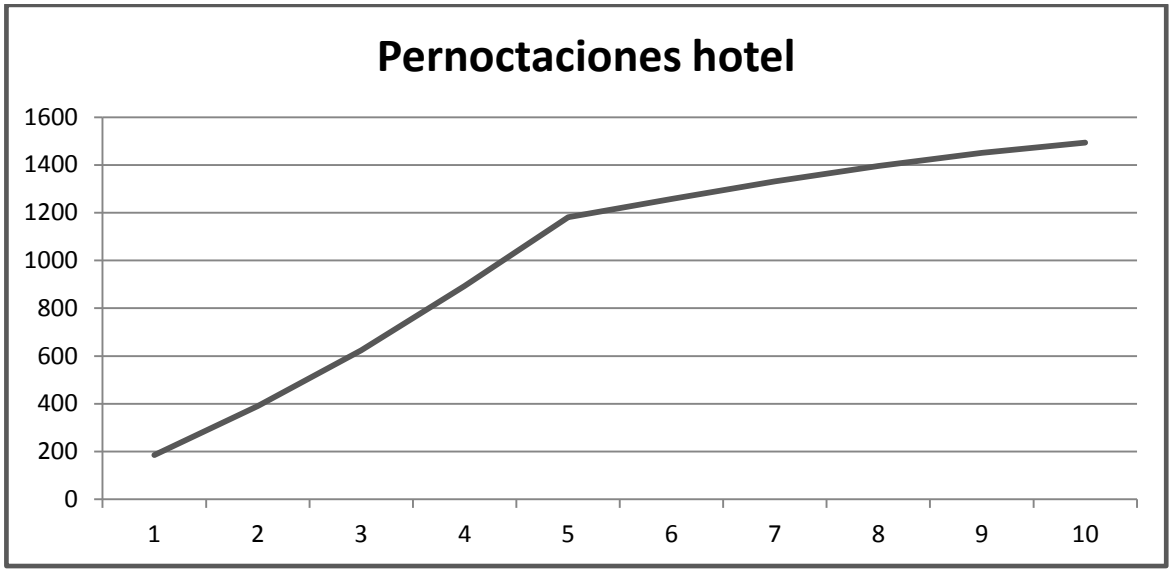

Figura 6.1.4.1. Evolución de la clientela del hotel.

Vemos por tanto como los clientes del hotel irán aumentando, durante los primeros años rápidamente, mientras el hotel se va haciendo un sitio en el mercado del valle, y después de forma más moderada, según el aumento del turismo del valle y la disponibilidad de las habitaciones, una vez alcanzada su cuota de mercado definitiva.

6.1.5. Ingresos

Sabiendo ya el número de noches de hotel que se prevé facturar cada año, debemos ahora calcular el precio medio por noche para saber el valor de los ingresos anuales.
Dado que el estilo de hotel va dirigido al mismo segmento de mercado que los otros dos hoteles del valle, se deberá ofrecer una tarifa de precios similar, ligeramente inferior para poder ser competitivos. Podemos ver a continuación las diferentes tarifas de precios ofertadas, junto con las tarifas previstas para nuestro hotel:

	Hotel Vall Fosca	Hotel Montseny	Hotel "Fornons"
Completa	79,50	65,00	60,00
Media	69,50	55,00	50,00
B&B	52,50	45,00	40,00
Dormir	47,50	40,00	35,00

Teniendo en cuenta que los precios ya incluyen el impuesto del valor añadido (IVA) que en este sector es del 10 %, nuestros ingresos reales por tarifa serían los siguientes:

	Precios Hotel "Fornons"
Completa	54,55
Media	45,45
B&B	36,36
Dormir	31,82

Partiendo de una estadística sobre la preferencia del público por la elección de las tarifas, podemos calcular la esperanza matemática de ingreso por persona y noche facturada:

Tarifa	Precios (€)	Proporción (%)	Ingreso medio (€)
Completa	54,55	60	32,73
Media	45,45	20	9,09
B&B	36,36	15	5,45
Dormir	31,82	5	1,59

Ingreso medio tot.	48,86

Podemos por tanto asumir que el ingreso promedio para el hotel por cliente y noche facturado será de 48,86 €.

Si multiplicamos este valor por las previsiones de clientes de cada año obtendremos las previsiones de ingresos de los próximos 10 años.

Año	Ingresos (€)
1	9.029,95
2	19.070,68
3	30.479,49
4	43.613,73
5	57.694,82
6	61.463,34
7	65.036,42
8	68.203,86
9	70.856,15
10	72.987,72

Podemos ver en la figura 6.1.5.1. la evolución de estos valores de ingresos en un gráfico.

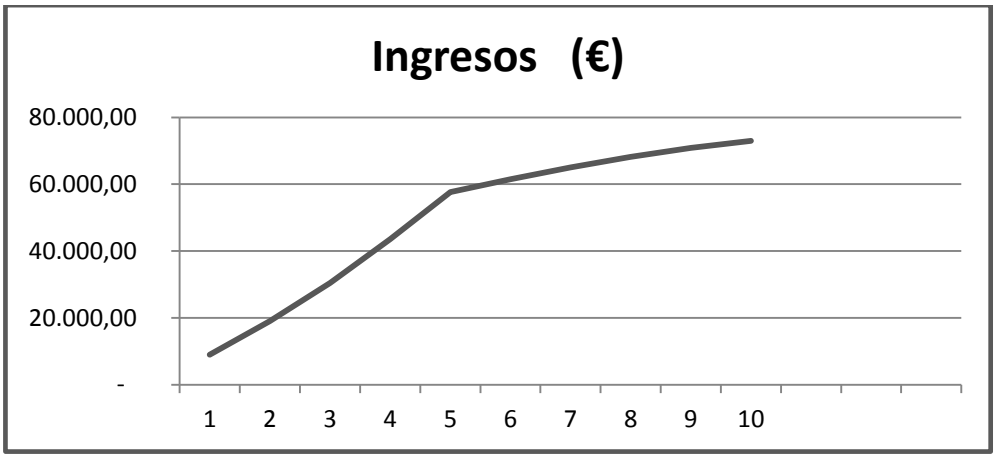

Figura 6.1.5.1. Evolución de los ingresos del hotel.

