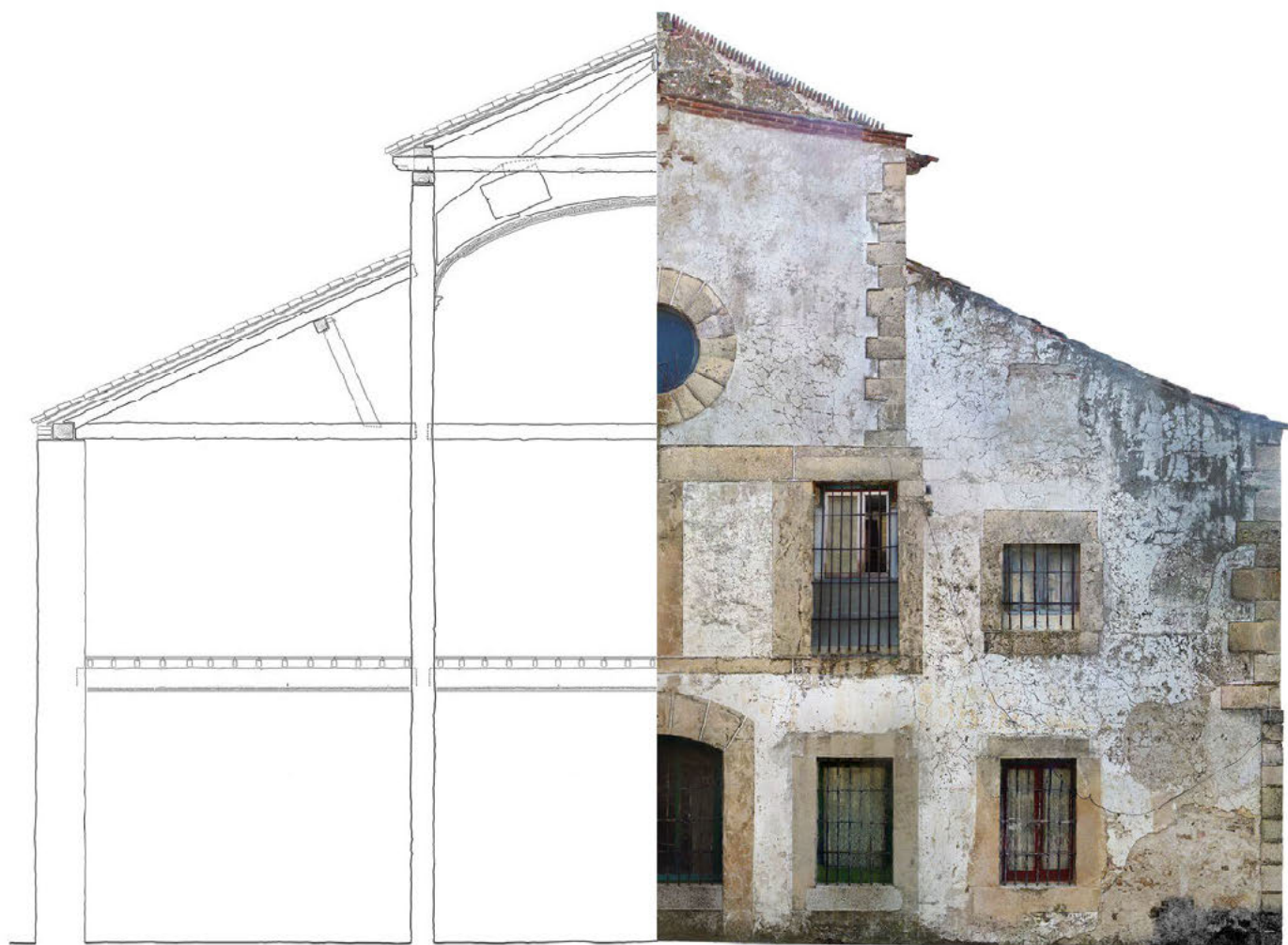


Este documento se ha obtenido directamente del original que contenía todas las firmas auténticas y se han ocultado los datos personales protegidos y los códigos que permitirían acceder al original.



PROYECTO DE RESTAURACIÓN DE FORJADOS EN EL ANTIGUO CONVENTO DE LOZOYA

Roberto Fernández Díaz
arquitecto

ENJARJE
ARQUITECTURA



ÍNDICE GENERAL DE DOCUMENTOS

I. MEMORIA

II. ANEJOS A LA MEMORIA

III. PLANIMETRÍA

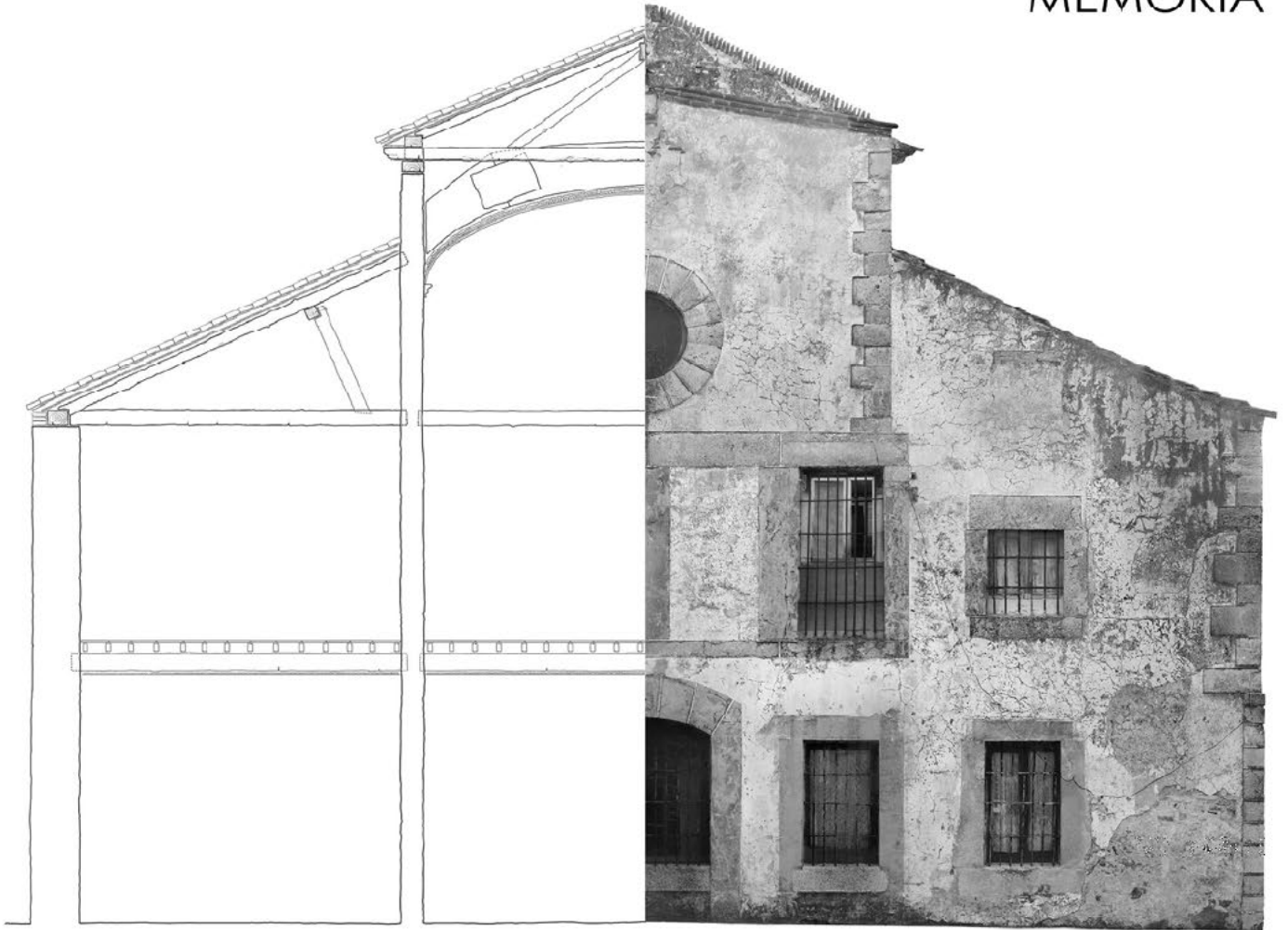
IV. PLIEGO DE CONDICIONES TÉCNICAS

V. MEDICIONES Y PRESUPUESTO

VI. SEGURIDAD Y SALUD



MEMORIA



**PROYECTO DE RESTAURACIÓN DE FORJADOS
EN EL ANTIGUO CONVENTO DE LOZOYA**

Roberto Fernández Díaz
arquitecto

ENJARJE
ARQUITECTURA



Comunidad de Madrid

ÍNDICE MEMORIA

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

- 1.1 INTRODUCCIÓN
- 1.2 AGENTES
- 1.3 NORMATIVA URBANÍSTICA. CATALOGACIÓN. PROPIEDAD
- 1.4 ANTECEDENTES DEL ENCARGO
- 1.5 EMPLAZAMIENTO DEL CONVENTO
- 1.6 ESTUDIO GEOTÉCNICO
- 1.7 MEDICIÓN Y LEVANTAMIENTO DEL CONVENTO
- 1.8 BREVE RESEÑA HISTÓRICA
- 1.9 DESCRIPCIÓN DEL CONVENTO

2. MEMORIA DE PATOLOGÍA

3. MEMORIA CONSTRUCTIVA. PROPUESTAS DE INTERVENCIÓN

4. CUMPLIMIENTO DE LA NORMATIVA VIGENTE

5. BIBLIOGRAFÍA

6. ANEXOS

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS _FORJADOS DE MADERA

ESTUDIO GEOTÉCNICO

INFORME SOBRE LA INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DEL ANTIGUO CONVENTO DE LOZOYA

ESTUDIO TÉCNICO DE LAS CIMENTACIONES DE LOS MUROS DEL ANTIGUO CONVENTO DE LOZOYA



1. MEMORIA DESCRIPTIVA

1.1 INTRODUCCIÓN

El objeto del encargo es la continuación de las obras de restauración y rehabilitación del convento una vez recuperadas las cubiertas en la fase I. Los futuros trabajos consistirán en completar la estabilización estructural del convento, mediante la mejora de las características del terreno sobre el que asienta la cimentación existente, la realización de un forjado sanitario ventilado frente al radón, así como la restauración de los forjados de madera de la primera planta del cenobio.

El edificio está situado en la zona sur del casco urbano. El edificio primigenio del convento data del siglo XVI y fue construido por la familia Suárez de la Concha. A finales del XVIII la casa solariega se encontraba arruinada y fue reconstruida por el cuarto Marqués de Lozoya. En la segunda mitad de siglo XIX vendieron la casona a Mariano Pastor, vecino de la localidad, que levantó dos plantas más, transformando el edificio en convento, para cederlo a las Concepcionistas Franciscanas.

Actualmente el inmueble y la finca, de aproximadamente 30 ha, son propiedad municipal.

El convento es Bien de Interés Patrimonial con Grado 2º. Estructural.

1.2 AGENTES

Se redacta el presente **PROYECTO DE RESTAURACIÓN DE FORJADOS EN EL ANTIGUO CONVENTO DE LOZOYA.**

ENCARGO:

ÁREA DE CONSERVACIÓN Y RESTAURACIÓN.

DIRECCIÓN GENERAL DE PATRIMONIO CULTURAL Y OFICINA DEL ESPAÑOL.

CONSEJERÍA DE CULTURA, TURISMO Y DEPORTES DE LA COMUNIDAD DE MADRID.

EQUIPO REPOSABLE DE LA REDACCIÓN DEL PROYECTO:

TÉCNICO RESPONSABLE:

ROBERTO FERNÁNDEZ DÍAZ. Arquitecto, NIF: 47450468-L

COLABORADORES:

ROCÍO MAIRA VIDAL. Dra. Arquitecta.

ADOLFO SALCEDO JIMÉNEZ. Arquitecto técnico

PRESUPUESTO:

Presupuesto de ejecución material: 438.118,35 €

Valor estimado de contrato: 521.360,84 €

Total presupuesto base licitación: 630.846,62 €

PLAZO DE EJECUCIÓN:

Plazo de ejecución de la obra: 9 meses

1.3 NORMATIVA URBANÍSTICA. CATALOGACIÓN. PROPIEDAD

La normativa urbanística que rige en el municipio son las Normas Subsidiarias de Planeamiento Municipal. Lozoya del Valle. 1984. Catálogo de edificios a conservar:

4-Análisis de las tipologías de interés. 4.3- El antiguo Convento y lavadero.

Son casos singulares de edificación que por su interés en todos los sentidos se preservan en grado de conservación simple.

6-Edificios de conservación simple.

Son aquellos cuyo exterior deberá ser conservado en su totalidad. En los interiores se conservará la disposición general de su estructura y aquellos elementos (patios, escaleras, etc.) que le confieren carácter.

Se podrán realizar las siguientes obras:

_ reparación, restauración, rehabilitación, reutilización.

6.- Edificios de conservación simple.

Son aquellos cuyo exterior deberá ser conservado en su -

PLANO INFORMADO

FAVORABLE

3 ABR 1994

EL JEFE DE SECCIÓN

Folio N.º ^{6.} 14

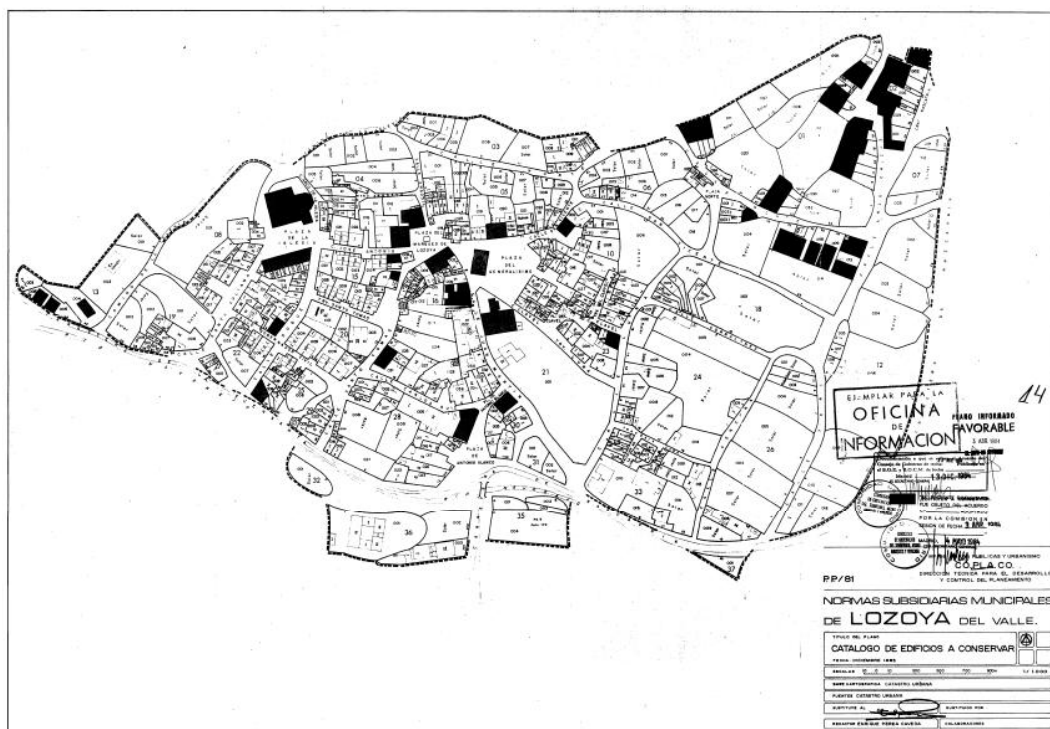
En los interiores se conservará la disposición general de su estructura y aquellos elementos (patios, escaleras, etc.) que le confieren carácter.

Se podrán realizar las siguientes obras:


- reparación
- restauración
- rehabilitación
- reutilización

Dentro de esta categoría se encuentran todos los demás -- edificios no citados en el apartado anterior y que están señalados en negro en el plano nº 2 de estas Normas y -- con trama en el plano catastral que acompaña este Catálogo. Podríamos ordenarlos de la siguiente manera:

- Edificios de viviendas dentro del casco urbano.
- Antiguo convento
- Antiguo lavadero, propiedad del Canal de Isabel II.
- Cuadras y pajares dentro de la zona agrícola-ganadera con sus cercas.



Su referencia catastral es 3538501VL3333N0001DU. C/ Juan Martín, 3. Uso residencial. Superficie construida 1.179 m². Superficie gráfica 6.268 m².


GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE HACIENDA Y FUNCIÓN PÚBLICA
SECRETARÍA DE ESTADO DE HACIENDA
 DIRECCIÓN GENERAL DEL CATASTRO

CONSULTA DESCRIPTIVA Y GRÁFICA DE DATOS CATASTRALES DE BIEN INMUEBLE

Referencia catastral: 3538501VL3333N0001DU

DATOS DESCRIPTIVOS DEL INMUEBLE

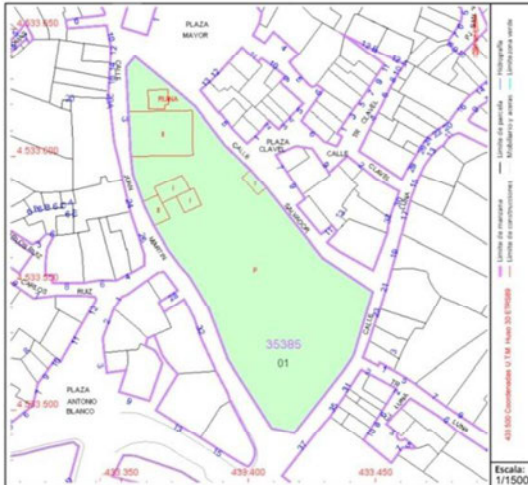
Localización:
 CL JUAN MARTIN 3
 28742 LOZOYA [MADRID]

Clase: URBANO
Uso principal: Residencial
Superficie construida: 1.179 m²
Año construcción: 1861

Destino	Escala / Planta / Puerta	Superficie m ²
ALMACEN	400/01	42
ALMACEN	300/01	137
VIVIENDA	100/01	428
VIVIENDA	101/01	428
VIVIENDA	200/01	72
VIVIENDA	201/01	72

PARCELA

Superficie gráfica: 6.268 m²
 Participación del inmueble: 100,00 %
 Tipo: Parcela construida sin división horizontal



Este documento no es una certificación catastral, pero sus datos pueden ser verificados a través del "Acceso a datos catastrales no protegidos de la SEC"

En 2009 se aprueba una Modificación Puntual de las Normas, “en el ámbito del Antiguo Convento” para permitir su uso hotelero y turístico-cultural (B.O.C.M. núm. 262, de 4 de noviembre de 2009).

▼ Modif. y planeamiento de desarrollo. Ordenanzas: uso predominante			
LOZOYA (076)			
MODIFICACIÓN NORMAS SUBSIDIARIAS		Reur: 75322	
Fecha de acuerdo: 02/10/2009		Fecha BOCM: 04/11/2009	
Nombre Ámbito: ANTIGUO CONVENTO			
Clase de suelo según Ley de aprobación: Suelo Urbano			
Ordenanza: ANTIGUO CONVENTO		Grado:	
Uso predominante: Equipamiento			
Usos mixtos:			
Usos compatibles: Terciario,Zona Verde			
Usos prohibidos: Resto			
Parámetros de superficie y edificabilidad			
Sup. ordenanza:		Sup. manzana:	
Coef. edif. ord.:		Coef. edif. ord. estim.:	
Sup. máx. edif. ord:		Coef. edif. manz.:	
Sup.máx. edific. manz.:		3.800 m²	
Parámetros edificatorios			
Tipología: AISLADA, ADOSADA		ABIERTA AISLADA ADOSADA	
Altura:		Nº plantas:	
Tamaño mín. parcela:		Ocup. máx. parcela:	
Retranqueo frontal:		Retranqueo lateral:	
Retranqueo posterior:		Fondo máx. edific.:	
Frente mín. parcela:		Aprov. bajo cubierta:	
Pendiente máxima:		Ático:	
Edific. aux.:		Dist. mín. entre bloques:	
Long. máx. edificación:		Ocupación planta baja:	
Datos de vivienda			
Tipo de vivienda: Sin definir			
Nº máx. viv. manzana:		Nº máx. viv. ordenanza:	
Notas:			
(DS_US_COMPA): Hotelero,Hotel-Apartemento,Complejo Turístico,Cultural,Asistencial y Educativo, Ajardinamiento en ZV. 1,5 plazas de apar. por 100 m2c. Se permiten sótanos y semis. en las nuevas edif.			

La protección de Patrimonio Histórico es el de **Bien de Interés Patrimonial**.

Obras y usos permitidos:

Las obras y los usos en inmuebles bajo la protección de Bien de Interés Patrimonial, se ajustarán a la Ley 3/2013, de 18 de junio, de Patrimonio Histórico de la Comunidad de Madrid, artículos 12, 18, 25, 35, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, disposición adicional segunda, disposición adicional tercera, disposición adicional cuarta, disposición transitoria primera, disposición transitoria segunda.

La Dirección General de Patrimonio Cultural (DGPC) debe autorizar las obras e intervenciones en los Bienes de Interés Patrimonial en los siguientes supuestos (art. 18):

- Obras mayores, con las salvedades indicadas en el art. 18.1. b)
- Obras menores que afecten a los elementos expresamente protegidos.
- Obras que alteren la envolvente o configuración exterior de inmuebles del entorno de protección.

En los criterios de intervención propuestos en el proyecto se han tenido en cuenta los Criterios de Intervención expuestos en la Ley de Protección del Patrimonio Cultural de la Comunidad de Madrid (Ley 8/2023 de 30 de marzo).

Actualmente el convento es propiedad del Ayuntamiento de Lozoya.

1.4 ANTECEDENTES DEL ENCARGO

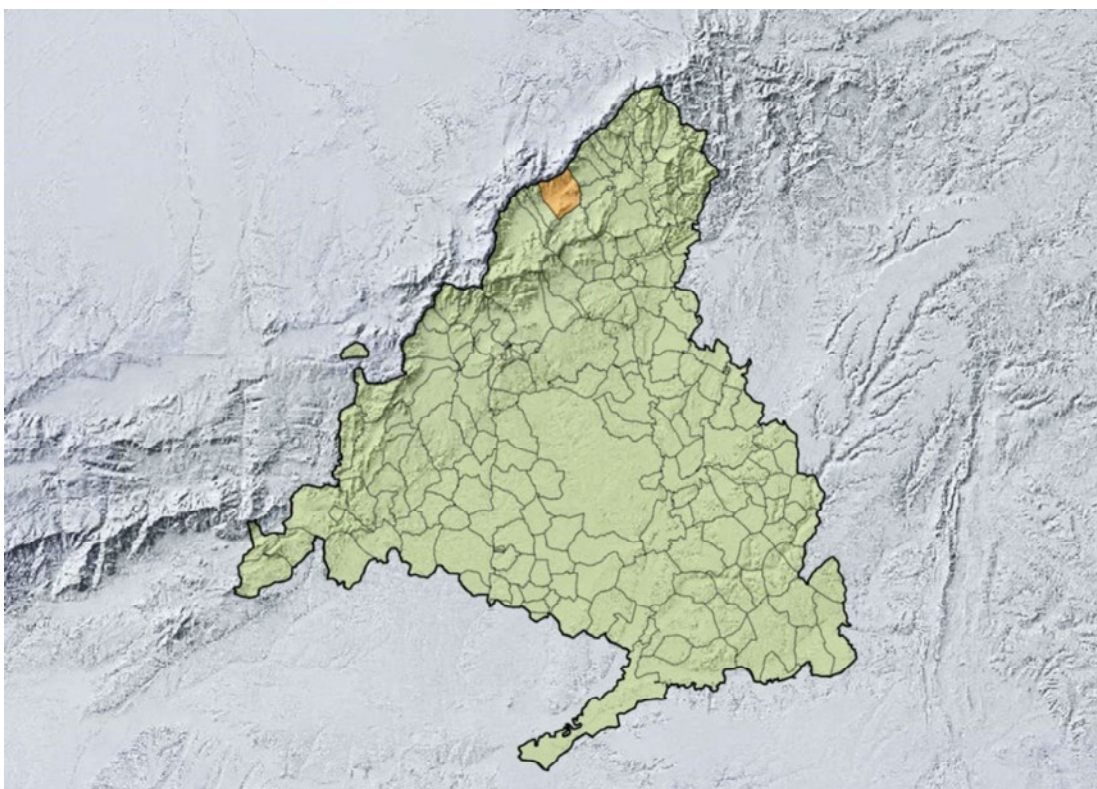
Previamente a la redacción de este proyecto se han desarrollado diversas actuaciones previas llevadas a cabo por la Dirección General de Patrimonio Cultural, y que han servido de base para elaborar el actual proyecto de ejecución:

- *"Estudios previos del Antiguo Convento"* en el año 2020, redactado por los arquitectos Rocío Maira Vidal y Roberto Fernández Díaz (Enjarje Arquitectura).
- *Rehabilitación y consolidación de cubiertas y fachadas en el Antiguo Convento de Lozoya, Proyecto de ejecución* en el año 2021 redactado por Enjarje Arquitectura.
Ejecución de las Obras durante el año 2022 y 2023, Enjarje Arquitectura.
- *"Memoria final de actuación arqueológica"* para el Proyecto de ejecución para la *rehabilitación y consolidación de cubiertas y fachadas en el Antiguo Convento de Lozoya*, redactado por Reno Arqueología en junio del 2023.
- *"Informe sobre la inspección y evaluación estructural del edificio del antiguo convento de Lozoya"* en el año 2023, redactado por Intemac.
- *"Estudio geotécnico para la rehabilitación del Convento de Lozoya "* en el año 2023, redactado por Geogenil SL.
- *"Estudio técnico de las cimentaciones de los muros del Antiguo Convento de Lozoya"* en el año 2024, Retineo Ingeniería.

1.5 EMPLAZAMIENTO DEL CONVENTO

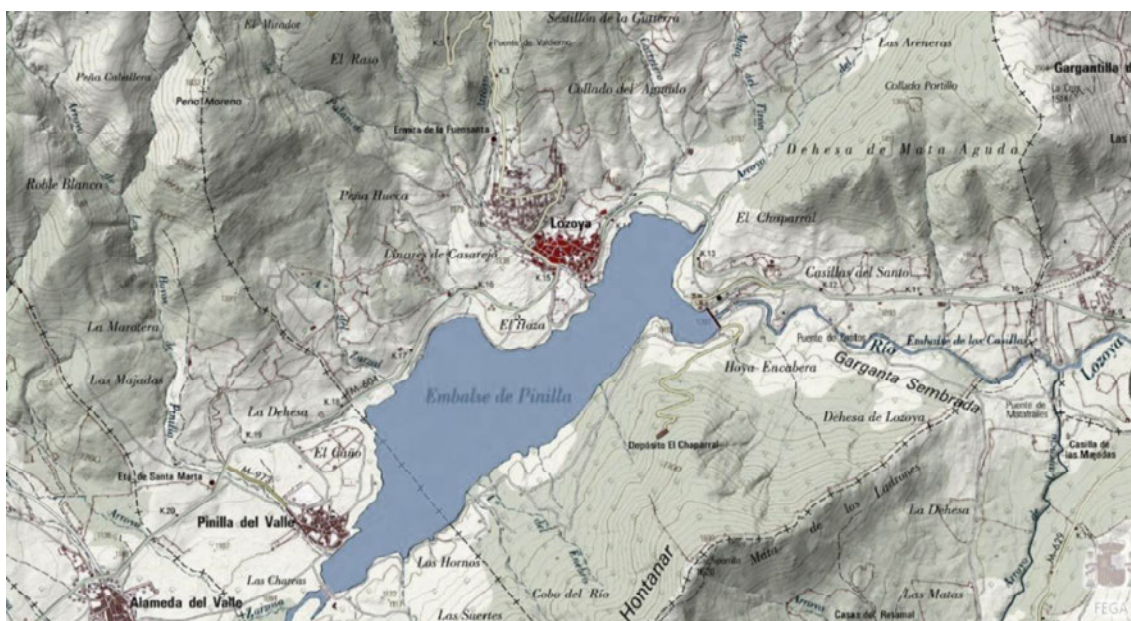
El antiguo convento ocupa un extenso solar en la zona sur del casco histórico de Lozoya. El municipio está situado en la Sierra Norte de Madrid, rodeado por la Sierra de Guadarrama, en la embocadura del valle alto del Lozoya, a orillas del embalse de Pinilla. Limita al norte con la provincia de Segovia y tiene una superficie de 58 km² y una altitud de 1.116 m. sobre el nivel del mar. Actualmente tiene una población de 581 habitantes.

Junto al cenobio se encuentra el Ayuntamiento del siglo XVII y la fuente de los Cuatro Caños de finales del siglo XVIII. La iglesia de El Salvador fue construida en el siglo XVI y fue restaurada en 1948 tras sufrir graves daños durante la Guerra Civil. El puente del Congosto, de los siglos XII-XIII, se levanta sobre una estrecha y profunda garganta del río Lozoya a las afueras del municipio, a 1 km. de la villa hacia el sur. Este puente se encuentra referenciado en el libro de la Montería de Alfonso XI, al describir las cacerías en la Cabeza de los Bustares y de la Garganta, y se puede ver reflejado en el mapa de Coello de 1853, siguiendo la margen derecha del Lozoya hasta Buitrago.



Ubicación de Lozoya en la Comunidad de Madrid.

El valle tectónico que se ubica entre el horst de Cuerda Larga y los Montes Carpetanos, de la Sierra de Guadarrama, está formado por tierras graníticas o gneísticas con amplias zonas forestales. La solana del monte del Chaparral, situado al nordeste del término municipal de Lozoya, alberga el único sabinar de la Comunidad de Madrid. En este monte, las sabinas forman un bosque mixto con enebros y encinas.



El pueblo de Lozoya junto al Embalse de Pinilla.

1.6 ESTUDIO GEOTÉCNICO

El presente proyecto de ejecución para la restauración de forjados contempla actuaciones de cimentación, por lo que se realiza un estudio geotécnico del terreno en julio del 2023, que se adjunta en los anexos de la presente memoria.

1.7 MEDICIÓN TOPOGRÁFICA Y LEVANTAMIENTO FOTOGRAMÉTRICO DEL CONVENTO

El antiguo Convento de Lozoya se ha medido con estación total láser Pentax, modelo R-202 NS. Para ello se han situado diversas dianas que han permitido enlazar los distintos archivos de medición en una única nube de puntos en 3D.

Esta medición se ha complementado con fotografías tomadas con cámara Canon EOS 600 D, y cámara Lumix FZ100, que han permitido, apoyándose en las mismas dianas, obtener también las ortofotografías de las 4 fachadas del cenobio. A partir de esta documentación se han estudiado en profundidad las lesiones que afectan a sus muros. Las fotografías se han realizado con el control de parámetros fijos en la cámara fotográfica y con trípode, realizando las tomas en días con intensidad de luz similar. Las coordenadas de las dianas colocadas han permitido escalar y orientar los modelos fotogramétricos, que han sido elaborados a través de un software específico de fotogrametría.

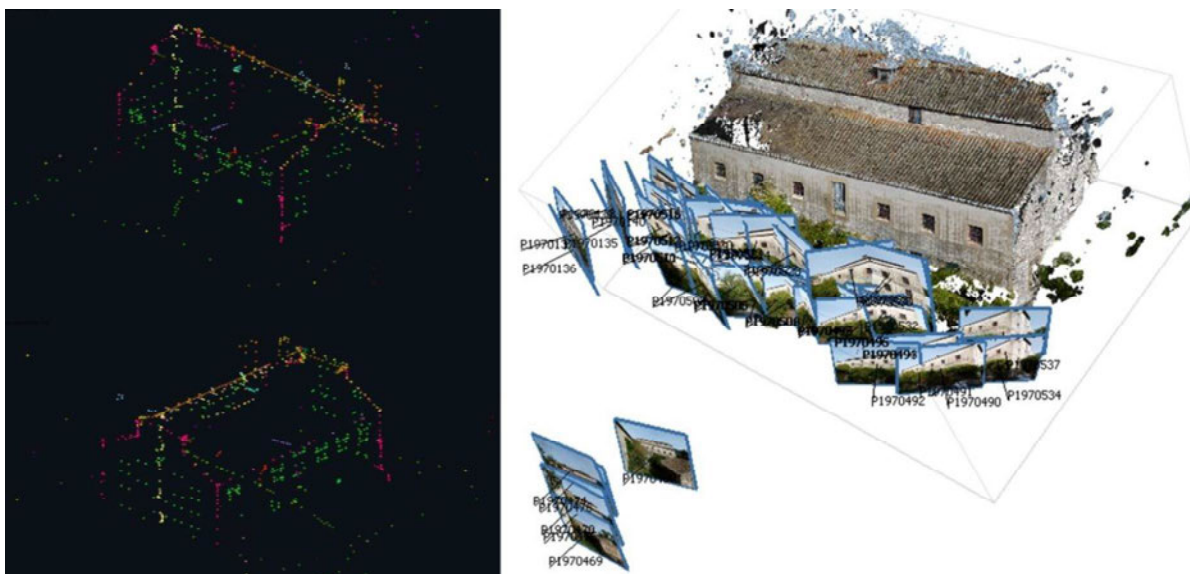
La precisión de la nube de puntos conseguida a partir de la topografía ha permitido definir la geometría exterior y el volumen completo del edificio así como las deformaciones de la estructura. Los datos de la medición topográfica y fotogramétrica se han completado con mediciones interiores realizadas con distanciómetro láser en los distintos espacios que fraccionan las plantas del antiguo convento. Estos datos, junto con el reportaje fotográfico realizado en el interior, complementan el estudio de patologías elaborado.



Medición con estación total láser.



Diana en el dintel de un hueco de la fachada oeste.



1.8 BREVE RESEÑA HISTÓRICA

Según algunos documentos que pertenecen al archivo de la familia heredera de los últimos propietarios privados del antiguo convento, el 5 de febrero de 1860 el Marqués de Lozoya, D. Juan Contreras y López de Ayala, vende la finca a un vecino de Lozoya, D. Mariano Pastor González, por 23.855 reales.

*" una casa de habitación y morada existente en la misma villa, la cual se compone de **planta baja y desván**, jardín unido a ella, corral por el que se entra a dicha casa y tiene dos entradas... ocupando próximamente de terreno la huerta cuatro fanegas de mesino, y la casa con jardín, corrales y pajares tres fanegas de la misma simiente.. "*

El autor, basándose en las discordancias entre las plantas baja y primera, afirma que Don Mariano Pastor derribó el desván del palacete, remodelando la planta baja, donde construyó la capilla, y edificando dos alturas más, la primera y segunda planta. En la primera se situaron las celdas de las monjas y el coro de la capilla. Su bóveda, que aún se conserva, se eleva hasta la segunda planta donde también se ubicó la escuela de las niñas, situada probablemente en los espacios contiguos, hacia el testero oriental. En este momento también se recrecieron las tapias de la huerta y se edificó un pequeño edificio junto a la fachada norte, actualmente en ruinas, que fue la vivienda de la demandadera.

Los desacuerdos entre la planta baja y las alturas superiores que se observan en el exterior del edificio avalarían la descripción del palacete original del documento de compraventa: la diferente disposición de los huecos entre las plantas baja y primera, así como sus jambas y dinteles de piedra, con diferente factura. Además el refuerzo de las esquinas de la edificación presenta un pequeño salto, quedando las de la planta baja unos centímetros hacia afuera respecto de las de la primera planta, como si se tratase de un zócalo. Éstas últimas están formadas por varios sillares de la misma anchura en disposición vertical, mientras que los refuerzos de las plantas sucesivas se ejecutaron con sillares de proporciones rectangulares diferentes entre sí, sobresaliendo unos respecto de los siguientes, a la manera tradicional, de forma que la esquina traba mejor con el resto del paramento.

Posteriormente a la compra de la vivienda, el 25 de marzo de 1860, su nuevo propietario, D. Mariano Pastor, escribe a la reina Isabel II para solicitar que se instale un convento de religiosas Concepcionistas Franciscanas Descalzas en Lozoya ofreciendo para ello su recién adquirida propiedad. El pueblo de Lozoya lo había solicitado con anterioridad, el 2 de febrero de 1860.

La fundación del convento, *convento de la Madre de Dios y Patriarca San Joaquín*, se hizo realidad a finales de julio de 1861, tal y como confirma el documento de fundación firmado por el Cardenal Arzobispo de Toledo, gracias a la cesión del edificio por parte de D. Mariano Pastor. Se trasladaron al inmueble desde Aranjuez un total de 15 mojas.

El convento tuvo una breve existencia de siete años, las monjas se fueron a finales del 1868.

Posteriormente D. Mariano Pastor se instaló en el edificio para evitar su expolio y deterioro, hasta el momento de su muerte en 1897.

A primeros del siglo XX, Dña. María Pastor, nieta de D. Mariano Pastor, establece un café y un salón de baile. Con el tiempo evoluciona a casa de huéspedes, modificando ciertos espacios como el de la capilla, aunque no se inaugura hasta después de la guerra. Durante los tres años que dura ésta, el inmueble fue incautado para albergar la comandancia de las milicias del columna Perea.

Como consecuencia del derribo parcial de la Iglesia del Salvador, los propietarios ceden parte del edificio al pueblo, el espacio correspondiente a la antigua capilla del convento, y éste hace de iglesia hasta 1948.

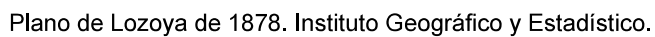
Dña. María da de baja el negocio en mayo de 1974 y continuó viviendo en el convento hasta 1979, momento de su muerte.

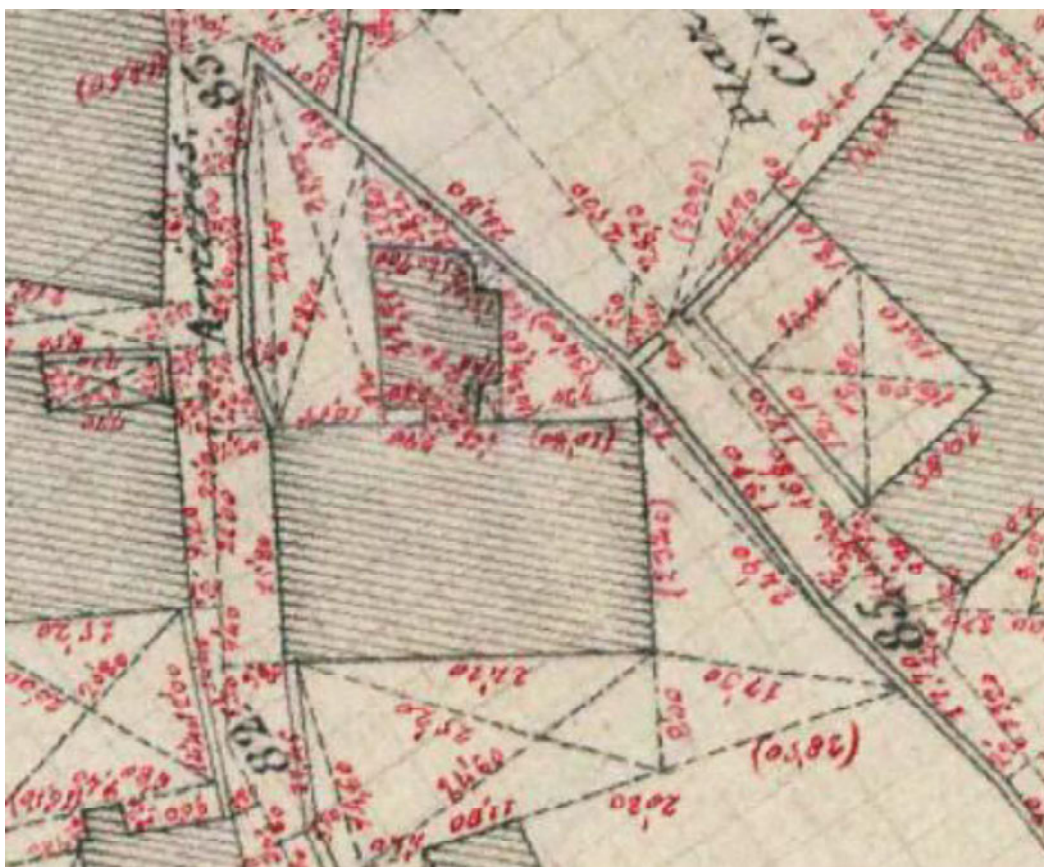
La familia Pastor siguió ocupando la casa hasta su venta en el año 2007 a Farid Zarbarkhsh.

Posteriormente, en el año 2014, el Ayuntamiento adquiere el convento junto con toda su finca.

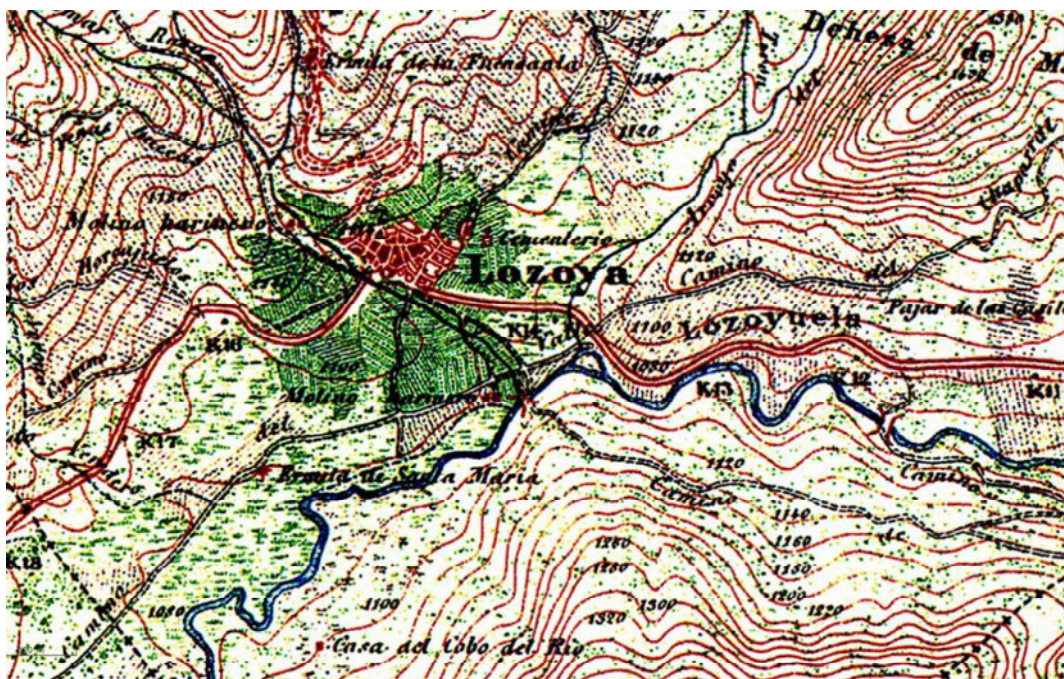
PLANOS HISTÓRICOS DE LOZOYA

Los primeros documentos gráficos con los que contamos son los planos de población de 1878, donde aparece el solar del convento junto con las edificaciones existentes a finales del siglo XIX.



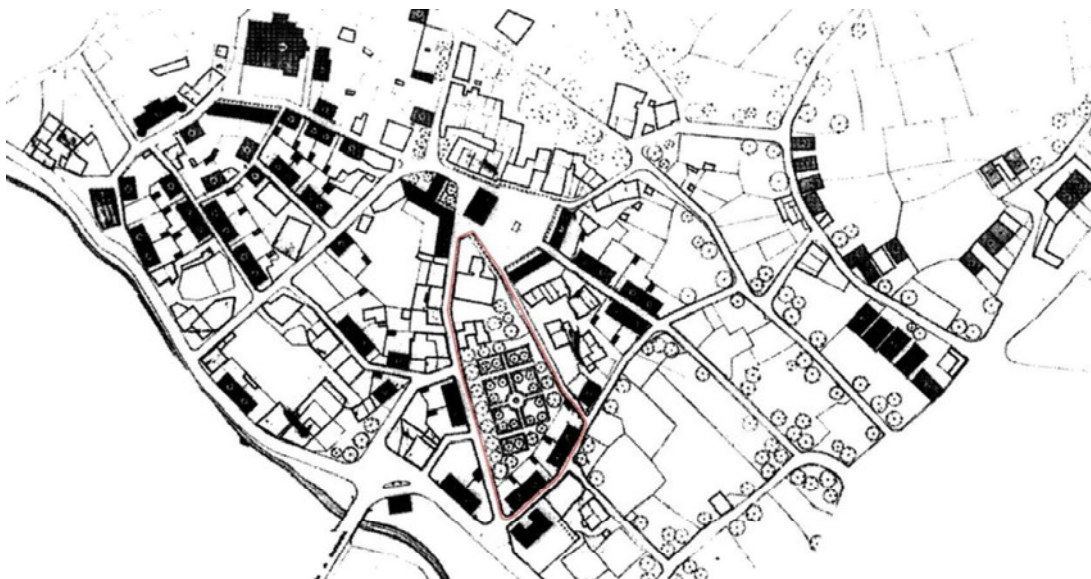


Detalle del convento. Plano de Lozoya 1878. Instituto Geográfico y Estadístico.