Evidentemente, esta curva es idéntica en forma a la de la evolución de la clientela, pues el valor de precios por el que lo hemos multiplicado es una constante.

Hubiese sido posible ir actualizando año a año el valor de los precios según la inflación o algún otro indicador, pero dado que sabemos que los precios de la competencia no se han movido en los últimos años, no sería prudente prever hacerlo.

6.2. Previsión de costes

Otra parte importante a calcular es la previsión de los costes de la empresa.
Para ello se han tenido que plantear unas hipótesis sobre el funcionamiento del establecimiento.
A continuación se detallará como se ha calculado cada una de las partidas que compondrán el concepto de costes.

6.2.1. Nóminas

El capital humano es clave en el funcionamiento de un hotel, y sus nóminas tendrán un peso importante en los costes de la empresa.

Consideramos que para el funcionamiento general del hotel, será necesaria una persona que trabaje en recepción y que lleve la dirección ejecutiva del hotel.
Para el apropiado funcionamiento del restaurante se necesitará contar con un cocinero.
Para la limpieza de las habitaciones y la general se contará con una persona que desarrolle esta función, y que después pueda ayudar en las tareas del restaurante, como ayudante y/o camarera.
A medida que el volumen de clientes crezca se contratará a otra persona más para esta misma función, y si fuese necesario, se podría llegar a contratar a otra más como auxiliar en el restaurante, como camarera o en cocina.

Para determinar sus nóminas partiremos del salario mínimo interprofesional, le añadiremos el coste de la seguridad social, y finalmente le aumentaremos un porcentaje según la tarea desempeñada.
Todos estos salarios se cuentan a 2 meses, que será la duración del contrato.
A continuación podemos ver el cálculo de un sueldo base por temporada según los valores anteriores.

Nóminas (€)	
Sueldo mínimo interprofesional 14 pagas	645,30
Sueldo mínimo interprofesional 12 pagas	752,85
Seguridad Social (%)	23,60
Sueldo + SS	930,52
Sueldo total 2 meses	1.861,05

Si contamos ahora el coste de un conjunto de empleados compuesto por recepción dos personas de limpieza y ayuda, y un cocinero, el cálculo será el siguiente:

Coste Nóminas				
	% del salario mínimo	**Salario por temporada (€)**	**nº de empleados**	**Coste (€)**
Cocinero	150	2.791,58	1	2.791,58
Limpieza	100	1.861,05	2	3.722,09
Recepción	125	2.326,31	1	2.326,31
Coste total personal (€)				8.839,98

Para cada temporada se calculará una partida de nóminas con una cifra de personal acorde al volumen de clientes de ese año.

6.2.2. Comidas

El coste de las comidas servidas en el restaurante es otra parte clave de la contabilidad de los costes totales.

Los costes de las materias primas son difíciles de estimar, por lo que hemos considerado un coste fijo por comida basándonos en las indicaciones que hemos recibido del sector de la restauración.

Los costes decididos por persona son de 6 € por comida o cena, y de 3 € por desayuno.

Considerando que una persona con tarifa completa desayuna, come y cena, una a media pensión desayuna y cena, una en B&B solo desayuna, y una de solo dormir no consume

nada, podemos calcular según la estadística de la elección de tarifas las esperanza matemática de coste de comidas por clientes:

Comidas		
Tarifa	**Proporción**	**Coste estimado por cliente (€)**
Completa	0,6	9,00
Media	0,2	1,80
B&B	0,15	0,45
Dormir	0,5	-

Coste medio/cliente	11,25

Vemos por tanto que el coste promedio por cliente y noche será de 11,25 € para el hotel. Si multiplicamos este valor por la previsión de clientes anuales, obtendremos la partida de costes de comidas a 10 años vista:

Año	Clientes	Coste de comidas (€)
1	185	2.078,99
2	390	4.390,69
3	624	7.017,37
4	893	10.041,30
5	1181	13.283,23
6	1258	14.150,86
7	1331	14.973,50
8	1396	15.702,75
9	1450	16.313,39
10	1494	16.804,15

6.2.3. Servicios

El coste de los servicios del hotel, es decir del agua, electricidad y gas será otra partida importante que deberemos calcular, y cuyo valor también estará vinculado al número de ocupantes.

6.2.3.1. Agua

Capdella consta de una red de distribución de aguas muy eficaz, ya que el valle acumula mucha agua durante el invierno, y deshiela durante el resto del año.
El hotel tendrá un consumo considerable de este bien, por su cocina, sus jardines, su propia limpieza, y el consumo de sus clientes, dado que todas las habitaciones cuentan con lavabo propio.

Según la Asociación Española de Abastecimientos de Agua y Saneamientos (Aeas), el consumo medio doméstico diario en España es de 126 litros de agua.
Este valor incluye el agua promedio que se usa para beber, para la higiene personal, para la limpieza doméstica, para cocinar, etc. Siendo así, consideraremos el consumo de agua de la cocina y de la limpieza incluido en este valor.
En cuanto al riego de jardines, el consumo es mínimo, dada la climatología del lugar, de la abundancia de aguas en el subsuelo que se emplean para riego, y el elevado índice de pluviometría.
Hechas todas estas consideraciones valoraremos el consumo de agua del hotel por el consumo diario medio multiplicado por el volumen de clientes.

Si buscamos el coste del agua por provincia, encontraremos que la Agència Catalana de l'Aigua de la Generalitat de Catalunya estima el coste del m^3 de agua para consumos superiores a $20m^3$ al mes en la provincia de Lleida en 1,805 €/m^3.

Podemos calcular entonces el coste por temporada del agua:

Año	Clientes	Consumo de agua (litros/temporada)	Coste por temporada (€)
1	185	23.285	42,03
2	390	49.176	88,76
3	624	78.595	141,86
4	893	112.463	202,99
5	1181	148.772	268,53
6	1258	158.490	286,07
7	1331	167.703	302,70
8	1396	175.871	317,45
9	1450	182.710	329,79
10	1494	188.206	339,71

6.2.3.2. Electricidad

Para el cálculo de la factura eléctrica del hotel se ha elaborado una tabla completa de consumos de todos elementos eléctricos del edificio. Se han empleado valores tabulados de sus potencias activas y reactivas, y se les ha aproximado un consumo horario, que es proporcional al número de clientes del hotel.

Se ha calculado además la potencia necesaria a contratar, y escogido la tarifa necesaria más adecuada para abastecer el hotel.

Sabiendo ya estos valores se ha podido estimar el coste eléctrico total de cada temporada en función del número de clientes del hotel.

Término de potencia			**Término de energía**	
kW Totales	64,9		**kWh Totales**	146,68
Coef. simultaneidad	0,4			
kW a contratar	26			
Precio anual (€/kW)	35,517224		**Precio (€/kWh)**	0,062999
Coste temporada (€)	923,45		**Coste temporada (€)**	554,44
Complemento reactiva (€)	0			

Coste total (€)	1.477,89

Aquí podemos ver una tabla resumen del consumo eléctrico y de su coste asociado en el caso límite de 1680 clientes por temporada, que equivale a tener todas las habitaciones llenas durante los 2 meses del año.

La tabla completa de potencias y consumos la podemos encontrar en la documentación del anexo B.

Partiendo de esta misma tabla de cálculo, podemos estimar el coste de la electricidad para los próximos 10 años, empleando las cifras de ocupación que ya hemos calculado previamente.

Año	Clientes	Coste Potencia (€)	Coste Energía (€)	Coste Total (€)
1	185	923,45	241,52	1.164,97
2	390	923,45	284,43	1.207,88
3	624	923,45	333,41	1.256,86
4	893	923,45	389,71	1.313,16
5	1181	923,45	449,99	1.373,44
6	1258	923,45	466,11	1.389,56
7	1331	923,45	481,39	1.404,84
8	1396	923,45	495,00	1.418,45
9	1450	923,45	506,30	1.429,75
10	1494	923,45	515,51	1.438,96

Como podemos ver, el coste aumenta a medida que el flujo de clientes lo hace. Para ello hemos vinculado linealmente los consumos eléctricos de las habitaciones, del ascensor y del restaurante con la ocupación hotelera, manteniendo como gastos fijos los consumos de las zonas comunes.

6.2.3.3. Gas

Para el funcionamiento de la cocina del restaurante se ha decidido emplear gas propano, dado que en cuestiones térmicas es mucho más eficiente que la electricidad.

Además, se puede situar una botella de gas propano de 35 kg en la cocina sin ningún tipo de instalación, y por tanto sin ningún coste añadido.

Se ha calculado la cantidad de botellas de gas necesarias para el funcionamiento del restaurante según su clientela, así que multiplicándolo por el precio de la botella de 35 kg obtendremos el coste por temporada de este producto.

Año	Clientes	Consumo Gas (botellas)	Coste por temporada (€)
1	185	1	61,45
2	390	2	122,90
3	624	3	184,35
4	893	3	184,35
5	1181	4	245,80
6	1258	5	307,25
7	1331	5	307,25
8	1396	5	307,25
9	1450	5	307,25
10	1494	5	307,25

6.2.4. Otros costes

Finalmente se han considerado otros costes necesarios para el funcionamiento de la empresa, como bien serían el mantenimiento de su página web, su línea de teléfono/internet, el coste de productos de limpieza, el mantenimiento de sus zonas ajardinadas, el mantenimiento del propio edificio, y un aprovisionamiento para otros gastos no previstos.

También se ha considerado el coste de un seguro, contratado con La Mutua dels Enginyers por valor de 2200 €.

Se ha estimado una partida final de 3500 € por temporada en este concepto, que se considerará constante a lo largo de los próximos años.

6.3. Previsión de inversión

Para poder valorar el negocio es vital saber qué cantidad de dinero es necesaria invertir para poder poner en marcha el hotel.

Para ello, calculamos el valor total de la inversión, que podemos ver en la siguiente tabla:

Concepto	Importe
Presupuesto obra	297.706,53
Decoración	5.000,00
Jardín	3.000,00
Licencias apertura	1.000,00
Apertura SL	450,00
Total inversión	307.156,53

El presupuesto de la obra se ha obtenido a través del programa TCQ 200 4.0 facilitado por el Instituto de Tecnología de la Construcción de Catalunya (ITeC), y se encuentra desglosado en el anexo A).

El resto de las partidas son valores aproximados obtenidos de fuentes diversas.

La suma de todas estas partidas nos da un valor de 307.156,53 €, que consideraremos como el coste necesario a desembolsar en el instante inicial para poder poner en marcha el hotel.

Consideraremos también que el propietario tendrá que desembolsar la mitad del importe total, y que la otra mitad la aportará una entidad bancaria mediante una hipoteca a 20 años. EL interés de la hipoteca se considerará según los valores actuales ofertados, que serían del Euribor+2, es decir, de un 2,5% anual.

6.4. Previsión del efecto fiscal

6.4.1. Impuesto de sociedades

Dado que se planea formar una sociedad jurídica para el hotel, el beneficio obtenido por éste estará sujeto al Impuesto de Sociedades, que dado que es será una PyME, hemos contado en el 25%.

De la diferencia entre ingresos y gastos de cada mes se deberá descontar este porcentaje en concepto de impuestos.

6.4.2. Amortización

Otro concepto a tener en cuenta es el escudo fiscal de la amortización de los activos del hotel. El inmueble a medida que van pasando los años va perdiendo su valor. Esta pérdida de valor se puede declarar como pérdida real en la cuenta de gastos de cada año, con el correspondiente ahorro de impuestos que supone.