Mapa topográfico histórico 1916-1944. Instituto Geográfico y Catastral, fondos Cartográficos.

Durante la Guerra Civil el municipio sufrió importantes daños al encontrarse en el frente de batalla, siendo ocupado por ambos bandos en varias ocasiones. El único edificio entre los más destacados del pueblo que permaneció indemne fue el antiguo convento. Otros, como la iglesia o el ayuntamiento, no corrieron la misma suerte y tuvieron que ser reconstruidos o restaurados con posterioridad. La Dirección General de Regiones Devastadas proyectó una nueva ordenación del núcleo urbano, contemplándose la construcción de varias viviendas en el extremo sur de la huerta del cenobio. Finalmente este proyecto no se llevó a cabo porque los propietarios solicitaron que se respetara su parcela, alegando que la huerta era necesaria para mantener a su familia y para conservar la estética del antiguo convento.



Proyecto de ordenación. M. Moreno Lacasa, 1940. A.G.A, Reg. Dev.
En negro los edificios dañados y de nueva planta. Se ha destacado en rojo el solar del convento.



Fotografías aéreas del solar del convento. Visor CartoMadrid. 1975 / 2022.

1.9 DESCRIPCIÓN DEL CONVENTO

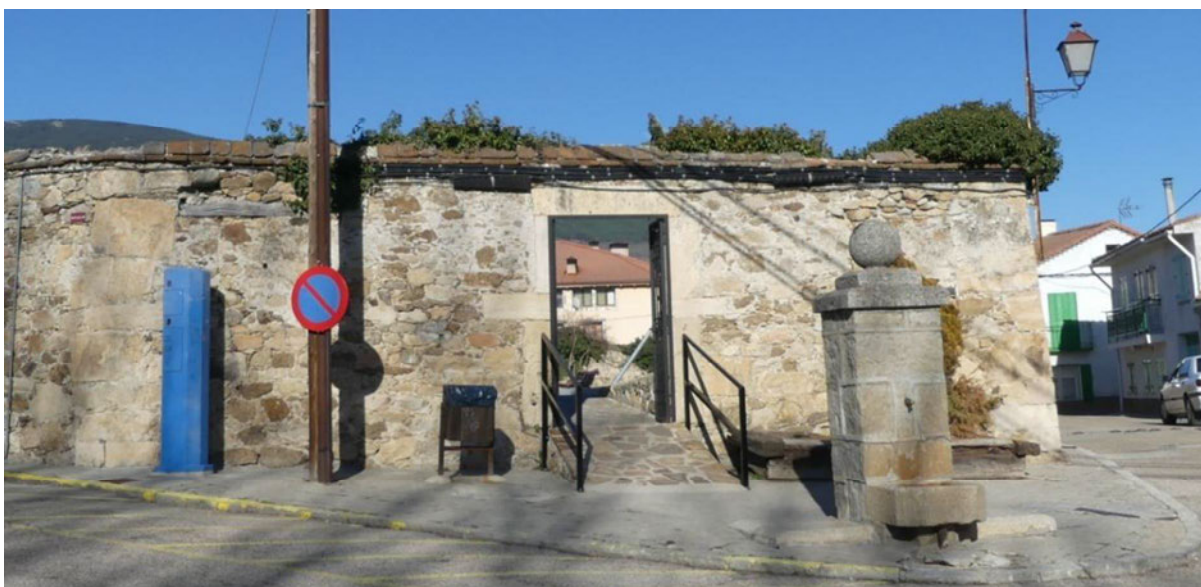
Se encuentra situado en la zona sur del casco urbano, en un extenso solar irregular limitado por una tapia de mampostería que cuenta con cuatro accesos desde la calle: el paso de carruajes al este, de grandes dimensiones y cerrado con arco carpanel, posiblemente del siglo XVIII; la portada adintelada situada a poniente del siglo XVI, donde presumiblemente se han reutilizado elementos decorativos de la antigua casa solariega desaparecida; el paso recuperado de la zona norte del solar, acceso directo desde la Plaza Mayor del pueblo; y la entrada situada al sur de la parcela, con acceso directo a las huertas. Las dos primeras ostentan el escudo de la familia Suarez de la Concha, señores de Lozoya.



Acceso de carruajes en el lado oriental del solar, en la calle del Salvador.



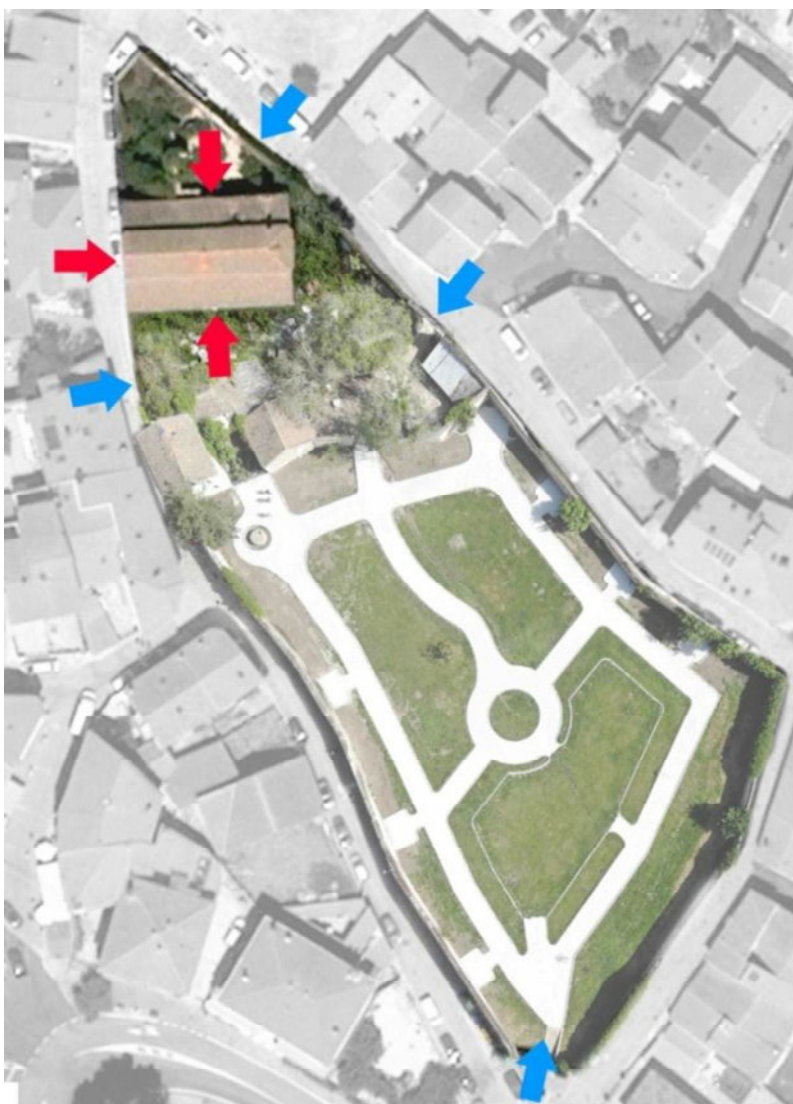
Portada catalogada como BIC, con el escudo del marquesado Suárez de la Concha, en la c/Juan Martín.



Acceso al solar por la zona de las huertas.



Fachada norte del convento y su acceso desde la cara septentrional del solar, marzo 2024.



Accesos al convento y al solar.

El convento se ubica en el extremo norte de la parcela, en la zona más próxima al Ayuntamiento, y presenta planta rectangular con tres alturas. Sus muros son de fábrica de ladrillo y mampostería. La mayoría de los huecos y las esquinas se remarcan con sillares de caliza escuadrados de gran tamaño. En la primera planta de la fachada norte y este son recercados de fábrica de ladrillo. A lo largo del tiempo debido a los múltiples usos que ha tenido el edificio, se han alterado la composición de las fachadas, cerrando huecos y abriendo o modificando otros.

El espacio interior está conformado por tres crujías presentando la central mayor altura que las laterales, recordando su composición a una iglesia de tres naves, lo que queda especialmente visible en los testeros oeste y este y en su distribución interior.

Tanto el pueblo como la propia parcela se sitúan en una zona de fuerte pendiente, lo que obligó recrecer la altura de la fachada sur sobre el terreno, de modo que para acceder al interior del edificio es necesario subir unas escaleras para salvar una cota de más de un metro. De esta forma se salva la diferencia de altura existente entre el jardín septentrional y la huerta meridional y las calles aledañas.



Fachada meridional del convento.



Vistas del convento desde las huertas antes y después de las obras de restauración de las cubiertas



Fachada occidental antes y después de la intervención del 2022-23. Vista desde la calle Juan Martín.

El cuerpo central, de tres alturas, presenta una cubierta a cuatro aguas y una tercera que vierte hacia la cornisa. Los cuerpos laterales, uno a cada lado del central, cuentan con una altura menos y cubiertas inclinadas a un agua.

En los trabajos de la primera fase se ha eliminado el remate de ladrillo de ejecución moderna, que estaba en muy malas condiciones y cuya función era la de servir de apoyo a la hilera de la cubierta. La cubierta era en origen simétrica, a cuatro aguas pero posteriormente se decidió modificar y se eliminó el cuarto faldón, el occidental.

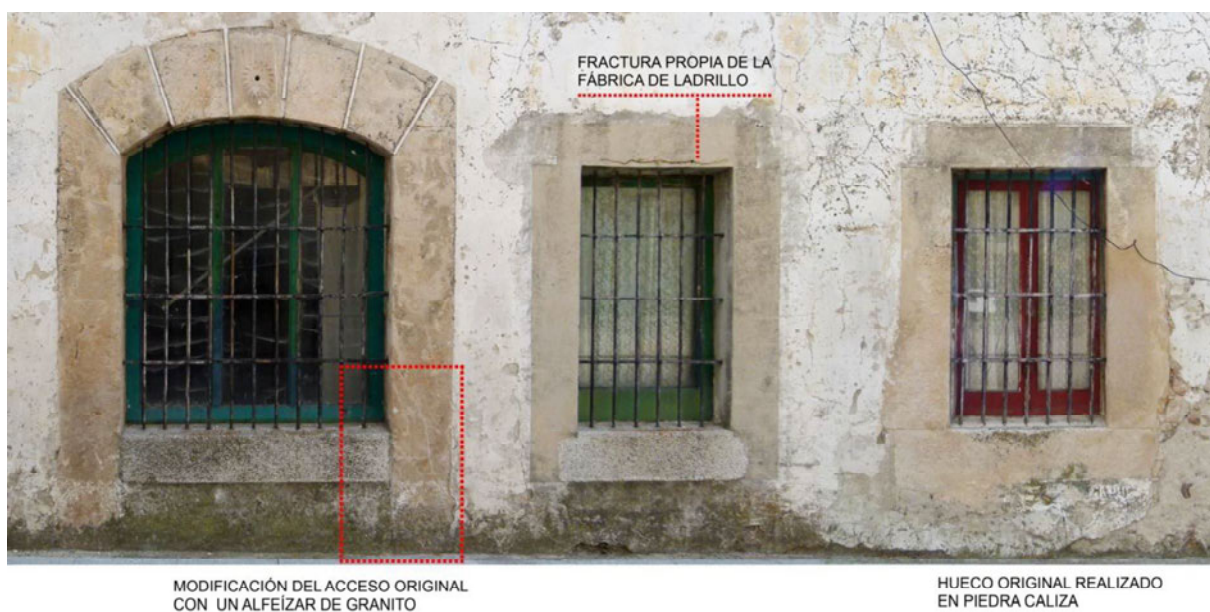


Vista aérea del convento. *Fotografía: Dirección General de Patrimonio de la Comunidad de Madrid.*

En el eje de simetría de la fachada se sitúan los huecos más relevantes, en planta baja un ventanal con arco rebajado de grandes dimensiones y en la planta superior un óculo circular que introduce luz en el espacio cubierto por la bóveda de la antigua capilla. El resto de huecos de esta fachada son adintelados, los dos centrales de la primera planta, con altura de suelo a techo, pudieron contar con pequeños balcones, aunque no quedan marcas en el muro que puedan confirmar esta teoría. El resto de huecos son ventanas de menores dimensiones.

Este lienzo ha sufrido modificaciones posteriores que han variado notablemente su composición original. El acceso primigenio se situaba bajo el arco rebajado, en el eje de simetría. El dintel inferior del hueco es de granito y no de caliza, como en el resto de ventanales originales. Este cambio de material y la apertura del muro de fachada hasta el suelo, visible desde el interior del edificio, delatan su modificación posterior. Esta hipótesis se corrobora también por el material de las jambas del acceso actual (situado en el lateral de la esquina norte), con encintado de caliza enmarcando el hueco con las dimensiones de la ventana original, y de granito desde donde se situaría la pieza de alfeizar hasta el suelo. En origen este acceso no era tal, sino una ventana más del conjunto, se modificó en los años cincuenta al estar arrendado el ala norte de la edificación y ante la necesidad de un acceso independiente se decidió abrir una puerta. Los dos ventanales situados inmediatamente a cada lado del arco rebajado son también posteriores, ya que el cerco de las ventanas es un

enfoscado y su alfeizar es nuevamente un dintel de granito. Además al abrirlos han tenido que picar ligeramente el extremo de los muros de carga para evitar su encuentro con la embocadura interior de estas ventanas. Este espacio fue un salón y requerían de más iluminación.





Diferente morfología y composición de las esquinas del convento. Detalles de las fachadas este y oeste.

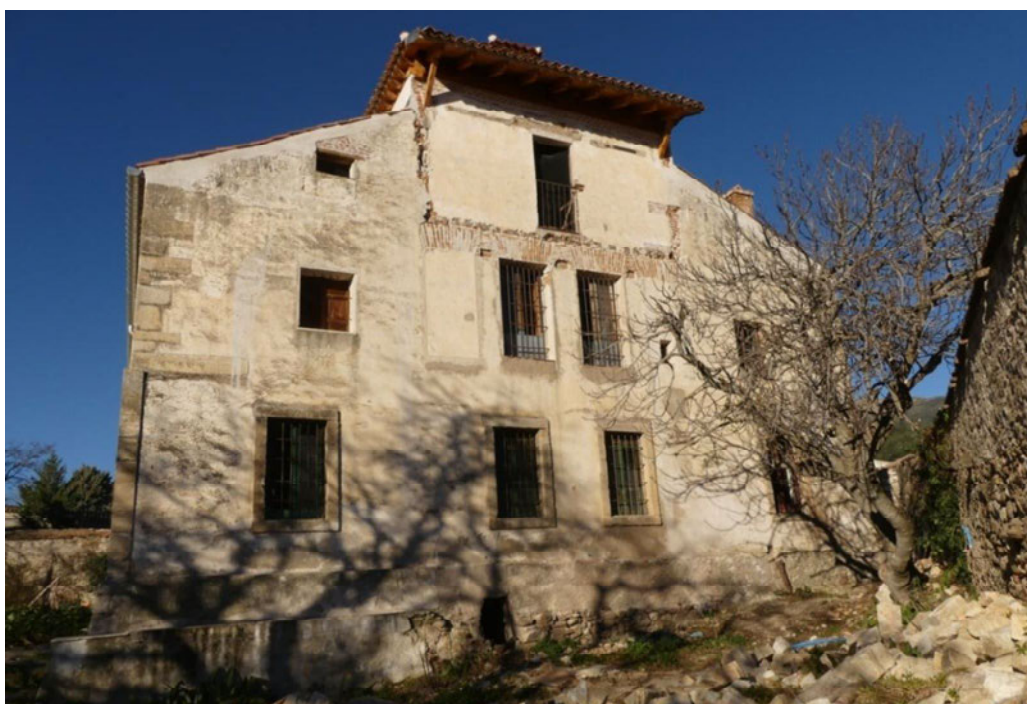
La fachada norte vuelca hacia un jardín donde se encontraba la ruina de la vivienda de la demandadera. Todos los huecos son originales a excepción del situado en planta baja, en la esquina oeste, que se abrió en los años cincuenta para dar luz al espacio interior



Fotografía de las obras de adecuación de los restos del jardín norte.

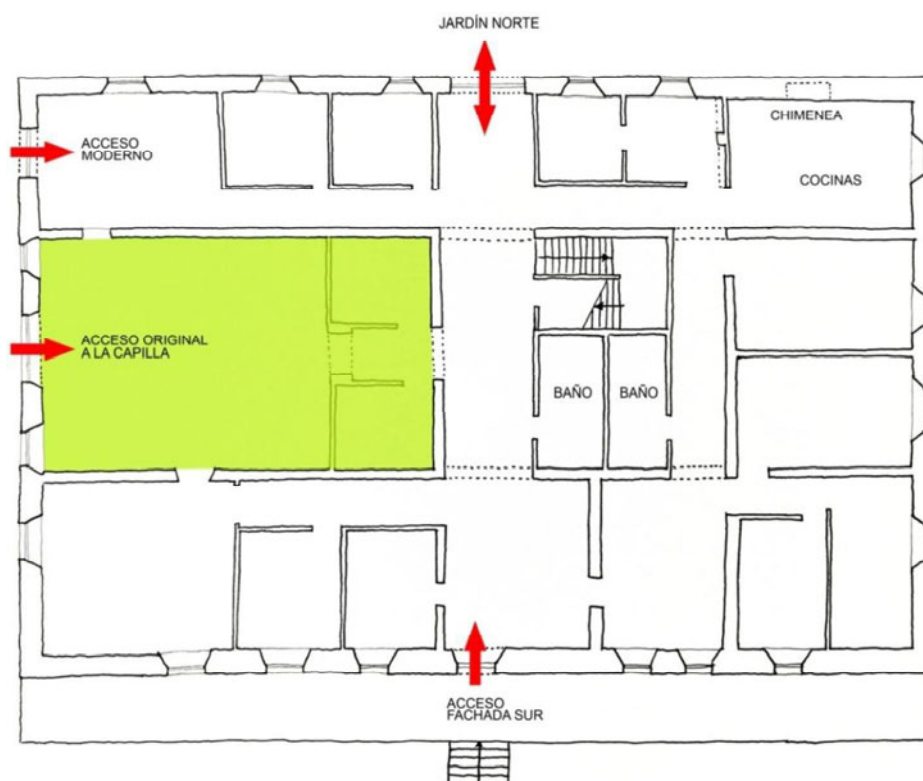
En el cuerpo superior se puede ver los tres huecos cegados que corresponden a la segunda planta, los dos de la zona occidental son lunetos de la bóveda encamonada. El tercero, más centrado, ilumina la zona de la escalera.

El testero oriental actualmente tiene un aspecto notablemente más doméstico que su opuesto, ya que ha sido modificado y timpanizado buena parte de sus huecos. Mantiene la composición en tres cuerpos pero en este caso las ventanas no cuentan con dinteles y jambas de sillería en las plantas superiores de la ampliación del siglo XIX. Donde sí se utilizaron sillares es en el remate de sus esquinas, para reforzar los muros en las zonas más expuestas y atar las fachadas entre sí. Los huecos de la crujía central han sufrido distintas modificaciones a lo largo de los años. La planta primera presenta dos huecos cegados, uno a cada lado de los ventanales existentes. La segunda planta se alteró demoliendo la balconada en los años cincuenta. Se conservan las huellas de las viguetas y jabalcones.



Fachada este en la actualidad.

En la **fachada sur** del antiguo cenobio encontramos la entrada actual al edificio. Probablemente debió concebirse como la fachada principal de acceso al transformarse en convento, quedando la de la fachada oeste, de aspecto más monumental, con un uso ocasional ligado a la capilla. Esta hipótesis se basa en la distribución interior; un pasillo central divide la planta en dos mitades simétricas conectando el jardín norte con el huerto situado al sur. Este espacio vertebraba la distribución interior, que aunque se haya transformado con los años, mantiene la estructura original principal, como las escaleras, situadas junto al pasillo central. El acceso meridional permitiría una entrada directa a las aulas del colegio y a las dependencias conventuales desde el paso de carruajes, situado en la cara oriental de la parcela, quedando la mitad occidental del edificio reservada a la zona más relevante y simbólica, la capilla.



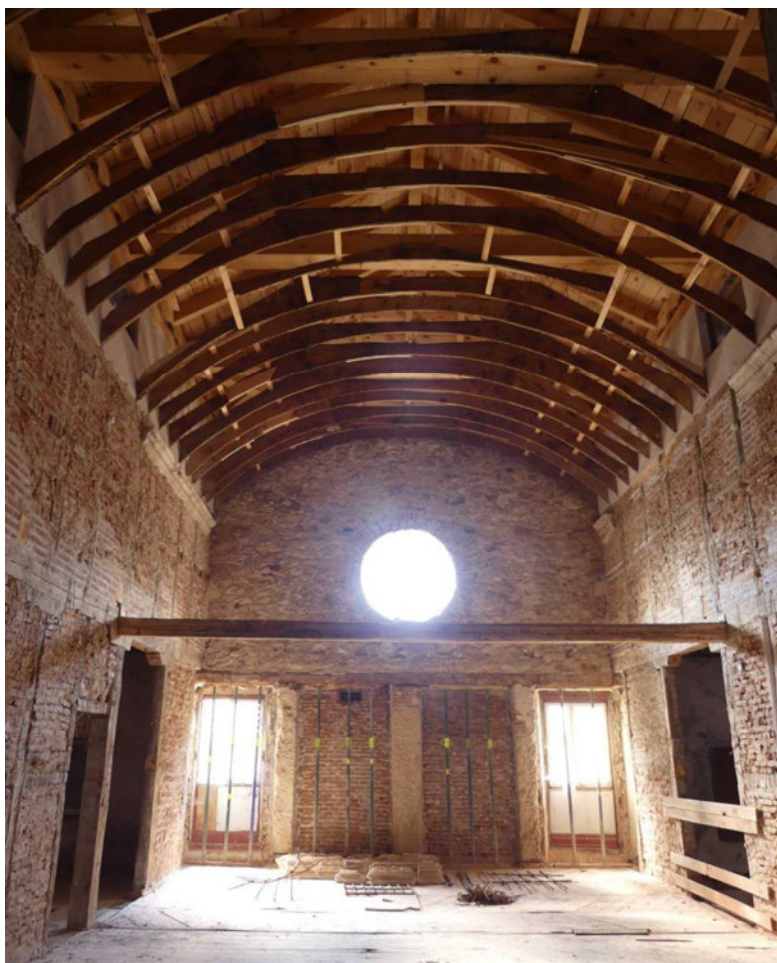
Ubicación de los accesos en la planta baja del convento. Se destaca el espacio que ocupaba la capilla en planta.

La crujía central del edificio presenta mayor anchura que las laterales, con 5,80 metros, mientras que las laterales tienen aproximadamente 4 metros de anchura. La distribución longitudinal de la planta está fraccionada por el acceso al edificio, que se sitúa en el eje perpendicular norte-sur que pasa por su centro, donde encontramos la escalera que conecta las distintas plantas del edificio y un pasillo central que sirve de acceso y distribuidor.

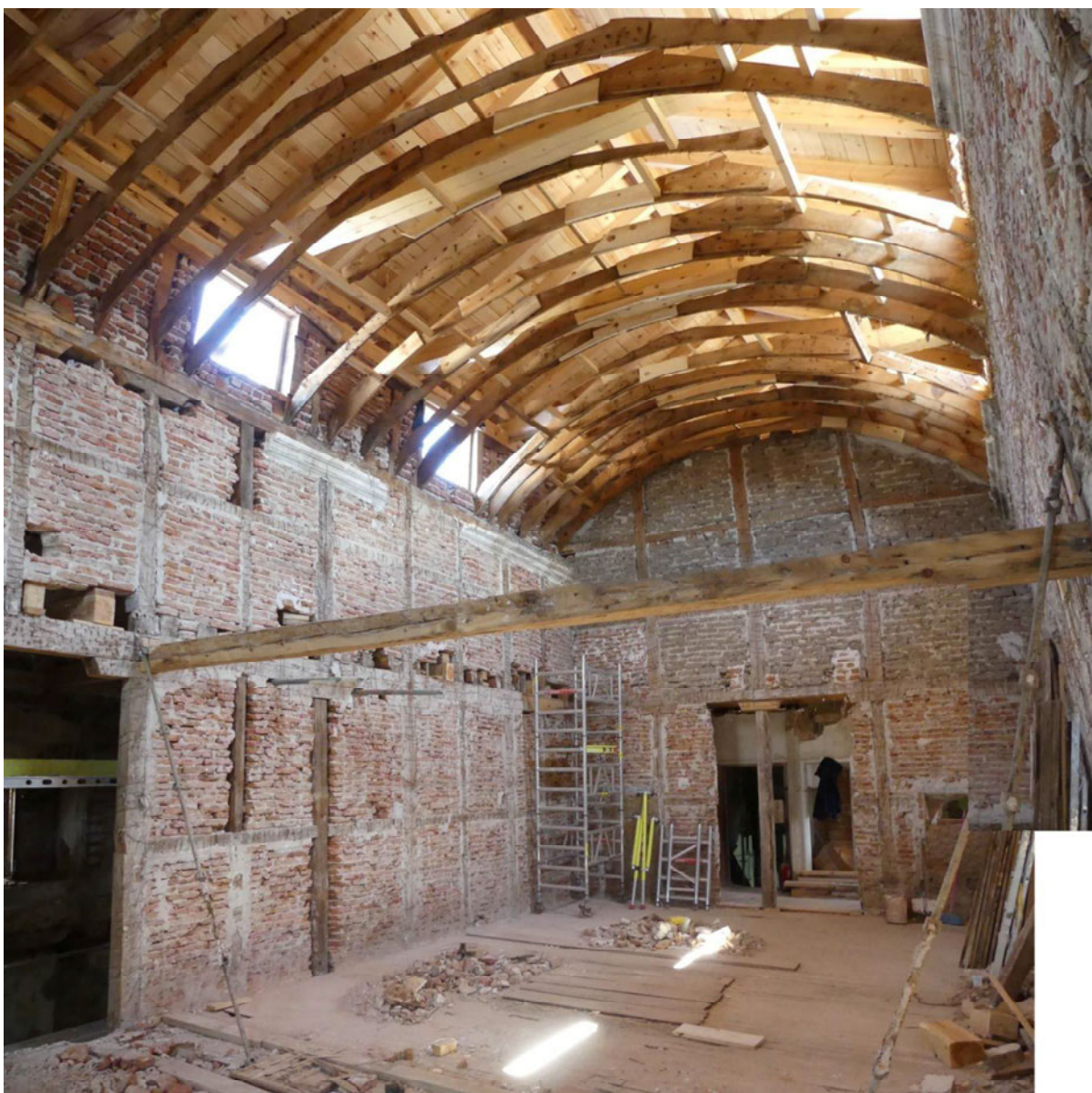
Las cubiertas del antiguo convento se han restaurado recientemente recuperando la morfología original de las cuatro aguas simétricas del faldón central.

La capilla ocupaba la crujía central en su extremo occidental, con unas dimensiones de 5,80 x 10,78 metros en planta y 9,45 de altura, hasta la bóveda encamionada del bajo cubierta. En la primera planta se situaba el coro, de 4,11 m. de anchura, al que accedían las monjas para el oficio desde las naves laterales donde se ubicaban sus celdas. Este espacio estaba cerrado por una viga de madera y una celosía metálica.

Tras las obras de la primera fase se pudo eliminar los falsos techos y la tabiquería que dividía en seis habitaciones el espacio de la primera planta, así como la restauración de los camones de madera de la bóveda. Debido al mal estado de la cubierta el entablado de ripia de madera estaba en muy mal estado. Se retiró junto con la tomiza y el yeso cubría el falso techo abovedado pudiendo consolidar las costillas de madera de la bóveda. Este último revestimiento sufrió diversas modificaciones ya que al retirarlo aparecieron los huecos de iluminación del espacio original, dos lunetos que arrojaban luz a este espacio de dimensiones tan esbeltas. Uno a cada lado, alineados con el final del forjado del coro.

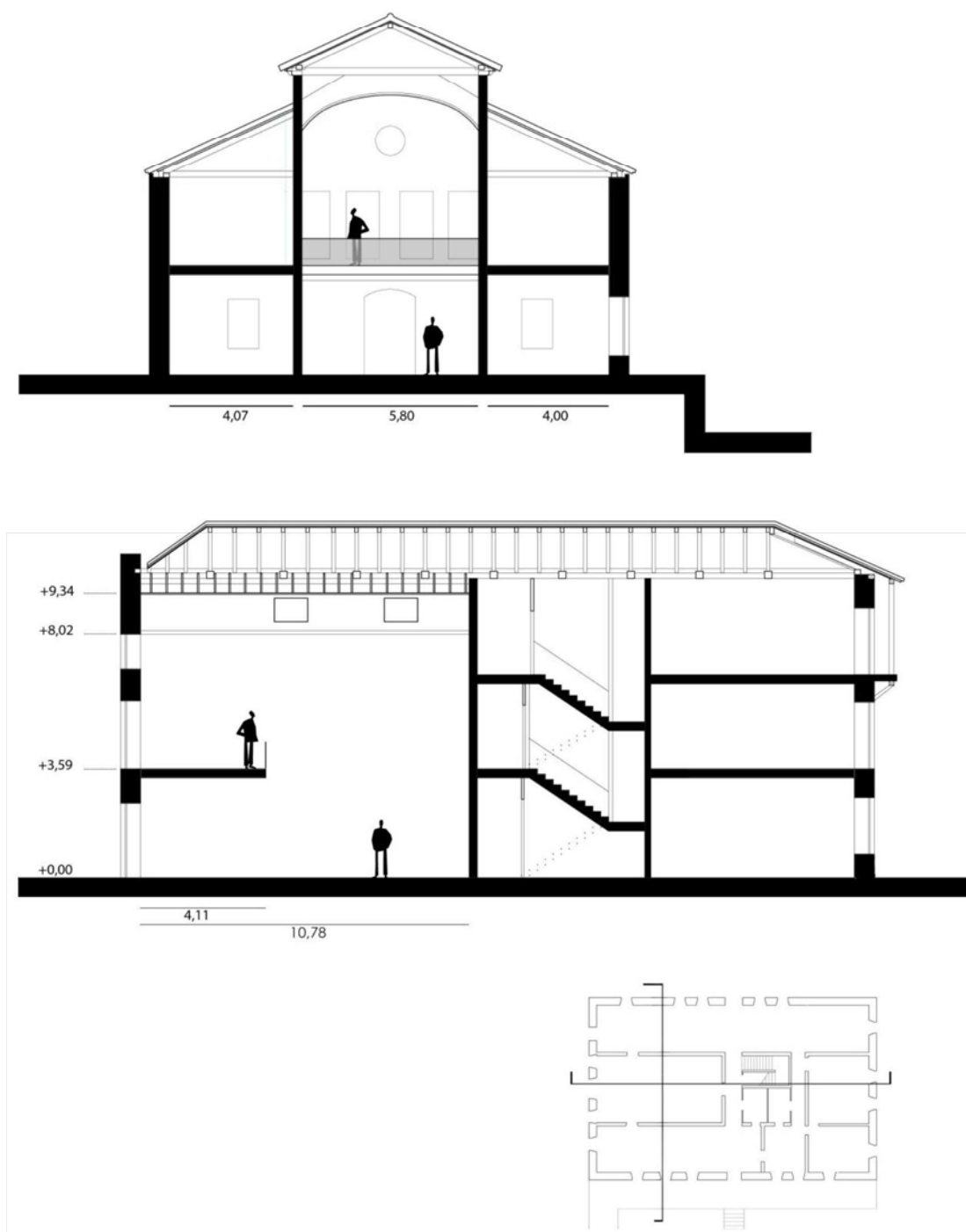


Capilla durante y después de las obras



Vista del hastial este de la capilla durante las obras de 2023. Tramo de forjado moderno.

El forjado moderno realizado en los años 50, el tramo desde el coro hasta el testero oriental de la capilla, se eliminará en la presente intervención, ejecutándose previamente el forjado del lateral norte y la restauración del forjado sur. Así mismo se restituirá el muro de entramado del testero este como estaba en un origen, quedando los dos ventanucos laterales como única conexión visual con el espacio a triple altura de la capilla.



Sección transversal y longitudinal del convento. Recuperación de la morfología original del espacio de la capilla.

Los muros

Los muros de la fachada son de mampostería mixta en su planta baja, y corresponden a la fábrica original de la casona del siglo XVI, y en las plantas superiores son de ladrillo de tejar. Únicamente en la fachada oeste, la considerada como principal, es una fábrica de mampostería mixta con encintados y recercados de piedra caliza en los huecos en toda su altura.

En la fachada norte se marca la línea de separación entre las dos fases constructivas del siglo XVI y del XIX.



Fachada septentrional del convento.

El interior del edificio se estructura en tres crujeas longitudinales formada por dos muros de carga de entramado de madera, ejecutados en el siglo XIX cuando la edificación pasó a ser convento. Los muros están en buen estado, bien ejecutados y las deficiencias estructurales que sufría, como ataque de xilófagos y pudrición por humedad de las estructuras de madera, se resolvieron en la primera fase de las obras.



Muro de entramado norte. Primera planta, capilla.



Nave norte. Muro de entramado de la crujía central.

LOS FORJADOS

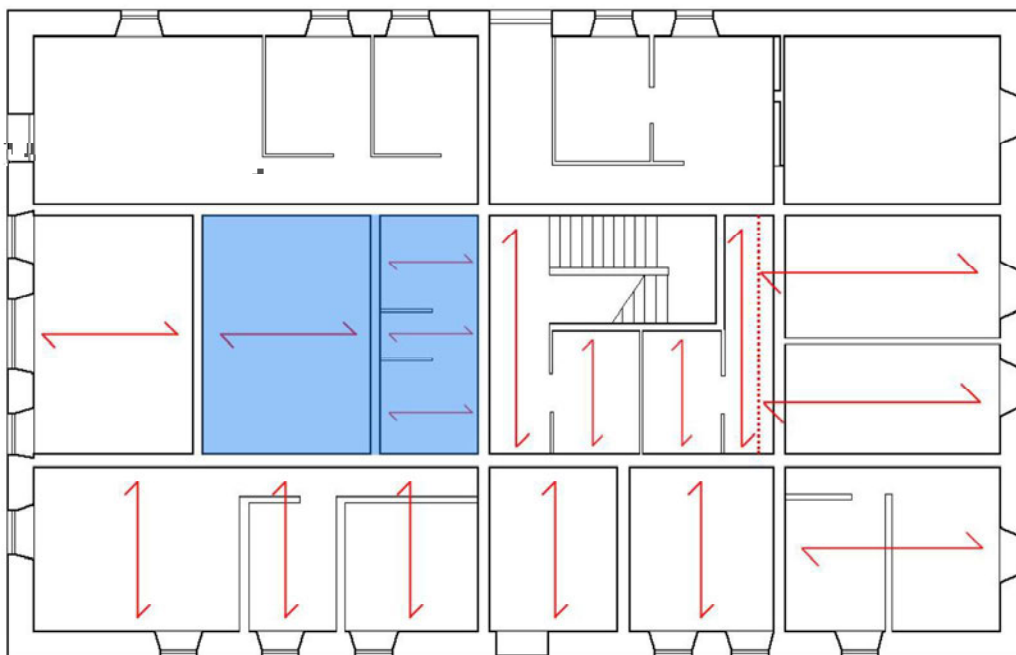
Los forjados de la planta primera están formados por viguetas de madera de diferentes escuadrías, predominando 14*18 cm, con un rastrelado superior y una tarima como pavimento final. En su cara inferior hay una tablilla clavada a la vigueta, con tomiza y una capa de yeso de revestimiento, a modo de falso techo. Únicamente el tramo original del forjado del coro tiene revoltón en el entrevigado.

El ala norte se tuvo que demoler en la intervención anterior al presentar un estado de ruina al haber estado expuesto a los agentes climatológicos durante varios años.

El tramo ya mencionado anteriormente del espacio de la capilla, se ejecutó en los años cincuenta, modificando la morfología del espacio y ubicando una serie de habitaciones interiores. Este forjado se demolerá tras haber restaurado el ala sur y ejecutado el nuevo forjado en el ala norte.

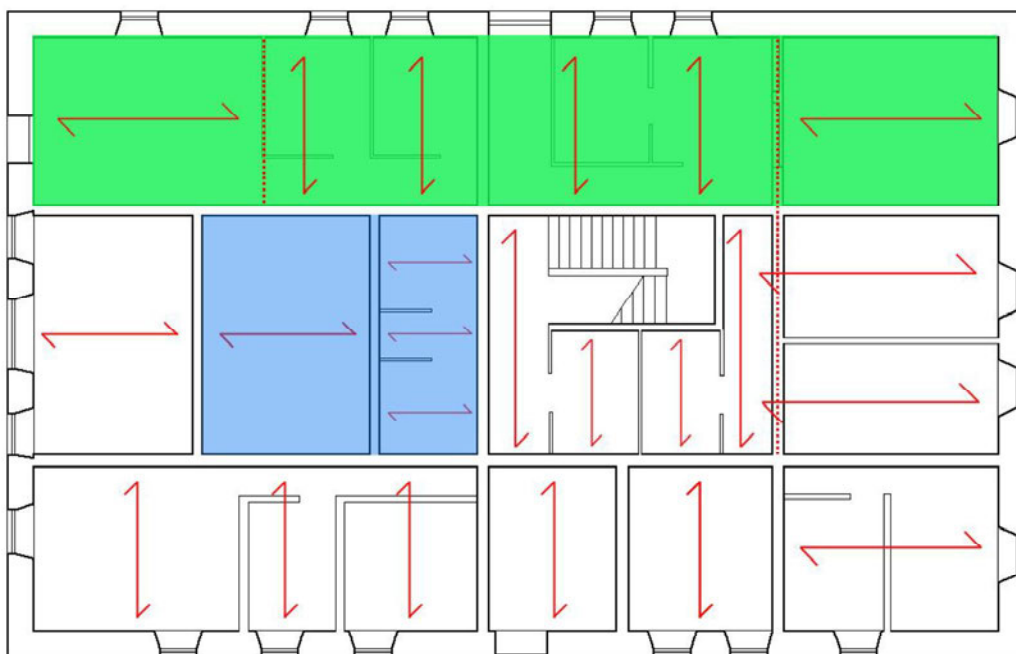
El estado de conservación de los forjados es aceptable, salvo varias áreas donde ha entrado humedad por el mal estado del bajo cubierta lateral sur.

Durante las obras de restauración de la primera fase se realizó un estudio estructural de los forjados, y numerosas catas para comprobar su estado de conservación. Ver Anejos de la presente memoria, Informe realizado por Intemac.



Plano de las direcciones de los forjados existentes. Realizado por Roberto Fdez. en colaboración con Jaro Fdez durante las obras de la primera fase de restauración del convento.

Se destaca el área del forjado moderno del espacio de la capilla.



Se destaca en verde el ala norte, tramo de forjado nuevo, restituyendo la dirección de los forjados originales.

La crujía central cuenta con una luz de 5,80 m. y las laterales de 4 m.

2. MEMORIA DE PATOLOGÍA

Gracias a las obras promovidas por la Dirección General de Patrimonio Cultural de la Comunidad de Madrid se ha podido salvar de la ruina a uno de los edificios más relevantes de la Sierra Norte de la Comunidad de Madrid.

Se iniciaron los estudios en el año 2020 ejecutándose las obras de restauración y consolidación de las cubiertas en el 2022-23. El convento se encontraba en un estado de ruina muy avanzado. Había derrumbes parciales de las cubiertas y el estado de conservación de aquellas que aún estaban en pie era preocupante. Los forjados presentaban roturas de vigas e importantes deformaciones en el centro del vano, habiendo colapsado en la zona norte de la edificación.

Los trabajos realizados durante la Fase I de las obras de restauración han conseguido paliar y parar el deterioro del edificio, evitando la ruina del convento. Se eliminaron las estructuras arruinadas de madera, ejecutándose una nueva estructura de la cubierta y se consolidaron los muros de entramado.

De forma paralela se han desarrollado diferentes estudios estructurales del convento que han sido fundamentales para llevar a cabo el análisis y diagnóstico de las patologías del edificio:

- *"Informe sobre la inspección y evaluación estructural del edificio del antiguo convento de Lozoya"* en el año 2023, redactado por Intemac.
- *"Estudio técnico de las cimentaciones de los muros del Antiguo Convento de Lozoya"* en el año 2024, redactado por Retineo Ingeniería.

Se describen a continuación de forma detallada las lesiones que se han detectado en los elementos objeto de este proyecto de restauración. Los principales daños que se observan son los estructurales y los debidos a la meteorización y la humedad.

2.1. DAÑOS ESTRUCTURALES

El abandono al que ha estado sometido el convento los últimos años ha causado los importantes problemas que aquejan a su estructura.

Se detallan a continuación las lesiones estructurales que afectan al Convento de Lozoya.

Situación del estado de la cimentación

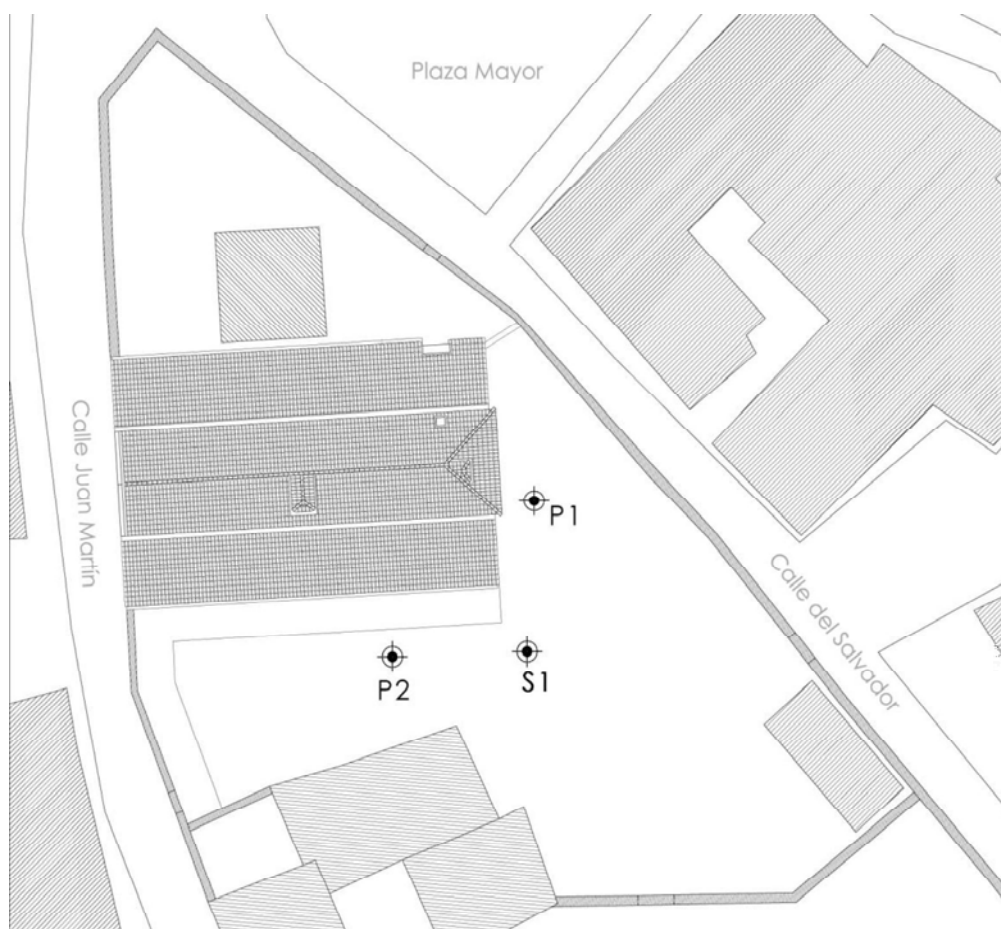
Tras la realización del estudio geotécnico y las cinco calicatas para estudiar la morfología de la cimentación, se ha llegado a la conclusión de que es necesario reforzar la estructura.

El Convento de Lozoya cuenta con una cimentación de zapata corrida de cal y canto de buenas dimensiones, algunas con 1 metro de altura y otras hasta 1.90. Se han realizado dos calicatas en los muros de fachada y tres en los muros de entramado. Los primeros cuentan con un elemento trapezoidal que aumenta considerablemente la base de apoyo de la cimentación llegando a tener zapatas de más de 1 metro de anchura de base. Los segundos no tienen una cimentación que aumente en su base, pero cuenta con una zapata corrida bajo los pies derechos y los cuarteles de plementería.

El geotécnico nos indica que se debería llegar a la cota -2,90 para conseguir un firme adecuado con 3Kp/ cm². Contamos con tres tipos de terreno:

- T1_ 0,00 - 0,70 _RELLENOS
- T2_ 0,70 - 1,90 _ Arenas arcillosas y jabre
- T3_ -1,90 - -6,00 _Roca gneis

Los penetrómetros y el sondeo se realizan a cota -1,00 respecto a la cota interior del edificio.



Pudrición de las estructuras de madera

La pudrición afecta de forma severa a las estructuras de madera que han estado expuestas a la entrada de agua. Es del tipo parda (o cúbica) húmeda, provocada por el hongo de la clase basidiomicetos, que ataca fundamentalmente a las coníferas. Según Ángel Ferrero, las estructuras de madera podrían ser los únicos elementos con los que contribuyó la Reina Isabel II a la construcción del convento; se trataría de pinos de Balsaín. Este tipo de pudrición se produce por la entrada de agua y la enorme presencia de humedad en la madera. El característico color negruzco que adquiere la madera atacada se debe a que estos hongos se alimentan fundamentalmente de la celulosa y la hemicelulosa, dejando la lignina.

Los forjados de madera están afectados por pudrición en la parte de sus cabezas, en la zona del empotramiento con los muros de fachada. Habrá que eliminar el falso techo y la tarima de madera para poder verificar el estado de cada vigueta y así decidir si se conserva entera en su longitud, se realiza un prótesis de madera sustituyendo la parte afectada, o se elimina y se coloca otra viga nueva de similares características. Hay áreas, como en la zona suroeste, donde ha entrado agua desde la cubierta, afectando a los forjados inferiores. Como en el resto de la estructura se realizará un estudio in situ del estado de conservación durante los trabajos.

El forjado realizado en el siglo XIX no está capacitado para aguantar las cargas actuales. Las escuadrías actuales carecen de la dimensión adecuada teniendo que reforzar los forjados para que estos soporten las nuevas cargas y cumplan con la normativa.



Forjado de la crujía sur en su esquina occidental.





Catas en el forjado de la capilla.

Otras catas en los forjados de la primera planta.





Cabezas de las viguetas del forjado norte.

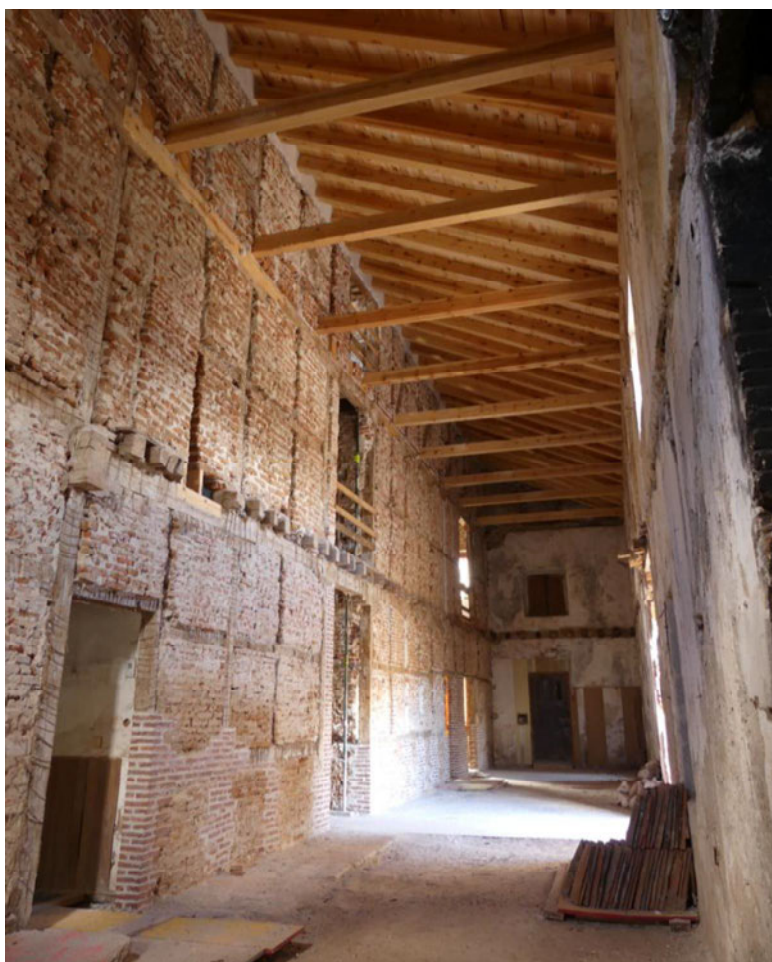


Nave norte. Esquina oeste





Detalle del cambio de la dirección del forjado de la nave norte en su extremo oeste. Cabeza de la viga de borde de 40*20 de escuadría, que sustentaba el forjado. Habría un pilar para acortar la luz.



Nave norte. Esquina este

Lo mismo ocurre en la zona este, recurso utilizado para salvar el tiro de la chimenea, donde sí hay restos de una basa de granito del pilar intermedio.

2.2. DAÑOS DEBIDOS A LA METEORIZACIÓN Y LA HUMEDAD

El abandono al que ha estado sometido el inmueble las últimas décadas ha facilitado las clásicas lesiones debidas a la meteorización, a la entrada de humedad y a la colonización de especies vegetales que están afectando de forma alarmante a su estabilidad estructural.

Humedades por capilaridad en los muros

Los muros en el nivel de la planta baja se ven afectados por humedades de capilaridad. Su presencia lleva asociada la aparición de sales en la piedra y el ladrillo. Por otro lado la propia humedad deteriora las fábricas, especialmente al tratarse de humedades estacionales, que desaparecen en periodo estival y reaparecen en invierno. El agua presente en los poros de los materiales se transforma en hielo con las bajas temperaturas del invierno, rompiendo la estructura interna de la piedra y provocando su disgregación. La presencia de humedad contribuye a la arenización de la piedra y al lavado de los morteros de cohesión y se delata por las manchas oscuras en los morteros de las partes bajas y por el desprendimiento de parte de los revocos exteriores.

Pérdida de revocos y revestimientos en muros. Humedades y suciedad

Los revocos exteriores de los muros se mojan con el agua procedente de la lluvia. Esta humedad es mayor si tenemos en cuenta la que proviene del interior de los paramentos como consecuencia de la entrada de agua desde su coronación y desde su base, durante los últimos años que se perdió parte de la cubierta norte, y es la causa principal del desprendimiento de estas capas, dejando los muros descarnados. En algunas zonas los revocos históricos han sido sustituidos por acabados cementosos monocapa, incompatibles con las fábricas históricas. En aquellas superficies que conservan los revocos originales se encuentran mapeados, con importantes grietas y desconchones o parcialmente desprendidos de los muros.

2.3 DETERIORO POR CAUSAS ANTRÓPICAS

El abandono no es el único responsable del deterioro del inmueble. También las acciones del ser humano han ocasionado importantes daños en el edificio. Una de las principales es la modificación de las fábricas históricas para adaptar el edificio a nuevo usos. Éste es el caso de los huecos de ambos testeros, oeste y este, cuya morfología, dimensión y forma se han visto modificadas. En algunos casos se han cegado unos huecos para abrir otros.

La distribución interior ha sufrido importantes cambios. El espacio de la capilla ha sido el más alterado, quedando su cubierta con bóveda encamonada oculta detrás de un nuevo forjado que continúa el nivel del coro en la primera planta.

El **muro de entramado** en la planta baja, en su crujía sur, presenta varias zonas en mal estado, bien por ausencia de la fábrica ladrillo en sus cuarteles, bien por presentar parches y modificaciones con diferentes materiales.



Parches y modificaciones en la crujía sur de la planta baja del muro de entramado. Zona central y oriental.



Zona central de la crujía sur de la planta baja del muro de entramado.



Muro de entramado sur de la primera planta, en la capilla. Mal estado del muro a panderete del extremo occidental.

Acabados interiores y exteriores no compatibles con las fábricas históricas

Las alteraciones modernas van de la mano del uso de nuevos materiales, como el cemento, que han causado problemas de incompatibilidad con los materiales históricos.

Tanto en el interior del edificio como en el exterior los paramentos presentan reposiciones modernas con revocos de cemento. Este material es notablemente más rígido que los materiales históricos, como la madera, el ladrillo, la cal y la piedra, por lo que se adapta muy mal a los movimientos normales de las fábricas históricas. Su presencia origina fracturas de los materiales tradicionales, que se rompen antes que el cemento al ser menos resistentes. Además con la presencia de agua los cementos desprenden sales muy nocivas para los materiales históricos, arenizando la piedra y el ladrillo.

Galería saneamiento

En la fachada este el convento cuenta con una salida de saneamiento de los aseos que estaba conectada a una fosa séptica situada en la zona oriental del solar. Su trazado va desde la fachada hasta la zona central del edificio, junto a la escalera.

Esta galería está prácticamente a cota cero. Durante las excavaciones con supervisión arqueológica se realizarán los pertinentes trabajos de consolidación.



2.4 PAVIMENTOS

Hay pocos restos de pavimentos originales en planta baja. Tenemos losas originales de piedra caliza que podrían pertenecer al palacete del siglo XVI, de gran formato. Cada pieza, de 18-20 cm de espesor, puede llegar a pesar los 150 kg. Bajo el arranque de la escalera se conserva el solado de barro original. En la primera planta se conserva la tarima de madera sobre el enrastrelado.



Vistas de la chimenea y del solado original de caliza.



Vista del pavimento original de la zona norte. Se destaca la basa de granito del pie derecho que acortaba la luz de la viga de borde del forjado.

2.6 EL GAS RADÓN

El radón (radón-222) es un gas radiactivo natural procedente de la cadena de desintegración del uranio-238 y, por tanto, ubicuo en la naturaleza. Se puede acumular en el interior de los edificios. Sus productos de desintegración se pueden inhalar y depositar en el tracto broncopulmonar.

Actualmente, el radón está considerado como la principal fuente de exposición a la radiación natural para los humanos. Se libera más radón en zonas con suelos permeables y en zonas graníticas, debido a que contienen mayor cantidad de uranio y torio en comparación con otros tipos de piedras como las areniscas, carbonatadas o basálticas.

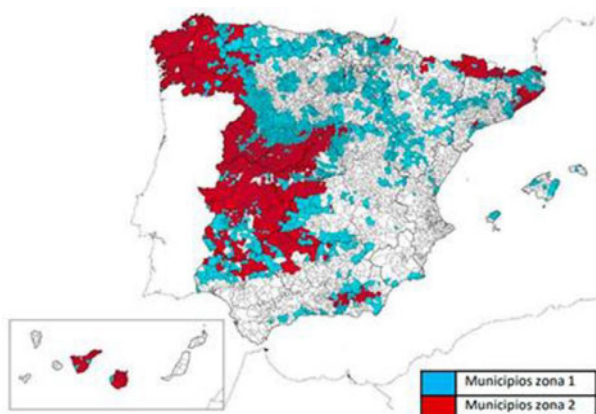
El radón presente en el interior de los edificios procede principalmente del terreno, por lo que las mayores concentraciones se localizan en sus plantas inferiores, como son los sótanos y las plantas bajas, pues la densidad del radón es además superior a la del aire. El radón del terreno puede penetrar al interior de los edificios a través de las grietas y juntas de los cerramientos del edificio en contacto con el terreno (muros de sótano, soleras, etc.), e incluso a través de la masa de los materiales porosos que forman los propios cerramientos.

Según la OMS el radón es la segunda causa de cáncer de pulmón en la población general después del tabaco. Los estudios epidemiológicos han demostrado convincentemente una asociación entre la exposición al radón en interiores y el cáncer de pulmón, incluso para los niveles de radón relativamente bajos que suelen existir en los edificios.

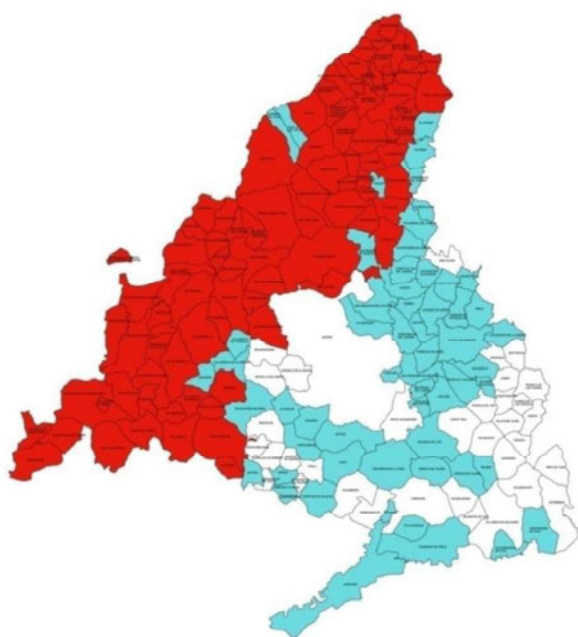
Para dar cumplimiento a uno de los objetivos de la Directiva 2013/59/EURATOM, se aprobó el Real Decreto 732/2019, de 20 de diciembre, por el que se modifica el Código Técnico de la Edificación. Entre otras modificaciones, se introdujo en el Documento Básico “HS Salubridad” del CTE una nueva Sección, “HS6: Protección frente a la exposición al radón”, cuya regulación tiene como objetivo proteger a la población de los efectos perniciosos sobre la salud que pueden derivarse de la exposición prolongada a concentraciones elevadas de gas radón en el interior de los edificios.

La obligatoriedad del cumplimiento de estas nuevas exigencias comienza con fecha 24 de septiembre de 2020. El ámbito de aplicación del DB HS está formado por los términos municipales en los que, en base a las medidas realizadas por el Consejo de Seguridad Nuclear, se considera que hay una probabilidad significativa de que los edificios allí construidos sin soluciones específicas de protección frente al radón presenten concentraciones de radón superiores al nivel de referencia de 300 Bq/m³.

La Comunidad de Madrid es uno de los territorios con concentraciones más elevadas de España. El municipio de **Lozoya** se encuentra en la **zona 2**, según la CLASIFICACIÓN DE MUNICIPIOS DE LA COMUNIDAD DE MADRID EN FUNCIÓN DEL POTENCIAL DE RADÓN. (Según Apéndice B de la sección HS6 del DB HS Salubridad del Código Técnico de la Edificación).



Mapa del radón en España. Fuente: CTE.



Mapa de clasificación de municipios de la Comunidad de Madrid en función del potencial de radón.
Fuente: Comunidad de Madrid.

3. MEMORIA CONSTRUCTIVA. PROPUESTAS DE INTERVENCIÓN

3.1. CRITERIOS DE LA INTERVENCIÓN

Como está ya muy generalmente admitido, el valor de un edificio histórico no reside sólo en la apariencia de sus elementos individuales sino también en la integridad de todos sus componentes, considerados como un producto único de la tecnología constructiva específica de su tiempo y lugar.

En este sentido, la intervención proyectada debe valorarse en el contexto de la restauración y conservación de todo el edificio en el que se integra.

El trabajo que se presenta ha sido realizado por un equipo multidisciplinar formado por arquitectos y arquitectos técnicos especializados en la construcción arquitectónica y la restauración de bienes culturales. Se ha basado en información histórica y el estudio y análisis de los elementos estructurales, constructivos y materiales, así como las lesiones constructivas que presentan.

La obtención de datos se ha realizado mayoritariamente por inspección visual habiendo recogido información in situ mediante mediciones, croquis y fotografías. Además se ha contado con la valiosa colaboración de la familia heredera de Mariano Pastor. Su biznieta y marido Ángel Ferrero han facilitado toda la información que poseen, tanto de fuentes escritas, fotográficas como la experiencia de los años vividos en el cenobio, ya que fueron los últimos habitantes del edificio antes de venderlo en 2007.

Este proyecto está basado en que, siempre que sea posible, las diferentes acciones que se realicen deberán:

- Utilizar métodos y técnicas tradicionales y formas de construcción iguales a las utilizadas originalmente. Para sustituir parte de una pieza deteriorada se empleará su ensamblaje tradicional y, siempre que resulte adecuado, los clavos y otros accesorios deben reproducir los materiales originales.
- Ser técnicamente reversibles, de tal modo que puedan ser eliminadas y sustituidas por otras más adecuadas a raíz de nuevos conocimientos.
- No dificultar o impedir los trabajos de conservación.
- No impedir el acceso a la información histórica y constructiva que denota el propio edificio y a la documentación correspondiente a la intervención.

Se señalarán de forma discreta las reintegraciones que se hagan, para facilitar su lectura, sin destacar las actuaciones realizadas.

Como criterio general orientado al mantenimiento de la autenticidad histórica y la integridad del sistema estructural estudiado no se emprenderá ninguna acción si no se ha demostrado que es indispensable y que las que se realicen sean proporcionales a los objetivos de seguridad, manteniéndose en el nivel mínimo que garantice la seguridad y durabilidad, causando la menor alteración posible a los valores patrimoniales y dando preferencia a la reparación frente a la sustitución.

Una actuación general sobre el conjunto, de carácter imperativo, deberá consistir en garantizar la estabilidad de las estructuras de forjado para los nuevos usos y su capacidad de carga.

En las proximidades de los muros y elementos de madera empotrados en ellos se procurará la ventilación perimetral más eficaz posible, pudiendo interponerse láminas de neopreno o chapas de plomo en los planos de apoyo para evitar el acceso de humedad por capilaridad a las piezas que arrancan o se apoyan en los muros de entramado.

En cuanto a los criterios técnicos que deben seguirse para la realización de las especificaciones de este proyecto destacar:

- Para la reparación y consolidación, incluyendo la sustitución parcial o total de algunas piezas que se encuentran ya completamente degradadas, se deberán utilizar piezas o partes de estas de la misma especie de madera y con unas características naturales similares.
- Una actuación general sobre el conjunto, de carácter imperativo, deberá consistir en la supresión de humedades permanentes o accidentales en todos los elementos estructurales, hasta hacer descender la humedad de equilibrio higroscópico de la madera en cualquier punto al entorno del 12%. Esta acción se considera implícita en la rehabilitación prevista, por lo que se recomienda únicamente atender a la posibilidad de filtraciones en elementos de borde, encuentros con los muros y en las proximidades de las aberturas existentes, estableciendo las correspondientes medidas constructivas.

3.2. ALCANCE DE LA INTERVENCIÓN

Las actividades más importantes de esta fase de las obras se centran en la cimentación y en la restauración del forjado de la planta baja.

Las obras de mayor calado son:

- **Realización de inyecciones de cal hidráulica para mejorar las condiciones del terreno.**
- **Ejecución de un forjado sanitario con ventilación frente al radón.**
- **Restauración de los forjados.** Refuerzo de los forjados con un sistema mixto de madera y hormigón.

El criterio de intervención será siempre el de la recuperación del espacio y la estructura originales con el fin de devolver el carácter y la imagen histórica al edificio del siglo XIX.

A continuación, se analizan los trabajos a realizar en la restauración del Convento de Lozoya.

ARQUEOLOGÍA

Proyecto inicio de los trabajos
Seguimiento y supervisión de las excavaciones
Informe final de los trabajos

MEDIOS AUXILIARES

Plataforma de trabajo para las labores de restauración de los forjados

DESMONTAJES Y DEMOLICIONES

Excavaciones interior edificación
Demolición tabiquería interior y del forjado moderno de la capilla
Picado de los revestimientos de los muros interiores

CIMENTACIÓN

Forjado sanitario ventilado

INYECCIONES TERRENO

Ensayos de gato plano

Inyecciones de lechada de cal

ESTRUCTURA

Refuerzo de las estructuras de madera de los forjados. Forjados mixtos de madera y hormigón

INSTALACIONES

Colocación de pasatubos para dejar listas las conducciones de las futuras instalaciones

3.2 PROCESO DE OBRA

Como es lógico, la empresa adjudicataria de las obras propondrá el proceso de obra que pretende seguir y la D.F. lo estudiará y lo aprobará o lo rechazará. No obstante, en este apartado sugerimos el proceso de obra que consideramos idóneo para este caso particular. Lo explicamos en el siguiente esquema:

- Demolición de la tabiquería interior de la planta baja y primera.
- Montaje de las plataformas de trabajo en planta baja.
- Picado de los revestimientos de la cara interior de fachada
- Trabajos de refuerzo de los forjados de planta primera.
- Finalización del forjado de planta segunda.
- Desmontaje del porche sur y su acopio en el solar para su posterior reubicación.
- Desmontaje de las losas de caliza originales de la zona noreste de la planta baja. Documentación, replanteo, marcado y desmontaje de las piezas. Se acopiarán para su posterior colocación.
- Excavación de 60 cm para el forjado sanitario. Replanteo de la zona del futuro ascensor.
- Ejecución de presolera de hormigón de limpieza de 10 cm de espesor.
- Mejora del terreno. Tras la realización de los ensayos de gato plano se conocerá la presión máxima de inyección necesaria. A continuación comenzarán las actividades para la mejora del terreno. Se realizarán:
 - La perforación de Ø 75 mm. con sonda eléctrica a rotación hasta alcanzar los dos metros bajo cota.
 - Colocación de la tubería de inyección y obturadores
 - Inyección de lechada de cal NHL3,5
- Replanteo y realización de los taladros de Ø110 mm. Colocación de los pasatubos de acero, como encofrados perdidos de las zapatas corridas.
- Colocación del Cupolex H20 como encofrado autoportante. En los extremos se acoplarán las piezas de borde de la misma casa llamadas Betonstop.
- Montaje de los tubos de PVC que ventilarán el forjado sanitario en la zona del forjado sanitario y las salidas en la fachada norte y sur.
- Montaje de los tubos de PVC para las instalaciones.
- Ejecución de la capa de compresión de hormigón armado con mallazo 15*15*8 de 5 cm de espesor.
- Limpieza.

3.2. LABORES ARQUEOLÓGICAS

Se ha previsto que el equipo de arqueología, tras estudiar el presente proyecto, redactará un pequeño estudio o proyecto de intervención arqueológica para su autorización oficial, en el que se detallan con mayor concreción las labores y alcance que han de tener los trabajos de arqueología.

En concreto, se realizará el seguimiento de las excavaciones tanto en el interior como en el exterior del convento.

Finalmente, el equipo de arqueología redactará un informe en el que dejará constancia de los trabajos realizados y acompañará material gráfico y fotográfico de estos trabajos, incluyendo las fichas de las piezas catalogadas, y de los hallazgos si los hubiere; así como un capítulo de conclusiones y recomendación de nuevas intervenciones.

3.3. EXCAVACIONES

Se realizará una excavación de 60 cm bajo cota en el interior del convento. Debido al buen estado de la cimentación y por tener su línea de apoyo en una cota bastante inferior se considera que no es necesario ejecutarla en bataches, siendo seguro estructuralmente. Se ha realizado esta consulta al equipo técnico de ingenieros de Retineo considerando éstos apta la solución que se plantea.

Se dejará previsto el espacio del ascensor, que bajará otros 60 cm, llegando a una cota de 120 cm bajo rasante.

3.4. RESTAURACIÓN DE LOS FORJADOS DE LA PLANTA PRIMERA

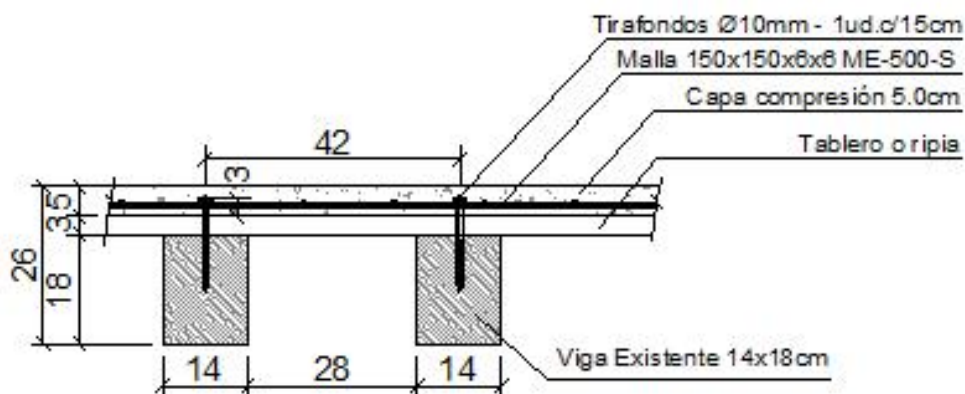
Se plantea un refuerzo de los forjados existentes con una solución mixta de madera y hormigón. Se respetarán las escuadrías actuales en caso de sustitución debido al mal estado de la madera. Así mismo se realizarán trabajos de prótesis a media madera en los extremos que tengan pudrición, como en las cabezas que están empotradas en los muros de fachada.

Para el refuerzo de los forjados se ejecutará una capa de hormigón armado con un mallazo, de 5 cm de espesor, que se conectará a las viguetas mediante tirafondos. El hormigón trabaja como cabeza comprimida y la madera predominantemente a tracción. El peso que aportamos a la estructura del convento no será muy elevado ya que el grueso de la capa es de 5 cm.

Otra de las ventajas de este sistema es la mejora sustancial del aislamiento acústico, la disminución del problema de las vibraciones y la gran inercia térmica del sistema que favorece sustancialmente la instalación del suelo radiante.

El refuerzo y cálculo de los forjados se desarrolla en la memoria de cálculo, en los anejos de la presente memoria.

El nuevo forjado mixto tendrá la siguiente sección constructiva. Sobre las viguetas existentes se colocará una tabla de ripia de 3 cm de espesor, sobre ésta una lámina impermeable pero transpirable. Se instalarán los conectores, tirafondos de 16 cm de longitud y 10 mm de Ø, cada 15 cm (se especifica en el cálculo la distancia entre tirafondos dependiendo del forjado) que se conectará al mallazo de reparto de 15*15*6. Finalmente se realizará la capa de compresión de HA-25/B/12. Esta capa se separará de los muros.



Madera: C-18 Sección 14x18cm - long. 4.15m	
Conector :Tirafondo Ø10mm - Long.160mm - Galvanizado - c/15cm	
Capa compresión: Homigón HA-25/B/12 - Exp. XC1	
Malla reparto: 150x150x6x6 - ME-500-S	

Estado de cargas:	
Peso propio:	1.65 KN/m2
Carga muerta:	1.50 KN/m2
Sobrecarga uso:	5.00 KN/m2
Total:	8.15 KN/m2

3.5. TRABAJOS DE REFUERZO DE LA CIMENTACIÓN ACTUAL

La cimentación existente consiste en una prolongación del muro hasta una profundidad insuficiente, variable dependiendo del muro, al no llegar al firme establecido según el estudio geotécnico.

El promotor de las obras decide encargar varios estudios estructurales para valorar las diferentes opciones de refuerzo estructural de la cimentación. El estudio de la empresa Retineo plantea una mejora del terreno mediante inyecciones de lechada de cal hidráulica natural NHL 3,5 (ver anexos a la memoria, estudios previos).

Sus conclusiones tras los trabajos realizados son las siguientes:

_ El estado de conservación de los muros de carga del edificio es el adecuado para un edificio patrimonial y no se aprecian indicios que hagan pensar en un comportamiento anómalo desde el punto de vista estructural o de la cimentación.

_ La inspección realizada por técnicos de Retineo de las calicatas pone de manifiesto que la cimentación es corrida, de mampostería, que se encuentra empotrada en el terreno natural entre 1,00 m y 1,90 m en la mayoría de la superficie. El terreno de apoyo, en los casos inspeccionados, corresponde a un suelo residual de las rocas ígneas que constituyen el sustrato de la zona (jabre).

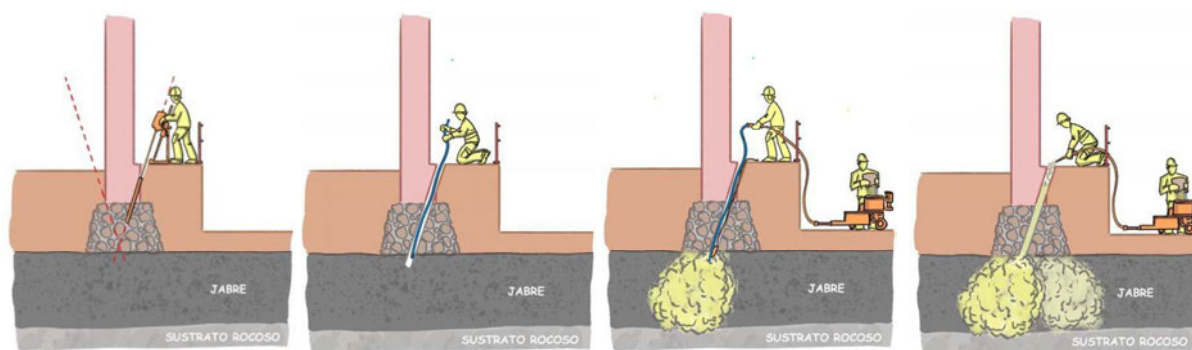
_El estudio geotécnico se ha realizado en la parcela de ubicación del edificio, fuera del ámbito de la cimentación de los muros y, aun así, los resultados obtenidos son coherentes con lo observado en las calicatas. Conviene matizar que el terreno situado bajo la cimentación de los muros se encuentra consolidado por el paso de los siglos desde su construcción lo que permite afirmar que el sustrato de apoyo está en mejores condiciones que los puntos de ejecución de los ensayos geotécnicos.

_Tanto los muros exteriores de mampostería como los interiores entramados son aptos para resistir las nuevas sobrecargas por el cambio de uso de 5 kN/m² de los forjados y de 0,4 kN/m² en la cubierta.

_A falta de datos que puedan corroborar la resistencia real del suelo bajo el cimiento, los valores obtenidos de tensiones son elevados para las resistencias obtenidas del informe geotécnico, por lo que, tal y como recomienda, debe realizarse una mejora en las condiciones de cimentación o en el propio terreno.

_Se considera que *la solución más adecuada en este caso es la inyección de lechada de cal a presión controlada hasta alcanzar el terreno competente en una profundidad máxima de 2 m*. Esta propuesta se fundamenta en la no modificación del comportamiento estructural de los muros del edificio que, hasta la fecha, ha sido adecuado y en la mejora del terreno que se realiza con este procedimiento, que es operativa tanto con cargas permanentes como con sobrecargas. Dicho procedimiento se describe en el siguiente punto.

En el anexo de estudios previos de la presente memoria se especifica en detalle la propuesta de intervención de la consolidación del terreno mediante inyecciones de cal a presión controlada.



Proceso de ejecución de las inyecciones de lechada de cal. Retineo.

3.6. EJECUCIÓN DEL FORJADO SANITARIO

El municipio de Lozoya se encuentra en la ZONA 2, según la CLASIFICACIÓN DE MUNICIPIOS DE LA COMUNIDAD DE MADRID EN FUNCIÓN DEL POTENCIAL DE RADÓN. (Según Apéndice B de la sección HS6 del DB HS Salubridad del Código Técnico de la Edificación), siendo necesario realizar una barrera de protección y una cámara de aire ventilada.

Términos municipales ZONA 1 = A o B

Términos municipales ZONA 2 = A + (B o C)



CTE: Soluciones para el radón.

El futuro forjado del convento de Lozoya contará con aislamiento de 8 cm sobre la capa de compresión de 5 cm del forjado sanitario, sistema de suelo radiante y pavimento de caliza de 4 cm sobre capa de mortero de 5 cm.

En esta fase de las obras no se dejará finalizada la última capa del forjado de la planta baja, aislamiento, sistema de climatización por suelo radiante, mortero y pavimento de piedra caliza. Debido a este condicionante se dejará ejecutada en estas obras el forjado sanitario en toda la planta baja quedando la capa de compresión del forjado sanitario vista, ya que al no ejecutar el resto de capas del forjado, no es conveniente dejar la lámina anti radón vista sin protección durante el tiempo que transcurra hasta que se aborden las próximas intervenciones.

Se realizará un forjado sanitario con sistema Cupolex de H-20, con sistema de ventilación natural. El CTE indica 10 cm²/m, en el convento se realizarán salidas con tubos de Ø10 cm cada 3 m, es decir 26,18 cm²/ m.

El convento se divide en tres crujías independientes, es necesario comunicarlas entre sí para que no quede ningún espacio estanco. Se realizarán pasatubos metálicos en la cimentación de las tres crujías, colocando tubos de captación de aire en las fachadas norte y sur, 6 orificios en cada crujía, es decir se tendrán que realizar 24 perforaciones, 12 en los muros de fachada y 12 en los muros de entramado. Estos tubos irán en el espacio del cupolex, apoyados en la solera de 10cm. La captación del aire será por la fachada norte y saldrá por la fachada sur, generando un tiro natural por diferencia de presiones con los tubos de la zona sur algo más altos que los de la fachada septentrional.

3.7. CONSOLIDACIÓN DE LA GALERÍA DE INSTALACIONES EXISTENTE

Se consolidará la cara interior de la galería con morteros de cal y retacados de mampostería. En su trasdós se rellenarán los riñones y laterales de mortero de cal hidráulico NHL 3,5. Se realizarán dos muretes de ladrillo tosco colocados sobre la presolera de 10 cm. Sobre la nueva cama de mortero de cal que recubrirá la galería se colocará una solera de hormigón armado de 8 cms de espesor.

3.8. CONSOLIDACIÓN DE LOS MUROS DE ENTRAMADO

En este proyecto se abordará la consolidación estructural de ciertos tramos del muro de entramado de la planta baja que se encuentran en mal estado. El área de intervención está situada en la crujía sur, en su zona oriental y en zonas del apoyo de las nuevas vigas de borde en la crujía norte y sur. Así mismo se consolidará uno de los muros de la caja de escalera de la planta baja y primera. Se eliminarán las áreas en mal estado y se sustituirá la madera afectada por pudrición, completando los cuarteles con ladrillo de tejar de similares características a los actuales.

3.9. ELIMINACIÓN DE LA TABIQUERÍA

Se eliminarán los tabiques presentes en la planta baja y primera que no forman parte de los muros de carga. Se indican en los planos.

La compartimentación actual de las distintas plantas es, en su mayoría, posterior. Además dificulta la rehabilitación del edificio para albergar nuevos usos distintos al original que requieren espacios más amplios, por ello se ha previsto su eliminación.

En próximas intervenciones se planteará las circulaciones y el cegado de ciertos tramos de muro de entramado.

3.10 INSTALACIONES

En esta fase de obras es necesario dejar replanteadas las canalizaciones para las futuras instalaciones. Para ello se han replanteado una serie de pasatubos en las fachadas y en el forjado sanitario que permitirán ejecutar las futuras conducciones de instalaciones.

Para cubrir las necesidades energéticas del edificio se realizará **Geotermia** con sistema de red vertical, con dos perforaciones de unos 150 metros. Dentro de estas perforaciones se introducen tuberías en forma de U por las que circula un fluido refrigerante. Gracias a la temperatura estable del subsuelo, se aprovecha la temperatura constante y este fluido se calienta o enfría según la necesidad, para posteriormente ser llevado a una **bomba de calor que extrae o cede esa energía**.

Es una energía renovable que aprovecha el calor del subsuelo para producir agua caliente, calefacción y climatización. En el espacio interior del convento reservado a las instalaciones se colocará la bomba de calor geotérmica. Este elemento no requiere de una ventilación directa a fachada, pudiéndose colocar en el interior con salida de tubo mediante shunt a cubierta o a fachada. Esta decisión se tomará en el desarrollo del proyecto y cálculo de las instalaciones en futuras intervenciones. Se dejará una toma de instalaciones en la fachada este y otra en la fachada norte.

Se destacan los beneficios que supone la climatización por geotermia:

- _Se trata de una energía renovable ya que proviene del calor producido en el interior de la tierra, el cual es prácticamente inagotable.
- _Es una energía limpia ya que no se produce combustión alguna.
- _Es una energía continua, sin posibles cortes.
- _Es una energía que se produce localmente.
- _Es una energía que resulta muy económica en su explotación.

Se realizarán las dos perforaciones en la zona este del solar, que se unirán en una arqueta. Los tubos pasarán al interior de la edificación hasta el cuarto de instalaciones

El sistema de calefacción será por suelo radiante en planta baja y primera, refrescante en época estival. Así mismo habrá un apoyo por aire en el espacio de la capilla y en la segunda planta, con un fancoil y un recuperador.

Se instalarán recuperadores en cada una de las plantas para garantizar la ventilación tal y como estipula el CTE. Son intercambiadores de aire con una salida de rejilla al exterior.

Así mismo se han sectorizado los aseos en planta baja y primera, pudiéndose realizar la instalación de fontanería y desagüe necesarias, compatibles con la ejecución del forjado sanitario.

4. CUMPLIMIENTO DE LA NORMATIVA VIGENTE

4.1. JUSTIFICACIÓN URBANÍSTICA DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

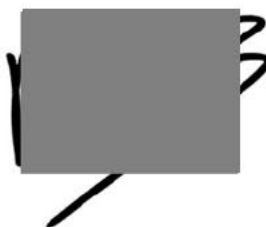
Declaración de conformidad

Según el *Artículo 154. Procedimiento de las licencias urbanísticas*, de la Ley 9/2001, de 17 de julio, del Suelo, de la Comunidad de Madrid, en el que se manifiesta en el punto 2. *Las licencias urbanísticas se otorgarán conforme a las siguientes reglas: b) El otorgamiento de la licencia urbanística irá precedido de los correspondientes informes técnico y jurídico, relativos a la conformidad de la solicitud con la legalidad urbanística, además de aquellos informes y autorizaciones que, de conformidad con otras normas aplicables, sean legalmente preceptivos.*

El técnico redactor del *Proyecto de restauración de forjados en el antiguo Convento de Lozoya*, firmante de la presente declaración, declara que el proyecto se encuentra conforme a la legalidad urbanística que afecta al bien sobre el que se actúa. En el proyecto, en el punto 4, se detallan los apartados de la normativa que afectan al bien con la correspondiente justificación de estos.

Madrid, abril de 2024

El Arquitecto redactor



Fdo.: Roberto Fernández Díaz



4.2. CUMPLIMIENTO DEL CODIGO TECNICO DE LA EDIFICACION

El Código Técnico de la Edificación (CTE), es el marco normativo por el que se regulan las exigencias básicas de calidad que deben cumplir los edificios, incluidas sus instalaciones, para satisfacer los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad, en desarrollo de lo previsto en la disposición adicional segunda de la Ley 38/1999, de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación, en adelante LOE.

El CTE establece dichas exigencias básicas para cada uno de los requisitos básicos de 'seguridad estructural', 'seguridad en caso de incendio', 'seguridad de utilización', 'higiene, salud y protección del medio ambiente', 'protección contra el ruido' y 'ahorro de energía y aislamiento térmico', establecidos en el artículo 3 de la LOE, y proporciona procedimientos que permiten acreditar su cumplimiento con suficientes garantías técnicas.

De acuerdo al Artículo 2º del mencionado CTE, se aplicará a las obras de ampliación, modificación, reforma o rehabilitación que se realicen en edificios existentes, siempre y cuando dichas obras sean compatibles con la naturaleza de la intervención y, en su caso, con el grado de protección que puedan tener los edificios afectados.

A estos efectos, este proyecto contempla obras de restauración parcial destinadas a la mejora del terreno sobre el que asienta la cimentación del convento, un forjado sanitario, la mejora de la salubridad (protección frente a la humedad) y la construcción de la balconada de madera de la fachada este. Dichas obras se realizan sobre un edificio de alto valor histórico-artístico declarado **Bien de Interés Patrimonial con Grado 2º. Estructural**.

Adicionalmente ha de tenerse en cuenta lo establecido en la Ley 8/2013, de 26 de junio, de rehabilitación, regeneración y renovación urbanas (BOE 27/06/2013), cuya disposición final 11ª pretende resolver los problemas de aplicación del CTE en rehabilitación de edificios. Dicha disposición adicional establece como novedad de relevancia al caso que nos ocupa tres criterios de intervención en edificios existentes:

1. Criterio de flexibilidad. "Cuando la aplicación del Código Técnico de la Edificación no sea urbanística, técnica o económicamente viable o, en su caso, sea incompatible con la naturaleza de la intervención o con el grado de protección del edificio, se podrán aplicar, bajo el criterio y responsabilidad del proyectista o, en su caso, del técnico que suscriba la memoria, aquellas soluciones que permitan el mayor grado posible de adecuación efectiva".

2. Criterio de no empeoramiento. "En las intervenciones en los edificios existentes no se podrán reducir las condiciones preexistentes relacionadas con las exigencias básicas, cuando dichas condiciones sean menos exigentes que las establecidas en los documentos básicos del Código Técnico de la Edificación, salvo que en éstos se establezca un criterio distinto. Las que sean más exigentes, únicamente podrán reducirse hasta los niveles de exigencia que establecen los documentos básicos".

3. Criterio de reparación de daños. Aunque el criterio está pensado en la limitación de la demanda energética de los edificios, puede extrapolarse al caso que nos ocupa en el sentido de que los elementos de la parte existente no afectados por ninguna de las condiciones establecidas en el DB, podrán conservarse en su estado actual siempre que no presente, antes de la intervención, daños que hayan mermado de forma significativa sus prestaciones iniciales.

En este proyecto se ha tenido en cuenta el contenido del CTE en lo referente a la adecuación estructural respecto de las nuevas disposiciones constructivas contempladas para la nueva balconada, el forjado sanitario y el resto de actividades, de forma que quede garantizada su estabilidad, resistencia mecánica y salubridad.

Se ha analizado de forma pormenorizada cada una de las secciones del CTE (DB SE, DB SI, DB SUA, DB HS, DB HE, DB HR) en relación con la actuación prevista y se considera que procede la justificación del DB-SE, DB-SI, DB-HS.

Por todas estas condiciones, los únicos Documentos Básicos del CTE que se han tenido en cuenta, aunque sea parcialmente, en el proyecto han sido:

- DB-SE-AE Seguridad Estructural Acciones en la edificación
- DB- SE-C Seguridad Estructural Cimientos
- DB-SE-F Seguridad Estructural Fábricas
- DB-SE-M Seguridad Estructural Madera
- DB-SI Seguridad en caso de Incendio.
- DB- HS 1 Salubridad Protección frente a la humedad.
- DB- HS 6 Protección frente a la exposición al radón

Por otro lado, las obras proyectadas no alteran la configuración arquitectónica del edificio, en los términos contemplados en el art. 2 de la L.O.E., y se refieren a intervenciones parciales, que no suponen variación en las fachadas, en la volumetría o en el conjunto del sistema estructural del edificio.

En los siguientes apartados se va a estudiar el cumplimiento de los documentos señalados, aplicado al proyecto de ejecución de restauración de forjados del Convento de Lozoya.

4.2.1. SUSTENTACIÓN DEL EDIFICIO

El edificio en general está cimentado de forma directa sobre un subsuelo competente en lo que se refiere a capacidad mecánica. Del los estudio geotécnico, se puede deducir, como se exponía anteriormente, que el suelo está formado por tres niveles:

1. Un primer nivel (1) de rellenos naturales o antrópicos, según la zona, que tienen una potencia en general muy pequeña, de 0,70 m. (0,00 a 0,70 m)
2. Un segundo nivel (2) de naturaleza detrítica granítica, jabre, formada por granito descompuesto, de compacidad media y potencia de 1,2 m. (0,70 a 1,90 m.)
3. Un tercer nivel (3), es el sustrato rocoso de gneis con elevada capacidad mecánica.

El terreno muestreado no presenta agresivos para el hormigón.

No se detecta nivel freático a la profundidad de reconocimiento.

Dada la naturaleza del terreno se descartan fenómenos expansivos.

La zona de estudio no se sitúa en una zona sísmica.

Se presenta la ficha de cumplimiento del CTE relativo a la sustentación del edificio con un resumen de los datos obtenidos del Estudio Geotécnico.

RESUMEN ESTUDIO GEOTECNICO

Generalidades:	<ul style="list-style-type: none"> - El análisis de la cimentación exige el conocimiento previo de las características del terreno de apoyo, la tipología del edificio y el entorno donde se ubica la construcción.
Empresa:	<ul style="list-style-type: none"> - GEOGENIL S.L.
Nombre del autor/es firmantes:	<ul style="list-style-type: none"> - Javier Bernejo López. Geólogo nºCol. 6245
Trabajos realizados	<ul style="list-style-type: none"> - TRABAJOS DE CAMPO - Un sondeo mecánico con recuperación continua de testigo hasta una profundidad entorno a los 6 metros. - Dos Ensayos de Penetración dinámica súperpesadas DPSH hasta alcanzar el rechazo - ENSAYOS: - 1 de análisis granulométrico por tamizado - 1 de determinación de los límites de Atterberg - 1 de determinación del contenido en sulfatos
Descripción de los terrenos:	<p>NIVEL 1.Suelos de alteración y/o relleno</p> <p>Presenta un desarrollo bastante variable a lo largo de los puntos de investigación, determinándose una potencia comprendida entre 0,00 a 0,700 m. Rellenos compuestos por mezclas de arena y arcilla, con fragmentos de ladrillos, gravas graníticas marrones o marrones oscuras de compactación floja. Este nivel de resistencia baja, carece de interés desde el punto de vista geotécnico y no se considera apto para el apoyo de la cimentación.</p> <p>Densidad: 1,8 gr/cm³ Cohesión: 0,3 kp/cm² Ángulo de rozamiento interno: 20-25 ° Tensión admisible: 1,5 Kg/cm²</p> <p>NIVEL2- Arenas arcillosas, jabre granítico</p> <p>Corresponde al sustrato eluvial (granito con grado de meteorización VI) y jabre granítico (granito con grado de meteorización V), formados principalmente por un conjunto de arenas de grano medio y con algo o bastante arcilla de medianamente densas a muy densas según se profundiza. Este nivel se encuentra a partir de una profundidad entre 0,70 y 1,90 m son arenas de compactación densa a muy densa a mayor profundidad y es apto para el apoyo de la cimentación</p> <p>Densidad: 1,9 gr/cm³ Cohesión: 0,3 kp/cm² Ángulo de rozamiento interno: 30 ° Tensión admisible: 1,9 Kg/cm²</p> <p>NIVEL3- Roca Gneis</p> <p>Roca gneis con inclusiones graníticas. Este nivel se encuentra desde -1,9m. a -6 m.</p> <p>Densidad: 2,4 gr/cm³ Cohesión: 100 kp/cm² Ángulo de rozamiento interno: 45 ° Tensión admisible: 3,00 Kg/cm² No aparece el nivel freático a una profundidad de -6 m.</p>

Cimentación y contención:

Descripción:	Los estudios realizados indican que la cimentación existente parece competente para absorber las cargas transmitidas por la estructura portante. Se han comprobado sus características materiales y morfológicas mediante seis catas y un profundo estudio estructural, llegándose a la conclusión que no es necesario realizar ningún recalce de la cimentación actual. Se realizarán inyecciones de lechada de cal NHL 3,5 para mejorar las características del terreno sobre el que se asienta la cimentación del convento.
Material existente en cimentación:	Son zapatas corridas de cal ya canto, mampostería de gneis y granito con argamasa de cal. Presenta buenas condiciones.
Dimensiones y armado:	Se especifican sus dimensiones en los estudios estructurales, ver anexos de la memoria.