Teniendo en cuenta que la Agencia Tributaria permite amortizar un inmueble a 50 años, amortizaremos cada año el 2 % del valor de la inversión inicial, asumiendo que el inmueble no tenía valor antes de la reforma.

6.5. Cálculo de flujos de caja

Para ver la evolución del negocio año a año hemos calculado los flujos de caja o Cash Flow de los próximos 10 años a la apertura del negocio.

Primero calculamos los fondos generados, que son los ingresos generados por ventas (sin IVA) menos todos los costes del negocio, menos la amortización de sus activos, y menos la parte correspondiente del impuesto de sociedades. Después se le vuelve a sumar el valor de la amortización, puesto que es un gasto virtual.

Después se calculan los fondos invertidos, que constan de la inversión inicial, más la devolución anual del préstamo bancario.

Finalmente, calculamos el Cash Flow de cada año restando a los fondos generados los fondos invertidos.
Si acumulamos este valor año a año podremos ir viendo como recuperamos la inversión.

También podemos calcular el Valor Actualizado Neto año a año, empleando como k este 2,5% de interés.

Año	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ingresos	-	9.029,95	19.070,68	30.479,49	43.613,73	57.694,82	61.463,34	65.036,42	68.203,86	70.856,15	72.987,72
Costes	-	13.081,94	15.544,73	18.334,94	23.337,35	26.766,54	27.729,29	28.583,84	31.202,48	31.836,77	32.346,66
Amortización (-)	-	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13
BAI	-	- 10.195,12	- 2.617,18	6.001,42	14.133,25	24.785,15	27.590,92	30.309,45	30.858,24	32.876,24	34.497,93
Impuestos	-	- 2.548,78	- 785,16	1.800,42	4.239,98	7.435,54	8.277,27	9.092,84	9.257,47	9.862,87	10.349,38
BDI	-	- 7.646,34	- 1.832,03	4.200,99	9.893,28	17.349,60	19.313,64	21.216,62	21.600,77	23.013,37	24.148,55
Amortización (+)	-	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13	6.143,13
Fondos generados	-	- 1.503,21	4.311,10	10.344,12	16.036,41	23.492,73	25.456,77	27.359,75	27.743,90	29.156,50	30.291,68

Año	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Incremento inmovilizado	153.578,27	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Disminución pasivo	-	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91
Fondos invertidos	153.578,27	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91

Año	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fondos generados	-	- 1.503,21	4.311,10	10.344,12	16.036,41	23.492,73	25.456,77	27.359,75	27.743,90	29.156,50	30.291,68
Fondos invertidos	153.578,27	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91	7.678,91
Cash flow	- 153.578,27	- 9.182,12	- 3.367,81	2.665,21	8.357,49	15.813,82	17.777,86	19.680,83	20.064,99	21.477,59	22.612,77
Cash flow acumulado	- 153.578,27	- 162.760,38	- 166.128,20	- 163.462,99	- 155.105,49	- 139.291,67	- 121.513,81	- 101.832,98	- 81.767,99	- 60.290,41	- 37.677,64
VAN	- 153.578,27	- 162.536,43	- 165.741,96	- 163.267,05	- 155.695,57	- 141.718,46	- 126.388,67	- 109.831,87	- 93.363,60	- 76.165,89	- 58.500,83

6.6. Indicadores económicos

A la vista de estos resultados podemos hacer un análisis del funcionamiento de la empresa, y de la rentabilidad de la inversión realizada.

6.6.1. VAN

Mirando la tabla de flujos de caja vemos que el VAN negativo inicial debido a la inversión se va moderando a lo largo del tiempo, pero lo cierto es que al cabo de 10 años aún mantenemos un valor negativo.
Si se mantuvieran estas previsiones deberíamos esperar aún 3 años (13 en total) más para llegar a un VAN 0.
A la vista queda que ésta no es una inversión rentable a corto ni medio plazo.

6.6.2. Payback

EL payback es el tiempo que se necesitará para recuperar el capital invertido. Debemos entonces fijarnos en el valor del Cash Flow acumulado, y ver cuando este valor llega a ser nulo.
Podemos observar que a final de año 10 aún es negativo. Deberemos esperar por lo menos hasta el año 12 para poder recuperar el total del valor invertido.
De nuevo vemos que ésta no es una inversión rentable a corto ni medio plazo.

6.6.3. TIR

Este indicador se relaciona con el VAN, ya que utilizando una fórmula similar, determina cuál es la tasa de descuento que hace que el VAN de un proyecto sea igual a cero. Es decir, que se expresa como un porcentaje (TIR=12%, por ejemplo). En términos conceptuales, puede entenderse como la tasa de interés máxima a la que es posible endeudarse para financiar el proyecto, sin que genere pérdidas.

Si calculamos la TIR a 10 años vemos que su valor es del -3,45 %. Es un valor negativo, que indica por tanto que independientemente de si obtuviésemos o no una buena financiación el negocio no sería rentable a 10 años vista.

6.6.4. ROI

Un último indicador que podríamos emplear es el Return on Investment (ROI), que es el retorno porcentual obtenido respecto a la inversión realizada.

El ROI obtenido en los 10 primeros años es del 75,47 %, es decir, que obtendremos casi tres cuartos de lo invertido como beneficio, dándonos una rentabilidad promedio anual del 7,55 % , superior a la rentabilidad que se puede obtener hoy en día en una entidad bancaria.
Si además nos fijamos en la evolución de la rentabilidad, veremos que, pese que en los primeros años es mínima, hacia los últimos años tiende hacia el 14,72% anual.

6.7. Cálculo de flujos de tesorería

Otro concepto interesante a calcular es la necesidad financiera del negocio, es decir, la cantidad de dinero líquido de que deberá disponer para poder hacer frente al desfase entre los pagos y los cobros.
Para ello se calculará la tabla de flujos de tesorería de los próximos 5 años dividida cuatrimestralmente.

Primero contaremos todos los ingresos de la empresa, que son debidos a las ventas, y que se producirán siempre en el tercer trimestre, cuando el hotel está abierto.

Después calcularemos todos los pagos a realizar a lo largo del año.
Gastos como el seguro se pagarán a principio de año. Otros gastos fijos, como los consumos mínimos de los servicios se pagaran mensualmente. El resto de gastos se pagarán en el tercer trimestre, durante el funcionamiento del hotel, dado que el pago es al contado.

Los impuestos se pagarán de la siguiente forma:
En el segundo trimestre se hará un pago equivalente al 18% de ¼ del beneficio obtenido en el año fiscal anterior, en concepto de retención del impuesto de sociedades. El primer año no se deberá realizar éste pago, pues no hay precedente. SI el resultado del año anterior fuese negativo tampoco se hará pago alguno.
En el cuarto trimestre se pagará un 18% de ¾ del beneficio obtenido en el año fiscal anterior, en concepto igualmente de retención del impuesto de sociedades.
En el tercer trimestre del año siguiente se calculará la diferencia entre el impuesto real a pagar sobre los beneficios, y los pagos adelantados en el año anterior, y se abonará o cobrará según el resultado.
SI el resultado final de un año es negativo, el impuesto también lo será, no obstante no se cobrará el importe, si no que se descontará de los pagos del tercer trimestre de los próximos años hasta saldar la deuda.

El pago del IVA se realizará en el cuarto trimestre.
El pago de la Seguridad Social se realizará también en el cuarto trimestre.
Se retendrá un 10% de las nóminas del personal en concepto de retención fiscal del IRPF, que se entregarán también en el cuarto trimestre.

La inversión inicial se repartirá uniformemente en los cuatro trimestres del año 0.
Los intereses del préstamo bancario se pagarán trimestralmente de forma proporcional, considerando un interés del 2,5% anual sobre el préstamo remanente.
La devolución del préstamo bancario se realizará trimestralmente de forma proporcional, a lo largo de 20 años. Consideraremos una carencia del préstamo durante el año 0.

A continuación podemos ver las tablas de los flujos de tesorería de los próximos 5 años (20 trimestres).

Año	0	0	0	0	1	1	1	1	2	2	2	2
Trimestre	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Ventas	-	-	-	-	-	-	10.033,28	-	-	-	21.189,64	-
Intereses (+)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TOTAL cobros	-	-	-	-	-	-	10.033,28	-	-	-	21.189,64	-

Año	0	0	0	0	1	1	1	1	2	2	2	2
Trimestre	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Gastos	-	-	-	-	2.430,86	230,86	8.131,97	230,86	2.430,86	230,86	10.594,77	230,86
Impuestos	-	-	-	-	-	-	-	3.060,71	-	-	-	4.176,35
Inversión	76.789,13	76.789,13	76.789,13	76.789,13	-	-	-	-	-	-	-	-
Gastos financieros	959,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Devolución créditos	-	-	-	-	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73
TOTAL pagos	77.749,00	76.789,13	76.789,13	76.789,13	4.350,59	2.150,59	10.051,70	5.211,30	4.350,59	2.150,59	12.514,50	6.326,94

Año	0	0	0	0	1	1	1	1	2	2	2	2
Trimestre	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Saldo inicial	307.156,53	229.407,53	152.618,40	75.829,27	- 959,86	- 5.310,45	- 7.461,04	- 7.479,46	- 12.690,76	- 17.041,35	- 19.191,94	- 10.516,79
Cobros	-	-	-	-	-	-	10.033,28	-	-	-	21.189,64	-
Pagos	77.749,00	76.789,13	76.789,13	76.789,13	4.350,59	2.150,59	10.051,70	5.211,30	4.350,59	2.150,59	12.514,50	6.326,94
Saldo final	229.407,53	152.618,40	75.829,27	- 959,86	- 5.310,45	- 7.461,04	- 7.479,46	- 12.690,76	- 17.041,35	- 19.191,94	- 10.516,79	- 16.843,73

Año	3	3	3	3	4	4	4	4	5	5	5	5
Trimestre	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Ventas	-	-	33.866,10	-	-	-	48.459,70	-	-	-	64.105,36	-
Intereses (+)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TOTAL cobros	-	-	33.866,10	-	-	-	48.459,70	-	-	-	64.105,36	-

Año	3	3	3	3	4	4	4	4	5	5	5	5
Trimestre	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Gastos	2.430,86	230,86	13.384,98	230,86	2.430,86	230,86	17.773,24	230,86	2.430,86	230,86	21.202,43	230,86
Impuestos	-	-	-	5.444,00	81,02	-	-	7.146,41	190,80	-	- 6.321,39	9.654,46
Inversión	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Gastos financieros	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Devolución créditos	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73	1.919,73
TOTAL pagos	4.350,59	2.150,59	15.304,71	7.594,58	4.431,61	2.150,59	19.692,97	9.297,00	4.541,39	2.150,59	16.800,77	11.805,05

Año	3	3	3	3	4	4	4	4	5	5	5	5
Trimestre	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Saldo inicial	- 16.843,73	- 21.194,32	- 23.344,91	- 4.783,51	- 12.378,10	- 16.809,70	- 18.960,29	9.806,44	509,44	- 4.031,95	- 6.182,53	41.122,05
Cobros	-	-	33.866,10	-	-	-	48.459,70	-	-	-	64.105,36	-
Pagos	4.350,59	2.150,59	15.304,71	7.594,58	4.431,61	2.150,59	19.692,97	9.297,00	4.541,39	2.150,59	16.800,77	11.805,05
Saldo final	- 21.194,32	- 23.344,91	- 4.783,51	- 12.378,10	- 16.809,70	- 18.960,29	9.806,44	509,44	- 4.031,95	- 6.182,53	41.122,05	29.317,00

Si observamos los valores de saldo final de la tabla veremos los resultados finales de cada trimestre de nuestra cuenta corriente.

La necesidad financiera de la empresa será igual al valor mínimo que se pueda encontrar en la tabla.