En general toda la zona de intervención se encuentra en buenas condiciones de cimentación, debido a la presencia de un buen terreno apto para la fundación de construcciones y en consecuencia, no se aprecian signos de asientos del subsuelo.

En el presente proyecto no se acometerán obras de nueva planta ni nuevas cimentaciones, ni tampoco las obras previstas supondrán sobrecargas adicionales a las solicitudes iniciales de cimientos y terreno, por lo que en ningún caso se pondrá en riesgo o se comprometerá con las nuevas acciones la estabilidad del edificio.

Se cumplen por tanto las exigencias del CTE en este sentido y se cumplen las exigencias básicas que determina el CTE en relación con:

- Seguridad Estructural Acciones en la edificación SE-AE
- Seguridad Estructural Cimientos SE-C

Las actuaciones previstas son adecuadas a la vista de los informes del Estudio Geotécnico de GEOGENIL, del informe sobre la inspección y evaluación estructural de INTEMAC, y del Estudio técnico de la cimentación de los muros del Antiguo Convento de Loyza de RETINEO.

En el presente proyecto se abordará la restauración de las estructuras de forjado de la primera planta del convento, reforzando las estructuras de madera existentes con capa de compresión de Hormigón Armado, formando un forjado mixto que cumple con la normativa de DB-SE. Seguridad Estructural.

La justificación de los cálculos y el cumplimiento de la normativa está presente en la memoria de cálculo del proyecto.

4.2.2. CTE DB SE-M SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN MADERA

4.2.2.1. MEMORIA DE CÁLCULO

En edificios existentes, según se recoge en el anejo D apartado D 1.2: *“En edificios en los que no resulte posible o sea poco fiable una verificación cuantitativa, o cuando el edificio haya demostrado un comportamiento satisfactorio en el pasado, podrá realizarse una evaluación cualitativa de la capacidad portante y de la aptitud al servicio de acuerdo con los criterios enumerados en D.6*

En este mismo anexo D apartado D.6.2. Aptitud al servicio, se dice:

“1 Un edificio que haya sido dimensionado y construido de acuerdo con las reglas de normas antiguas podrá considerarse apto para el servicio, si se cumplen las siguientes condiciones:

d) teniendo en cuenta el deterioro previsible así como el programa de mantenimiento previsto se pueda anticipar una adecuada durabilidad.”

Por lo tanto se determinará la aptitud al servicio de esta estructura teniendo en cuenta el deterioro previsible.

Aplicando el criterio de flexibilidad expuesto en el capítulo precedente; las piezas de madera nueva que se incorporen a la estructura deberán cumplir; para su diseño y dimensionado, los criterios y bases de cálculo establecidos en el documento básico DB SE-M del CTE, teniendo en cuenta asimismo los requisitos señalados en el DB SE “Seguridad estructural”, especialmente en lo relativo a las deformaciones. De acuerdo al apdo. 5.2 del CTE, se considera válida la hipótesis de que el material es isótropo, elástico y lineal, considerando las deformaciones instantáneas o a largo plazo.

4.2.2.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

El tipo de madera aserrada utilizada en las nuevas estructuras necesarias en los forjados del Convento de Lozoya deberá ser *Pinus sylvestris* L., de la clase resistente C22 según UNE 338 “Madera estructural. Clases resistentes”.

Los valores característicos de la madera son los siguientes:

PROPIEDADES RESISTENTES (N/mm2)	C22
Flexión f m,g,k	22
Tracción paralela f t,O,g,k	13
Tracción perpendicular f t,90,g,k	0,5
Compresión paralela f c,0,g,k	20
Compresión perpendicular f c,90,g,k	2,4
Cortante f v,g,k	2,4

RIGIDEZ (KN/mm2)	C22
Módulo de elasticidad paralelo medio E 0,g,medio	10
Módulo de elasticidad característico E 0,g,k	6,7
Módulo de elasticidad perpendicular medio E 90,g,medio	0,33
Módulo de cortante medio G g,medio	0,63
Densidad característica f g,k (Kg/m3)	350

Se aplicarán tratamiento antixilófagos CS3.1 autoclave.

Humedad relativa patrón 12%.

4.2.2.3. BASES DE CÁLCULO

Clase de servicio y coeficiente de modificación

La nueva estructura proyectada se encuentra en el exterior del edificio, se establece una clase de servicio CS3.

Consiguientemente, los coeficientes de modificación k_{mod} para el análisis de los Estados límites últimos en *madera maciza* CS3 resultan ser los siguientes:

- k_{mod} carga permanente 0,5
- k_{mod} sobrecargas (duración media) 0,65

En las combinaciones de cargas con distinta duración, se emplea el correspondiente a la de duración más corta (sobrecargas).

Otros factores

En los pares de la armadura se ha aumentado la resistencia característica de cálculo un 10%, multiplicándola por un factor denominado de carga compartida $k_{sys} = 1,1$, por tratarse de un conjunto de elementos estructurales a flexión similares dispuestos a intervalos regulares y que se encuentran transversalmente conectados a través de un sistema continuo de distribución de carga.

Se ha tenido en cuenta el efecto del tamaño de la pieza en la resistencia a flexión y tracción paralela mediante el factor k_h que vale:

Para madera maciza:

$$\begin{array}{ll} h > 150 \text{ mm} & k_h = 1 \\ h < 150 \text{ mm} & k_h = \left(\frac{150}{h} \right)^{0.2} \leq 1,3 \end{array}$$

Cargas (valores característicos)

La asignación de cargas se ha realizado atendiendo al área tributaria de la que se responsabiliza cada elemento estructural, por partes iguales.

Los valores característicos se han obtenido de los detalles del proyecto y el documento básico CTE DB-SE-AE "Seguridad estructural-Acciones en la edificación".

Todas las cargas vienen reflejadas en el Anejo de Cálculo estructural de la memoria.

A. Cargas permanentes en cubierta

B. Sobrecargas de uso

C. Nieve

- Zona climática 4 (Lozoya, Madrid)

La localidad se encuentra en la zona climática invernal 4, a una altura topográfica de 1.116 metros aproximadamente.

D. Viento

Para obtener los valores de la acción del viento sobre la cubierta debemos acudir al documento básico DB SE-AE en su apartado 3.3.1 en el punto 1:

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

Para el cálculo de dicho valor para este edificio concreto acudimos a 3.3.2 punto 1:

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

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

siendo:

q_b .- la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 kN/m².

c_e .- el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en 3.3.3.

Grado de aspereza III / Altura del punto considerado 12m.... $c_e = 2,5$

C_p .- el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Su valor se establece en 3.3.4 y 3.3.5.

$$q_e = 0.5 \times 2,5 \times 0.45 = 0,45 \text{ KN/m}^2.$$

Valores de cálculo

Los valores de cálculo (X_d) de las propiedades de la madera se han obtenido a partir de los característicos establecidos para cada clase resistente en el Anejo E del documento básico CTE DB-SE-M, mediante la siguiente fórmula:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}$$

Siendo:

X_k .- valor característico de la propiedad del material

γ_M .- coeficiente parcial de seguridad

k_{mod} .- factor de modificación

Donde γ_M tiene los siguientes valores:

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS	γ_M
Madera maciza	1,30
Madera laminada encolada	1,25
Madera microlaminada	1,20
Tablero contrachapado	1,20
Situaciones extraordinarias	1,00

Para determinar el efecto de las acciones, o hipótesis de carga a las que tiene que hacer frente la estructura, se han utilizado los valores de cálculo de las variables, obtenidos a partir de sus valores característicos multiplicándolos por los correspondientes coeficientes parciales. El valor de cálculo de

los efectos de las acciones correspondientes a una situación persistente o transitoria se ha determinado mediante las combinaciones de las distintas hipótesis según la siguiente expresión:

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

Siendo:

G_{k,j}.- Acción permanente en valor característico

Q_{k,j}.- Acción variable en valor característico

P.- Acción del pretensado

γ.- Coeficiente parcial de seguridad

ψ.- Coeficiente de simultaneidad

Para la aplicación de la fórmula se considera la acción simultánea de todas las acciones permanentes en valor de cálculo, una acción variable (sucesivamente una tras otra acciones variables), y el resto de las acciones variables en valor de cálculo de combinación.

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones son los siguientes:

Verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Peso propio, peso terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0,00
Estabilidad		desestabilizad	estabilizadora
	Peso propio, peso terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0,00

Los coeficientes de simultaneidad son los siguientes:

	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Sobrecarga superficial de uso			
* Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
* Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
* Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
* Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
* Zonas de tráfico y aparcamiento vehículos ligeros	0,7	0,7	0,6
* Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento	0,0	0,0	0,0
Nieve			
* Altitudes > 1.000 m	0,7	0,5	0,2
* Altitudes < 1.000 m	0,5	0,2	0,0
Viento	0,6	0,5	0,0

Respecto al factor de modificación k_{mod} que depende de la clase de duración de la combinación de la carga y la clase de servicio; se toma el valor de la tabla 2.4 del DB SEM.

Dado que la resistencia adopta su menor valor de cálculo para la carga de mayor duración, se ha comprobado si combinaciones con cargas menores pero de duración más larga producen situaciones más desfavorables.

Si una combinación de acciones incluye acciones pertenecientes a diferentes clases de duración, el factor k_{mod} debe elegirse como el correspondiente a la acción de más corta duración.

Deformaciones

Para el cálculo de la flecha inicial δ_{ini} se han empleado las fórmulas habituales de la teoría de estructuras. La componente diferida de un desplazamiento, δ_{dif} , se determina a partir de la expresión:

$$\delta_{dif} = \delta_{ini} \cdot \psi_2 \cdot k_{def}$$

siendo:

- δ_{ini} .- desplazamiento elástico
- ψ_2 .- coeficiente de simultaneidad que se obtiene de la tabla 4.2 del DB SE-M.
- Para las cargas permanentes, se adopta $\psi_2=1$
- k_{def} .- factor de fluencia en función de la clase de servicio (véase tabla 7.1)

Tabla 9. Valores de K_{def}			
Material	Clase de servicio		
	1	2	3
Madera maciza	0,60	0,80	2,00

El coeficiente de simultaneidad ψ_2 se obtiene de la tabla 4.2 del CTE DB-SE. Para las cargas permanentes se adopta el valor $\psi_2=1$.

Para validar una sección se han utilizado las siguientes limitaciones establecidas en CTE DB-SE:

-Integridad de los elementos constructivos: la flecha relativa, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, debe ser menor que:

$$\delta_{net,fin} \leq L/300 \text{ (L/150 en voladizos)}$$

-Confort de los usuarios: en forjados ligeros resulta conveniente, considerando solamente las acciones de corta duración, incrementar la limitación a $L/350$ para evitar sensación de oscilación al transitar sobre ellos.

-Funcionalidad y aspecto visual: para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente⁵, la flecha relativa debe ser menor que:

$$U_{net,fin} \leq l/200 \text{ (L/100 en voladizos)}$$

Inestabilidad

Pandeo en piezas comprimidas

Para tener en cuenta la posibilidad de que las piezas esbeltas comprimidas (pares) puedan sufrir un fallo ante cargas que provocan tensiones de compresión muy inferiores a la resistencia del material de que están hechas se ha utilizado, de forma simplificada, la resistencia del material penalizada por un factor k_c que reduce su valor en función de la esbeltez y la calidad de la madera según la siguiente expresión:

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}}$$

La comprobación de la inestabilidad de todos los elementos que forman la estructura se ha realizado para los dos planos principales de inercia.

Vuelco lateral en vigas

Se ha comprobado la posibilidad de desplazamiento y giro lateral, con pérdida de la estabilidad de aquellas piezas sustituidas en riesgo a este tipo de movimientos.

4.2.2. CTE DB SI SEGURIDAD EN CASO DE INCENDIO

El objetivo del requisito básico “Seguridad en caso de Incendio” consiste en reducir a límites aceptables el riesgo de que los usuarios de un edificio sufran daños derivados de un incendio de origen accidental, como consecuencia de las características del proyecto y construcción del edificio, así como de su mantenimiento y uso previsto. (Artículo 11 de la Parte I de CTE).

Este apartado queda debidamente justificado en la Memoria de Cálculo Estructural de los forjados en los Anejos de la presente Memoria. En este documento se aportan los cálculos precisos, medidas y explicaciones al respecto.

El cumplimiento del Documento Básico de “Seguridad en caso de Incendio”, se acredita mediante el cumplimiento de las 6 exigencias básicas SI. En este caso se trata de una restauración de un edificio existente declarado **Bien de Interés Patrimonial con Grado 2º. Estructural**.

Por ello, los elementos de protección, las diversas soluciones constructivas que se adopten y las instalaciones previstas, no podrán modificarse, ya que quedarían afectadas las exigencias básicas de seguridad en caso de incendio.

La puesta en funcionamiento de las instalaciones previstas requiere la presentación, ante el órgano competente de la Comunidad Autónoma, del certificado de la empresa instaladora firmado por un técnico titulado competente de su plantilla (Art. 18 del RIPCI).

En la introducción del documento, en el apartado III criterios generales de aplicación de la DB-SI:

" Punto 6 En las obras de reforma en las que se mantenga el uso, este DB debe aplicarse a los elementos del edificio modificados por la reforma, siempre que ello suponga una mayor adecuación a las condiciones de seguridad establecidas en este DB."

En los comentarios se dice: "Alcance de la aplicación del DB SI en intervenciones en las que se mantenga el uso. Proporcionalidad: Con estos criterios generales no se pretende que cualquier intervención, en la que se mantenga el uso, suponga la total adecuación del edificio al DB (lo que en muchos casos sería imposible) sino que haya proporcionalidad entre el alcance constructivo de la intervención y el grado de mejora de las condiciones de seguridad en caso de incendio que se lleve a cabo."

" Punto 8 En todo caso, las obras de reforma no podrán menoscabar las condiciones de seguridad preexistentes, cuando éstas sean menos estrictas que las contempladas en este DB."

Tipo de proyecto y ámbito de aplicación del documento básico

Las obras objeto del presente proyecto afectan a las fachadas, al forjado de la planta baja y cimentación, y la nueva balconada de la segunda planta de la fachada este. La restauración mejora

su resistencia ante el fuego y no menoscaba las condiciones de seguridad preexistentes, por lo que la intervención cumple con las condiciones previstas en este DB-SI.

Toda la estructura nueva de madera aserrada está calculada para la resistencia al fuego tal y como se acredita en el cálculo estructural (ver anejo de cálculo).

Actualmente el convento está vacío y cerrado al público. Hasta que no se aborden todas las fases de restauración previstas no tendrá uso.

SECCIÓN SI 1: PROPAGACIÓN INTERIOR

Compartimentación en sectores de incendio

Los edificios y establecimientos estarán compartimentados en sectores de incendios en las condiciones que se establecen en la tabla 1.1 de esta Sección, mediante elementos cuya resistencia al fuego satisfaga las condiciones que se establecen en la tabla 1.2 de esta Sección.

A los efectos del cómputo de la superficie de un sector de incendio, se considera que los locales de riesgo especial y las escaleras y pasillos protegidos contenidos en dicho sector no forman parte del mismo.

Locales y zonas de riesgo especial

No tiene

Espacios ocultos. Pasos de instalaciones

No tiene

Reacción al fuego de los elementos constructivos, decorativos y de mobiliario

Los elementos constructivos de las zonas ocupables deben cumplir las condiciones de reacción al fuego siguientes:

Techos y paredes: B-s1, d0 Suelos: EFL

SECCIÓN SI 2: PROPAGACIÓN EXTERIOR

MEDIANERAS Y FACHADAS

Los muros separadores con los edificios próximos a la calle Juan Martín poseen una EI superior a 120.

Propagación horizontal

La distancia entre los puntos de la fachada del convento y los de las fachadas enfrentadas de los edificios colindantes de la calle Juan Martín, con valores menores EI 60, es muy superior al mínimo indicado en este apartado del DB (3 metros) y, además, el espesor de las paredes que limitan el convento en esta zona es más que suficiente para no admitir la propagación, (65 cm.)

Igualmente, con las fachadas del resto de edificios del entorno próximo, existen más de tres metros de distancia, 6,70 metros.

Propagación vertical

No es de aplicación

REACCIÓN AL FUEGO EN FACHADA

Se cumple holgadamente esta exigencia, al ser piedra y en algún caso ladrillo el material de fachada, ambos con una clase de reacción al fuego mucho más favorable que la mínima exigida B-s3 d2.

CUBIERTAS

Propagación entre colindantes o sectores por la cubierta

El espesor de los muros del convento, en sus zonas de contacto con la cubierta de los colindantes es más que suficiente para dar cumplimiento al requerimiento: REI60 como mínimo, en una franja de 0,50 metros de anchura medida desde el edificio colindante, así como en una franja de 1,00 m de anchura situada sobre el encuentro de la cubierta de todo elemento compartimentado de un sector de incendio o de un local de riesgo especial alto (caso que no es de aplicación para este edificio).

Encuentro cubierta y fachada

No se da en este caso.

Materiales de cubierta

Los materiales utilizados en cubierta, se encuentran dentro de la clase de reacción al fuego BROOF(t1) según queda indicado en el RD 314/2006 sobre productos de la construcción.

SECCIÓN SI 3: EVACUACIÓN DE OCUPANTES

No procede.

El edificio no está en uso y por lo tanto no está ocupado. Cuando se aborden otras obras de restauración del interior y dotacional será de aplicación esta norma.

SECCIÓN SI 4: DOTACIÓN DE INSTALACIONES DE PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS (Previsión)

La exigencia de disponer de instalaciones de detección, control y extinción del incendio viene recogida en la Tabla 1.1 de esta Sección en función del uso previsto, superficies, niveles de riesgo, etc.

Aquellas zonas cuyo uso previsto sea diferente y subsidiario del principal del edificio o del establecimiento en el que deban estar integradas y que deban constituir un sector de incendio diferente, deben disponer de la dotación de instalaciones que se indica para el uso previsto de la zona.

El diseño, la ejecución, la puesta en funcionamiento y el mantenimiento de las instalaciones, así como sus materiales, sus componentes y sus equipos, cumplirán lo establecido, tanto en el apartado 3.1. de la Norma, como en el Reglamento de Instalaciones de Protección contra Incendios (RD. 1942/1993, de 5 de noviembre) y disposiciones complementarias, y demás reglamentación específica que le sea de aplicación.

Recinto, planta, sector	Extintores portátiles		Columna seca		B.I.E.		Detección y alarma		Instalación de alarma		Rociadores automáticos de agua	
	Norma	Proy.	Norma	Proy.	Norma	Proy.	Norma	Proy.	Norma	Proy.	Norma	Proy.
CONVENTO	Sí	Sí	No	No	No	No	No	Sí	No	Sí	No	No

SECCIÓN SI 5: INTERVENCIÓN DE LOS BOMBEROS

CONDICIONES DE APROXIMACIÓN Y ENTORNO

Son las existentes, sin posibilidad de modificación.

ACCESIBILIDAD POR FACHADA

Son las existentes, sin posibilidad de modificación.

SECCIÓN SI 6: RESISTENCIA AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA

La resistencia al fuego de un elemento estructural principal del edificio (incluidos forjados, vigas, soportes y tramos de escaleras que sean recorrido de evacuación, salvo que sean escaleras protegidas), es suficiente si:

- _alcanza la clase indicada en la Tabla 3.1 de esta Sección, que representa el tiempo en minutos de resistencia ante la acción representada por la curva normalizada tiempo temperatura (en la Tabla 3.2 de esta Sección si está en un sector de riesgo especial) en función del uso del sector de incendio y de la altura de evacuación del edificio;
- _soporta dicha acción durante un tiempo equivalente de exposición al fuego indicado en el Anejo B.

Según la normativa vigente, la seguridad pasiva de las estructuras de madera de nueva factura se consigue gracias a su sobredimensionado desde el cálculo, por lo que no es necesario protegerlas complementariamente, de modo que, en caso de incendio, la capa exterior de su sección se carboniza proporcionando una protección que permanece inalterada durante el tiempo necesario para favorecer la extinción del fuego sin que llegue a producirse el colapso de la estructura. Las cubiertas y los forjados cumplen la norma de estabilidad al fuego de los elementos estructurales, R-90. Se ha establecido de la siguiente forma:

- _ comprobando las dimensiones de su sección transversal obteniendo su resistencia por los métodos simplificados de cálculo dados en los anejos B y E (*para la madera el método de la sección reducida*), aproximados para la mayoría de las situaciones habituales; Información detallada en el Anejo de Cálculo.

4.2.3. CTE DB HS SALUBRIDAD

HS 1. PROTECCIÓN FRENTE A LA HUMEDAD

En la presente intervención se renovarán los revestimientos de los muros, mejorando las condiciones higrotérmicas del convento, subsanando las deficiencias y las humedades existentes en la actualidad.

MUROS

Buena parte de las actuaciones proyectadas, ampliamente descritas en apartados anteriores de la memoria, tienen como objetivo la consolidación, revestimiento e impermeabilización de los muros de fábrica de la fachada, de piedra y/o ladrillo, con el fin de protegerlas de la humedad. Nos remitimos a la memoria constructiva de este documento, al efecto.

SUELOS

Se realiza un forjado sanitario con ventilación que reducirá las posibilidades de futuras humedades por capilaridad.

FACHADAS

Las actuaciones previstas, en las fábricas antes señaladas, son las que se realizan en sus paramentos exteriores de fachada, con el fin de protegerlas, entre otros agentes, de la humedad. Se picarán los revestimientos actuales y se renovarán los acabados con nuevos revocos de cal aérea y cal hidráulica natural.

HS 2. RECOGIDA Y EVACUACIÓN DE RESIDUOS

Se dejarán previstas las canalizaciones en el forjado sanitario. Los trabajos específicos deberán posponerse a otros proyectos futuros.

HS 3. CALIDAD DEL AIRE INTERIOR

Se dejarán previstas las canalizaciones para las instalaciones climáticas en el forjado sanitario. Los trabajos específicos deberán posponerse a otros proyectos futuros.

HS 4. SUMINISTRO DE AGUA

Se dejarán previstas las canalizaciones en el forjado sanitario. Los trabajos específicos deberán posponerse a otros proyectos futuros.

HS 5. EVACUACIÓN DE AGUAS

Se dejarán previstas las canalizaciones en el forjado sanitario al tener sectorizado el espacio de los aseos. Los trabajos específicos deberán posponerse a otros proyectos futuros.

HS 6 PROTECCIÓN FRENTE A LA EXPOSICIÓN AL RADÓN (parcial)

Esta sección se aplica a los edificios situados en los términos municipales incluidos en el apéndice B, en los siguientes casos:

a) edificios de nueva construcción;

b) intervenciones en edificios existentes:

i) en ampliaciones, a la parte nueva;

ii) en cambio de uso, a todo el edificio si se trata de un cambio de uso característico o a la zona afectada, si se trata de un cambio de uso que afecta únicamente a parte de un edificio o de un establecimiento;

iii) en obras de reforma, a la zona afectada, cuando se realicen modificaciones que permitan aumentar la protección frente al radón o alteren la protección inicial.

El **convento de Lozoya** se sitúa en **ZONA II**, siendo un edificio existente con un cambio de uso.

Al ser ZONA II se requiere una barrera anti radón y un forjado sanitario ventilado.

Para cumplir con la normativa se dejará ejecutada en estas obras el forjado sanitario y la lámina de protección frente al radón en el área donde se recupera el solado original. En el resto de la superficie del convento se deja la capa de compresión del forjado sanitario vista, ya que al no ejecutar los acabados finales del solado de la planta baja, no es conveniente dejar la lámina vista sin protección durante el tiempo que transcurra hasta que se aborden próximas intervenciones.

Ventilación: El CTE indica 10 cm²/m, en el convento se realizarán salidas con tubos de Ø10 cm cada 3 m, es decir 26,18 cm²/ m, cumpliendo la normativa de ventilación de las cámaras del forjado sanitario.

Otra normativa de obligado cumplimiento es:

Directiva 2013/59/EURATOM del Consejo de la Unión Europea de 5 de diciembre de 2013

REAL DECRETO 732/2019, de 20 de diciembre, por el que se modifica el Código Técnico de la Edificación.

REAL DECRETO 1439/2010, de 5 de noviembre, por el que se modifica el Reglamento sobre Protección Sanitaria contra Radiaciones Ionizantes, aprobado por Real Decreto 783/2001, de 6 de julio (RPSRI)

REAL DECRETO 783/2001, de 6 de julio, que aprueba el Reglamento de Protección Sanitaria contra Radiaciones Ionizantes (RPSRI)

Instrucción IS-33 del Consejo de Seguridad Nuclear, sobre criterios radiológicos para la protección frente a la exposición a la radiación natural.

4.2.4. CTE DB SUA, SEGURIDAD DE UTILIZACIÓN Y ACCESIBILIDAD

No es de aplicación en el presente proyecto.

El edificio no está en uso. Los forjados se restaurarán con la premisa de evitar saltos y eliminar barreras. Los trabajos específicos de utilización y accesibilidad deberán posponerse a otros proyectos futuros cuando se rehabilite el espacio interior en base a los nuevos usos.

4.2.5. CTE DB HE, AHORRO DE ENERGÍA

No es de aplicación, pues se excluyen del ámbito de aplicación:

a) los edificios protegidos oficialmente por ser parte de un entorno declarado o en razón de su particular valor arquitectónico o histórico, en la medida en que el cumplimiento de determinadas exigencias básicas de eficiencia energética pudiese alterar de manera inaceptable su carácter o aspecto, siendo la autoridad que dicta la protección oficial quien determine los elementos inalterables.

En esta fase de obras no se modifica en ningún término la envolvente del edificio, ni se modifica su instalación de acs (se ejecutará en próximas fases); tampoco será de aplicación la sección Contribución solar mínima (HE 4), ni la sección Contribución fotovoltaica mínima (HE 5), al quedar exentos del cumplimiento total o parcial los edificios históricos protegidos.

Por lo tanto, no procede en el presente proyecto.

4.2.6. CTE DB HR, PROTECCIÓN FRENTE AL RUIDO

No es de aplicación. Según el CTE las obras de ampliación, modificación, reforma o rehabilitación de los edificios existentes, salvo rehabilitaciones integrales, quedan fuera del ámbito de aplicación de las exigencias relacionadas con el requisito de “protección frente al ruido”.

Así mismo quedan excluidas también las obras de rehabilitación integral de los edificios protegidos en razón de su catalogación, como Bienes de Interés Patrimonial, cuando el cumplimiento de las exigencias suponga alterar la configuración de su fachada o su distribución o acabado interior de modo incompatible con la conservación de dichos edificios.

Por lo tanto, no procede en el presente proyecto.

4.3. RELATIVA AL CUMPLIMIENTO DE OTROS REGLAMENTOS O DISPOSICIONES

4.3.1. NORMATIVA TÉCNICA DE APLICACIÓN EN LOS PROYECTOS Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS

De acuerdo con lo dispuesto en el artículo 1º A). Uno, del Decreto 462/1971, de 11 de marzo, en la redacción del presente proyecto se han observado las normas vigentes aplicables sobre construcción. A tal fin se incluye la siguiente relación no exhaustiva de la normativa técnica aplicable, que lo será en función de la naturaleza del objeto del proyecto.

La presente edición del listado de “Normativa técnica de aplicación en los proyectos y direcciones de obra” se sigue agrupando en seis capítulos y un anexo, de la siguiente forma:

ÍNDICE

- 0) Normas de carácter general
 - 0.1 Normas de carácter general
- 1) Estructuras
 - 1.1 Acciones en la edificación
 - 1.2 Acero
 - 1.3 Fabrica de Ladrillo
 - 1.4 Hormigón
 - 1.5 Madera
 - 1.6 Cimentación
- 2) Instalaciones
 - 2.1 Agua
 - 2.2 Ascensores
 - 2.3 Audiovisuales y Antenas
 - 2.4 Calefacción, Climatización y Agua Caliente Sanitaria
 - 2.5 Electricidad
 - 2.6 Instalaciones de Protección contra Incendios
- 3) Cubiertas
 - 3.1 Cubiertas
- 4) Protección
 - 4.1 Aislamiento Acústico
 - 4.2 Aislamiento Térmico
 - 4.3 Protección Contra Incendios
 - 4.4 Seguridad y Salud en las obras de Construcción
 - 4.5 Seguridad de Utilización
- 5) Barreras arquitectónicas
 - 5.1 Barreras Arquitectónicas
- 6) Varios
 - 6.1 Instrucciones y Pliegos de Recepción
 - 6.2 Medio Ambiente
 - 6.3 Otros

ANEXO 1: COMUNIDAD DE MADRID

En el Anexo se incluye la normativa específica de la Comunidad de Madrid.

El Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación, se recoge, junto con sus modificaciones y correcciones de errores, en el apartado “0.1. Normas de carácter general”.

En los capítulos referentes a los distintos DB, se menciona el Real Decreto 314/2006, remitiendo al citado apartado 0.1, para conocer el histórico completo y así evitar una reiteración a lo largo del presente documento.

Así mismo cabe recordar que el listado, como ya es habitual, no recoge la normativa urbanística, la correspondiente a usos ni la de ámbito municipal.

El apartado A). Uno del artículo primero y el artículo segundo del Decreto 462/1971, de 11 de marzo, por el que se dictan normas sobre la redacción de proyectos y la dirección de obras de edificación establece:

Artículo primero: En los proyectos de obras de edificación de cualquier tipo se hará constar expresamente:

A) En la memoria y en el pliego de prescripciones técnicas particulares:

Uno. La observancia de las normas de la Presidencia del Gobierno y Normas del Ministerio de la Vivienda sobre la construcción, actualmente vigentes y aquellas que en lo sucesivo se promulguen.

Artículo segundo: Los Colegios Profesionales o, en su caso, las oficinas de supervisión de proyectos, de acuerdo con lo establecido en los artículos setenta y tres y siguientes del Reglamento General de Contratación del Estado, vendrán obligados a comprobar que han sido cumplidas las prescripciones establecidas en el artículo anterior. La inobservancia de las mismas determinará la denegación del visado o, en su caso, de la preceptiva autorización o informe de los proyectos.

Se especifican a continuación la normativa de aplicación al *Proyecto de restauración de forjados en el antiguo Convento de Lozoya*

4.3.1.1 Cumplimiento de normativa técnica

ÍNDICE

- 0) Normas de carácter general**
 - 0.1 Normas de carácter general
- 1) Estructuras**
 - 1.1 Acciones en la edificación
 - 1.2 Acero
 - 1.3 Fabrica de Ladrillo
 - 1.4 Hormigón
 - 1.5 Madera
 - 1.6 Forjados
- 4) Protección**
 - 4.4 Seguridad y Salud en las obras de Construcción
 - 4.5 Seguridad de Utilización
- 5) Barreras arquitectónicas**
 - 5.1 Barreras Arquitectónicas
- 6) Varios**
 - 6.1 Instrucciones y Pliegos de Recepción
 - 6.2 Medio Ambiente
 - 6.3 Otros

ANEXO 1: COMUNIDAD DE MADRID

0) NORMAS DE CARÁCTER GENERAL

En el presente listado se han incluido solo las normas que afectan a este proyecto

0.1) NORMAS DE CARÁCTER GENERAL

Ley 9/2017, de 8 de noviembre, de Contratos del Sector Público	BOE 27-06-13
Ley 8/2013 de 26 de junio de Rehabilitación, Regeneración y Renovación Urbana	BOE 09-11-17
Real Decreto Legislativo 7/2015, de 30 de octubre, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Suelo y Rehabilitación Urbana	BOE 31-10-15
Ley 16/1985, de 25 de junio, del Patrimonio Histórico Español (LPH).	BOE 29-06-85
Ley de ordenación de la edificación "LOE" Ley 38/99 de 5-Noviembre, del Ministerio de Fomento	BOE 06-11-99
MODIFICACIÓN de la Ley 38/99 por el art. 82 de la Ley 24/2001	BOE 31-12-01
MODIFICACIÓN de la disposición adicional segunda de la Ley 38/99 por la Ley 53/2002	BOE 31-12-02
MODIFICACION de la Ley 38/99 por el art. 15 de la ley 25/2009	BOE 23-12-09
Código Técnico de la Edificación "CTE" Real Decreto 314/2006	BOE 28-03-06
Corrección errores RD 314/06 CTE	BOE 25-01-08
RD 1371/2007 MODIFICACIÓN del RD 314/2006	BOE 23-10-07
Corrección errores RD1371/07	BOE 20-12-07
RD 1671-08 MODIFICACION RD 1372-07	BOE 18-10-08
Orden VIV/984/2009, MODIFICACION DBs del CTE aprobados por RD 314/06 y RD 1371/07	BOE 23-04-09
Corrección de errores Orden VIV 984/09	BOE 23.09.09
Modificación del Real Decreto 314/2006, apartado 4 de la parte I.RD 410/2010	BOE 22-04-10

1) ESTRUCTURAS

DB-SE Seguridad Estructural del "CTE" Real Decreto 314/2006	BOE 28-03-06
MODIFICACIÓN del "CTE" Real Decreto 732/2019	BOE 27-12-19

1.1.- ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN

Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02)	
Real Decreto 997/2002	BOE 11-10-02
DB-SE-AE Seguridad Estructural: Acciones en la Edificación del "CTE"	
Real Decreto 314/2006	BOE 28-03-06

1.2.- ACERO

DB-SE-A Seguridad Estructural: Acero del "CTE" Real Decreto 314/2006	BOE 28-03-06
Real Decreto 751/2011, se aprueba la Instrucción de Acero Estructural (EAE)	BOE 23-06-11
Corrección de errores del RD 751/2011. PDF (BOE-A-2012-8410)	BOE 23-06-12

1.3.- FABRICA DE LADRILLO

DB-SE-F Seguridad Estructural: Fábrica del "CTE" R. Decreto 314/2006	BOE 28-03-06
--	--------------

1.4.-HORMIGÓN

RD. 1247/2008 Instrucción de Hormigón Estructural "EHE-08"	BOE 22-08-08
Corrección errores EHE-08 BOE 24-12-08	
SENTENCIA 27-09-2012 Sala Tercera del Tribunal Supremo declaran nulos los párrafos 7º y 8º del art. 81 y anejo 19	BOE 01 -11-12

1.5.- MADERA

DB SE-M Seguridad estructural. Estructuras de madera Decreto 314/2006 BOE 28-03-06

1.6.- CIMENTACIONES

DB SE-C. Seguridad estructural - Cimientos Decreto 314/2006 BOE 28-03-06

4.3) PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS

DB - SI - Seguridad en caso de Incendios

Código Técnico de la Edificación. REAL DECRETO 314/2006, de 17 de marzo,
 del Ministerio de Vivienda BOE 28-3-06

Para consultar todas las modificaciones del RD 314/2006, remitirse al apartado
 "0.1 Normas de carácter general"

REAL DECRETO 560/2010, de 7 de mayo, del Ministerio de Industria,
 Turismo y Comercio BOE 22-05-10

Clasificación de los productos de construcción y de los elementos constructivos en función de sus propiedades de reacción y de resistencia frente al fuego

REAL DECRETO 842/2013, de 31 de octubre, del Ministerio de la Presidencia BOE: 23-11-13

4.4) SEGURIDAD Y SALUD EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCIÓN

Orden 20-09-86 Mº Trabajo y S.S. Modelo libro de incidencias en obras
 con estudio seguridad obligatorio. BOE 31-10-86

Ley 31/95 Prevención de Riesgos Laborales, BOE 10-11-95

RD 39/1997 Reglamento Servicios de Prevención, BOE 31-01-97

RD 1627/1997 Disposiciones mínimas de seguridad y de salud en las
 obras de construcción BOE 25-10-97

R D 604/2006 Modificación del RD 39/1997 y RD 1627/1997, BOE 29-05-06

Real Decreto 485/1997. Señalización de seguridad en el trabajo. BOE 23-04-97

Real Decreto 486/1997. Seguridad y Salud en los lugares de trabajo. BOE 23-04-97

Real Decreto 487/1997. Manipulación de cargas. BOE 23-04-97

Real Decreto 773/1997. Utilización de equipos de protección individual
 Corrección de errores BOE 12-06-97
 BOE 18-07-97

Real Decreto 1215/1997 Utilización de equipos de trabajo BOE 07-08-97

RD 2171/2004 de Modificación del RD 1215/1997 BOE 13-11-04

RD 374/2001 Protección de la salud y seguridad de los trabajadores
 contra riesgos agentes químicos. BOE 01-05-01

RD 614/2001 Disposiciones protección de la salud y seguridad de los
 trabajadores frente al riesgo eléctrico. BOE 01-05-01

Ley 54/2003, reforma del marco normativo de la prevención de riesgos laborales. BOE 13-12-03

RD 171/2004 Desarrolla el art. 24 de la Ley 31/1995, Prevención de Riesgos Laborales BOE 31-01-04

RD 396/2006 Disposiciones seguridad y salud aplicables, trabajos con
 riesgo de exposición al amianto. BOE 11-04-06

RD 286/2006 Disposiciones de seguridad y salud aplicables trabajos
 con riesgo de exposición al ruido. BOE 01-03-06

Ley 32/2006 Reguladora de subcontratación en el Sector de la Construcción BOE 19-10-06

RD 1109/2007 Desarrollo Ley 32/2006 Reguladora de la subcontratación
 en el Sector de la Construcción BOE 25-08-07

Corrección de errores BOE 12-09-07

Ley 25/2009 se modifican diversas leyes de seguridad y salud	BOE 23-12-09
Real Decreto 337/2010, por el que se modifican el RD 39/1997, RD 1109/2007, L32/2006 y RD 1627/1997	BOE 23-03-10
Orden TIN 2504/2010 de desarrollo del RD 39/1997	BOE 28-09-10
RD 138/2011, Reglamento de seguridad para instalaciones frigoríficas y sus ITC	BOE 08-03-11

4.5) SEGURIDAD DE UTILIZACIÓN Y ACCESIBILIDAD

DB - SUA - Seguridad de utilización y accesibilidad	
REAL DECRETO 173/2010, de 19 de febrero, del Ministerio de Vivienda	BOE: 11-03-10
Para consultar todas las modificaciones del RD 314/2006, remitirse al apartado "0.1 Normas de carácter general"	

5) BARRERAS ARQUITECTÓNICAS

Ley 13/1982 de 7 de abril de integración social de minusválidos.	BOE 30-04-82
Ley 15-1995.Límites del dominio sobre inmuebles para eliminar barreras arquitectónicas	BOE 31-05-95
RD 505/2007 Condiciones básicas de accesibilidad y no discriminación espacios públicos urbanizados y edificados.	BOE 11-05-07
Orden VIV/561/2010, desarrollo de condiciones básicas de accesibilidad espacios públicos urbanizados y edificados.	BOE 11-03-10
RD 173/2010-Modificación del R D 314/2006, en materia de accesibilidad y no discriminación (DB-SUA)	BOE-11-03-10

6) VARIOS

6.1. INSTRUCCIONES Y PLIEGOS DE RECEPCIÓN

Texto Refundido RD 1630 y RD 1328 Libre circulación de productos de la construcción Directiva 89/106/CEE	BOE 19-08-95
REAL DECRETO 956/2008, de 6 de junio, se aprueba la Instrucción de Recepción de Cemento RC-08	BOE 19-06-08

6.2.- MEDIO AMBIENTE

Decreto 2414/1961 Reglamento de actividades molestas, insalubres, nocivas y peligrosas.	BOE 07-12-61
Instrucciones complementarias del Reglamento de actividades molestas, insalubres, nocivas y peligrosas.	BOE 02-04-63
RD 374/2001 Protección de salud y seguridad de los trabajadores contra los riesgos agentes químicos.	BOE 01-05-01
Ley 37/2003 de 17 de noviembre del Ruido	BOE 18-11-03
RD 1513/2005, desarrollo Ley 37/2003 del Ruido.	BOE 17-12-05
Real Decreto 1367 desarrollo ley del Ruido Modificación del RD 1513/2005	BOE 23-10-07
Real Decreto 1038/2012, modifica el Real Decreto 1367/2007, PDF (BOE-A-2012-9984)	BOE 26-07-12

Ley 10/2006 de 28 de abril por la que se modifica la ley 43/2003 de 21 de noviembre, de montes.	BOE 29-04-06
Ley 34 /2007. Calidad del aire y protección de la atmósfera.	BOE 16.11-07
Ley 4/2007 Modificación Ley de aguas de 20 de julio 2001	BOE 14-04-07
Real Decreto 105/2008 se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición	BOE 13-02-08

6.3.- CONTROL DE CALIDAD

O. FOM 2060/2002 Acreditación de laboratorios de ensayos para el control de calidad de la edificación.	BOE 13-08-02
O FOM 898/2004 Laboratorios de ensayos para el control de calidad de la edificación.	BOE 07-04-04
Real Decreto 256/2016, de 10 de junio, por el que se aprueba la Instrucción para la recepción de cementos (RC-16)	BOE 10-06-16

ANEXO: COMUNIDAD DE MADRID

0_ NORMAS DE CARÁCTER GENERAL

Medidas para la calidad de la edificación

LEY 2/1999, de 17 de marzo, de la Presidencia de la Comunidad de Madrid	BOCM.: 29-03-99
---	-----------------

Regulación del Libro del Edificio

DECRETO 349/1999, de 30 de diciembre, de la Consejería de Obras Públicas, Urbanismo y Transportes de la Comunidad de Madrid.	BOCM.: 14-01-00
--	-----------------

2)BARRERAS ARQUITECTÓNICAS

Promoción de la accesibilidad y supresión de barreras arquitectónicas.

LEY 8/1993, de 22 de junio, de la Presidencia de la Comunidad de Madrid	BOE: 25-08-93
Corrección errores: 21-SEP-1993	

MODIFICADA POR:

Modificación de determinadas especificaciones técnicas de la Ley 8/1993, de 22 de junio, de promoción de la accesibilidad y supresión de barreras arquitectónicas

DECRETO 138/1998, de 23 de julio, de la Consejería de Presidencia de la Comunidad de Madrid.	BOCM: 30-07-98
--	----------------

Reglamento Técnico de Desarrollo en Materia de Promoción de la Accesibilidad y Supresión de Barreras Arquitectónicas

Decreto 13/2007, de 15 de marzo, del Consejo de Gobierno	BOCM: 24-04-07
--	----------------

DEROGADAS LAS NORMAS TÉCNICAS CONTENIDAS EN LA NORMA 1, APARTADO 1.2.2.1 POR:

Establecimiento de los parámetros exigibles a los ascensores en las edificaciones para que reúnan las condiciones de accesibles en el ámbito de la Comunidad de Madrid

ORDEN de 7 de febrero de 2014, de la Consejería de Transportes, Infraestructuras y Vivienda de la Comunidad de Madrid.	BOCM: 13-02-14
--	----------------

Reglamento de desarrollo del régimen sancionador en materia de promoción de la accesibilidad y supresión de barreras arquitectónicas.

DECRETO 71/1999, de 20 de mayo, de la Consejería de Presidencia de la

Comunidad de Madrid

BOCM.: 28-05-99

3) MEDIO AMBIENTE

Evaluación ambiental

LEY 2/2002, de 19 de junio, de la Presidencia de la Comunidad de Madrid

BOE.: 24-07-02

BOCM 1-07-02

MODIFICADA POR:

Art. 21 de la Ley 2/2004, de 31 de mayo, de Medidas Fiscales y administrativas

BOCM.: 1-06-04

Art. 20 de la Ley 3/2008, de 29 de diciembre, de Medidas Fiscales y administrativas

BOCM.: 30-12-08

Art. 16 de la Ley 9/2015, de 28 de diciembre, de Medidas Fiscales y administrativas

BOCM: 31-12-15

Regulación de la gestión de los residuos de construcción y demolición en la Comunidad de Madrid

ORDEN 2726/2009, de 16 de julio, de la Consejería de Medio Ambiente de la Comunidad de Madrid

BOCM. 7-08-09

4) PATRIMONIO

Ley 8/2023, de 30 de marzo, de Patrimonio Cultural de la Comunidad de Madrid.