Si nos fijamos que el menor valor se encuentra en el segundo trimestre del tercer año. La necesidad financiera de los primeros 5 años será de 23.344,91 €. Para poder mantener el funcionamiento de la empresa y hacer frente a los pagos correspondientes a tiempo deberemos, o bien disponer de esta cantidad de entrada de forma líquida, cosa que es difícil de pensar, o bien obtener una línea de crédito empresarial por éste valor.

6.8. Cálculo del Balance

Por último podemos calcular un balance de dos años modelos de la empresa, para analizar la estructuración de su capital.

Cogeremos el caso de final del año 5, junto con el resultado del año anterior.

Vemos a continuación el activo y el pasivo + patrimonio neto de la empresa, con todas sus correspondientes partidas.

Las partidas son relativamente simples, ya que al cierre del ejercicio por fin de año el negocio está cerrado, así que la mayoría de las cuentas pendientes con clientes y proveedores están ya saldadas, y solo quedan las deudas a largo plazo con el banco, y a corto para el año próximo. También quedan las deudas con hacienda por impuestos diferidos, y podrían quedar las deudas de la línea de crédito.

	4	5
ACTIVO	281.056,78	298.078,97
A) ACTIVO NO CORRIENTE	280.547,34	268.761,96
I. Inmovilizado intangible	-	-
II. Inmovilizado material	276.440,88	268.761,96
III. Inversiones inmobiliarias	-	-
IV. Inversiones en empresas asociadas a largo plazo	-	-
V. Inversiones financieras a largo plazo	-	-
VI. Activos por impuestos diferidos	4.106,46	-
B) ACTIVO CORRIENTE	509,44	29.317,00
I. Activos no corrientes mantenidos para la venta	-	-
II. Existencias	-	-
III. Deudores comerciales y otras cuentas a cobrar	-	-
1. Clientes por ventas y prestación de servicios	-	-
2. Accionistas por desembolsos exigidos	-	-
3. Otros deudores	-	-
IV. Inversiones en empresas asociadas a corto plazo	-	-
V. Inversiones financieras a corto plazo	-	-
VI. Efectivo y otros equivalentes	509,44	29.317,00
VII. Periodificaciones	-	-

TOTAL ACTIVO	**281.056,78**	**298.078,97**

	4	5
PATRIMONIO NETO	158.194,17	175.543,77
A-1) Fondos propios	158.194,17	175.543,77
I. Capital	153.578,27	153.578,27
1. Capital escriturado	153.578,27	153.578,27
2. Capital no exigido	-	-
II. Prima de emisión	-	-
III. Reservas	-	-
IV. Acciones propias	-	-
V. Resultado de ejercicios anteriores	- 5.277,37	4.615,90
VI. Otras aportaciones de socios	-	-
VII. Resultado del ejercicio	9.893,28	17.349,60
VIII. Dividendo a cuenta	-	-
IX. Otros instrumentos de patrimonio	-	-
A-2) Ajustes por cambio de valor	-	-
A-3) Subvenciones, legados y donaciones	-	-
PASIVO	122.862,61	122.535,19
A) PASIVO NO CORRIENTE	122.862,61	122.535,19
I. Provisiones a largo plazo	-	-
II. Deudas a largo plazo	122.862,61	115.183,70
1. Deuda con entidades de crédito	122.862,61	115.183,70
2. Otras deudas a largo plazo	-	-
III. Deudas con empresas del grupo a largo plazo	-	-
IV. Pasivo por impuestos diferidos	-	7.351,50
B) PASIVO CORRIENTE	-	-
I. Pasivos no corrientes vinculados a activos a la venta	-	-
II. Provisiones a corto plazo	-	-
III. Deudas a corto plazo	-	-
1. Deudas a entidades de crédito	-	-
2. Otras deudas a corto plazo	-	-
IV. Deudas con empresas asociadas a corto plazo	-	-
V. Creditores comerciales y otras cuentas a pagar	-	-
1. Proveedores	-	-
2. Otros creditores	-	-
VI. Periodificaciones	-	-

TOTAL PATRIMONIO NETO Y PASIVO	**281.056,78**	**298.078,97**

6.9. Análisis económico - financiero por ratios

Dado el balance obtenido, podemos analizar funcionamiento de la empresa entre estos 2 años mediante diferentes ratios.

Ratios financieros

	4	5
Endeudamiento (%)	77,67	69,80
Endeudamiento total (%)	43,71	41,11
Calidad de la deuda (%)	6,25	6,27

Ratios económicos

	4	5
Rentabilidad económica (%)	5,03	8,31
Rentabilidad financiera (%)	6,25	9,88

Como podemos observar, la empresa está muy endeudada, puesto que se ha financiado a base de una hipoteca. No obstante, su calidad de la deuda es óptima, ya que prácticamente toda ella es a largo plazo.

Respecto a la rentabilidad de la empresa, tanto la rentabilidad económica como la financiera son bastante moderadas, pero positivas.

7. Estudio del impacto ambiental del proyecto

De cara a valorar el impacto ambiental de este proyecto, deberemos diferenciar entre la obra de rehabilitación del edificio y el funcionamiento ordinario del hotel.

7.1. Impacto ambiental de la obra

Para calcular el impacto ambiental del proyecto de obra del hotel, se analizará la huella ecológica que genere la producción de las materias primas empleadas para la estructura, así como la generada por la obra en sí.
Dado que el proyecto de obra está basado en el cálculo de la estructura, valoraremos su impacto según el coste de la estructura metálica. Para ello emplearemos las tablas ofrecidas por el fabricante de perfiles laminados ArcelorMittal y calculadas por el Institut Bauen und Umwelt e.V.

Para calcular el impacto de nuestra obra emplearemos la cifra 21.797,2 kg, que es la cantidad de acero en perfiles laminados que se necesitará en nuestra estructura, entre los perfiles de los pórticos y las viguetas de los forjados.

En la figura 7.1.1. podemos ver el coste energético de la producción de nuestra estructura, desglosado en renovables y no renovables, así como el potencial de calentamiento global, expresado en kg equivalentes de CO_2, el potencial de agotamiento de la capa de ozono en kg equivalentes de R11, el potencial de acidificación, el de eutrofización y el de creación de ozono fotoquímico.