BOCM:12-04-23

5) ANDAMIOS

Requisitos mínimos exigibles para el montaje, uso, mantenimiento y conservación de los andamios tubulares utilizados en las obras de construcción

ORDEN 2988/1988, de 30 de junio, de la Consejería de Economía y

Empleo de la Comunidad de Madrid.

BOCM.: 14-07-98

4.3.2. CUMPLIMIENTO DE OTRAS NORMATIVAS

Se han seguido las directrices de las:

- UNE 41805-3:2009 IN Diagnóstico de edificios. Parte 3. Estudios constructivos y patológicos
- UNE 41805-4:2009 IN Diagnóstico de edificios. Parte 4. Estudio patológico de la estructura del edificio. Terreno y cimentación.
- UNE 41805-5:2009 IN Diagnóstico de edificios. Parte 5. Estudio patológico de la estructura del edificio. Estructuras de fábrica
- UNE 41805-9:2009 IN Diagnóstico de Edificios .Parte 9 Estudio patológico del edificio. Cubiertas
- UNE-EN 12670:2003 Piedra natural. Terminología.
- UNE-EN 12440:2008 Piedra natural. Denominación de la piedra natural.
- UNE-EN 771-6:2006 Especificación de piezas para fábrica de albañilería. Parte 6: Piezas de piedra natural.
- UNE-EN 13919:2003 Métodos de ensayo de piedra natural. Determinación de la resistencia al envejecimiento por la acción de SO2 en presencia de humedad.
- UNE-EN 14581:2006 Método de ensayo para piedra natural. Determinación del coeficiente lineal de dilatación térmica.
- UNE 56544: 2003 Clasificación visual de la madera aserrada de conífera para uso estructural.
- UNE EN 313-1: 1996 Tableros contrachapados. Clasificación y terminología. Parte 1: Clasificación.
- UNE EN 315: 1994 Tableros contrachapados. Tolerancias dimensionales.

- UNE EN 386: 1995 Madera laminada encolada. Especificaciones y requisitos de fabricación.
- UNE EN 595: 1996 Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Ensayo para la determinación de la resistencia y rigidez de las cerchas.
- UNE –EN 501:1995 Chapas metálicas para cubiertas. Especificación de chapa de plomo para cubiertas totalmente soportadas

5. BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES

El listado que se aporta en este trabajo contiene los libros y documentos de archivo empleados en la redacción de esta memoria así como la bibliografía existente que guarda relación con el convento o contiene información sobre él.

Historia del convento

- A.A.V.V. (1993). *Arquitectura y desarrollo urbano en la Comunidad de Madrid. Zona Norte III*. Madrid.
- A.A.V.V. (2004). *Del valle del Lozoya al embalse del Vellón*. Consejería de educación de la Comunidad de Madrid.
- AGA, Sec. OP, Regiones Devastadas, Caja 5108. Alegaciones al proyecto de ordenación. 1940.
- Cartografía Histórica:
Instituto Geográfico y Estadístico.
Instituto Geográfico y Catastral, fondos Cartográficos.
Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo
- FERRERO, Á. (2002). *Historia del Convento de Lozoya*. Madrid.
- LOZOYA, Marqués de. (1970). *Los Suárez de la Concha y la Villa de Lozoya*. Anales del Instituto de Estudios Madrileños, Tomo 5, pág. 349-353, Madrid 1970.
- VERA, J. (1976). *Del Marquesado de Lozoya a la grandeza de España*. Centro Segoviano, Madrid

Construcción e intervención

- MONJO, J. y MALDONADO, L. (2001). *Patología y técnicas de intervención e nestructuras arquitectónicas*. Munilla-lería. Madrid.
- A.A.V.V. (2008). Tratado de restauración. *Patologías y técnicas de intervención. Fachadas y cubiertas*. Munilla-lería. Madrid.
- A.A.V.V. (2008). Tratado de restauración. *Patologías y técnicas de intervención. Elementos estructurales*. Munilla-lería. Madrid.
- A.A.V.V. (1997). *Especies de madera para carpintería, construcción y mobiliario*. A.I.T.I.M. Madrid.
- A.A.V.V. (2002). *Intervención en estructuras de madera*. AITIM, Madrid.
- A.A.V.V. (2013). *Estructuras de madera. Bases de cálculo*. AITIM, Madrid.
- A.A.V.V. (2014). *Guía de la madera(II). Productos básicos y carpintería*. AITIM, Madrid.
- ARGÜELLES, R. y ARRIAGA, F. (2000). *Estructuras de madera. Diseño y cálculo*. AITIM, Madrid.
- MARTÍN, C. y GARCÍA, J. (2011). *La bóveda encamonada de la Capilla de la Encarnación de la Iglesia de los Terceros de Sevilla Bóvedas de madera*. En Actas del Octavo Congreso Nacional de Historia de la Construcción y Primero Internacional Hispanoamericano, Segovia. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

Santa Cruz-Astorqui, J. (2014). *Modelo de comportamiento estructural de muros entramados de madera en el siglo XIX en España. Informes de la Construcción*, 66 (536): e048, doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.14.030>.

VILLANUEVA, L. (2005). *Bóvedas de madera*. En Actas del Cuarto Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Cádiz. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

Esta memoria contiene un total de 75 páginas.

En Madrid, abril de 2024.

El Arquitecto redactor



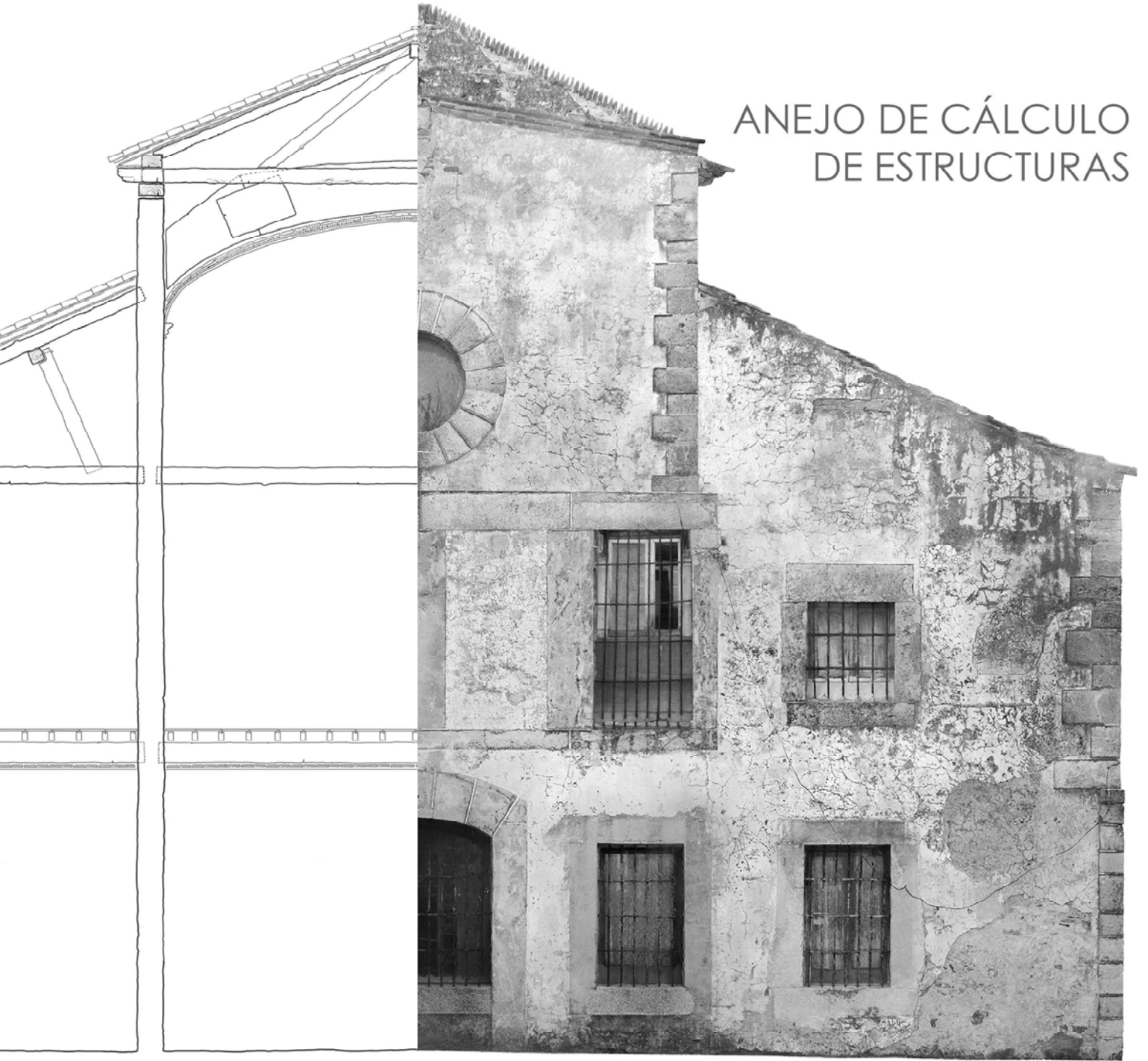
Fdo.: Roberto Fernández Díaz.



6. ANEXOS



ANEJO DE CÁLCULO DE ESTRUCTURAS



PROYECTO: REHABILITACIÓN ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN MARTIN - LOZOYA
Diseño y comprobación estructural
Fecha: Abril 2024

**MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EL
PROYECTO:
REHABILITACIÓN ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN
MARTÍN DEL MUNICIPIO DE LOZOYA (MADRID)**



INDICE:

- A- Memoria.
- B- Bases de cálculo.
- C- Dimensionamiento y comprobación.
- D- Conclusiones.
- E- Planos.

PROYECTO: REHABILITACIÓN ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN MARTIN - LOZOYA
Diseño y comprobación estructural
Fecha: Abril 2024

A- Memoria .

A-1 INTRODUCCIÓN– OBJETIVO - ANTECEDENTES

Dentro de los trabajos de restauración y acondicionamiento del antiguo convento de la localidad de Lozoya se incluyen la consolidación estructural y la adecuación de las mismas acordes a la normativa vigente.

Con este objetivo se redacta la presente memoria estructural en la que se definen las condiciones de dimensionamiento y de los diferentes elementos estructurales.

Partiendo de la evaluación estructural redactada por la empresa INTEMAC (Expediente Ref. EX/OC-22091/E con fecha de 20 de abril de 2023, se comprueban los elementos existentes con posibilidad de conservación y se diseñan los refuerzos y nuevos elementos bajo las condiciones de funcionalidad, dentro del marco normativo vigente.

En el estudio ya referenciado determina las características de los materiales existentes en el edificio original, se describe los sistemas constructivos y las condiciones de estabilidad de los mismos.

Se aclara que el presente documento tiene el alcance de la reconstrucción del forjado de planta baja y una estructura de hueco de ascensor en planta primer, quedando fuera del mismo lo concerniente a la estructura ya ejecutada de forjado de planta primera y cubierta, ya ejecutado a día de la fecha.

A-2 DESCRIPCIÓN DE ZONAS DE ACTUACIÓN

Para la adecuación del edificio con la finalidad de uso público se deberá consolidar y reforzar vigas y forjados para sobrecargas de uso de 5.00KN/m². Esto provoca la actuación en viguetas y vigas actuales junto con la reconstrucción de forjados y elementos nuevos.

Se aplicará según las exigencias, una valoración accidental de incendio para una resistencia catalogada como R60.

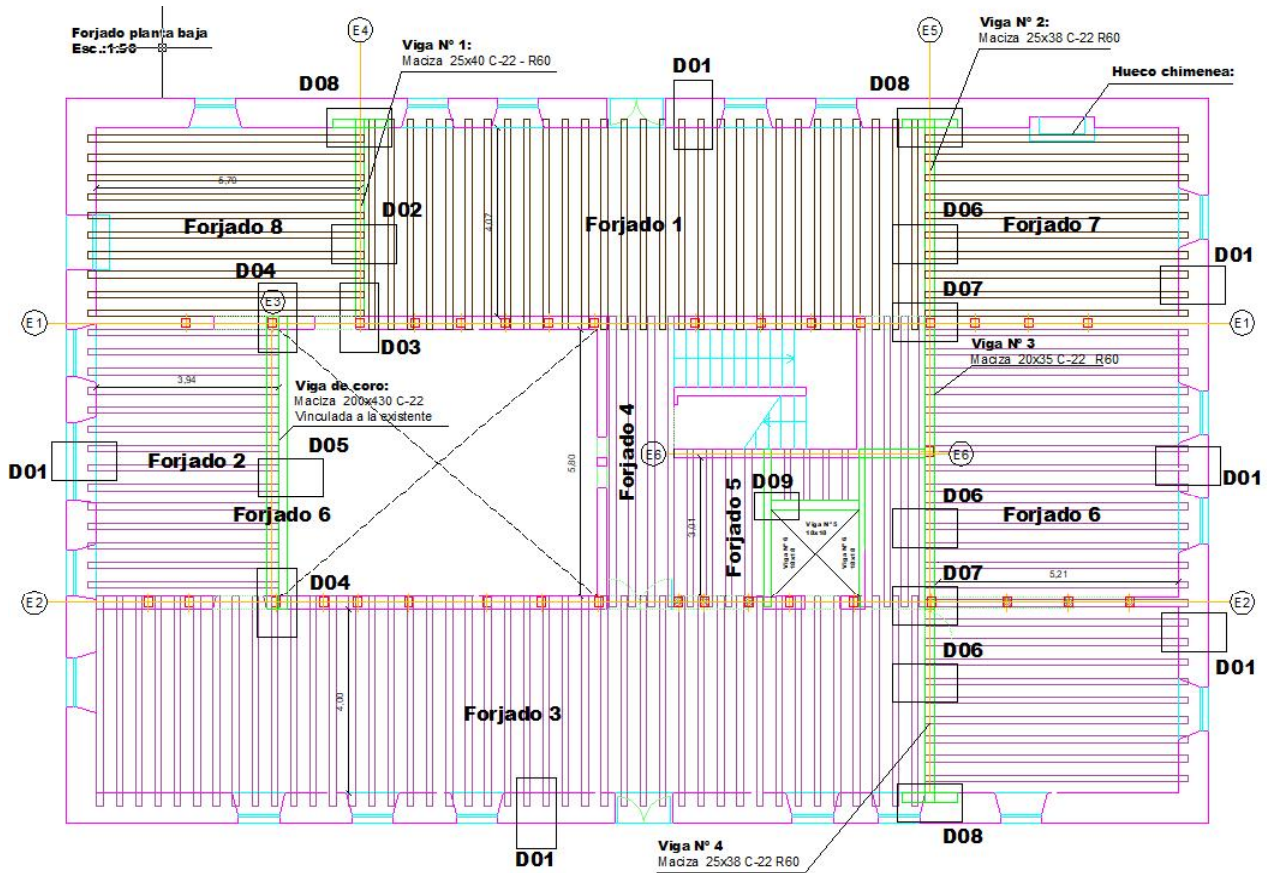
Se reconstruirá en madera siguiendo en lo posible las tipologías originales, dejando la estructura vista.

Zonas de actuación:

Se detalla a continuación las zonas y elementos en los que se ha procedido a reforzar o a recalcular, posteriormente se determinará la metodología de cálculo, datos de partida y resultados obtenidos.

Geométricamente queda todo detallado en los correspondientes planos de estructura a los cuales se hará referencia.

Forjado planta primera:



En la figura anterior se definen los diferentes forjados y elementos que se dimensionan en el presente anexo.

El **forjado 1, 8 y 7**, actualmente se encuentran desmontados por lo tanto se procede a dimensionar elementos nuevos tanto de forjados como vigas soportes.

Los nuevos forjados responden a la tipología original de viguetas de madera separadas 42cm, con la diferencia que se deben aportar un refuerzo con el objetivo de cumplir la sobrecarga de proyecto de 5.00 KN/m². Con este objetivo se plantea una capa de compresión de hormigón conectada a las viguetas de manera de mejorar la capacidad de carga y la rigidez del conjunto.

Para el apoyo del **forjado 7 y 8** se disponen de dos vigas de madera trabando simplemente apoyadas sobre el muro perimetral y el entramado interior E1.

El **forjado 2**, correspondiente a la zona de coro en planta primera, se conserva, pero para poder cumplir con la sobrecarga de proyecto, también se realiza una capa de compresión vinculada a las viguetas y se refuerza la viga mediante la incorporación de una nueva viga. La viga existente y la nueva se vinculan entre ellas mediante una solución mixta que consiste en una cabeza de hormigón y anclajes que permiten el trabajo solidario de ambas vigas.

El **forjado 3 y 6** presenta las viguetas existentes para las cuales se incorpora una nueva capa de compresión, el forjado mixto ya referenciado.

PROYECTO: REHABILITACIÓN ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN MARTIN - LOZOYA

Diseño y comprobación estructural

Fecha: Abril 2024

Para el apoyo del **forjado 6** se plantea una viga según el eje E5 que permite la apertura de huecos en dicha alineación.

En la zona central del forjado se procede a abrir dos huecos, uno en la nave central que conecta una doble altura de planta baja a primera y el otro para la localización de un ascensor próximo al hueco existente de escalera.

En la apertura del hueco de ascensor se disponen dos nuevas vigas apoyadas en los entramados E2 y E6 (lateral de escalera) y se embrochala la viga 5.

Esta misma operación se realiza en el forjado de planta segunda para la apertura del hueco de ascensor.

PROYECTO: REHABILITACIÓN ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN MARTIN - LOZOYA
Diseño y comprobación estructural
Fecha: Abril 2024

B- Bases de cálculo.



B-1 Normativa aplicada:

Para la determinación de esfuerzos, dimensionamiento de secciones de los diferentes elementos, comprobación de armaduras, etc., se adoptan las Instrucciones y Normas vigentes de obligado cumplimiento, y en concreto:

Hormigón Armado y en Masa: CODIGO ESTRUCTURAL (Real Decreto 470/2021)

NCSE – 02 Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación

CTE – Código Técnico de la Edificación, con aplicación de:

CTE-DB-SE (Seguridad estructural)

CTE-DB-SE-AE (Acciones en la edificación)

CTE-DB-SE-A (Estructuras de acero)

CTE-DB-SE-F (Estructuras de fábrica)

CTE-DB-SE-M (Estructuras de madera)

CTE-DB-SE-C (Cimentaciones)

CTE-DB-SI (Seguridad frente a incendio)

B-2 Acciones de cálculo:

Para el cálculo se han tenido en cuenta los siguientes valores:

Peso forjado 165 kg/m²

Solados 50 kg/m²

Tabiquería 100 kg/m²

Sobrecarga de uso 500 kg/m²

Total 815 kg/m²

Cerramientos y entramados

Espesor \approx 20 cm

Densidad 1.600 kg/m³ $p = 1.600 \times 0.2 \times 3.5 = 1.200 \text{ kg/m}$

Altura planta \approx 3.50 m

Coefficiente de reducción de huecos = 0.7

Carga total = $1.200 \times 0.7 = 840 \text{ kg/m lineal}$

Cimentación

Según el estudio de evaluación estructural ya referenciado no se observan patologías en entramados, conservando las líneas de descargas y elementos de cimentación originales.

Queda fuera de esta memoria la comprobación de cimentaciones, muros y entramados verticales existentes.

Acción climática: Viento

$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$

q_b : presión dinámica del viento conforme al mapa eólico del Anejo D.

C_e : Es el coeficiente de exposición, determinado conforme a las especificaciones del

Anejo D.2, en función del grado de aspereza del entorno y la altura sobre el terreno del punto considerado.

C_p : coeficiente eólico o de presión, calculado según la tabla 3.4 del apartado 3.3.4, en función de la esbeltez del edificio en el plano paralelo al viento.

Zona eólica	A
Grado de aspereza	IV
Presión dinámica:	0.42 kN/m ²
Viento X:	
Esbeltez:	1.57
C_p presión:	0.8
C_p succión:	-0.61
Viento Y:	
Esbeltez:	0.4
C_p presión:	0.8
C_p succión	0.52

Acción climática: Temperatura

Las dimensiones de la estructura hace innecesario considerar el efecto de la variación de temperatura.

Acción climática: Nieve

Sobrecarga de nieve:	$SC_{nieve} = S_k \mu$
Altitud:	1116m
Zona climática:	3

Valor característico (Sk)	0.76KN/m2 SE-AE tabla E-2 (Sobrecarga de nieve en terreno)
Coeficiente de forma (μ):	
Cubierta plana	1
Cubierta inclinada	SE-AE apart. 3.5.3
Carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal $SC_{nieve} = Sk \mu = 0.76 \times 1 = 0.76KN/m2$	

Acción accidental: Sismo

Por la situación geográfica de la obra, según la norma de construcción sismorresistente (**NCSE_02**), la aplicación de esta norma no será obligatoria.

Por tanto, no se han considerado acciones sísmicas.

B-3Característica de materiales:

Hormigón armado:

Hormigón	Ambiente	fck (N/mm2)	Recubrimiento nominal (mm)
Cimentaciones	Ila	25	50
Muro y pantalla:	Ila	25	50
Forjados y vigas	I	25	35
Pilares	I	25	35

Acero Estructural:

Acero	Designación
Acero estructural	S-275-JR
Pilares de fundición	Según DIN
Muro de fábrica:	
Categoría del control	I
Categoría de la ejecución	B
Resistencia del ladrillo	10 N/mm2
Mortero	M-8
Juntas	Menores a 1.50 cm

Se confirmarán estas especificaciones en arquitectura

PROYECTO: REHABILITACIÓN ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN MARTIN - LOZOYA

Diseño y comprobación estructural

Fecha: Abril 2024

Madera estructural

Se ha considerado madera aserrada de conífera, cuyas características permiten asignarle una clase resistente C-18 para elementos existentes y C-22 para los nuevos, en acuerdo a CTE: SE-M con las siguientes características:

Madera existente:

Resistencia a flexión ($f_{m,k}$):	18 N/mm ²
Resistencia a tracción paralela a la fibra ($f_{t,0,k}$):	11 N/mm ²
Resistencia a tracción perpendicular a la fibra ($f_{t,90,k}$):	0,4 N/mm ²
Resistencia a compresión paralela a la fibra ($f_{c,0,k}$):	16 N/mm ²
Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ($f_{c,90,k}$):	2,0 N/mm ²
Resistencia a cortante ($f_{v,k}$):	3,0 N/mm ²
Módulo de elasticidad paralelo medio ($E_{0,medio}$):	7.0 kN/mm ²
Módulo de elasticidad paralelo característico ($E_{0,k}$):	4,7 kN/mm ²
Módulo de elasticidad perpendicular medio ($E_{90,medio}$):	0,23 kN/mm ²
Módulo de cortante medio (G_{medio}):	0.63 kN/mm ²
Densidad característica:	290 kg/m ³
Densidad media:	350 kg/m ³

Madera nueva:

Resistencia a flexión ($f_{m,k}$):	22 N/mm ²
Resistencia a tracción paralela a la fibra ($f_{t,0,k}$):	13 N/mm ²
Resistencia a tracción perpendicular a la fibra ($f_{t,90,k}$):	0,4 N/mm ²
Resistencia a compresión paralela a la fibra ($f_{c,0,k}$):	20 N/mm ²
Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ($f_{c,90,k}$):	2,4 N/mm ²
Resistencia a cortante ($f_{v,k}$):	3,8 N/mm ²
Módulo de elasticidad paralelo medio ($E_{0,medio}$):	10 kN/mm ²
Módulo de elasticidad paralelo característico ($E_{0,k}$):	6,7 kN/mm ²
Módulo de elasticidad perpendicular medio ($E_{90,medio}$):	0,33 kN/mm ²
Módulo de cortante medio (G_{medio}):	0.63 kN/mm ²
Densidad característica:	340 kg/m ³
Densidad media:	410 kg/m ³

PROYECTO: REHABILITACIÓN ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN MARTIN - LOZOYA

Diseño y comprobación estructural

Fecha: Abril 2024

Clase de servicio y contenido de humedad

Todos los elementos quedan incluidos en "Clase de servicio 1 (según CTE: SE-M, UNE ENV 1995)" caracterizada por un contenido de humedad correspondiente a una temperatura de $20 \pm 2^\circ \text{C}$ y una humedad relativa del aire que sólo excede el 65% unas pocas semanas al año.

Clase de riesgo y protección de la madera

Todos los elementos estructurales de madera quedan totalmente protegidos de la intemperie y no expuestos a la humedad quedando encuadrados en "Clase de Riesgo 1 según CTE: SE-M (y UNE EN 335)" no resultando preciso ningún tratamiento de protección para su durabilidad (UNE EN 351).

Encoladuras

En "Clase de Servicio 1" son utilizables todos los adhesivos citados en CTE: SE-M (artículo 4.5: PF, RPF, RF, MUF, UF, PU, EP). Igualmente son utilizables los adhesivos que cumplan las especificaciones para los "Tipos I y II" de la UNE EN 301. No se utilizará la caseína.

No obstante, para las uniones encoladas realizadas in situ entre maderas aserradas, microlaminadas (o entre ambas), se utilizarán preferentemente colas con base de resorcina o poliuretano. Los adhesivos tendrán la resistencia a fuego que le sea exigida a las piezas de madera que unen.

Los adhesivos utilizados en la fabricación de elementos estructurales de madera se ajustarán a las normas UNE EN 301 y UNE EN 12436:2002. En el producto se indicará de forma visible su adecuación para el uso estructural según la clase de servicio.

En todo lo referente a adhesivos para la madera serán también de aplicación las normas UNE EN 301: 1994 y UNE EN 302: 1994 (partes 1,2,3 y 4).

Uniones mediante elementos tipo clavija y herrajes

La capacidad resistente de las clavijas (clavos, grapas, tirafondos, pernos o pasadores) se establecerá (momento plástico) en acuerdo con la UNE EN 409 y estará garantizada por el fabricante. El límite de rotura garantizado del acero será de al menos 600 N/mm^2 para los clavos y grapas y de al menos 240 N/mm^2 para los pernos y pasadores.

Las disposiciones constructivas de estos elementos (distancias mínimas entre clavijas, a testa y a laterales) cumplirán lo establecido en CTE: SE-M y las en su caso aconsejadas por el fabricante si resultasen más exigentes. Siempre que sea necesario, se llevará a cabo un pretaladro previo a la colocación del elemento tipo clavija.

Los clavos y grapas tendrán una protección de galvanizado Fe/Zn 12c o bien Z275 si es en caliente; según ISO 2081 y EN 10147.

Los herrajes metálicos serán de acero de DX51 D (1.0226) según la UNE EN 10142 con recubrimiento de galvanización Z 275 según UNE 36-130-91.

Cuando queden vistos estarán pintados mediante proceso de pintura epoxi al horno. Los herrajes tendrán una estabilidad al fuego R-30 garantizada. Todos los herrajes serán de tipo prefabricado y estará garantizada su resistencia para las condiciones de trabajo para las que están previstos. En todas las uniones de maderas por medios mecánicos serán también de referencia y aplicación la UNE EN 28970 y UNE EN 1059.

B-4 Estados límites:

Nivel de control de la ejecución.

El nivel de control de ejecución de esta obra es: nivel normal.

Coefficientes parciales de seguridad para los materiales.

Estados Límite Últimos.

Hormigón armado:

Situación de proyecto	Hormigón γ_c
Persistente o transitoria	1.50
Accidental	1.30

Acero pasivo:

Situación de proyecto	Denominación
Persistente o transitoria	1.15
Accidental	1.00

Estructura metálica

Se ha empleado acero laminado tipo “S-275-JR” (s/ UNE-EN 10025) con los siguientes valores del límite elástico (f_y) y de rotura (f_u) según el espesor nominal (t):

Para $t \leq 16$ mm:	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
Para $16 < t \leq 40$ mm:	$f_y = 265 \text{ N/mm}^2$
Para $40 < t \leq 63$ mm:	$f_y = 255 \text{ N/mm}^2$
Para $3 \leq t \leq 63$ mm:	$f_u = 410 \text{ N/mm}^2$

Para el alcance de esta estructura son de aplicación los siguientes coeficientes de seguridad del material:

- $\gamma_{M0} = 1,05$ para la plastificación del material
- $\gamma_{M1} = 1,05$ para las comprobaciones de inestabilidad del material
- $\gamma_{M2} = 1,25$ para la resistencia última del material y los medios de unión

Son prescriptivos los controles de calidad y las tolerancias establecidas por Código Estructural.

Para las placas de base de los pilares se han dispuesto pernos de acero corrugado B-500 S con su parte superior roscada para recibir las correspondientes tuercas. En caso de optar por pernos soldados se exige el taladro de la placa para pasar el perno acometiendo soldaduras a ambos lados de la placa. El asiento se realizará sobre mortero sin retracción de resistencia característica a compresión superior a 25 MPa.

En caso de utilizarse forjados de chapa colaborante, se dispondrá chapa de 1 mm de espesor, con 6 cm de altura de greca y capa de compresión de 9 cm, resultando un canto total de 15 cm. Se recibirá mediante correas separadas a distancias que eviten el apeo (peso propio del forjado soportado por la chapa). El armado de la capa de compresión (base y refuerzos) deberá ofrecerlo el fabricante o suministrador en acuerdo a las características resistentes y de adherencia de la greca.

Cumplirá las siguientes características.

- Límite elástico garantizado de la chapa: 320 MPa
- Galvanización de la chapa Z-275
- Hormigón: HA-25/P ó B/16/I
- Armaduras pasivas del hormigón: B-500 S

Madera

El coeficiente parcial de seguridad del material es: $\gamma_M = 1,30$
Se considera clase de servicio 1.
El coeficiente modificador de la resistencia es:
 K_{mod} (carga permanente) = 0,6
 K_{mod} (carga media duración) = 0,8
 K_{mod} (carga corta duración) = 0,9
 K_{mod} (incendio) = 1,0
El factor de fluencia bajo carga casi permanente es: $k_{def} = 0,6$.

Estados Límite de Servicio.

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

Valores de cálculo de las acciones.

Estados Límite Últimos.

Coefficientes parciales de seguridad para las acciones, aplicables para la evaluación de los Estados Límite Últimos (para un nivel de control de ejecución normal)

TIPO DE ACCIÓN	Situación persistente o transitoria		Situación accidental	
	Efecto	Efecto	Efecto	Efecto
	favorable	desfavorable	favorable	desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$

PROYECTO: REHABILITACIÓN ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN MARTIN - LOZOYA

Diseño y comprobación estructural

Fecha: Abril 2024

Pretensado	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.00$	$\gamma_P = 1.00$
Permanente de valor				
No constante	$\gamma_G^* = 1.00$	$\gamma_G^* = 1.50$	$\gamma_G^* = 1.00$	$\gamma_G^* = 1.00$
Variable	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.50$	$\gamma_Q = 0.00$	$\gamma_Q = 1.00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1.00$	$\gamma_A = 1.00$

Combinación de acciones.

Estados Límite Últimos.

Situaciones permanentes o transitorias:

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

Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_A \cdot A_k + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$:Valor característico de las acciones permanentes.

$G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.

P_k : Valor característico de la acción del pretensado

$Q_{k,i}$:Valor característico de la acción variable determinante.

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$: Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.1, $Q_{k,i}$: Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.

$\Psi_{1,i} Q_{k,1}$: Valores representativos cuasi permanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.

A_k : Valor característico de la acción accidental.

$A_{E,k}$: Valor característico de la acción sísmica.

Cumplimiento CTE DB-SE 2: Aptitud al servicio.

Se cumplen las especificaciones incluidas en el apartado 4.3 del CTE DB-SE 2 vigente relativas a:

Verificaciones: Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro, si se cumple, para las situaciones de dimensionamiento pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto.

Combinación de acciones:

1. Para cada situación de dimensiones y criterio considerado, los efectos de las acciones se determinarán a partir de la correspondiente combinación de acciones e influencias simultáneas, de acuerdo con los criterios que se establecen a continuación.

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

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

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- b) una acción variable, en valor característico (Q_k) debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) El resto de las acciones variables, en valor de combinación (Ψ_0, Q_k)

3. Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar reversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones de tipo denominado frecuente, a partir de la expresión

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

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
- b) una acción variable cualquiera, en valor frecuente (Ψ_1, Q_k) debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) El resto de las acciones variables, en valor cuasi permanente (Ψ_2, Q_k)

4 Los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión:

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

Deformaciones

Flechas

1. Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:

- a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas

b) $1/400$ en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;

c) $1/300$ en el resto de los casos.

2. Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que $1/350$.

3. Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que $1/300$.

4. Las condiciones anteriores deben verificarse entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos. En general, será suficiente realizar dicha comprobación en dos direcciones ortogonales.

5. En los casos en los que los elementos dañables (por ejemplo tabiques, pavimentos) reaccionan de manera sensible frente a las deformaciones (flechas o desplazamientos horizontales) de la estructura portante, además de la limitación de las deformaciones se adoptarán medidas constructivas apropiadas para evitar daños. Estas medidas resultan particularmente indicadas si dichos elementos tienen un comportamiento frágil.

Desplazamientos horizontales

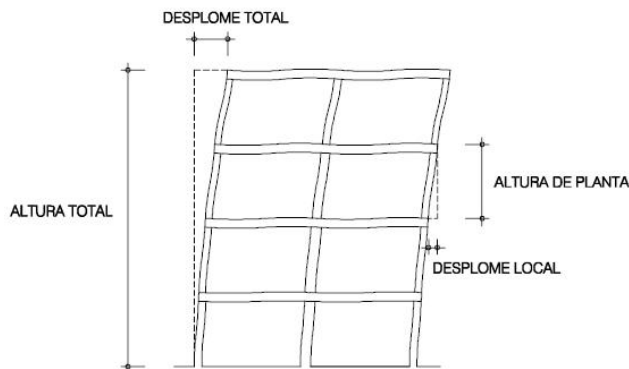
1 Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, tales como tabiques o fachadas rígidas, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome (véase figura 4.1) es menor de:

a) desplome total: $1/500$ de la altura total del edificio;

b) desplome local: $1/250$ de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

2 Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo (véase figura 4.1) es menor que $1/250$.

3 En general es suficiente que dichas condiciones se satisfagan en dos direcciones sensiblemente ortogonales en planta.



Desplomes

Los elementos de hormigón cumplen a su vez Código Estructural vigente, relativo a Estado Límite de Deformación.

Cumplimiento CTE DB-SI: Seguridad en caso de incendio

CLASIFICACIÓN RESISTENCIA AL FUEGO

El documento básico DB-SI de Seguridad en caso de incendio rige las especificaciones que debe de cumplir la estructura.

Atendiendo a la Tabla 3.1 del CTE-DB-SI en edificios de uso docente administrativo, con una altura mayor de evacuación a 15 m y menor de 28 m:

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 R de los elementos estructurales de un suelo que separa sectores de incendio es función del uso del sector inferior. Los elementos estructurales de suelos que no delimitan un sector de incendios, sino que están contenidos en él, deben tener al menos la resistencia al fuego suficiente R que se exija para el uso de dicho sector

⁽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.

El edificio objeto del presente informe debería cumplir, al menos, y sin tener en cuenta posibles locales con mayor exigencia una resistencia de:

Estructura sobre rasante R 60

Estructura bajo rasante No tiene

En el caso de que, por las dimensiones de su sección, determinadas secciones de madera incumplan las exigencias de estabilidad al fuego, deberán ser protegidas con aislantes tipo vermiculita, o similares, que cuenten con las correspondientes homologaciones.

Requisitos de los forjados de losa maciza

La tabla C.4 de losas macizas especifica el espesor mínimo y el recubrimiento mecánico equivalente:

Tabla C.4. Losas macizas

Resistencia al fuego	Espesor mínimo $h_{min}(mm)$	Distancia mínima equivalente al eje a_m (mm) ⁽¹⁾		
		Flexión en una dirección	Flexión en dos direcciones l_y/l_x ⁽²⁾ $\leq 1,5$ $1,5 < l_y/l_x$ ⁽²⁾ ≤ 2	
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	20
REI 90	100	25	15	25
REI 120	120	35	20	30
REI 180	150	50	30	40
REI 240	175	60	50	50

(1) Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.
(2) l_x y l_y son las luces de la losa, siendo $l_y > l_x$.

Requisitos de los elementos de acero estructural

Deberán de aplicarse protecciones pasivas con una resistencia al fuego de R-90.

Requisitos de los soportes de hormigón

La tabla C.2 de soportes especifica el espesor mínimo del lado menor y el recubrimiento mecánico equivalente:

Tabla C.2. Elementos a compresión

Resistencia al fuego	Lado menor o espesor b_{min} / Distancia mínima equivalente al eje a_m (mm) ⁽¹⁾		
	Soportes	Muro de carga expuesto por una cara	Muro de carga expuesto por ambas caras
R 30	150 / 15 ⁽²⁾	100 / 15 ⁽³⁾	120 / 15
R 60	200 / 20 ⁽²⁾	120 / 15 ⁽³⁾	140 / 15
R 90	250 / 30	140 / 20 ⁽³⁾	160 / 25
R 120	250 / 40	160 / 25 ⁽³⁾	180 / 35
R 180	350 / 45	200 / 40 ⁽³⁾	250 / 45
R 240	400 / 50	250 / 50 ⁽³⁾	300 / 50

(1) Los recubrimientos por exigencias de durabilidad pueden requerir valores superiores.
(2) Los soportes ejecutados en obra deben tener, de acuerdo con la Instrucción EHE, una dimensión mínima de 250 mm.
(3) La resistencia al fuego aportada se puede considerar REI

	Espesor menor de pilar (mm)		Recubrimiento a_m (mm)
Pilares	R180	350	30
Pilares apantallados	R 180	250	40

Requisitos de los elementos de madera

Reducción de paramento por carbonización expuesto a fuego para R60:

$$\Delta = 7 \text{ mm} + 0,7 \text{ mm/minuto} \times 60 \text{ minutos} = 55 \text{ mm}$$

En caso de incendio, en acuerdo con CTE se considera la unidad para k_{mod} y para los coeficientes de minoración de las resistencias de los materiales.

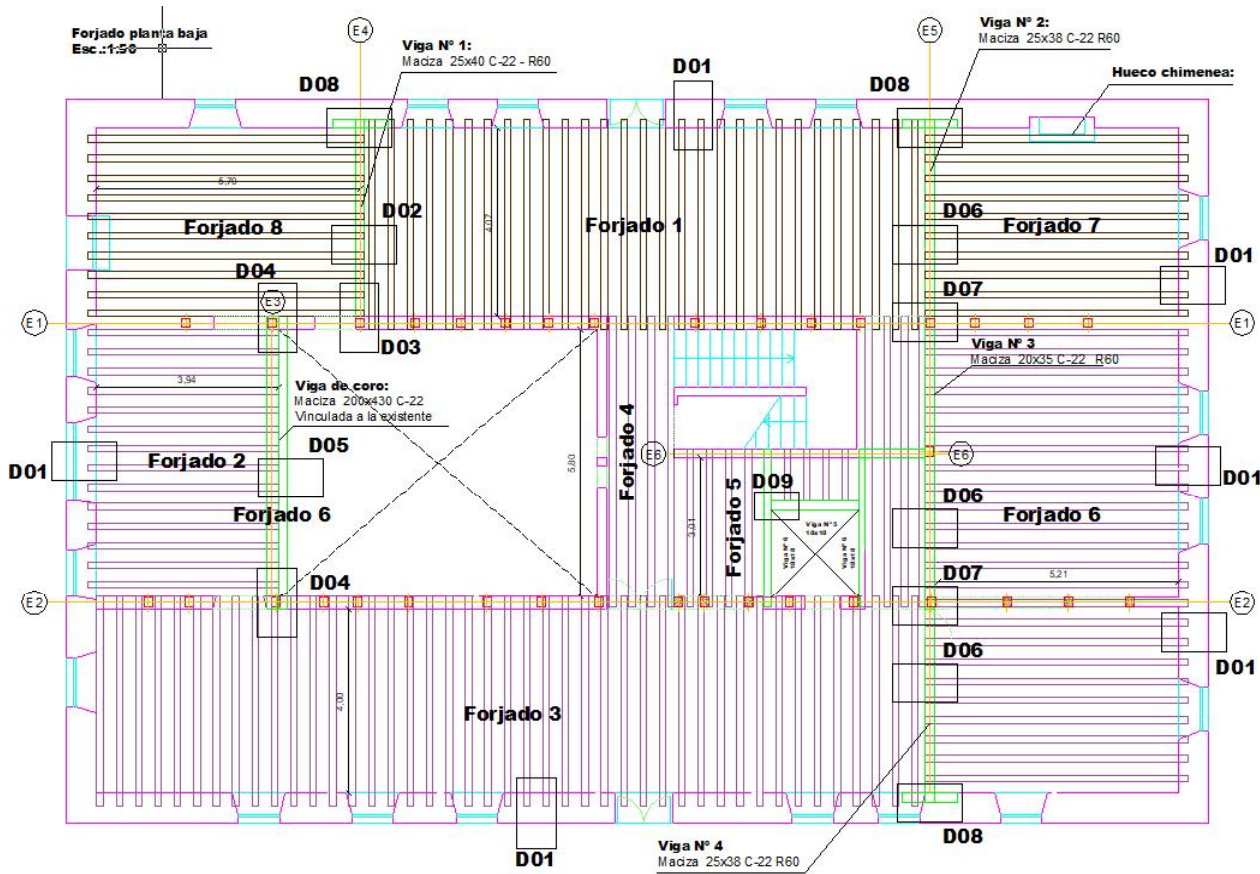
PROYECTO: REHABILITACIÓN ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN MARTIN - LOZOYA
Diseño y comprobación estructural
Fecha: Abril 2024

C- Dimensionamiento y comprobación.

C-1 Dimensionamiento de forjados:

Para el dimensionamiento de forjados se utiliza una hoja de cálculo basada en las instrucciones del vigente CTE-DB-SE-M y recomendaciones del documento DAV-SE-M.

Forjado planta primera:



En la figura anterior se definen los diferentes forjados y elementos que se dimensionan en el

Se adjunta las hojas con el dimensionamiento correspondiente para cada forjado.

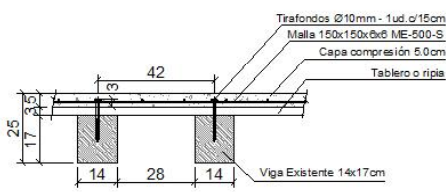
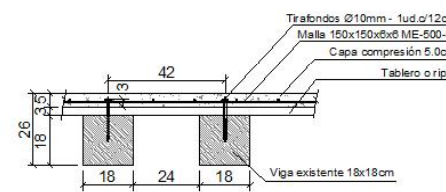
Forjados considerados.

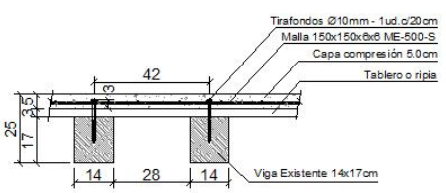
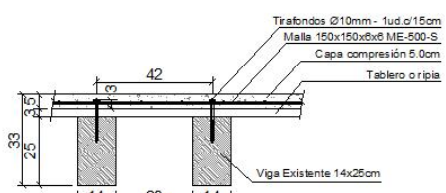
Forjado 1:	Forjado 2:
Madera: C-22 Sección 14x17cm - long. 4.55m Conector :Tirafondo Ø10mm - Long.160mm - Galvanizado - c/15cm Capa compresión: Hormigón HA-25/B/12 - Exp. XC1 Malla reparto: 150x150x6x6 - ME-500-S Tablero: Fenólico - OSB - Ripia - esp. 19mm	Madera: C-18 Sección 14x18cm - long. 4.15m Conector :Tirafondo Ø10mm - Long.160mm - Galvanizado - c/15cm Capa compresión: Hormigón HA-25/B/12 - Exp. XC1 Malla reparto: 150x150x6x6 - ME-500-S Tablero: Fenólico - OSB - Ripia - esp. 19mm
Estado de cargas: Peso propio: 1.65 KN/m2 Carga muerta: 1.50 KN/m2 Sobrecarga uso: 5.00 KN/m2 Total: 8.15 KN/m2	Estado de cargas: Peso propio: 1.65 KN/m2 Carga muerta: 1.50 KN/m2 Sobrecarga uso: 5.00 KN/m2 Total: 8.15 KN/m2

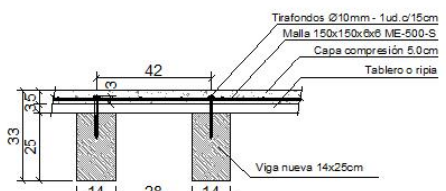
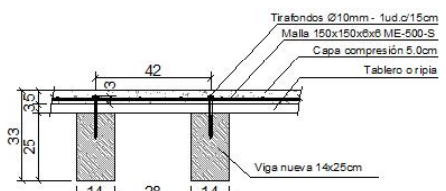
PROYECTO: REHABILITACIÓN ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN MARTIN - LOZOYA

Diseño y comprobación estructural

Fecha: Abril 2024

Forjado 3: Madera: C-18 Sección 14x17cm - long. 4.55m Conector :Tirafondo Ø10mm - Long.160mm - Galvanizado - c/15cm Capa compresión: Hormigón HA-25/B/12 - Exp. XC1 Malla reparto: 150x150x6x6 - ME-500-S Tablero: Fenólico - OSB - Ripia - esp. 19mm	Forjado 4: Madera: C-18 Sección 18x18cm - long. 6.30m Conector :Tirafondo Ø10mm - Long.160mm - Galvanizado - c/12cm Capa compresión: Hormigón HA-25/B/12 - Exp. XC1 Malla reparto: 150x150x6x6 - ME-500-S Tablero: Fenólico - OSB - Ripia - esp. 19mm
	
Estado de cargas: Peso propio: 1.65 KN/m2 Carga muerta: 1.50 KN/m2 Sobrecarga uso: 5.00 KN/m2 Total: 8.15 KN/m2	Estado de cargas: Peso propio: 1.65 KN/m2 Carga muerta: 1.50 KN/m2 Sobrecarga uso: 5.00 KN/m2 Total: 8.15 KN/m2

Forjado 5: Madera: C-18 Sección 14x17cm - long. 3.45m Conector :Tirafondo Ø10mm - Long.160mm - Galvanizado - c/20cm Capa compresión: Hormigón HA-25/B/12 - Exp. XC1 Malla reparto: 150x150x6x6 - ME-500-S Tablero: Fenólico - OSB - Ripia - esp. 19mm	Forjado 6: Madera: C-18 Sección 14x25cm - long. 5.65m Conector :Tirafondo Ø10mm - Long.160mm - Galvanizado - c/15cm Capa compresión: Hormigón HA-25/B/12 - Exp. XC1 Malla reparto: 150x150x6x6 - ME-500-S Tablero: Fenólico - OSB - Ripia - esp. 19mm
	
Estado de cargas: Peso propio: 1.65 KN/m2 Carga muerta: 1.50 KN/m2 Sobrecarga uso: 5.00 KN/m2 Total: 8.15 KN/m2	Estado de cargas: Peso propio: 1.65 KN/m2 Carga muerta: 1.50 KN/m2 Sobrecarga uso: 5.00 KN/m2 Total: 8.15 KN/m2

Forjado 7: Madera: C-22 Sección 14x25cm - long. 5.65m Conector :Tirafondo Ø10mm - Long.160mm - Galvanizado - c/15cm Capa compresión: Hormigón HA-25/B/12 - Exp. XC1 Malla reparto: 150x150x6x6 - ME-500-S Tablero: Fenólico - OSB - Ripia - esp. 19mm	Forjado 8: Madera: C-22 Sección 14x25cm - long. 6.00m Conector :Tirafondo Ø10mm - Long.160mm - Galvanizado - c/15cm Capa compresión: Hormigón HA-25/B/12 - Exp. XC1 Malla reparto: 150x150x6x6 - ME-500-S Tablero: Fenólico - OSB - Ripia - esp. 19mm
	
Estado de cargas: Peso propio: 1.65 KN/m2 Carga muerta: 1.50 KN/m2 Sobrecarga uso: 5.00 KN/m2 Total: 8.15 KN/m2	Estado de cargas: Peso propio: 1.65 KN/m2 Carga muerta: 1.50 KN/m2 Sobrecarga uso: 5.00 KN/m2 Total: 8.15 KN/m2

Comprobación estructural de forjados mixtos madera - hormigón sometidas a carga de fuego

Estructura: Convento en Lozoya

Elemento: Forjado 1 planta primera

Características de la vigueta de madera

En esta sección definimos las características de las viguetas de madera (clase resistente, ambiente interior, dimensiones) y las condiciones de su exposición al incendio.

Clase de madera:	C22	CONÍFERA
------------------	-----	----------

$f_{m,k}$	22,0	N/mm ²	Resistencia característica a flexión
$f_{v,k}$	3,8	N/mm ²	Resistencia característica a cortante
$f_{c,90,k}$	2,4	N/mm ²	Resist. Caract. a compresión perpendicular
$f_{h,d}$	16,0	N/mm ²	Resist. madera al aplastamiento
E_m	10,0	KN/mm ²	Módulo elasticidad medio
ρ_m	4,1	KN/m ³	Densidad media

Resistencia al fuego:	R-60
-----------------------	------

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

k_0	1
d_0	7 mm

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

siendo:

β_n velocidad de carbonización nominal. Se determinará de acuerdo con E.2.3;

t tiempo de exposición al fuego.

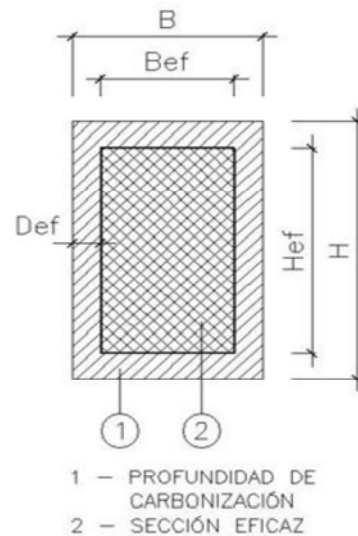
β_n	0,8 mm/min
t	60 min

d_{ef}	55 mm	Profundidad de carbonización.
----------	-------	-------------------------------

Caras expuestas:	Inferior y laterales
Clases de servicio:	CS1

Dimensiones:	B(cm)=	14	Ancho
	H(cm)=	17	Canto

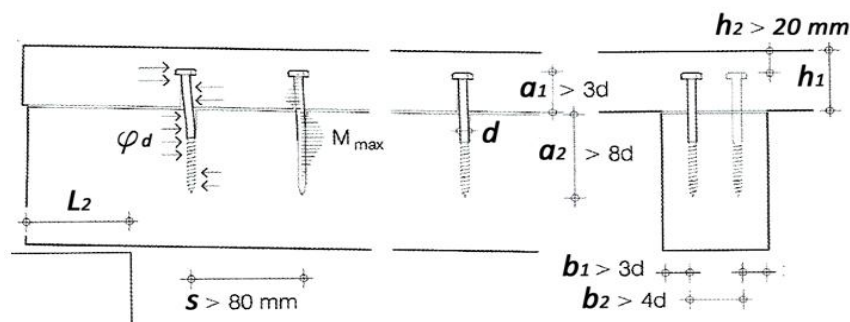
Hf(cm)=	25,5	Canto efectivo
---------	------	----------------



Según lo indicado en el documento DAV-SE M, sección 5.5; para forjados mixtos con conexión parcial, podemos considerar (del lado de la seguridad) un canto $H_f = 1,50 \cdot H$ (para la comprobación de cortante y de flecha) y un momento resistente $W_f = 1,50 \cdot W$ (para la comprobación de flexión). Para evaluar los efectos del incendio se define una profundidad de carbonización (que depende del tiempo de exposición y el tipo de madera) a deducir de la sección inicial.

Características de la conexión madera hormigón

En esta sección definimos las características de la conexión entre las viguetas de madera y la losa de hormigón. Para ello se emplearán tirafondos de acero con límite elástico $F_{yd} > 500$ N/mm². La compatibilidad geométrica de esta unión se define en la siguiente figura



h_1	5
h_2	2

d (cm)=	1	Diámetro del tirafondo
n (ud.)=	1	Número de conectores por sección
s (cm)=	15	Separación entre conectores
Fyd (N/mm2)>	500	Límite elástico del tirafondo

a1 (cm) >	3	Penetración mínima en hormigón
a2 (cm) >	8	Penetración mínima en madera
b1 (cm) >	3	Separación a bordes
b2 (cm) >	4	Separación entre tirafondos

Canto mínimo de la vigueta:	
h2 + a1 =	5 < h1

Anchura mínima de la vigueta:	
2 · B1 + b2 =	10 < b

PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Propiedades estructurales de la sección mixta madera-hormigón

Af =	357	cm2
Peso =	0,09758	KN/m

If =	19345	cm4
Wf =	2276	cm3

Propiedades estructurales de la sección mixta considerando incendio

B ef =	3	cm
Hf ef =	20	cm
Af ef =	60	cm2

If ef =	2000	cm4
Wf ef =	300	cm3

Cargas y coeficientes:

M*pp=	2,48	m.KN
V*pp=	2,44	KN
ypp=	1	

M*su=	4,35	m.KN	Momento flector mayorado
V*su=	4,27	KN	Cortante mayorado
ysu=	1		Coef. Mayoración cargas

Kcr =	1	Factor de corrección por influencia de fendas en esfuerzo cortante
Kfi =	1,25	Factor de modificación en situación de incendio
K mod =	1	Factor de modificación según ambiente y tipo de carga
Kh =	1	Coef. Que depende del tamaño relativo de la sección
ym=	1	Coef. Parcial de seguridad para cálculo en situación de incendio

COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

Estado límite último flexión:

$$f_{md} = k_{mod} \cdot k_h \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{mk}}{Y_m} > \sigma_d = \frac{M_{pp}^* + M_{su}^*}{W_{f_ef}}$$

fm,d =	27,5	N/mm2	>	σd =	22,76	N/mm2	83%
--------	------	-------	---	------	-------	-------	-----

Estado límite último cortante:

$$f_{vd} = k_{mod} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{vk}}{Y_m} > \tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_{pp}^* + V_{su}^*}{k_{cr} \cdot A_{f_ef}}$$

fv,d =	4,75	N/mm2	>	τd =	1,7	N/mm2	35%
--------	------	-------	---	------	-----	-------	-----

Estado límite último rasante:

$$\varphi_d = n \cdot 0,78 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\frac{f_{h,d} \cdot F_{yd}}{1,05}} > R_d = \frac{0,8 \cdot (V_{pp}^* + V_{su}^*)}{0,9 \cdot H}$$

yd =	45,4	N/mm2	>	Rd=	35,1	N/mm2	77%
------	------	-------	---	-----	------	-------	-----

Condición de cumplimiento:			
fm,d =	>	σd =	1
fv,d =	>	τd =	1
yd =	>	Rd=	1
CUMPLE			

COMPROBACIÓN DE FLECHA

La flecha de n elemento estructural se compone de dos términos, la instantanea y la diferid, causada por la fluencia del material, que en el caso de la madera es bastante apreciable.

La flecha instantánea, se calcula con la formulación tradicional de la resistencia de materiales; al tratarse de un Estado Límite de Servicio y no Estado límite último, las cargas no se mayoran.

$\delta' =$	0,01302
-------------	---------

$$\delta = \delta' \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

La formulación de la flecha total de una viga de madera sera:

$$\delta_{tot} = \delta_{pp} \cdot (1 + k_{def}) + \delta_{su} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

Dónde: $K_{def} = 0,60$	es el factor de fluencia para CS 1
Dónde: $\psi_2 = 0,30$	para cargas de corta duración

qpp: 1,197 N/mm

qsu: 2,1 N/mm

$\delta_{pp} =$	2,21	mm	Flecha instantanea debida a carga permanente
$\delta_{su} =$	3,88	mm	Flecha instantanea debida a sobrecarga de uso

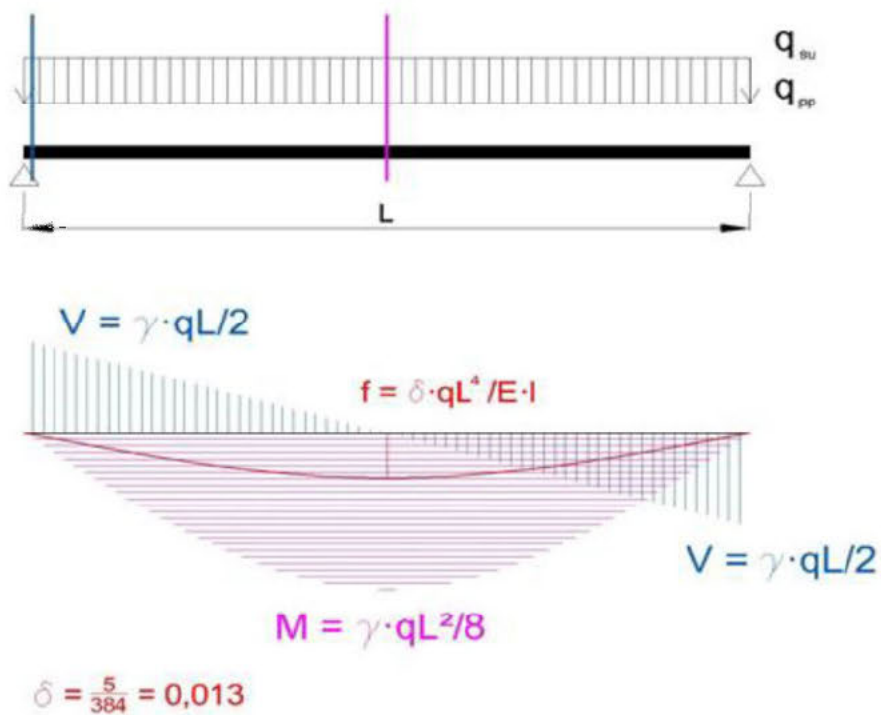
Triple condición de cumplimiento					
Para garantizar la integridad de elementos constructivos, la flecha debida a la fluencia, más la motivada por la carga variable no ha de ser superior a :					
$K_{def} \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su}$	<	L/400			
5,90276152	<	10,175 mm	Cumple	690	
Para asegurar el confort de los usuarios la flecha debida a cargas de corta duración deberá ser inferior a L/350					
$\delta_{su} =$	<	L/350			
3,88	<	11,6285714 mm	Cumple	1049,43084	
La apariencia de la obra será adecuada cuando la flecha no supere L/300 con cualquier combinación de carga					
$(1 + K_{def}) \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su} \cdot \psi_2$	<	L/300			
4,90991858	<	13,5666667 mm	Cumple	828,934316	

Cargas y características geométricas del forjado

q_{su}=	5,0	KN/m ² , sobrecarga superficial de uso
q_{pp}=	1,6	KN/m ² , carga superficial peso propio (sin incluir la losa de hormigón)

L=	4,07	m, longitud de cálculo de la vigueta
L1=	0,42	m, separación entre viguetas
h1=	5	cm, canto de la losa de hormigón (HA25)

q_{ppv}=	1,197	KN/m
-------------------------	-------	------



Esfuerzos sin mayorar:		
M_{su}=	4,35	m.KN
M_{pp}=	2,48	m.KN
V_{su}=	4,27	KN
V_{pp}=	2,44	KN

Comprobación estructural de forjados mixtos madera - hormigón sometidas a carga de fuego

Estructura: Convento en Lozoya

Elemento: Forjado 2 planta primera

Características de la vigueta de madera

En esta sección definimos las características de las viguetas de madera (clase resistente, ambiente interior, dimensiones) y las condiciones de su exposición al incendio.

Clase de madera:	C18	CONÍFERA
------------------	-----	----------

$f_{m,k}$	18,0	N/mm ²	Resistencia característica a flexión
$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	Resistencia característica a cortante
$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	Resist. Caract. a compresión perpendicular
$f_{h,d}$	16,0	N/mm ²	Resist. madera al aplastamiento
E_m	9,0	KN/mm ²	Módulo elasticidad medio
ρ_m	3,8	KN/m ³	Densidad media

Resistencia al fuego:	R60
-----------------------	-----

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

k_0	1
d_0	7 mm

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t$$

siendo:

β_n velocidad de carbonización nominal. Se determinará de acuerdo con E.2.3;

t tiempo de exposición al fuego.

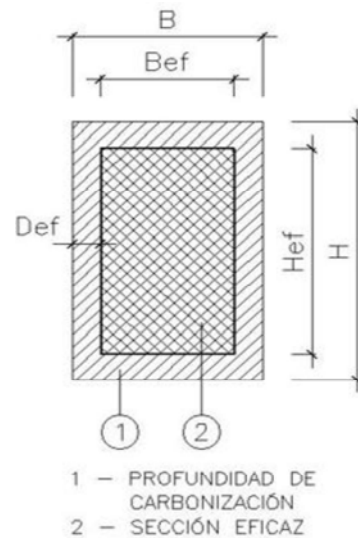
β_n	0,8 mm/min
t	60 min

d_{ef}	55 mm	Profundidad de carbonización.
----------	-------	-------------------------------

Caras expuestas:	Inferior y laterales
Clases de servicio:	CS1

Dimensiones:	B(cm)=	14	Ancho
	H(cm)=	18	Canto

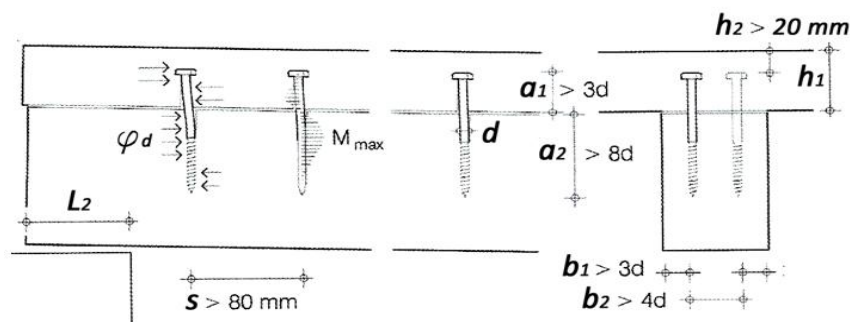
Hf(cm)=	27	Canto efectivo
---------	----	----------------



Según lo indicado en el documento DAV-SE M, sección 5.5; para forjados mixtos con conexión parcial, podemos considerar (del lado de la seguridad) un canto $H_f = 1,50 \cdot H$ (para la comprobación de cortante y de flecha) y un momento resistente $W_f = 1,50 \cdot W$ (para la comprobación de flexión). Para evaluar los efectos del incendio se define una profundidad de carbonización (que depende del tiempo de exposición y el tipo de madera) a deducir de la sección inicial.

Características de la conexión madera hormigón

En esta sección definimos las características de la conexión entre las viguetas de madera y la losa de hormigón. Para ello se emplearán tirafondos de acero con límite elástico $F_{yd} > 500$ N/mm². La compatibilidad geométrica de esta unión se define en la siguiente figura



h_1	5
h_2	2

d (cm)=	1	Diámetro del tirafondo
n (ud.)=	1	Número de conectores por sección
s (cm)=	15	Separación entre conectores
Fyd (N/mm2)>	500	Límite elástico del tirafondo

a1 (cm) >	3	Penetración mínima en hormigón
a2 (cm) >	8	Penetración mínima en madera
b1 (cm) >	3	Separación a bordes
b2 (cm) >	4	Separación entre tirafondos

Canto mínimo de la vigueta:	
h2 + a1 =	5 < h1

Anchura mínima de la vigueta:	
2 · B1 + b2 =	10 < b

PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Propiedades estructurales de la sección mixta madera-hormigón

Af =	378	cm2
Peso =	0,09576	KN/m

If =	22964	cm4
Wf =	2552	cm3

Propiedades estructurales de la sección mixta considerando incendio

B ef =	3	cm
Hf ef =	21,5	cm
Af ef =	64,5	cm2

If ef =	2485	cm4
Wf ef =	347	cm3

Cargas y coeficientes:

M*pp=	2,32	m.KN
V*pp=	2,36	KN
ypp=	1	

M*su=	4,07	m.KN	Momento flector mayorado
V*su=	4,14	KN	Cortante mayorado
ysu=	1		Coef. Mayoración cargas

Kcr =	1	Factor de corrección por influencia de fendas en esfuerzo cortante
Kfi =	1,25	Factor de modificación en situación de incendio
K mod =	1	Factor de modificación según ambiente y tipo de carga
Kh =	1	Coef. Que depende del tamaño relativo de la sección
ym=	1	Coef. Parcial de seguridad para cálculo en situación de incendio

COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

Estado límite último flexión:

$$f_{md} = k_{mod} \cdot k_h \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{mk}}{Y_m} > \sigma_d = \frac{M_{pp}^* + M_{su}^*}{W_{f_{ef}}}$$

fm,d =	22,5	N/mm2	>	σd =	18,45	N/mm2	82%
--------	------	-------	---	------	-------	-------	-----

Estado límite último cortante:

$$f_{vd} = k_{mod} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{vk}}{Y_m} > \tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_{pp}^* + V_{su}^*}{k_{cr} \cdot A_{f_{ef}}}$$

fv,d =	4,25	N/mm2	>	τd =	1,5	N/mm2	36%
--------	------	-------	---	------	-----	-------	-----

Estado límite último rasante:

$$\varphi_d = n \cdot 0,78 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\frac{f_{h,d} \cdot F_{yd}}{1,05}} > R_d = \frac{0,8 \cdot (V_{pp}^* + V_{su}^*)}{0,9 \cdot H}$$

yd =	45,4	N/mm2	>	Rd=	32,1	N/mm2	71%
------	------	-------	---	-----	------	-------	-----

Condición de cumplimiento:			
fm,d =	>	σd =	1
fv,d =	>	τd =	1
yd =	>	Rd=	1
CUMPLE			

COMPROBACIÓN DE FLECHA

La flecha de n elemento estructural se compone de dos términos, la instantánea y la diferid, causada por la fluencia del material, que en el caso de la madera es bastante apreciable.

La flecha instantánea, se calcula con la formulación tradicional de la resistencia de materiales; al tratarse de un Estado Límite de Servicio y no Estado límite último, las cargas no se mayoran.

$\delta' =$	0,01302
-------------	---------

$$\delta = \delta' \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

La formulación de la flecha total de una viga de madera sera:

$$\delta_{tot} = \delta_{pp} \cdot (1 + k_{def}) + \delta_{su} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

Dónde: $K_{def} = 0,60$	es el factor de fluencia para CS 1
Dónde: $\psi_2 = 0,30$	para cargas de corta duración

qpp: 1,197 N/mm

qsu: 2,1 N/mm

$\delta_{pp} =$	1,82	mm	Flecha instantanea debida a carga permanente
$\delta_{su} =$	3,19	mm	Flecha instantanea debida a sobrecarga de uso

Triple condición de cumplimiento

Para garantizar la integridad de elementos constructivos, la flecha debida a la fluencia, más la motivada por la carga variable no ha de ser superior a :

$K_{def} \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su}$	<	L/400		
4,85231769	<	9,85	mm	Cumple
Para asegurar el confort de los usuarios la flecha debida a cargas de corta duración deberá ser inferior a L/350				
$\delta_{su} =$	<	L/350		
3,19	<	11,2571429	mm	Cumple
La apariencia de la obra será adecuada cuando la flecha no supere L/300 con cualquier combinación de carga				
$(1 + K_{def}) \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su} \cdot \psi_2$	<	L/300		
4,03615913	<	13,1333333	mm	Cumple

811,9831082

1235,838291

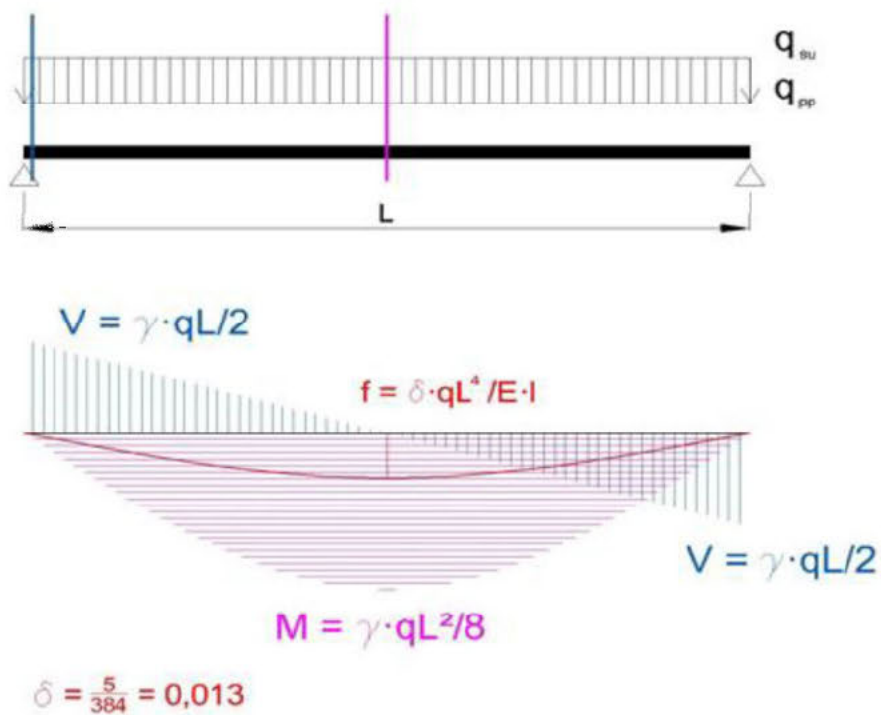
976,1755851

Cargas y características geométricas del forjado

q_{su}=	5,0	KN/m ² , sobrecarga superficial de uso
q_{pp}=	1,6	KN/m ² , carga superficial peso propio (sin incluir la losa de hormigón)

L=	3,94	m, longitud de cálculo de la vigueta
L1=	0,42	m, separación entre viguetas
h1=	5	cm, canto de la losa de hormigón (HA25)

q_{ppv}=	1,197	KN/m
-------------------------	-------	------



Esfuerzos sin mayorar:		
M_{su}=	4,07	m.KN
M_{pp}=	2,32	m.KN
V_{su}=	4,14	KN
V_{pp}=	2,36	KN

Comprobación estructural de forjados mixtos madera - hormigón sometidas a carga de fuego

Estructura: Convento en Lozoya

Elemento: Forjado 3 planta primera

Características de la vigueta de madera

En esta sección definimos las características de las viguetas de madera (clase resistente, ambiente interior, dimensiones) y las condiciones de su exposición al incendio.

Clase de madera:	C18	CONÍFERA
------------------	-----	----------

$f_{m,k}$	18,0	N/mm ²	Resistencia característica a flexión
$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	Resistencia característica a cortante
$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	Resist. Caract. a compresión perpendicular
$f_{h,d}$	16,0	N/mm ²	Resist. madera al aplastamiento
E_m	9,0	KN/mm ²	Módulo elasticidad medio
ρ_m	3,8	KN/m ³	Densidad media

Resistencia al fuego:	R-60
-----------------------	------

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

k_0	1
d_0	7 mm

$$d_{char,n} = \beta_n t$$

siendo:

β_n velocidad de carbonización nominal. Se determinará de acuerdo con E.2.3;

t tiempo de exposición al fuego.

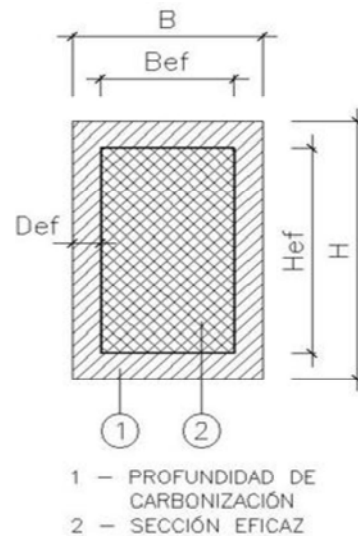
β_n	0,8 mm/min
t	60 min

d_{ef}	55 mm	Profundidad de carbonización.
----------	-------	-------------------------------

Caras expuestas:	Inferior y laterales
Clases de servicio:	CS1

Dimensiones:	B(cm)=	14	Ancho
	H(cm)=	17	Canto

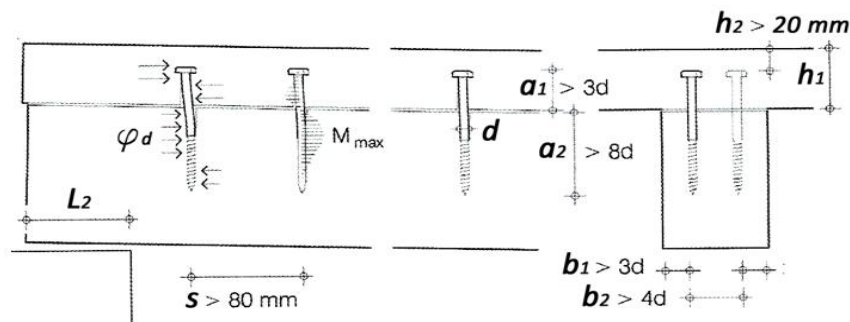
Hf(cm)=	25,5	Canto efectivo
---------	------	----------------



Según lo indicado en el documento DAV-SE M, sección 5.5; para forjados mixtos con conexión parcial, podemos considerar (del lado de la seguridad) un canto $H_f = 1,50 \cdot H$ (para la comprobación de cortante y de flecha) y un momento resistente $W_f = 1,50 \cdot W$ (para la comprobación de flexión). Para evaluar los efectos del incendio se define una profundidad de carbonización (que depende del tiempo de exposición y el tipo de madera) a deducir de la sección inicial.

Características de la conexión madera hormigón

En esta sección definimos las características de la conexión entre las viguetas de madera y la losa de hormigón. Para ello se emplearán tirafondos de acero con límite elástico $F_{yd} > 500$ N/mm². La compatibilidad geométrica de esta unión se define en la siguiente figura.



h_1	5
h_2	2

d (cm)=	1	Diámetro del tirafondo
n (ud.)=	1	Número de conectores por sección
s (cm)=	15	Separación entre conectores
Fyd (N/mm2)>	500	Límite elástico del tirafondo

a1 (cm) >	3	Penetración mínima en hormigón
a2 (cm) >	8	Penetración mínima en madera
b1 (cm) >	3	Separación a bordes
b2 (cm) >	4	Separación entre tirafondos

Canto mínimo de la vigueta:	
h2 + a1 =	5 < h1

Anchura mínima de la vigueta:	
2 · B1 + b2 =	10 < b

PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Propiedades estructurales de la sección mixta madera-hormigón

Af =	357	cm2
Peso =	0,09044	KN/m

If =	19345	cm4
Wf =	2276	cm3

Propiedades estructurales de la sección mixta considerando incendio

B ef =	3	cm
Hf ef =	20	cm
Af ef =	60	cm2

If ef =	2000	cm4
Wf ef =	300	cm3

Cargas y coeficientes:

M*pp=	2,39	m.KN
V*pp=	2,39	KN
ypp=	1	

M*su=	4,20	m.KN	Momento flector mayorado
V*su=	4,20	KN	Cortante mayorado
ysu=	1		Coef. Mayoración cargas

Kcr =	1	Factor de corrección por influencia de fendas en esfuerzo cortante
Kfi =	1,25	Factor de modificación en situación de incendio
K mod =	1	Factor de modificación según ambiente y tipo de carga
Kh =	1	Coef. Que depende del tamaño relativo de la sección
ym=	1	Coef. Parcial de seguridad para cálculo en situación de incendio

COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

Estado límite último flexión:

$$f_{md} = k_{mod} \cdot k_h \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{mk}}{Y_m} > \sigma_d = \frac{M_{pp}^* + M_{su}^*}{W_{f_{ef}}}$$

fm,d =	22,5	N/mm2	>	σd =	21,98	N/mm2	98%
--------	------	-------	---	------	-------	-------	-----

Estado límite último cortante:

$$f_{vd} = k_{mod} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{vk}}{Y_m} > \tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_{pp}^* + V_{su}^*}{k_{cr} \cdot A_{f_{ef}}}$$

fv,d =	4,25	N/mm2	>	τd =	1,6	N/mm2	39%
--------	------	-------	---	------	-----	-------	-----

Estado límite último rasante:

$$\varphi_d = n \cdot 0,78 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\frac{f_{h,d} \cdot F_{yd}}{1,05}} > R_d = \frac{0,8 \cdot (V_{pp}^* + V_{su}^*)}{0,9 \cdot H}$$

yd =	45,4	N/mm2	>	Rd=	34,5	N/mm2	76%
------	------	-------	---	-----	------	-------	-----

Condición de cumplimiento:			
fm,d =	>	σd =	1
fv,d =	>	τd =	1
yd =	>	Rd=	1
CUMPLE			

COMPROBACIÓN DE FLECHA

La flecha de n elemento estructural se compone de dos términos, la instantánea y la diferid, causada por la fluencia del material, que en el caso de la madera es bastante apreciable.

La flecha instantánea, se calcula con la formulación tradicional de la resistencia de materiales; al tratarse de un Estado Límite de Servicio y no Estado límite último, las cargas no se mayoran.

$\delta' =$	0,01302
-------------	---------

$$\delta = \delta' \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

La formulación de la flecha total de una viga de madera sera:

$$\delta_{tot} = \delta_{pp} \cdot (1 + k_{def}) + \delta_{su} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

Dónde: $K_{def} = 0,60$	es el factor de fluencia para CS 1
Dónde: $\psi_2 = 0,30$	para cargas de corta duración

qpp: 1,197 N/mm

qsu: 2,1 N/mm

$\delta_{pp} =$	2,29	mm	Flecha instantanea debida a carga permanente
$\delta_{su} =$	4,02	mm	Flecha instantanea debida a sobrecarga de uso

Triple condición de cumplimiento

Para garantizar la integridad de elementos constructivos, la flecha debida a la fluencia, más la motivada por la carga variable no ha de ser superior a :

$K_{def} \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su}$	<	$L/400$	
6,11892396	<	10	mm Cumple 654

Para asegurar el confort de los usuarios la flecha debida a cargas de corta duración deberá ser inferior a L/350

$\delta_{su} =$	<	$L/350$	
4,02	<	11,4285714	mm Cumple 994,946177

La apariencia de la obra será adecuada cuando la flecha no supere L/300 con cualquier combinación de carga

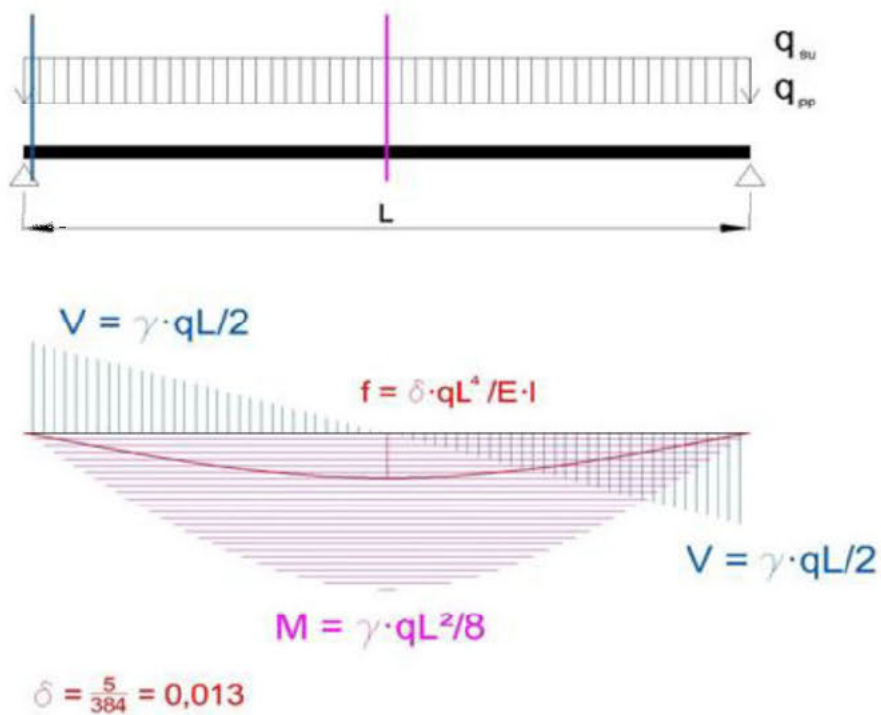
$(1 + K_{def}) \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su} \cdot \psi_2$	<	$L/300$	
5,08972256	<	13,3333333	mm Cumple 785,897454

Cargas y características geométricas del forjado

q_{su}=	5,0	KN/m ² , sobrecarga superficial de uso
q_{pp}=	1,6	KN/m ² , carga superficial peso propio (sin incluir la losa de hormigón)

L=	4	m, longitud de cálculo de la vigueta
L1=	0,42	m, separación entre viguetas
h1=	5	cm, canto de la losa de hormigón (HA25)

q_{ppv}=	1,197	KN/m
-------------------------	-------	------



Esfuerzos sin mayorar:		
M_{su}=	4,20	m.KN
M_{pp}=	2,39	m.KN
V_{su}=	4,20	KN
V_{pp}=	2,39	KN

Comprobación estructural de forjados mixtos madera - hormigón sometidas a carga de fuego

Estructura: Convento en Lozoya

Elemento: Forjado 4 planta primera

Características de la vigueta de madera

En esta sección definimos las características de las viguetas de madera (clase resistente, ambiente interior, dimensiones) y las condiciones de su exposición al incendio.

Clase de madera:	C18	CONÍFERA
------------------	-----	----------

$f_{m,k}$	18,0	N/mm ²	Resistencia característica a flexión
$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	Resistencia característica a cortante
$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	Resist. Caract. a compresión perpendicular
$f_{h,d}$	16,0	N/mm ²	Resist. madera al aplastamiento
E_m	9,0	KN/mm ²	Módulo elasticidad medio
ρ_m	3,8	KN/m ³	Densidad media

Resistencia al fuego:	R-60
-----------------------	------

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

k_0	1
d_0	7 mm

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t$$

siendo:

β_n velocidad de carbonización nominal. Se determinará de acuerdo con E.2.3;

t tiempo de exposición al fuego.

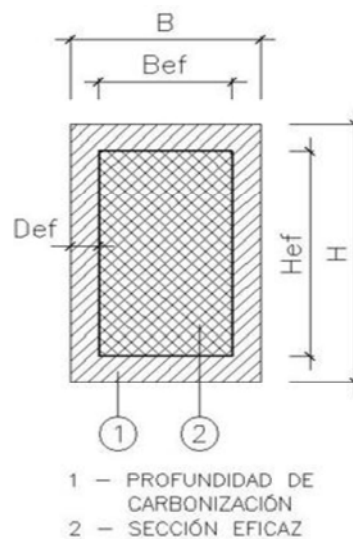
β_n	0,8 mm/min
t	60 min

d_{ef}	55 mm	Profundidad de carbonización.
----------	-------	-------------------------------

Caras expuestas:	Inferior y laterales
Clases de servicio:	CS1

Dimensiones:	$B(\text{cm})$	18	Ancho
	$H(\text{cm})$	18	Canto

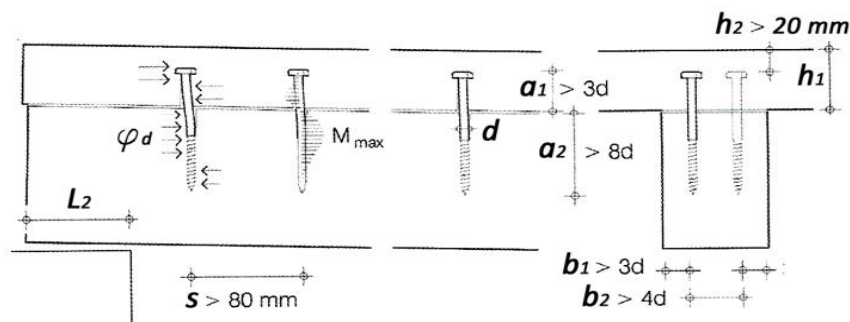
$H_f(\text{cm})$	27	Canto efectivo
------------------	----	----------------



Según lo indicado en el documento DAV-SE M, sección 5.5; para forjados mixtos con conexión parcial, podemos considerar (del lado de la seguridad) un canto $H_f = 1,50 \cdot H$ (para la comprobación de cortante y de flecha) y un momento resistente $W_f = 1,50 \cdot W$ (para la comprobación de flexión). Para evaluar los efectos del incendio se define una profundidad de carbonización (que depende del tiempo de exposición y el tipo de madera) a deducir de la sección inicial.

Características de la conexión madera hormigón

En esta sección definimos las características de la conexión entre las viguetas de madera y la losa de hormigón. Para ello se emplearán tirafondos de acero con límite elástico $F_{yd} > 500 \text{ N/mm}^2$. La compatibilidad geométrica de esta unión se define en la siguiente figura



h_1	5
h_2	2

d (cm)=	1	Diámetro del tirafondo
n (ud.)=	1	Número de conectores por sección
s (cm)=	12	Separación entre conectores
Fyd (N/mm2)>	500	Límite elástico del tirafondo

a1 (cm) >	3	Penetración mínima en hormigón
a2 (cm) >	8	Penetración mínima en madera
b1 (cm) >	3	Separación a bordes
b2 (cm) >	4	Separación entre tirafondos

Canto mínimo de la vigueta:	
h2 + a1 =	5 < h1

Anchura mínima de la vigueta:	
2 · B1 + b2 =	10 < b

PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Propiedades estructurales de la sección mixta madera-hormigón

Af =	486	cm2
Peso =	0,12312	KN/m

If =	29525	cm4
Wf =	3281	cm3

Propiedades estructurales de la sección mixta considerando incendio

B ef=	7	cm
Hf ef=	21,5	cm
Af ef=	150,5	cm2

If ef=	5797	cm4
Wf ef=	809	cm3

Cargas y coeficientes:

M*pp=	5,03	m.KN
V*pp=	3,47	KN
ypp=	1	

M*su=	8,83	m.KN	Momento flector mayorado
V*su=	6,09	KN	Cortante mayorado
ysu=	1		Coef. Mayoración cargas

Kcr =	1	Factor de corrección por influencia de fendas en esfuerzo cortante
Kfi =	1,25	Factor de modificación en situación de incendio
K mod =	1	Factor de modificación según ambiente y tipo de carga
Kh =	1	Coef. Que depende del tamaño relativo de la sección
ym=	1	Coef. Parcial de seguridad para cálculo en situación de incendio

COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

Estado límite último flexión:

$$f_{md} = k_{mod} \cdot k_h \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{mk}}{Y_m} > \sigma_d = \frac{M_{pp}^* + M_{su}^*}{W_{f-ef}}$$

fm,d =	22,5	N/mm2	>	σd =	17,14	N/mm2	76%
--------	------	-------	---	------	-------	-------	-----

Estado límite último cortante:

$$f_{vd} = k_{mod} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{vk}}{Y_m} > \tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_{pp}^* + V_{su}^*}{k_{cr} \cdot A_{f-ef}}$$

fv,d =	4,25	N/mm2	>	τ d =	1,0	N/mm2	22%
--------	------	-------	---	-------	-----	-------	-----

Estado límite último rasante:

$$\varphi_d = n \cdot 0,78 \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{h,d} \cdot F_{yd}}}{s} > R_d = \frac{0,8 \cdot (V_{pp}^* + V_{su}^*)}{0,9 \cdot H}$$

yd =	56,7	N/mm2	>	Rd=	47,2	N/mm2	83%
------	------	-------	---	-----	------	-------	-----

Condición de cumplimiento:			
fm,d =	>	σd =	1
fv,d =	>	τ d =	1
yd =	>	Rd=	1
CUMPLE			

COMPROBACIÓN DE FLECHA

La flecha de n elemento estructural se compone de dos términos, la instantanea y la diferid, causada por la fluencia del material, que en el caso de la madera es bastante apreciable.

La flecha instantánea, se calcula con la formulación tradicional de la resistencia de materiales; al tratarse de un Estado Límite de Servicio y no Estado límite último, las cargas no se mayoran.