Structural steel: Sections and Plates					
Parameter	**Unit per kg**	**Production**	**End-of-Life***	**Total per kg**	**Total**
Primary energy, non-renewable	[MJ]	19.48	-7.70	**11.78**	**2.567.453,24**
Primary energy, renewable	[MJ]	0.65	-0.08	**0.57**	**124.252,70**
Global Warming Potential (GWP 100 years)	[kg CO_2-eqv.]	1.68	-0.88	**0.80**	**174.389,76**
Ozone Depletion Potential (ODP)	[kg R11-eqv.]	3.19E-08	1.04E-08	**4.23E-08**	**0,01**
Acidification Potential (AP)	[kg SO_2-eqv.]	3.47E-03	-1.68E-03	**1.79E-03**	**390,20**
Eutrophication Potential (EP)	[kg PO_4^{3-}-eqv.]	2.89E-04	-1.31E-04	**1.58E-04**	**34,44**
Photochemical Ozone Creation Potential (POCP)	[kg C_2H_4-eqv.]	7.55E-04	-4.57E-04	**2.98E-04**	**64,96**

Figura 7.1.1. Tabla del impacto ambiental.

En la figura 7.1.2. podemos ver la distribución del consumo energético necesario para la producción de los perfiles entre las diferentes fuentes de energía, renovables y no renovables.

Average primary consumption of 1 kg structural steel (production and EOL[1] (=recycling))

Average volume production	Unit	Production [1 kg]	End-of-Life [1 kg]
Primary Energy from Resources	**MJ**	**19,48**	**- 7,70**
Primary Energy from Crude oil	MJ	1,55	- 0,94
Primary Energy from Hard coal	MJ	10,54	- 7,11
Primary Energy from Lignite	MJ	1,10	0,06
Primary Energy from Natural Gas	MJ	5,03	- 0,10
Primary Energy from Uranium	MJ	1,26	0,40
Primary Energy from Renewable Raw Materials	**MJ**	**0,65**	**- 0,08**

Figura 7.1.2. Distribución de las fuentes de energía.

El informe elaborado por Institut Bauen und Umwelt e.V. también incluye una tabla para calcular el consumo de agua en la producción del acero. En la figura 7.1.3. podemos ver estos valores.

Water consumption of 1 kg structural steel (production and EOL (= recycling))

Average volume production	Unit	Production [1 kg]	End-of-Life [1 kg]	Total per kg	Total
Water Consumption (Total)	**kg**	**6,75**	**-4,87**	**1,88**	**409.815,94**
Fresh Water	kg	3,011	-2,966	0,045	9.809,42
Ground Water	kg	1,363	-0,429	0,934	203.600,04
Origin not Specified	kg	6,56	-2,671	2,889	629.756,02
River Water	kg	-4,209	1,226	-2,989	-651.563,74
Sea Water	kg	0,02	-0,028	-0,008	-1.743,90

Figura 7.1.3. Consumo de agua en la producción de los perfiles.

Finalmente también podemos observar una tabla de cálculo de los residuos generados en la producción de los perfiles laminados de nuestra obra en la figura 7.1.4.

Waste of 1 kg structural steel (production and EOL (= recycling))

Average volume production	Unit	Production [1 kg]	End-of-Life [1 kg]	Total per kg	Total
Waste (Total)	**kg**	**4,52**	**-2,35**	**2,17**	**473.032,22**
Stockpile Goods	kg	4,51	-2,36	2,15	468.672,48
Consumer Waste	kg	4,25E-04	0,01	0,010425	2.272,52
Dangerous Waste	kg	0,003	-1,79E-03	0,00121	263,76
Radioactive Waste	kg	4,3E-04	9,90E-05	0,000529	115,32
Hazardous Waste	kg	0,003	-1,89E-03	0,00111	241,97

Figura 7.1.4. Generación de residuos en la producción de perfiles.

Por lo que a la producción del hormigón respecta no se encuentran informes tan detallados de su huella ecológica. No obstante, basándonos en los datos facilitados por el Grupo Cementos Portland Valderrivas, podemos deducir la equivalencia entre m3 de hormigón producidos y kg de CO2 emitidos a la atmósfera.

Considerando que el volumen de hormigón que emplearemos para la obra es de 166,216 m3, podemos ver el cálculo de emisiones equivalentes:

	Total por m^3 de hormigón	Total
Emisiones de CO_2 (kg)	5,17	859,33

Finalmente podemos considerar también la cantidad de escombros generados por la obra.

Para ello podemos emplear la partida de derribo y gestión de escombros del presupuesto obtenido a partir del banco de datos del Instituto Tecnológico de la Construcción de Cataluña (ITeC).

El volumen aparente a derribar será de 1.920,00 m3 edificados, y su coste económico asociado será de 9945,6 €, incluyendo su transporte al vertedero y sus tasas.

7.2. Impacto ambiental del hotel

Para calcular el impacto ambiental del hotel en funcionamiento podemos fijarnos en los valores de consumos calculados en el capítulo 6 (viabilidad económica del proyecto).

El consumo eléctrico del hotel ha sido optimizado para minimizar su consumo y su potencia a contratar. Para ello se ha priorizado el uso de gas propano para muchas funciones térmicas, dada la superior eficiencia en la conversión térmica del gas sobre la electricidad, y en cambio se ha priorizado la electricidad en el funcionamiento de las actividades motrices, por su mayor eficiencia.

Se ha empleado además un convertidor en el motor hidráulico del ascensor para minimizar el pico de consumo de potencia en el arranque, reduciendo así la potencia a contratar.

En la siguiente tabla podemos ver el consumo eléctrico previsto de los próximos años, junto con su equivalencia en emisiones de CO_2 según promedio del parque energético español, que según la Red Eléctrica de España (REE) es de 0,25 t Co_2/MWh.