$\delta' =$	0,01302
-------------	---------

$$\delta = \delta' \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

La formulación de la flecha total de una viga de madera sera:

$$\delta_{tot} = \delta_{pp} \cdot (1 + k_{def}) + \delta_{su} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

Dónde:	Kdef = 0,60	es el factor de fluencia para	CS 1
Dónde:	$\psi_2 = 0,30$	para cargas de corta duración	

qpp: 1,197 N/mm

qsu: 2,1 N/mm

$\delta_{pp} =$	6,64	mm	Flecha instantanea debida a carga permanente
$\delta_{su} =$	11,64	mm	Flecha instantanea debida a sobrecarga de uso

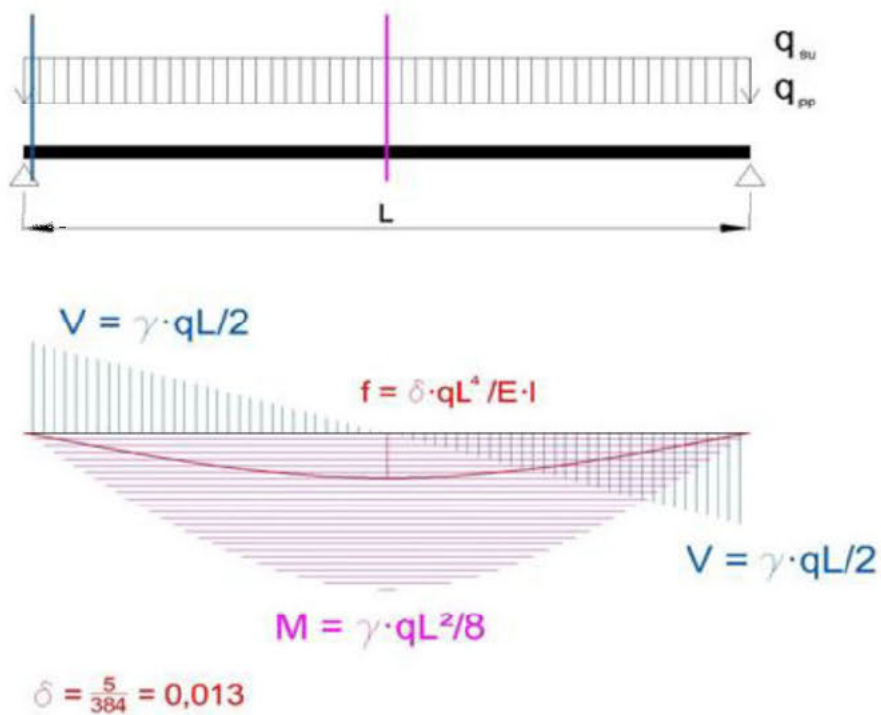
Triple condición de cumplimiento					
Para garantizar la integridad de elementos constructivos, la flecha debida a la fluencia, más la motivada por la carga variable no ha de ser superior a :					
$K_{def} \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su}$	<	L/400			
17,7227799	>	14,5	mm	No cumple	327
Para asegurar el confort de los usuarios la flecha debida a cargas de corta duración deberá ser inferior a L/350					
$\delta_{su} =$	<	L/350			
11,64	<	16,5714286	mm	Cumple	498,093416
La apariencia de la obra será adecuada cuando la flecha no supere L/300 con cualquier combinación de carga					
$(1 + K_{def}) \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su} \cdot \psi_2$	<	L/300			
14,741813	<	19,3333333	mm	Cumple	393,438717

Cargas y características geométricas del forjado

q_{su}=	5,0	KN/m ² , sobrecarga superficial de uso
q_{pp}=	1,6	KN/m ² , carga superficial peso propio (sin incluir la losa de hormigón)

L=	5,8	m, longitud de cálculo de la vigueta
L1=	0,42	m, separación entre viguetas
h1=	5	cm, canto de la losa de hormigón (HA25)

q_{ppv}=	1,197	KN/m
-------------------------	-------	------



Esfuerzos sin mayorar:		
M_{su}=	8,83	m.KN
M_{pp}=	5,03	m.KN
V_{su}=	6,09	KN
V_{pp}=	3,47	KN

Comprobación estructural de forjados mixtos madera - hormigón sometidas a carga de fuego

Estructura: Convento en Lozoya

Elemento: Forjado 5 planta primera

Características de la vigueta de madera

En esta sección definimos las características de las viguetas de madera (clase resistente, ambiente interior, dimensiones) y las condiciones de su exposición al incendio.

Clase de madera:	C18	CONÍFERA
------------------	-----	----------

$f_{m,k}$	18,0	N/mm ²	Resistencia característica a flexión
$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	Resistencia característica a cortante
$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	Resist. Caract. a compresión perpendicular
$f_{h,d}$	16,0	N/mm ²	Resist. madera al aplastamiento
E_m	9,0	KN/mm ²	Módulo elasticidad medio
ρ_m	3,8	KN/m ³	Densidad media

Resistencia al fuego:	R-60
-----------------------	------

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

k_0	1
d_0	7 mm

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t$$

siendo:

β_n velocidad de carbonización nominal. Se determinará de acuerdo con E.2.3;

t tiempo de exposición al fuego.

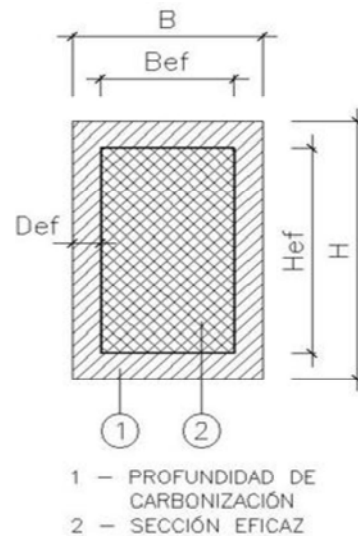
β_n	0,8 mm/min
t	60 min

d_{ef}	55 mm	Profundidad de carbonización.
----------	-------	-------------------------------

Caras expuestas:	Inferior y laterales
Clases de servicio:	CS1

Dimensiones:	$B(\text{cm})$	14	Ancho
	$H(\text{cm})$	17	Canto

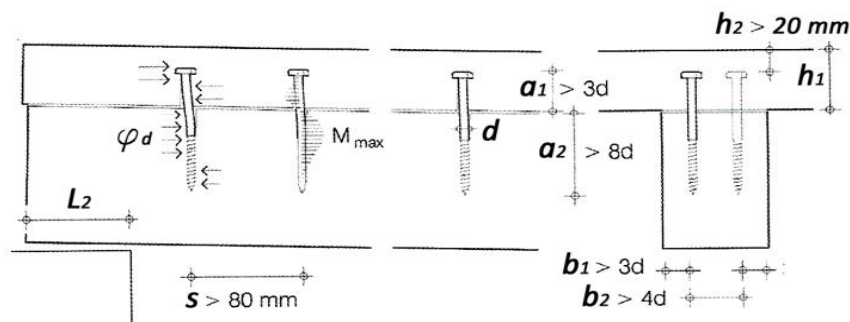
$H_f(\text{cm})$	25,5	Canto efectivo
------------------	------	----------------



Según lo indicado en el documento DAV-SE M, sección 5.5; para forjados mixtos con conexión parcial, podemos considerar (del lado de la seguridad) un canto $H_f = 1,50 \cdot H$ (para la comprobación de cortante y de flecha) y un momento resistente $W_f = 1,50 \cdot W$ (para la comprobación de flexión). Para evaluar los efectos del incendio se define una profundidad de carbonización (que depende del tiempo de exposición y el tipo de madera) a deducir de la sección inicial.

Características de la conexión madera hormigón

En esta sección definimos las características de la conexión entre las viguetas de madera y la losa de hormigón. Para ello se emplearán tirafondos de acero con límite elástico $F_{yd} > 500 \text{ N/mm}^2$. La compatibilidad geométrica de esta unión se define en la siguiente figura



h_1	5
h_2	2

d (cm)=	1	Diámetro del tirafondo
n (ud.)=	1	Número de conectores por sección
s (cm)=	20	Separación entre conectores
Fyd (N/mm2)>	500	Límite elástico del tirafondo

a1 (cm) >	3	Penetración mínima en hormigón
a2 (cm) >	8	Penetración mínima en madera
b1 (cm) >	3	Separación a bordes
b2 (cm) >	4	Separación entre tirafondos

Canto mínimo de la vigueta:	
h2 + a1 =	5 < h1

Anchura mínima de la vigueta:	
2 · B1 + b2 =	10 < b

PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Propiedades estructurales de la sección mixta madera-hormigón

Af =	357	cm2
Peso =	0,09044	KN/m

If =	19345	cm4
Wf =	2276	cm3

Propiedades estructurales de la sección mixta considerando incendio

B ef=	3	cm
Hf ef=	20	cm
Af ef=	60	cm2

If ef=	2000	cm4
Wf ef=	300	cm3

Cargas y coeficientes:

M*pp=	1,36	m.KN
V*pp=	1,80	KN
ypp=	1	

M*su=	2,38	m.KN	Momento flector mayorado
V*su=	3,16	KN	Cortante mayorado
ysu=	1		Coef. Mayoración cargas

Kcr =	1	Factor de corrección por influencia de fendas en esfuerzo cortante
Kfi =	1,25	Factor de modificación en situación de incendio
K mod =	1	Factor de modificación según ambiente y tipo de carga
Kh =	1	Coef. Que depende del tamaño relativo de la sección
ym=	1	Coef. Parcial de seguridad para cálculo en situación de incendio

COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

Estado límite último flexión:

$$f_{md} = k_{mod} \cdot k_h \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{mk}}{Y_m} > \sigma_d = \frac{M_{pp}^* + M_{su}^*}{W_{f-ef}}$$

fm,d =	22,5	N/mm2	>	σd =	12,45	N/mm2	55%
--------	------	-------	---	------	-------	-------	-----

Estado límite último cortante:

$$f_{vd} = k_{mod} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{vk}}{Y_m} > \tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_{pp}^* + V_{su}^*}{k_{cr} \cdot A_{f-ef}}$$

fv,d =	4,25	N/mm2	>	τd =	1,2	N/mm2	29%
--------	------	-------	---	------	-----	-------	-----

Estado límite último rasante:

$$\varphi_d = n \cdot 0,78 \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{h,d} \cdot F_{yd}}}{s} > R_d = \frac{0,8 \cdot (V_{pp}^* + V_{su}^*)}{0,9 \cdot H}$$

yd =	34,0	N/mm2	>	Rd=	25,9	N/mm2	76%
------	------	-------	---	-----	------	-------	-----

Condición de cumplimiento:			
fm,d =	>	σd =	1
fv,d =	>	τd =	1
yd =	>	Rd=	1
CUMPLE			

COMPROBACIÓN DE FLECHA

La flecha de n elemento estructural se compone de dos términos, la instantanea y la diferid, causada por la fluencia del material, que en el caso de la madera es bastante apreciable.

La flecha instantánea, se calcula con la formulación tradicional de la resistencia de materiales; al tratarse de un Estado Límite de Servicio y no Estado límite último, las cargas no se mayoran.

$\delta' =$	0,01302
-------------	---------

$$\delta = \delta' \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

La formulación de la flecha total de una viga de madera sera:

$$\delta_{tot} = \delta_{pp} \cdot (1 + k_{def}) + \delta_{su} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

Dónde: $K_{def} = 0,60$	es el factor de fluencia para CS 1
Dónde: $\psi_2 = 0,30$	para cargas de corta duración

qpp: 1,197 N/mm

qsu: 2,1 N/mm

$\delta_{pp} =$	0,73	mm	Flecha instantanea debida a carga permanente
$\delta_{su} =$	1,29	mm	Flecha instantanea debida a sobrecarga de uso

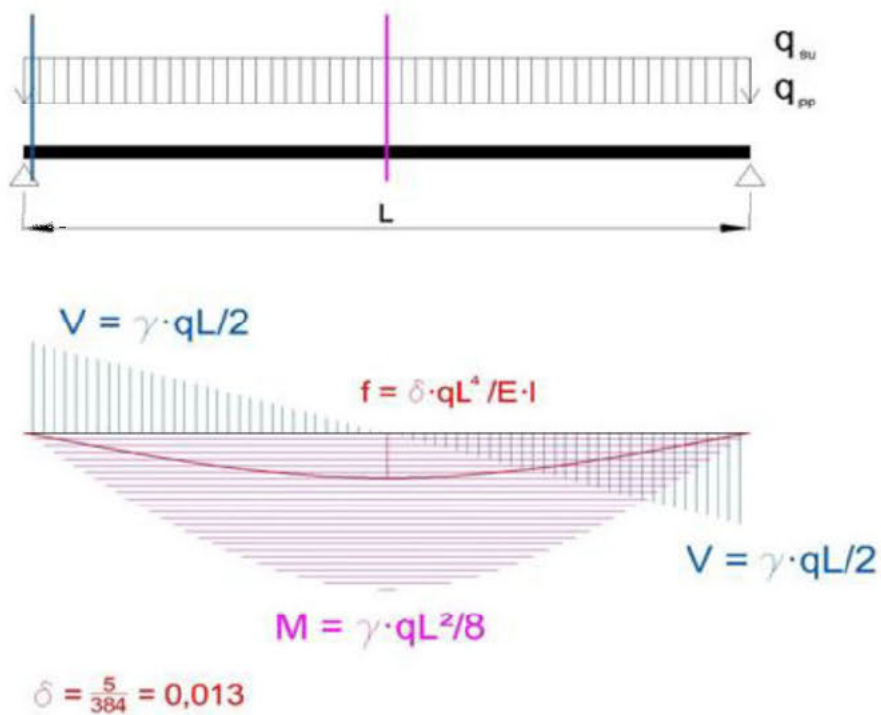
Triple condición de cumplimiento					
Para garantizar la integridad de elementos constructivos, la flecha debida a la fluencia, más la motivada por la carga variable no ha de ser superior a :					
$K_{def} \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su}$	<	L/400			
1,96200935	<	7,525	mm	Cumple	1534
Para asegurar el confort de los usuarios la flecha debida a cargas de corta duración deberá ser inferior a L/350					
$\delta_{su} =$	<	L/350			
1,29	<	8,6	mm	Cumple	2334,96338
La apariencia de la obra será adecuada cuando la flecha no supere L/300 con cualquier combinación de carga					
$(1 + K_{def}) \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su} \cdot \psi_2$	<	L/300			
1,6319999	<	10,0333333	mm	Cumple	1844,36286

Cargas y características geométricas del forjado

q_{su}=	5,0	KN/m ² , sobrecarga superficial de uso
q_{pp}=	1,6	KN/m ² , carga superficial peso propio (sin incluir la losa de hormigón)

L=	3,01	m, longitud de cálculo de la vigueta
L1=	0,42	m, separación entre viguetas
h1=	5	cm, canto de la losa de hormigón (HA25)

q_{ppv}=	1,197	KN/m
-------------------------	-------	------



Esfuerzos sin mayorar:		
M_{su}=	2,38	m.KN
M_{pp}=	1,36	m.KN
V_{su}=	3,16	KN
V_{pp}=	1,80	KN

Comprobación estructural de forjados mixtos madera - hormigón sometidas a carga de fuego

Estructura: Convento en Lozoya

Elemento: Forjado 6 planta primera

Características de la vigueta de madera

En esta sección definimos las características de las viguetas de madera (clase resistente, ambiente interior, dimensiones) y las condiciones de su exposición al incendio.

Clase de madera:	C18	CONÍFERA
------------------	-----	----------

$f_{m,k}$	18,0	N/mm ²	Resistencia característica a flexión
$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	Resistencia característica a cortante
$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	Resist. Caract. a compresión perpendicular
$f_{h,d}$	16,0	N/mm ²	Resist. madera al aplastamiento
E_m	9,0	KN/mm ²	Módulo elasticidad medio
ρ_m	3,8	KN/m ³	Densidad media

Resistencia al fuego:	R-60
-----------------------	------

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

k_0	1
d_0	7 mm

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t$$

siendo:

β_n velocidad de carbonización nominal. Se determinará de acuerdo con E.2.3;

t tiempo de exposición al fuego.

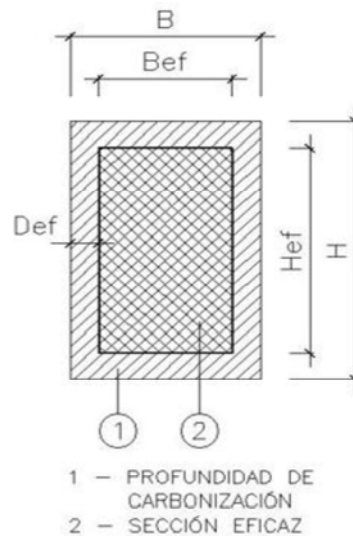
β_n	0,8 mm/min
t	60 min

d_{ef}	55 mm	Profundidad de carbonización.
----------	-------	-------------------------------

Caras expuestas:	Inferior y laterales
Clases de servicio:	CS1

Dimensiones:	$B(\text{cm})$	14	Ancho
	$H(\text{cm})$	25	Canto

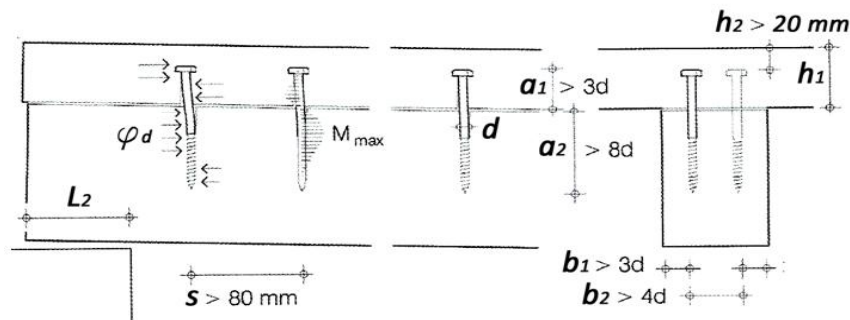
$H_f(\text{cm})$	37,5	Canto efectivo
------------------	------	----------------



Según lo indicado en el documento DAV-SE M, sección 5.5; para forjados mixtos con conexión parcial, podemos considerar (del lado de la seguridad) un canto $H_f = 1,50 \cdot H$ (para la comprobación de cortante y de flecha) y un momento resistente $W_f = 1,50 \cdot W$ (para la comprobación de flexión). Para evaluar los efectos del incendio se define una profundidad de carbonización (que depende del tiempo de exposición y el tipo de madera) a deducir de la sección inicial.

Características de la conexión madera hormigón

En esta sección definimos las características de la conexión entre las viguetas de madera y la losa de hormigón. Para ello se emplearán tirafondos de acero con límite elástico $F_{yd} > 500 \text{ N/mm}^2$. La compatibilidad geométrica de esta unión se define en la siguiente figura



h_1	5
h_2	2

d (cm)=	1	Diámetro del tirafondo
n (ud.)=	1	Número de conectores por sección
s (cm)=	15	Separación entre conectores
Fyd (N/mm2)>	500	Límite elástico del tirafondo

a1 (cm) >	3	Penetración mínima en hormigón
a2 (cm) >	8	Penetración mínima en madera
b1 (cm) >	3	Separación a bordes
b2 (cm) >	4	Separación entre tirafondos

Canto mínimo de la vigueta:	
h2 + a1 =	5 < h1

Anchura mínima de la vigueta:	
2 · B1 + b2 =	10 < b

PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Propiedades estructurales de la sección mixta madera-hormigón

Af =	525	cm2
Peso =	0,133	KN/m

If =	61523	cm4
Wf =	4922	cm3

Propiedades estructurales de la sección mixta considerando incendio

B ef=	3	cm
Hf ef=	32	cm
Af ef=	96	cm2

If ef=	8192	cm4
Wf ef=	768	cm3

Cargas y coeficientes:

M*pp=	4,36	m.KN
V*pp=	3,23	KN
ypp=	1	

M*su=	7,65	m.KN	Momento flector mayorado
V*su=	5,67	KN	Cortante mayorado
ysu=	1		Coef. Mayoración cargas

Kcr =	1	Factor de corrección por influencia de fendas en esfuerzo cortante
Kfi =	1,25	Factor de modificación en situación de incendio
K mod =	1	Factor de modificación según ambiente y tipo de carga
Kh =	1	Coef. Que depende del tamaño relativo de la sección
ym=	1	Coef. Parcial de seguridad para cálculo en situación de incendio

COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

Estado límite último flexión:

$$f_{md} = k_{mod} \cdot k_h \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{mk}}{Y_m} > \sigma_d = \frac{M_{pp}^* + M_{su}^*}{W_{f-ef}}$$

fm,d =	22,5	N/mm2	>	σd =	15,65	N/mm2	70%
--------	------	-------	---	------	-------	-------	-----

Estado límite último cortante:

$$f_{vd} = k_{mod} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{vk}}{Y_m} > \tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_{pp}^* + V_{su}^*}{k_{cr} \cdot A_{f-ef}}$$

fv,d =	4,25	N/mm2	>	τd =	1,4	N/mm2	33%
--------	------	-------	---	------	-----	-------	-----

Estado límite último rasante:

$$\varphi_d = n \cdot 0,78 \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{h,d} \cdot F_{yd}}}{s} > R_d = \frac{0,8 \cdot (V_{pp}^* + V_{su}^*)}{0,9 \cdot H}$$

yd =	45,4	N/mm2	>	Rd=	31,7	N/mm2	70%
------	------	-------	---	-----	------	-------	-----

Condición de cumplimiento:			
fm,d =	>	σd =	1
fv,d =	>	τd =	1
yd =	>	Rd=	1
CUMPLE			

COMPROBACIÓN DE FLECHA

La flecha de n elemento estructural se compone de dos términos, la instantánea y la diferid, causada por la fluencia del material, que en el caso de la madera es bastante apreciable.

La flecha instantánea, se calcula con la formulación tradicional de la resistencia de materiales; al tratarse de un Estado Límite de Servicio y no Estado límite último, las cargas no se mayoran.

$\delta' =$	0,01302
-------------	---------

$$\delta = \delta' \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

La formulación de la flecha total de una viga de madera sera:

$$\delta_{tot} = \delta_{pp} \cdot (1 + k_{def}) + \delta_{su} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

Dónde: $K_{def} = 0,60$	es el factor de fluencia para CS 1
Dónde: $\psi_2 = 0,30$	para cargas de corta duración

qpp: 1,197 N/mm

qsu: 2,1 N/mm

$\delta_{pp} =$	2,39	mm	Flecha instantanea debida a carga permanente
$\delta_{su} =$	4,20	mm	Flecha instantanea debida a sobrecarga de uso

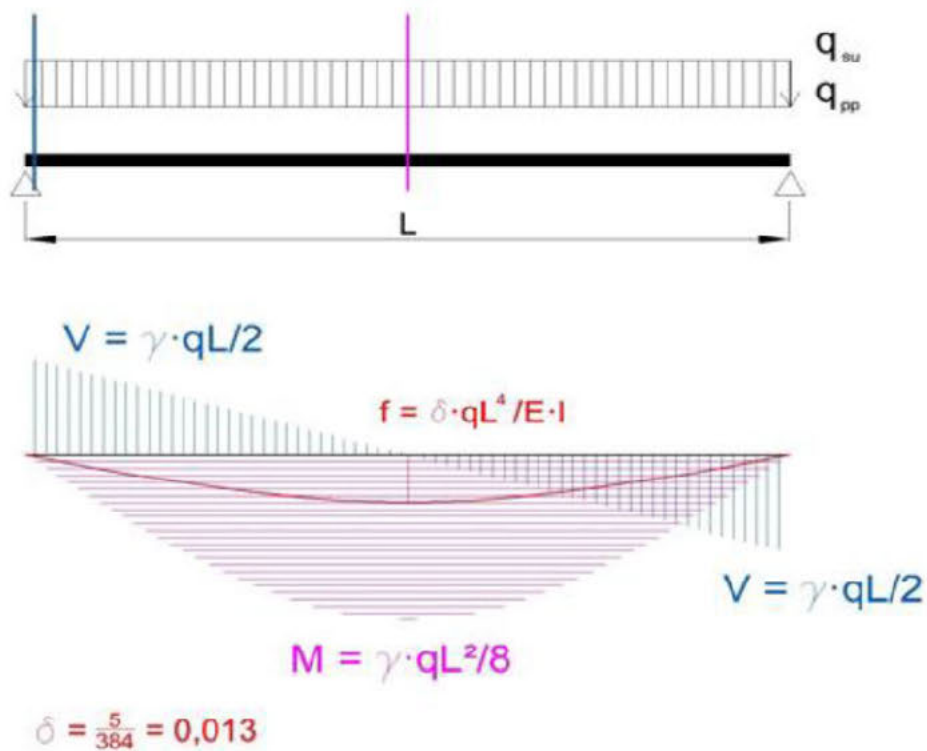
Triple condición de cumplimiento				
Para garantizar la integridad de elementos constructivos, la flecha debida a la fluencia, más la motivada por la carga variable no ha de ser superior a :				
$K_{def} \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su}$	<	L/400		
6,39052986	<	13,5	mm	Cumple 845
Para asegurar el confort de los usuarios la flecha debida a cargas de corta duración deberá ser inferior a L/350				
$\delta_{su} =$	<	L/350		
4,20	<	15,4285714	mm	Cumple 1286,09054
La apariencia de la obra será adecuada cuando la flecha no supere L/300 con cualquier combinación de carga				
$(1 + K_{def}) \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su} \cdot \psi_2$	<	L/300		
5,31564442	<	18	mm	Cumple 1015,86931

Cargas y características geométricas del forjado

q_{su}=	5,0 KN/m ² , sobrecarga superficial de uso
q_{pp}=	1,6 KN/m ² , carga superficial peso propio (sin incluir la losa de hormigón)

L=	5,4 m, longitud de cálculo de la vigueta
L1=	0,42 m, separación entre viguetas
h1=	5 cm, canto de la losa de hormigón (HA25)

q_{ppv}=	1,197 KN/m
-------------------------	------------



Esfuerzos sin mayorar:		
M_{su}=	7,65 m.KN	
M_{pp}=	4,36 m.KN	
V_{su}=	5,67 KN	
V_{pp}=	3,23 KN	

Comprobación estructural de forjados mixtos madera - hormigón sometidas a carga de fuego

Estructura: Convento en Lozoya

Elemento: Forjado 7 planta primera

Características de la vigueta de madera

En esta sección definimos las características de las viguetas de madera (clase resistente, ambiente interior, dimensiones) y las condiciones de su exposición al incendio.

Clase de madera:	C22	CONÍFERA
------------------	-----	----------

$f_{m,k}$	22,0	N/mm ²	Resistencia característica a flexión
$f_{v,k}$	3,8	N/mm ²	Resistencia característica a cortante
$f_{c,90,k}$	2,4	N/mm ²	Resist. Caract. a compresión perpendicular
$f_{h,d}$	16,0	N/mm ²	Resist. madera al aplastamiento
E_m	10,0	KN/mm ²	Módulo elasticidad medio
ρ_m	4,1	KN/m ³	Densidad media

Resistencia al fuego:	R-60
-----------------------	------

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

k_0	1
d_0	7 mm

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t$$

siendo:

β_n velocidad de carbonización nominal. Se determinará de acuerdo con E.2.3;

t tiempo de exposición al fuego.

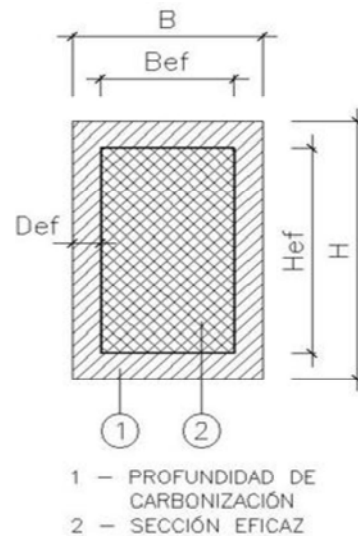
β_n	0,8 mm/min
t	60 min

d_{ef}	55 mm	Profundidad de carbonización.
----------	-------	-------------------------------

Caras expuestas:	Inferior y laterales
Clases de servicio:	CS1

Dimensiones:	$B(\text{cm})$	14	Ancho
	$H(\text{cm})$	25	Canto

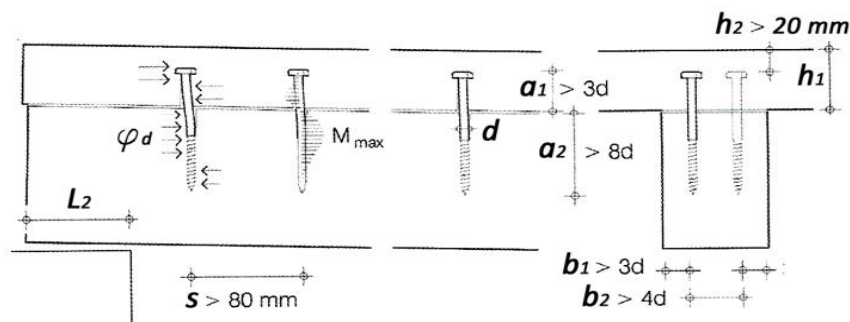
$H_f(\text{cm})$	37,5	Canto efectivo
------------------	------	----------------



Según lo indicado en el documento DAV-SE M, sección 5.5; para forjados mixtos con conexión parcial, podemos considerar (del lado de la seguridad) un canto $H_f = 1,50 \cdot H$ (para la comprobación de cortante y de flecha) y un momento resistente $W_f = 1,50 \cdot W$ (para la comprobación de flexión). Para evaluar los efectos del incendio se define una profundidad de carbonización (que depende del tiempo de exposición y el tipo de madera) a deducir de la sección inicial.

Características de la conexión madera hormigón

En esta sección definimos las características de la conexión entre las viguetas de madera y la losa de hormigón. Para ello se emplearán tirafondos de acero con límite elástico $F_{yd} > 500 \text{ N/mm}^2$. La compatibilidad geométrica de esta unión se define en la siguiente figura



h_1	5
h_2	2

d (cm)=	1	Diámetro del tirafondo
n (ud.)=	1	Número de conectores por sección
s (cm)=	15	Separación entre conectores
Fyd (N/mm2)>	500	Límite elástico del tirafondo

a1 (cm) >	3	Penetración mínima en hormigón
a2 (cm) >	8	Penetración mínima en madera
b1 (cm) >	3	Separación a bordes
b2 (cm) >	4	Separación entre tirafondos

Canto mínimo de la vigueta:	
h2 + a1 =	5 < h1

Anchura mínima de la vigueta:	
2 · B1 + b2 =	10 < b

PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Propiedades estructurales de la sección mixta madera-hormigón

Af =	525	cm2
Peso =	0,1435	KN/m

If =	61523	cm4
Wf =	4922	cm3

Propiedades estructurales de la sección mixta considerando incendio

B ef=	3	cm
Hf ef=	32	cm
Af ef=	96	cm2

If ef=	8192	cm4
Wf ef=	768	cm3

Cargas y coeficientes:

M*pp=	4,36	m.KN
V*pp=	3,23	KN
ypp=	1	

M*su=	7,65	m.KN	Momento flector mayorado
V*su=	5,67	KN	Cortante mayorado
ysu=	1		Coef. Mayoración cargas

Kcr =	1	Factor de corrección por influencia de fendas en esfuerzo cortante
Kfi =	1,25	Factor de modificación en situación de incendio
K mod =	1	Factor de modificación según ambiente y tipo de carga
Kh =	1	Coef. Que depende del tamaño relativo de la sección
ym=	1	Coef. Parcial de seguridad para cálculo en situación de incendio

COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

Estado límite último flexión:

$$f_{md} = k_{mod} \cdot k_h \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{mk}}{Y_m} > \sigma_d = \frac{M_{pp}^* + M_{su}^*}{W_{f-ef}}$$

fm,d =	27,5	N/mm2	>	σd =	15,65	N/mm2	57%
--------	------	-------	---	------	-------	-------	-----

Estado límite último cortante:

$$f_{vd} = k_{mod} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{vk}}{Y_m} > \tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_{pp}^* + V_{su}^*}{k_{cr} \cdot A_{f-ef}}$$

fv,d =	4,75	N/mm2	>	τd =	1,4	N/mm2	29%
--------	------	-------	---	------	-----	-------	-----

Estado límite último rasante:

$$\varphi_d = n \cdot 0,78 \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{h,d} \cdot F_{yd}}}{s} > R_d = \frac{0,8 \cdot (V_{pp}^* + V_{su}^*)}{0,9 \cdot H}$$

yd =	45,4	N/mm2	>	Rd=	31,7	N/mm2	70%
------	------	-------	---	-----	------	-------	-----

Condición de cumplimiento:			
fm,d =	>	σd =	1
fv,d =	>	τd =	1
yd =	>	Rd=	1
CUMPLE			

COMPROBACIÓN DE FLECHA

La flecha de n elemento estructural se compone de dos términos, la instantanea y la diferid, causada por la fluencia del material, que en el caso de la madera es bastante apreciable.

La flecha instantánea, se calcula con la formulación tradicional de la resistencia de materiales; al tratarse de un Estado Límite de Servicio y no Estado límite último, las cargas no se mayoran.

$\delta' =$	0,01302
-------------	---------

$$\delta = \delta' \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

La formulación de la flecha total de una viga de madera sera:

$$\delta_{tot} = \delta_{pp} \cdot (1 + k_{def}) + \delta_{su} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

Dónde: $K_{def} = 0,60$	es el factor de fluencia para CS 1
Dónde: $\psi_2 = 0,30$	para cargas de corta duración

qpp: 1,197 N/mm

qsu: 2,1 N/mm

$\delta_{pp} =$	2,15	mm	Flecha instantanea debida a carga permanente
$\delta_{su} =$	3,78	mm	Flecha instantanea debida a sobrecarga de uso

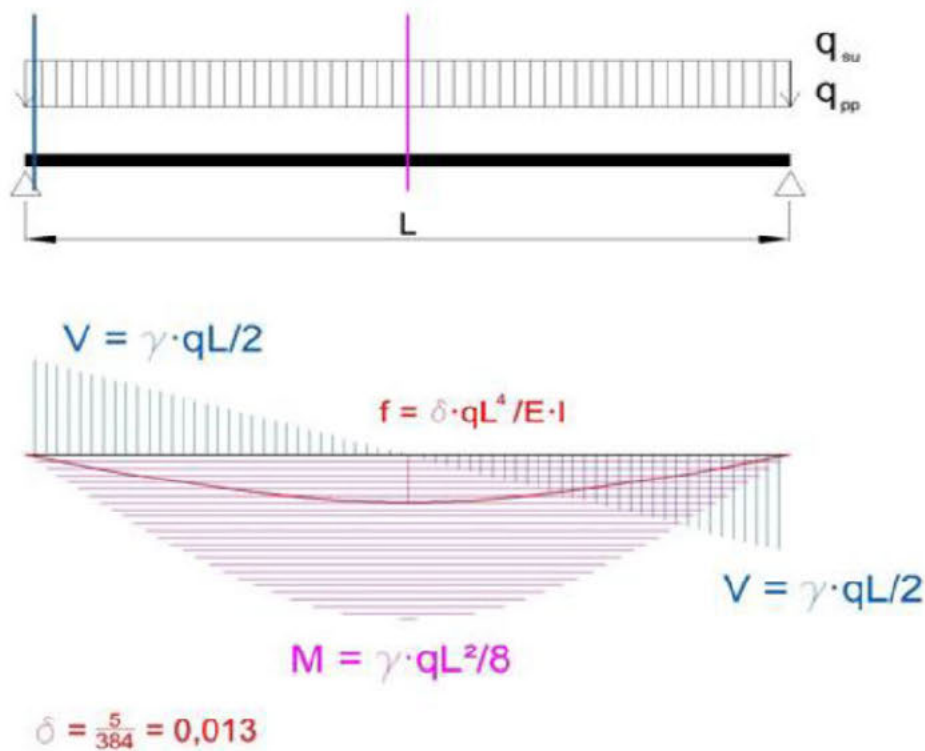
Triple condición de cumplimiento				
Para garantizar la integridad de elementos constructivos, la flecha debida a la fluencia, más la motivada por la carga variable no ha de ser superior a :				
$K_{def} \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su}$	<	L/400		
5,75147687	<	13,5	mm	Cumple 939
Para asegurar el confort de los usuarios la flecha debida a cargas de corta duración deberá ser inferior a L/350				
$\delta_{su} =$	<	L/350		
3,78	<	15,4285714	mm	Cumple 1428,98949
La apariencia de la obra será adecuada cuando la flecha no supere L/300 con cualquier combinación de carga				
$(1 + K_{def}) \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su} \cdot \psi_2$	<	L/300		
4,78407998	<	18	mm	Cumple 1128,74367

Cargas y características geométricas del forjado

q_{su}=	5,0 KN/m ² , sobrecarga superficial de uso
q_{pp}=	1,6 KN/m ² , carga superficial peso propio (sin incluir la losa de hormigón)

L=	5,4 m, longitud de cálculo de la vigueta
L1=	0,42 m, separación entre viguetas
h1=	5 cm, canto de la losa de hormigón (HA25)

q_{ppv}=	1,197 KN/m
-------------------------	------------



Esfuerzos sin mayorar:		
M_{su}=	7,65 m.KN	
M_{pp}=	4,36 m.KN	
V_{su}=	5,67 KN	
V_{pp}=	3,23 KN	

Comprobación estructural de forjados mixtos madera - hormigón sometidas a carga de fuego

Estructura: Convento en Lozoya

Elemento: Forjado 8 planta primera

Características de la vigueta de madera

En esta sección definimos las características de las viguetas de madera (clase resistente, ambiente interior, dimensiones) y las condiciones de su exposición al incendio.

Clase de madera:	C22	CONÍFERA
------------------	-----	----------

$f_{m,k}$	22,0	N/mm ²	Resistencia característica a flexión
$f_{v,k}$	3,8	N/mm ²	Resistencia característica a cortante
$f_{c,90,k}$	2,4	N/mm ²	Resist. Caract. a compresión perpendicular
$f_{h,d}$	16,0	N/mm ²	Resist. madera al aplastamiento
E_m	10,0	KN/mm ²	Módulo elasticidad medio
ρ_m	4,1	KN/m ³	Densidad media

Resistencia al fuego:	R-60
-----------------------	------

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

k_0	1
d_0	7 mm

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t$$

siendo:

β_n velocidad de carbonización nominal. Se determinará de acuerdo con E.2.3;

t tiempo de exposición al fuego.

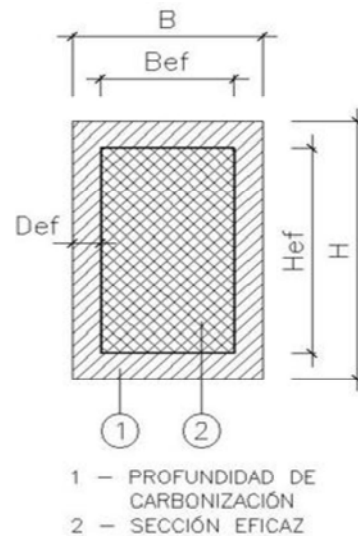
β_n	0,8 mm/min
t	60 min

d_{ef}	55 mm	Profundidad de carbonización.
----------	-------	-------------------------------

Caras expuestas:	Inferior y laterales
Clases de servicio:	CS1

Dimensiones:	$B(\text{cm})$	14	Ancho
	$H(\text{cm})$	25	Canto

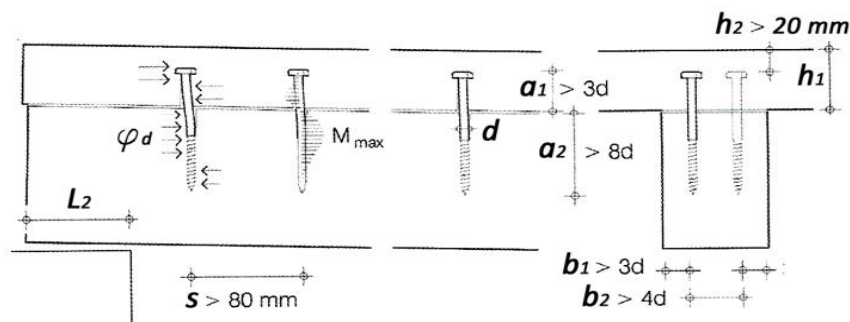
$H_f(\text{cm})$	37,5	Canto efectivo
------------------	------	----------------



Según lo indicado en el documento DAV-SE M, sección 5.5; para forjados mixtos con conexión parcial, podemos considerar (del lado de la seguridad) un canto $H_f = 1,50 \cdot H$ (para la comprobación de cortante y de flecha) y un momento resistente $W_f = 1,50 \cdot W$ (para la comprobación de flexión). Para evaluar los efectos del incendio se define una profundidad de carbonización (que depende del tiempo de exposición y el tipo de madera) a deducir de la sección inicial.

Características de la conexión madera hormigón

En esta sección definimos las características de la conexión entre las viguetas de madera y la losa de hormigón. Para ello se emplearán tirafondos de acero con límite elástico $F_{yd} > 500 \text{ N/mm}^2$. La compatibilidad geométrica de esta unión se define en la siguiente figura



h_1	5
h_2	2

d (cm)=	1	Diámetro del tirafondo
n (ud.)=	1	Número de conectores por sección
s (cm)=	15	Separación entre conectores
Fyd (N/mm2)>	500	Límite elástico del tirafondo

a1 (cm) >	3	Penetración mínima en hormigón
a2 (cm) >	8	Penetración mínima en madera
b1 (cm) >	3	Separación a bordes
b2 (cm) >	4	Separación entre tirafondos

Canto mínimo de la vigueta:	
h2 + a1 =	5 < h1

Anchura mínima de la vigueta:	
2 · B1 + b2 =	10 < b

PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Propiedades estructurales de la sección mixta madera-hormigón

Af =	525	cm2
Peso =	0,1435	KN/m

If =	61523	cm4
Wf =	4922	cm3

Propiedades estructurales de la sección mixta considerando incendio

B ef =	3	cm
Hf ef =	32	cm
Af ef =	96	cm2

If ef =	8192	cm4
Wf ef =	768	cm3

Cargas y coeficientes:

M*pp =	4,86	m.KN
V*pp =	3,41	KN
γpp =	1	

M*su =	8,53	m.KN	Momento flector mayorado
V*su =	5,99	KN	Cortante mayorado
γsu =	1		Coef. Mayoración cargas

Kcr =	1	Factor de corrección por influencia de fendas en esfuerzo cortante
Kfi =	1,25	Factor de modificación en situación de incendio
K mod =	1	Factor de modificación según ambiente y tipo de carga
Kh =	1	Coef. Que depende del tamaño relativo de la sección
γm =	1	Coef. Parcial de seguridad para cálculo en situación de incendio

COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL

Estado límite último flexión:

$$f_{md} = k_{mod} \cdot k_h \cdot \frac{k_{fi} \cdot f_{mk}}{Y_m} > \sigma_d = \frac{M_{pp}^* + M_{su}^*}{W_{f-ef}}$$

fm,d =	27,5	N/mm2	>	σd =	17,43	N/mm2
--------	------	-------	---	------	-------	-------

63%

Estado límite último cortante:

$$f_{vd} = k_{mod} \cdot k_{fi} \cdot \frac{f_{vk}}{Y_m} > \tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_{pp}^* + V_{su}^*}{k_{cr} \cdot A_{f-ef}}$$

fv,d =	4,75	N/mm2	>	τd =	1,5	N/mm2
--------	------	-------	---	------	-----	-------

31%

Estado límite último rasante:

$$\varphi_d = n \cdot 0,78 \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{h,d} \cdot F_{yd}}}{s} > R_d = \frac{0,8 \cdot (V_{pp}^* + V_{su}^*)}{0,9 \cdot H}$$

γd =	45,4	N/mm2	>	Rd =	33,4	N/mm2
------	------	-------	---	------	------	-------

74%

Condición de cumplimiento:			
fm,d =	>	σd =	1
fv,d =	>	τd =	1
γd =	>	Rd =	1
CUMPLE			

COMPROBACIÓN DE FLECHA

La flecha de n elemento estructural se compone de dos términos, la instantánea y la diferid, causada por la fluencia del material, que en el caso de la madera es bastante apreciable.

La flecha instantánea, se calcula con la formulación tradicional de la resistencia de materiales; al tratarse de un Estado Límite de Servicio y no Estado límite último, las cargas no se mayoran.