Año	Clientes	Consumo (kWh)	CO2 (kg)
1	185	109,78	27,44
2	390	130,25	32,56
3	624	153,52	38,38
4	893	180,31	45,08
5	1181	209,02	52,26
6	1258	216,71	54,18
7	1331	224,00	56,00
8	1396	230,46	57,61
9	1450	235,86	58,97
10	1494	240,21	60,05

Para más detalles sobre el cálculo de los consumos eléctricos del hotel puede consultarse el anexo B.

Del mismo modo, podemos observar en el capítulo 6 los consumos de agua previstos para los próximos años.

Para considerar las emisiones de CO_2 debidas al consumo de gas propano, podemos emplear la tabla de consumos prevista calculada en el capítulo 6, y multiplicarlo por la conversión a kg equivalentes de CO_2, que es de 2,94 kg CO_2/kg propano.

Año	Clientes	Consumo (botellas)	Consumo (kg)	Emisión CO_2 (kg)
1	185	1	35	102,9
2	390	2	70	205,8
3	624	3	105	308,7
4	893	3	105	308,7
5	1181	4	140	411,6
6	1258	5	175	514,5
7	1331	5	175	514,5
8	1396	5	175	514,5
9	1450	5	175	514,5
10	1494	5	175	514,5

7.3. Impacto visual de hotel

Por último podemos considerar el efecto del impacto visual del hotel en el paisaje natural de la Vall Fosca.

Para minimizar este impacto se emplean estilos arquitectónicos basados en la piedra, la madera y las cubiertas de pizarra, de manera que su imagen se adapte a la del lugar, minimizando su impacto.

Además, cabe destacar que el proyecto parte de un edificio que ya existe actualmente, y que por tanto, su correcta rehabilitación no hará sino mejorar su imagen.

8. Conclusiones generales

Las conclusiones a las que podemos llegar tras los estudios realizados son las siguientes:

La solución estructural planteada consiste en el derribo del interior del edificio, incluyendo la cubierta, pero conservando todos los muros de piedra.
Se construirá en su interior una estructura metálica de nudos rígidos, con forjados de chapa colaborante y hormigón armado que irán anclados a los muros de piedra convirtiendo la estructura en hiperestática.

La obra deberá realizarse por fases, derribando y reconstruyendo zona a zona, para garantizar la seguridad de los muros actuales, y se tardarán 11 meses en completarla.

El hotel como negocio es viable, y a los pocos años de funcionamiento podría empezar a generar beneficios. No obstante, en proporción a valor de la inversión inicial la rentabilidad del negocio es mínima.
Teniendo en cuenta que el hotel solo abre 2 meses al año, se tardarán al menos 12 años en recuperar la inversión, y se tardarán al menos 5 en empezar a obtener unos beneficios a tener en cuenta.
La necesidad financiera del negocio durante los primeros años será de cerca del 8% del valor de la inversión.
Su estabilidad financiera sería muy buena, pero sus rentabilidades muy moderadas.

9. Agradecimientos

Me gustaría agradecer de forma muy especial toda la ayuda recibida de mi padre, Jose Maria Fornons, que no solo me ha guiado e inspirado en la realización de este proyecto, sino que ha sido el principal impulsor de toda mi carrera académica.

También me gustaría agradecer toda la colaboración que he recibido de mi tutor, Frederic Marimon, que me ha dirigido de forma incansable a lo largo de este trabajo.

10. Bibliografía

ARCELOR GROUP, *Vigas, perfiles y comerciales: Programa de ventas. Madrid, 2008.*

COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN, *Norma Europea, Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero.* Bruselas: 2005.

DEPARTAMENT D'ADMINISTRACIÓ D'EMPRESES, *Administració d'Empreses: Transparències.* Barcelona: Serveis Gràfics Copisteria Imatge, SL, 2011.

DEPARTAMENT D'ENGINYERIA ELÉCTRICA-ETSEIB-UPC, *Tecnología eléctrica.* Barcelona: Editorial Técnica, 2009.

I. JIMÉNEZ SALAS*, Geotecnia y Cimientos.* Madrid: Ediciones Rueda, 1971.

JIMÉNEZ MONTOYA, *Hormigón Armado.* Madrid: Editorial Gustavo Gil, 2009.

MINISTERIO DE FOMENTO, *Código Técnico de la Edificación: Documento Básico Seguridad Estructural Acero.* Madrid: Centro de Publicaciones, 2006.

MINISTERIO DE FOMENTO, *Código Técnico de la Edificación: Documento Básico Seguridad contra Incendio.* Madrid: Centro de Publicaciones, 2006.

MINISTERIO DE FOMENTO, *Código Técnico de la Edificación: Documento Básico HR-Protección frente al ruido.* Madrid: Centro de Publicaciones, 2009.

MINISTERIO DE FOMENTO, *Código Técnico de la Edificación: Documento Básico Seguridad Estructural Acciones de la Edificación.* Madrid: Centro de Publicaciones, 2009.

MINISTERIO DE FOMENTO, *Código Técnico de la Edificación: Documento Básico Seguridad Estructural Cimientos.* Madrid: Centro de Publicaciones, 2008.

MINISTERIO DE FOMENTO, *Instrucción de Hormigón Estructural EHE.* Madrid: Centro de Publicaciones, 1999.

MINISTERIO DE FOMENTO, *Norma Básica de la Edificación EA-95: Estructuras de acero en la Edificación.* Madrid: Centro de Publicaciones, 1996.

RAFAEL PASTOR, *Mètodes Quantitatius de Gestió: Transparències.* Barcelona: Serveis Gràfics Copisteria Imatge, SL, 2012.

R.DAUSSY, *Guide Practique de Charpente Metalique.* Paris: Institut Technique du Batiement et des Travaux Publics, 1979.

AJUNTAMENT DE LA TORRE DE CAPDELLA, *La Vall Fosca.* [http://www.torredecapdella.org/]. [URL, 15/03/2013]

PATRONAT DE TURISME DE LA VALL FOSCA, *La Vall Fosca.* [http://www.vallfosca.net/] .[URL, 15/03/2013]