$\delta' =$	0,01302
-------------	---------

$$\delta = \delta' \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

La formulación de la flecha total de una viga de madera sera:

$$\delta_{tot} = \delta_{pp} \cdot (1 + k_{def}) + \delta_{su} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

Dónde: $K_{def} = 0,60$	es el factor de fluencia para CS 1
Dónde: $\psi_2 = 0,30$	para cargas de corta duración

qpp: 1,197 N/mm

qsu: 2,1 N/mm

$\delta_{pp} =$	2,67	mm	Flecha instantanea debida a carga permanente
$\delta_{su} =$	4,69	mm	Flecha instantanea debida a sobrecarga de uso

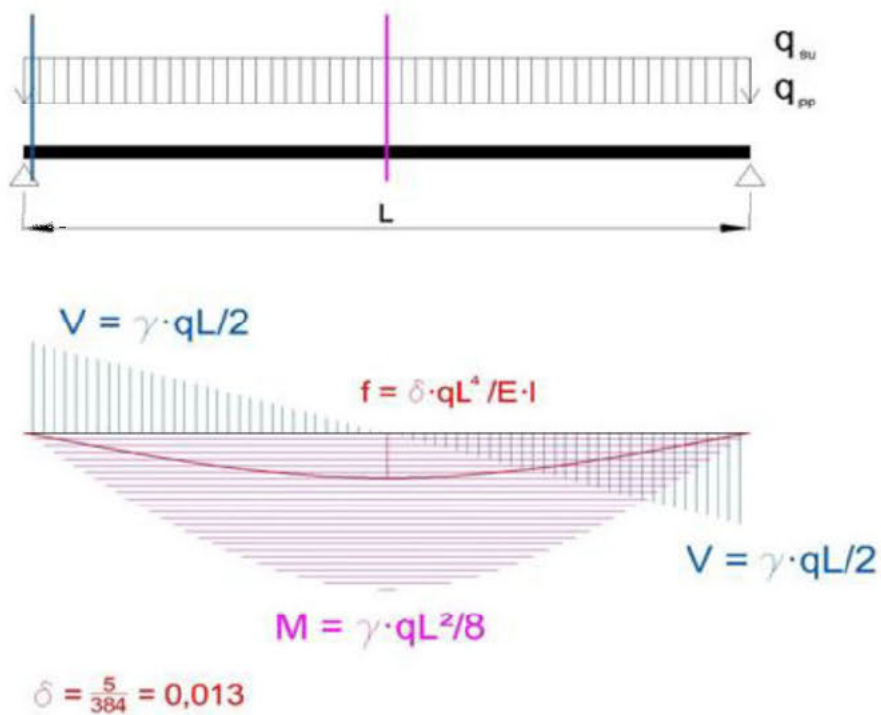
Triple condición de cumplimiento					
Para garantizar la integridad de elementos constructivos, la flecha debida a la fluencia, más la motivada por la carga variable no ha de ser superior a :					
$K_{def} \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su}$	<	L/400			
7,14009124	<	14,25 mm	Cumple	798	
Para asegurar el confort de los usuarios la flecha debida a cargas de corta duración deberá ser inferior a L/350					
$\delta_{su} =$	<	L/350			
4,69	<	16,2857143 mm	Cumple	1215,02649	
La apariencia de la obra será adecuada cuando la flecha no supere L/300 con cualquier combinación de carga					
$(1 + K_{def}) \cdot \delta_{pp} + (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) \cdot \delta_{su} \cdot \psi_2$	<	L/300			
5,93912977	<	19 mm	Cumple	959,736565	

Cargas y características geométricas del forjado

q_{su}=	5,0	KN/m ² , sobrecarga superficial de uso
q_{pp}=	1,6	KN/m ² , carga superficial peso propio (sin incluir la losa de hormigón)

L=	5,7	m, longitud de cálculo de la vigueta
L1=	0,42	m, separación entre viguetas
h1=	5	cm, canto de la losa de hormigón (HA25)

q_{ppv}=	1,197	KN/m
-------------------------	-------	------



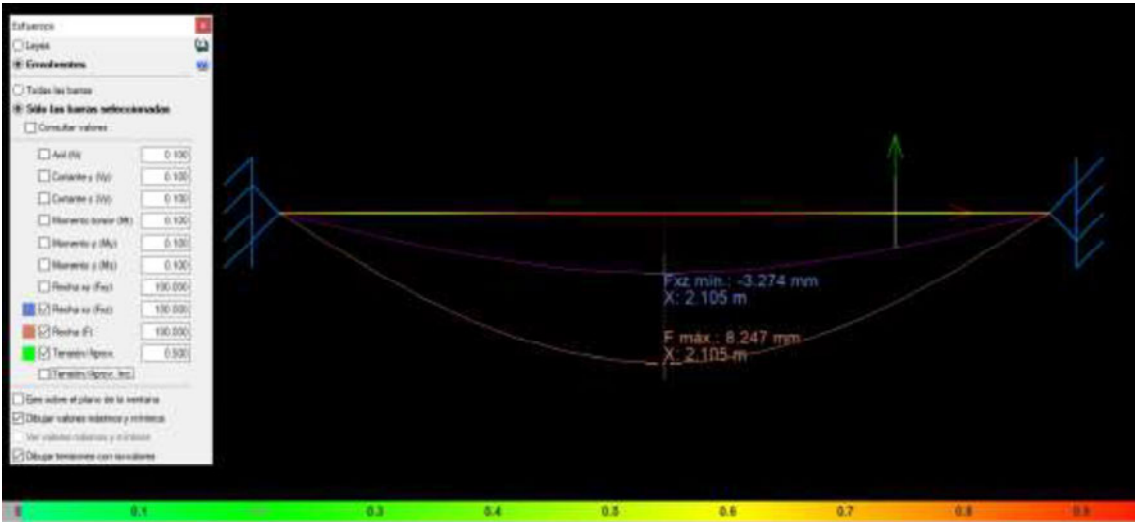
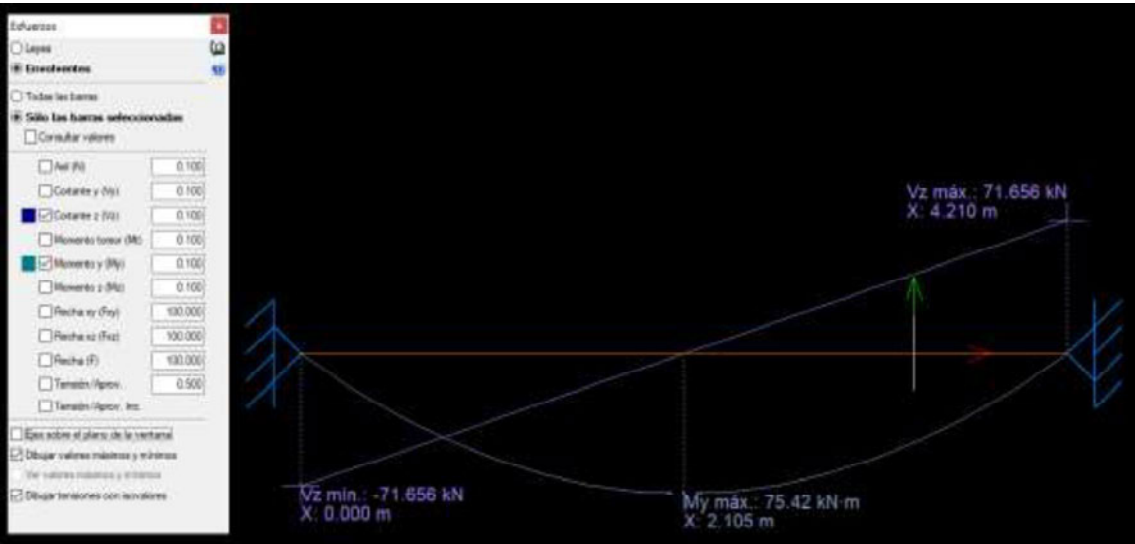
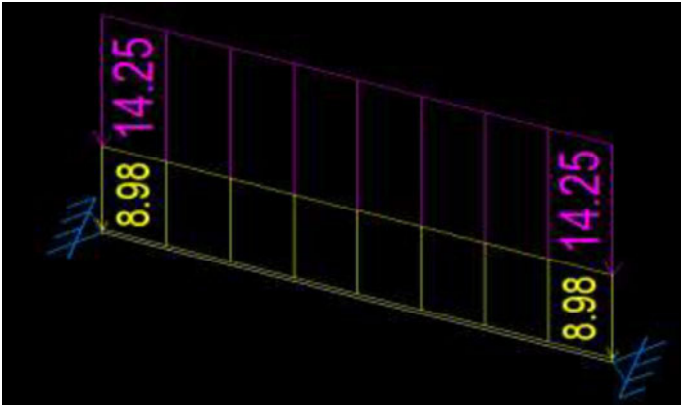
Esfuerzos sin mayorar:		
M_{su}=	8,53	m.KN
M_{pp}=	4,86	m.KN
V_{su}=	5,99	KN
V_{pp}=	3,41	KN

C-2 Dimensionamiento de vigas:

Viga 1 – sección 25x40:

Forjado de aporte F8

Luz: 5.70m



Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\underline{0.955}} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.105 m del nudo N1, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que la correspondiente longitud de pandeo es nula.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\sigma_{m,d} = |M_d| / W_{el}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

W_{el} : Módulo resistente elástico de la sección transversal

$f_{m,d}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{m,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

Donde:

Clase de duración de la carga

Clase de servicio

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

k_h : Factor de altura, dado por:

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_h = 1.0$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d}^+ &: \underline{\underline{11.31}} \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d}^- &: \underline{\underline{0.00}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y,d}^+ &: \underline{\underline{75.42}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{y,d}^- &: \underline{\underline{0.00}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ W_{el,y} &: \underline{\underline{6666.67}} \text{ cm}^3 \\ f_{m,y,d}^+ &: \underline{\underline{11.85}} \text{ MPa} \\ f_{m,y,d}^- &: \underline{\underline{10.15}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{mod}^+ &: \underline{\underline{0.70}} \\ k_{mod}^- &: \underline{\underline{0.60}} \end{aligned}$$

$$\text{Clase}^+ : \underline{\underline{Larga\ duración}}$$

$$\text{Clase}^- : \underline{\underline{Permanente}}$$

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$$f_{m,k} : \underline{\underline{22.00}} \text{ MPa}$$

$$k_h : \underline{\underline{1.00}}$$

$$\gamma_M : \underline{\underline{1.30}}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.784} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N1, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

Donde:

τ_d : Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d} : \underline{1.60} \text{ MPa}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{71.66} \text{ kN}$$

A : Área de la sección transversal

$$A : \underline{1000.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d} : \underline{2.05} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación por la duración de la carga (Larga duración) y el contenido de humedad (Clase de servicio 1)

$$k_{mod} : \underline{0.70}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_M : \underline{1.30}$$

Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{f_{m,y,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\underline{0.678}} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.105 m del nudo N1, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que la correspondiente longitud de pandeo es nula.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d,fi}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d,fi}^+ & : \underline{\underline{18.64}} \quad \text{MPa} \\ \sigma_{m,y,d,fi}^- & : \underline{\underline{0.00}} \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{m,d,fi} = |M_d| / W_{el,fi}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

$$M_{y,d}^+ : \underline{\underline{36.57}} \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,d}^- : \underline{\underline{0.00}} \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$W_{el,fi}$: Módulo resistente elástico de la sección transversal

$$W_{el,y,fi} : \underline{\underline{1962.33}} \quad \text{cm}^3$$

$f_{m,d,fi}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,y,d,fi} : \underline{\underline{27.50}} \quad \text{MPa}$$

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot k_{h,fi} \cdot f_{m,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

Donde:

Clase de duración de la carga

$$\text{Clase}^+ : \underline{\underline{Larga duración}}$$

Clase de servicio

$$\text{Clase}^- : \underline{\underline{Permanente}}$$

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$k_{h,fi}$: Factor de altura, dado por:

$$f_{m,k} : \underline{\underline{22.00}} \quad \text{MPa}$$

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_{h,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

$$k_{h,fi} = 1.0$$

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{\underline{1.25}}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d,fi}}{f_{v,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.403} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N1, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

Donde:

$\tau_{d,fi}$: Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d,fi} : \underline{1.92} \text{ MPa}$$

$$\tau_{d,fi} = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A_{fi} \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{34.75} \text{ kN}$$

A_{fi} : Área de la sección transversal

$$A_{fi} : \underline{406.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d,fi}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d,fi} : \underline{4.75} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{v,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{1.00}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{1.00}$$

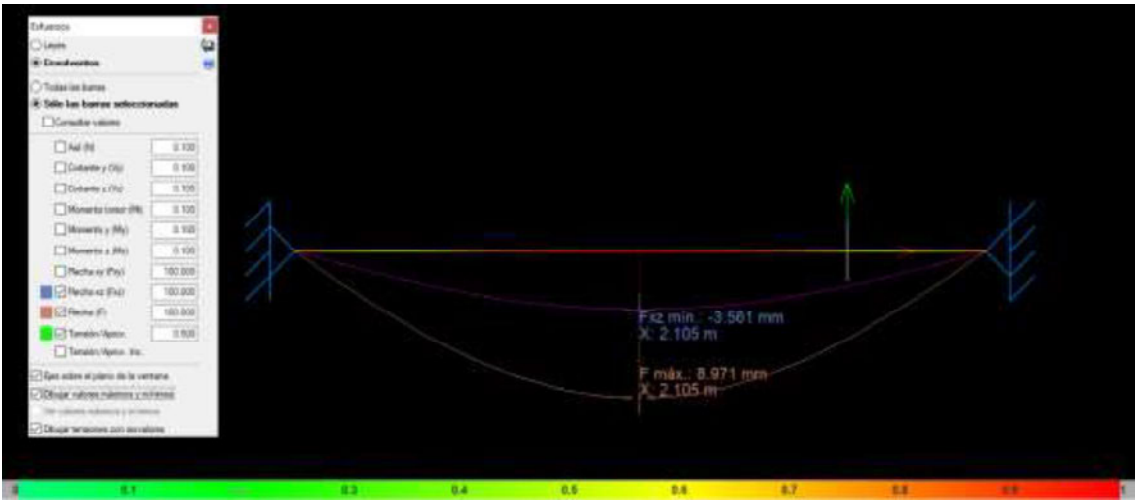
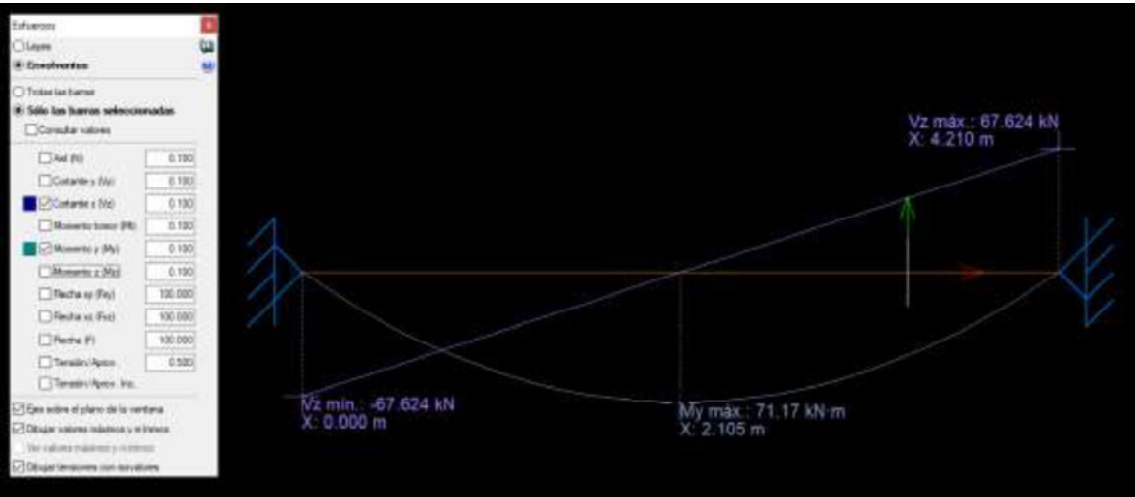
k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{1.25}$$

Viga 2 / 4 – sección 25x38:

Forjado de aporte F7

Luz: 5.20m



Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\underline{0.999}} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.105 m del nudo N3, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que la correspondiente longitud de pandeo es nula.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\sigma_{m,d} = |M_d| / W_{el}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

W_{el} : Módulo resistente elástico de la sección transversal

$f_{m,d}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{m,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

Donde:

Clase de duración de la carga

Clase de servicio

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

k_h : Factor de altura, dado por:

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_h = 1.0$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d}^+ &: \underline{\underline{11.83}} \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d}^- &: \underline{\underline{0.00}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y,d}^+ &: \underline{\underline{71.17}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{y,d}^- &: \underline{\underline{0.00}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ W_{el,y} &: \underline{\underline{6016.67}} \text{ cm}^3 \\ f_{m,y,d}^+ &: \underline{\underline{11.85}} \text{ MPa} \\ f_{m,y,d}^- &: \underline{\underline{10.15}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{mod}^+ &: \underline{\underline{0.70}} \\ k_{mod}^- &: \underline{\underline{0.60}} \end{aligned}$$

$$\text{Clase}^+ : \underline{\underline{Larga\ duración}}$$

$$\text{Clase}^- : \underline{\underline{Permanente}}$$

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$$f_{m,k} : \underline{\underline{22.00}} \text{ MPa}$$

$$k_h : \underline{\underline{1.00}}$$

$$\gamma_M : \underline{\underline{1.30}}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.779} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N3, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

Donde:

τ_d : Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d} : \underline{1.59} \text{ MPa}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{67.62} \text{ kN}$$

A : Área de la sección transversal

$$A : \underline{950.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d} : \underline{2.05} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación por la duración de la carga (Larga duración) y el contenido de humedad (Clase de servicio 1)

$$k_{mod} : \underline{0.70}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_M : \underline{1.30}$$

Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{f_{m,y,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\underline{0.738}} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.105 m del nudo N3, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que la correspondiente longitud de pandeo es nula.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d,fi}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d,fi}^+ & : \underline{\underline{20.29}} \quad \text{MPa} \\ \sigma_{m,y,d,fi}^- & : \underline{\underline{0.00}} \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{m,d,fi} = |M_d| / W_{el,fi}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

$$M_{y,d}^+ : \underline{\underline{34.51}} \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,d}^- : \underline{\underline{0.00}} \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$W_{el,fi}$: Módulo resistente elástico de la sección transversal

$$W_{el,y,fi} : \underline{\underline{1701.00}} \quad \text{cm}^3$$

$f_{m,d,fi}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,y,d,fi} : \underline{\underline{27.50}} \quad \text{MPa}$$

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot k_{h,fi} \cdot f_{m,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

Donde:

Clase de duración de la carga

$$\text{Clase}^+ : \underline{\underline{Larga duración}}$$

Clase de servicio

$$\text{Clase}^- : \underline{\underline{Permanente}}$$

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$k_{h,fi}$: Factor de altura, dado por:

$$f_{m,k} : \underline{\underline{22.00}} \quad \text{MPa}$$

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_{h,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

$$k_{h,fi} = 1.0$$

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{\underline{1.25}}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d,fi}}{f_{v,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.409} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N3, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

Donde:

$\tau_{d,fi}$: Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d,fi} : \underline{1.94} \text{ MPa}$$

$$\tau_{d,fi} = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A_{fi} \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{32.79} \text{ kN}$$

A_{fi} : Área de la sección transversal

$$A_{fi} : \underline{378.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d,fi}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d,fi} : \underline{4.75} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{v,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{1.00}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{1.00}$$

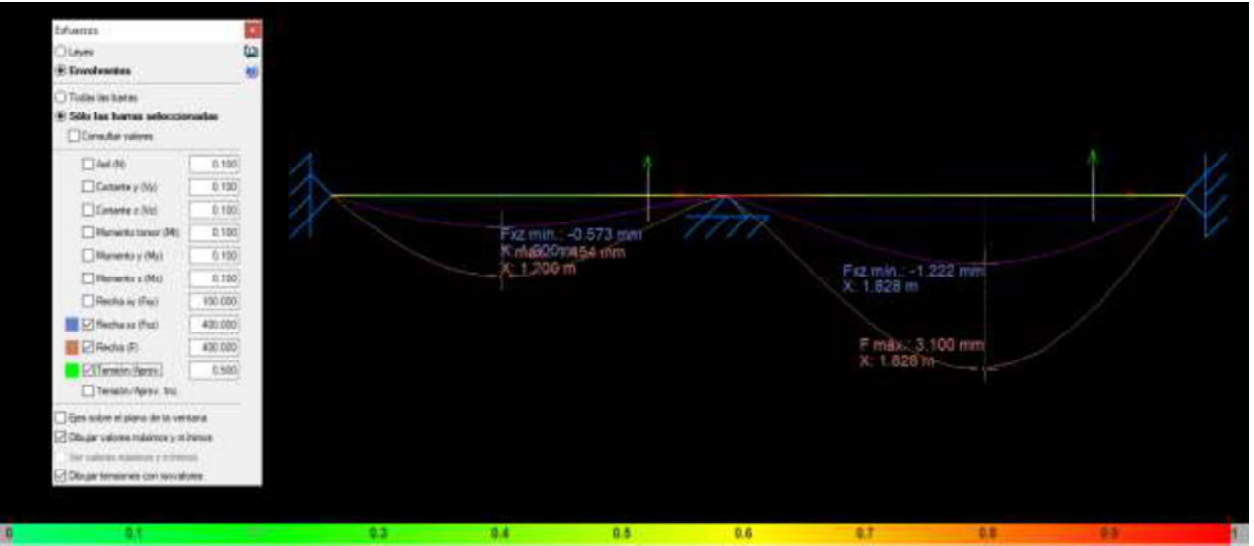
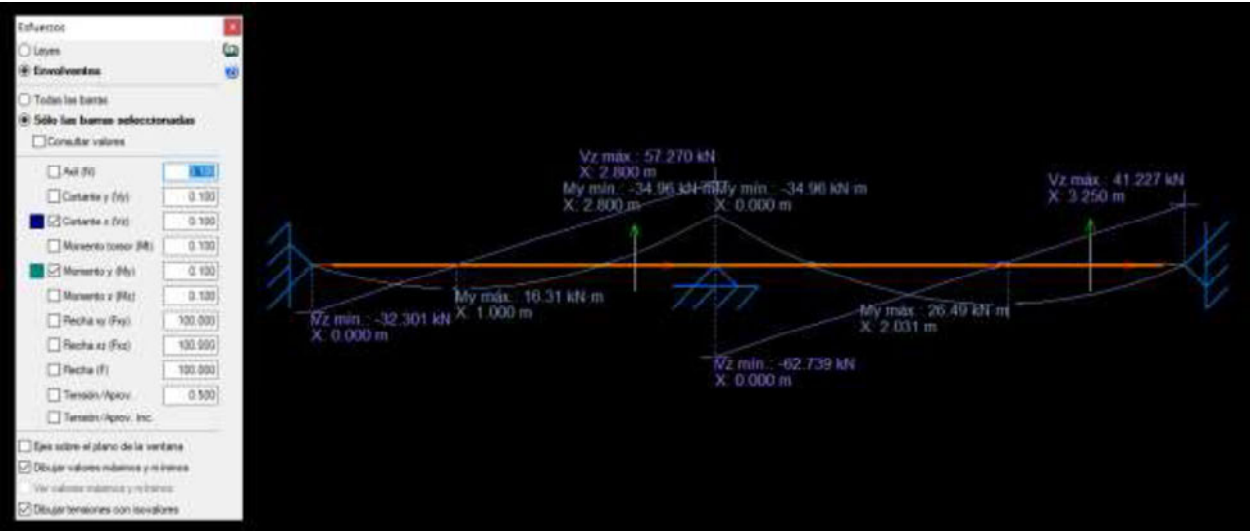
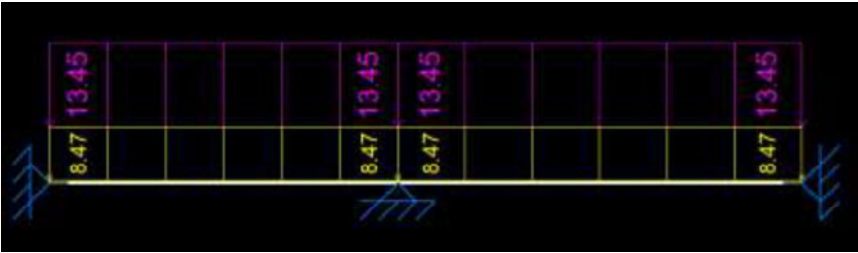
k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{1.25}$$

Viga 3 – sección 20x35:

Forjado de aporte F6

Luz: 5.20m



Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\quad 0.723 \quad}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N7, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que la correspondiente longitud de pandeo es nula.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\sigma_{m,y,d}^+ : \underline{\quad 0.00 \quad} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}^- : \underline{\quad 8.56 \quad} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} = |M_d| / W_{el}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

$$M_{y,d}^+ : \underline{\quad 0.00 \quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,d}^- : \underline{\quad 34.96 \quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

W_{el} : Módulo resistente elástico de la sección transversal

$$W_{el,y} : \underline{\quad 4083.33 \quad} \text{ cm}^3$$

$f_{m,d}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,y,d}^+ : \underline{\quad 10.15 \quad} \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d}^- : \underline{\quad 11.85 \quad} \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{m,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod}^+ : \underline{\quad 0.60 \quad}$$

$$k_{mod}^- : \underline{\quad 0.70 \quad}$$

Donde:

Clase de duración de la carga

$$\text{Clase}^+ : \underline{\quad \text{Permanente} \quad}$$

$$\text{Clase}^- : \underline{\quad \text{Larga duración} \quad}$$

Clase de servicio

$$\text{Clase} : \underline{\quad 1 \quad}$$

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

$$f_{m,k} : \underline{\quad 22.00 \quad} \text{ MPa}$$

k_h : Factor de altura, dado por:

$$k_h : \underline{\quad 1.00 \quad}$$

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_h = 1.0$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_M : \underline{\quad 1.30 \quad}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.895} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N7, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

Donde:

τ_d : Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d} : \underline{1.83} \text{ MPa}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{57.27} \text{ kN}$$

A : Área de la sección transversal

$$A : \underline{700.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d} : \underline{2.05} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación por la duración de la carga (Larga duración) y el contenido de humedad (Clase de servicio 1)

$$k_{mod} : \underline{0.70}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_M : \underline{1.30}$$

Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{f_{m,y,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\underline{0.712}} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N7, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que la correspondiente longitud de pandeo es nula.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d,fi}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d,fi}^+ &: \underline{\underline{0.00}} \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d,fi}^- &: \underline{\underline{19.57}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{m,d,fi} = |M_d| / W_{el,fi}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

$$M_{y,d}^+ : \underline{\underline{0.00}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,d}^- : \underline{\underline{16.91}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$W_{el,fi}$: Módulo resistente elástico de la sección transversal

$$W_{el,y,fi} : \underline{\underline{864.00}} \text{ cm}^3$$

$f_{m,d,fi}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,y,d,fi} : \underline{\underline{27.50}} \text{ MPa}$$

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot k_{h,fi} \cdot f_{m,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

Donde:

Clase de duración de la carga

$$\text{Clase}^+ : \underline{\underline{Permanente}}$$

$$\text{Clase}^- : \underline{\underline{Larga duración}}$$

Clase de servicio

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

$$f_{m,k} : \underline{\underline{22.00}} \text{ MPa}$$

$k_{h,fi}$: Factor de altura, dado por:

$$k_{h,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_{h,fi} = 1.0$$

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{\underline{1.25}}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d,fi}}{f_{v,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.605} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N7, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

Donde:

$\tau_{d,fi}$: Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d,fi} : \underline{2.87} \text{ MPa}$$

$$\tau_{d,fi} = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A_{fi} \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{27.71} \text{ kN}$$

A_{fi} : Área de la sección transversal

$$A_{fi} : \underline{216.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d,fi}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d,fi} : \underline{4.75} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{v,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{1.00}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{1.00}$$

k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{1.25}$$

Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\quad 0.723 \quad} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N7, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que la correspondiente longitud de pandeo es nula.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d}^+ &: \underline{\quad 0.00 \quad} \text{MPa} \\ \sigma_{m,y,d}^- &: \underline{\quad 8.56 \quad} \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{m,d} = |M_d| / W_{el}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

$$M_{y,d}^+ : \underline{\quad 0.00 \quad} \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,d}^- : \underline{\quad 34.96 \quad} \text{kN}\cdot\text{m}$$

W_{el} : Módulo resistente elástico de la sección transversal

$$W_{el,y} : \underline{\quad 4083.33 \quad} \text{cm}^3$$

$f_{m,d}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,y,d}^+ : \underline{\quad 10.15 \quad} \text{MPa}$$

$$f_{m,y,d}^- : \underline{\quad 11.85 \quad} \text{MPa}$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{m,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod}^+ : \underline{\quad 0.60 \quad}$$

$$k_{mod}^- : \underline{\quad 0.70 \quad}$$

Donde:

Clase de duración de la carga

$$\text{Clase}^+ : \underline{\quad \text{Permanente} \quad}$$

$$\text{Clase}^- : \underline{\quad \text{Larga duración} \quad}$$

Clase de servicio

$$\text{Clase} : \underline{\quad 1 \quad}$$

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

$$f_{m,k} : \underline{\quad 22.00 \quad} \text{MPa}$$

k_h : Factor de altura, dado por:

$$k_h : \underline{\quad 1.00 \quad}$$

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_h = 1.0$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_M : \underline{\quad 1.30 \quad}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.981} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N7, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

Donde:

τ_d : Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d} : \underline{2.01} \text{ MPa}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{62.74} \text{ kN}$$

A : Área de la sección transversal

$$A : \underline{700.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d} : \underline{2.05} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación por la duración de la carga (Larga duración) y el contenido de humedad (Clase de servicio 1)

$$k_{mod} : \underline{0.70}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_M : \underline{1.30}$$

Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{f_{m,y,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\underline{0.712}} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N7, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que la correspondiente longitud de pandeo es nula.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d,fi}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d,fi}^+ &: \underline{\underline{0.00}} \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d,fi}^- &: \underline{\underline{19.57}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{m,d,fi} = |M_d| / W_{el,fi}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

$$M_{y,d}^+ : \underline{\underline{0.00}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,d}^- : \underline{\underline{16.91}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$W_{el,fi}$: Módulo resistente elástico de la sección transversal

$$W_{el,y,fi} : \underline{\underline{864.00}} \text{ cm}^3$$

$f_{m,d,fi}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,y,d,fi} : \underline{\underline{27.50}} \text{ MPa}$$

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot k_{h,fi} \cdot f_{m,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

Donde:

Clase de duración de la carga

$$\text{Clase}^+ : \underline{\underline{Permanente}}$$

$$\text{Clase}^- : \underline{\underline{Larga duración}}$$

Clase de servicio

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

$$f_{m,k} : \underline{\underline{22.00}} \text{ MPa}$$

$k_{h,fi}$: Factor de altura, dado por:

$$k_{h,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_{h,fi} = 1.0$$

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{\underline{1.25}}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d,fi}}{f_{v,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.662} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N7, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

Donde:

$\tau_{d,fi}$: Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d,fi} : \underline{3.15} \text{ MPa}$$

$$\tau_{d,fi} = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A_{fi} \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{30.35} \text{ kN}$$

A_{fi} : Área de la sección transversal

$$A_{fi} : \underline{216.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d,fi}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d,fi} : \underline{4.75} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{v,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{1.00}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{1.00}$$

k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{1.25}$$

PROYECTO: REHABILITACIÓN ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN MARTIN - LOZOYA

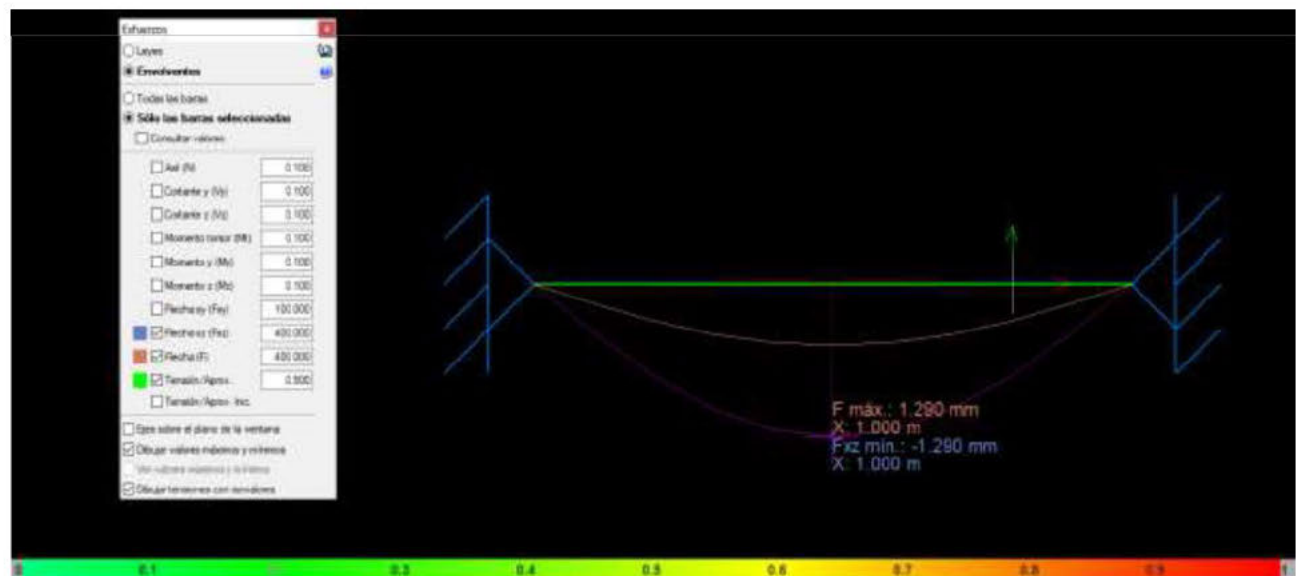
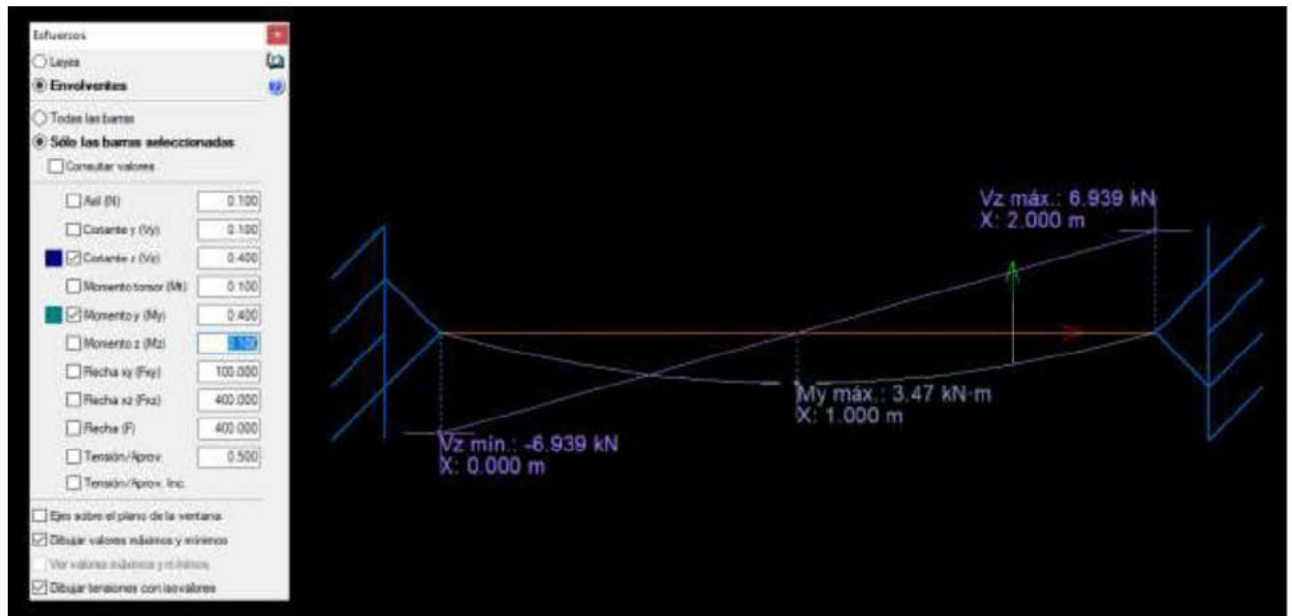
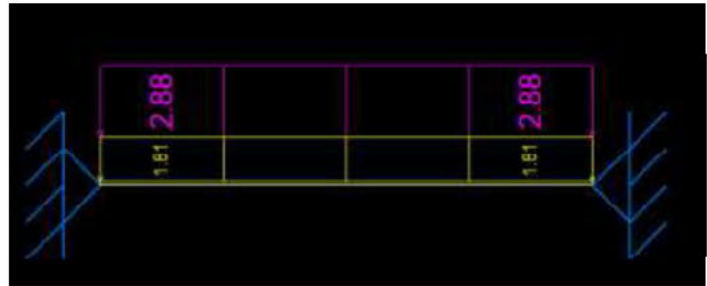
Diseño y comprobación estructural

Fecha: Abril 2024

Viga 5 – sección 18x18:

Forjado de aporte F5

Luz: 1.15m



Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\underline{0.301}} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 1.000 m del nudo N14, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que el módulo resistente elástico de la sección respecto al eje y es inferior o igual al módulo resistente elástico respecto al eje z.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\sigma_{m,d} = |M_d| / W_{el}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

W_{el} : Módulo resistente elástico de la sección transversal

$f_{m,d}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{m,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

Donde:

Clase de duración de la carga

Clase de servicio

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

k_h : Factor de altura, dado por:

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_h = 1.0$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d}^+ &: \underline{\underline{3.57}} \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d}^- &: \underline{\underline{0.00}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y,d}^+ &: \underline{\underline{3.47}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{y,d}^- &: \underline{\underline{0.00}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ W_{el,y} &: \underline{\underline{972.00}} \text{ cm}^3 \\ f_{m,y,d}^+ &: \underline{\underline{11.85}} \text{ MPa} \\ f_{m,y,d}^- &: \underline{\underline{10.15}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{mod}^+ &: \underline{\underline{0.70}} \\ k_{mod}^- &: \underline{\underline{0.60}} \end{aligned}$$

$$\text{Clase}^+ : \underline{\underline{Larga\ duración}}$$

$$\text{Clase}^- : \underline{\underline{Permanente}}$$

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$$f_{m,k} : \underline{\underline{22.00}} \text{ MPa}$$

$$k_h : \underline{\underline{1.00}}$$

$$\gamma_M : \underline{\underline{1.30}}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.234} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N14, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

Donde:

τ_d : Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d} : \underline{0.48} \text{ MPa}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{6.94} \text{ kN}$$

A : Área de la sección transversal

$$A : \underline{324.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d} : \underline{2.05} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación por la duración de la carga (Larga duración) y el contenido de humedad (Clase de servicio 1)

$$k_{mod} : \underline{0.70}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_M : \underline{1.30}$$

Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{f_{m,y,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\underline{0.923}} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 1.000 m del nudo N14, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que el módulo resistente elástico de la sección respecto al eje y es inferior o igual al módulo resistente elástico respecto al eje z.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d,fi}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\sigma_{m,d,fi} = |M_d| / W_{el,fi}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

$W_{el,fi}$: Módulo resistente elástico de la sección transversal

$f_{m,d,fi}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot k_{h,fi} \cdot f_{m,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

Donde:

Clase de duración de la carga

Clase de servicio

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

$k_{h,fi}$: Factor de altura, dado por:

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza inferiores a 150 mm:

$$k_{h,fi} = \min \left\{ (150 / h_{fi})^{0.2} ; 1.3 \right\}$$

Donde:

h_{fi} : Canto en flexión o mayor dimensión de la sección en tracción

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d,fi}^+ & : \underline{\underline{29.57}} \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d,fi}^- & : \underline{\underline{0.00}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y,d}^+ & : \underline{\underline{1.69}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{y,d}^- & : \underline{\underline{0.00}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ W_{el,y,fi} & : \underline{\underline{57.17}} \text{ cm}^3 \\ f_{m,y,d,fi} & : \underline{\underline{32.03}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$k_{mod,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

$$\text{Clase}^+ : \underline{\underline{Larga\ duración}}$$

$$\text{Clase}^- : \underline{\underline{Permanente}}$$

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$$f_{m,k} : \underline{\underline{22.00}} \text{ MPa}$$

$$k_{h,fi} : \underline{\underline{1.16}}$$

$$h_{fi} : \underline{\underline{70.00}} \text{ mm}$$

$$\gamma_{M,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

$$k_{fi} : \underline{\underline{1.25}}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d,fi}}{f_{v,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.325} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N14, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

Donde:

$\tau_{d,fi}$: Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d,fi} : \underline{1.54} \text{ MPa}$$

$$\tau_{d,fi} = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A_{fi} \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{3.38} \text{ kN}$$

A_{fi} : Área de la sección transversal

$$A_{fi} : \underline{49.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d,fi}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d,fi} : \underline{4.75} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{v,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{1.00}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

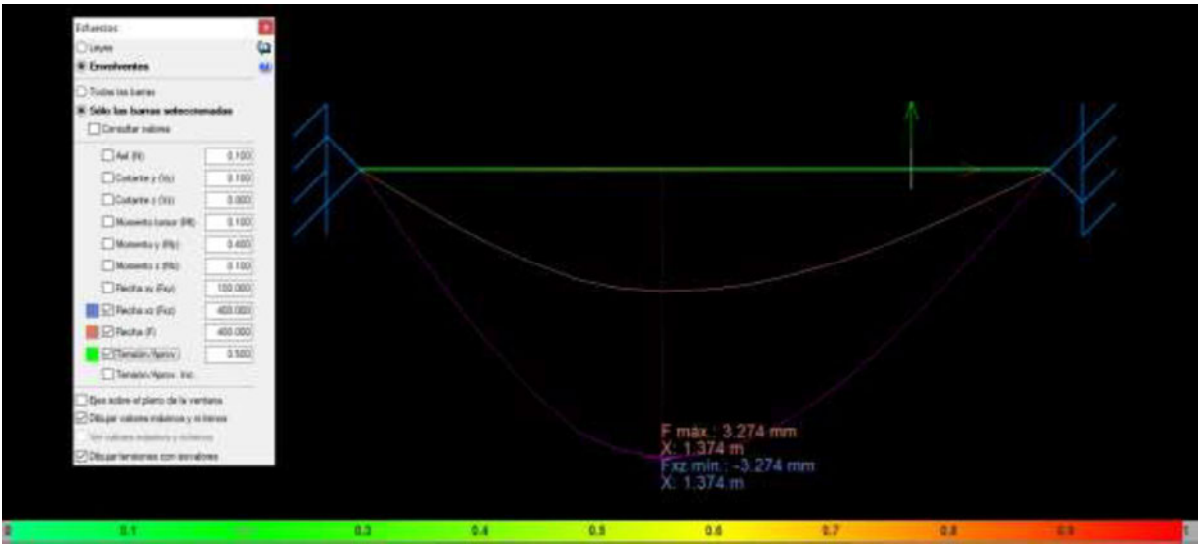
$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{1.00}$$

k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{1.25}$$

Viga 6 – sección 25x38:



Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\underline{0.421}} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 1.021 m del nudo N10, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que el módulo resistente elástico de la sección respecto al eje y es inferior o igual al módulo resistente elástico respecto al eje z.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\sigma_{m,d} = |M_d| / W_{el}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

W_{el} : Módulo resistente elástico de la sección transversal

$f_{m,d}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{m,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

Donde:

Clase de duración de la carga

Clase de servicio

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

k_h : Factor de altura, dado por:

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_h = 1.0$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d}^+ &: \underline{\underline{4.99}} \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d}^- &: \underline{\underline{0.00}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y,d}^+ &: \underline{\underline{4.85}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{y,d}^- &: \underline{\underline{0.00}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ W_{el,y} &: \underline{\underline{972.00}} \text{ cm}^3 \\ f_{m,y,d}^+ &: \underline{\underline{11.85}} \text{ MPa} \\ f_{m,y,d}^- &: \underline{\underline{10.15}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{mod}^+ &: \underline{\underline{0.70}} \\ k_{mod}^- &: \underline{\underline{0.60}} \end{aligned}$$

$$\text{Clase}^+ : \underline{\underline{Larga duración}}$$

$$\text{Clase}^- : \underline{\underline{Permanente}}$$

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$$f_{m,k} : \underline{\underline{22.00}} \text{ MPa}$$

$$k_h : \underline{\underline{1.00}}$$

$$\gamma_M : \underline{\underline{1.30}}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.164} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N10, para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+1.5·Q1.

Donde:

τ_d : Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d} : \underline{0.33} \text{ MPa}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$\mathbf{V_{z,d}} : \underline{4.84} \text{ kN}$$

A : Área de la sección transversal

$$\mathbf{A} : \underline{324.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$\mathbf{k_{cr}} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$\mathbf{f_{v,d}} : \underline{2.05} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación por la duración de la carga (Larga duración) y el contenido de humedad (Clase de servicio 1)

$$\mathbf{k_{mod}} : \underline{0.70}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$\mathbf{f_{v,k}} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\mathbf{\gamma_M} : \underline{1.30}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d,fi}}{f_{v,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.231} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N10, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

Donde:

$\tau_{d,fi}$: Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d,fi} : \underline{1.10} \text{ MPa}$$

$$\tau_{d,fi} = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A_{fi} \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{2.40} \text{ kN}$$

A_{fi} : Área de la sección transversal

$$A_{fi} : \underline{49.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d,fi}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d,fi} : \underline{4.75} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{v,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{1.00}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{1.00}$$

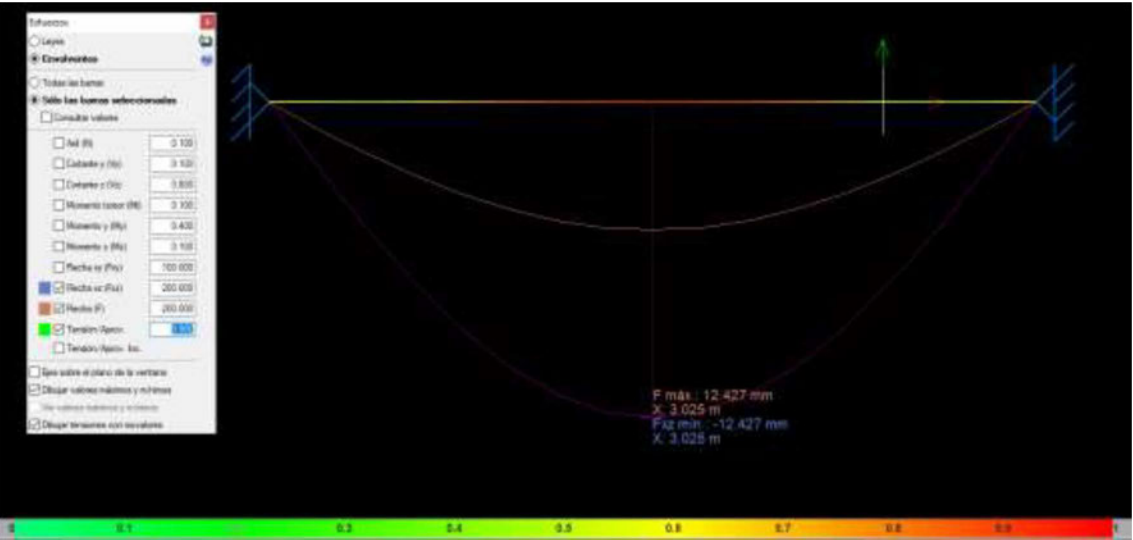
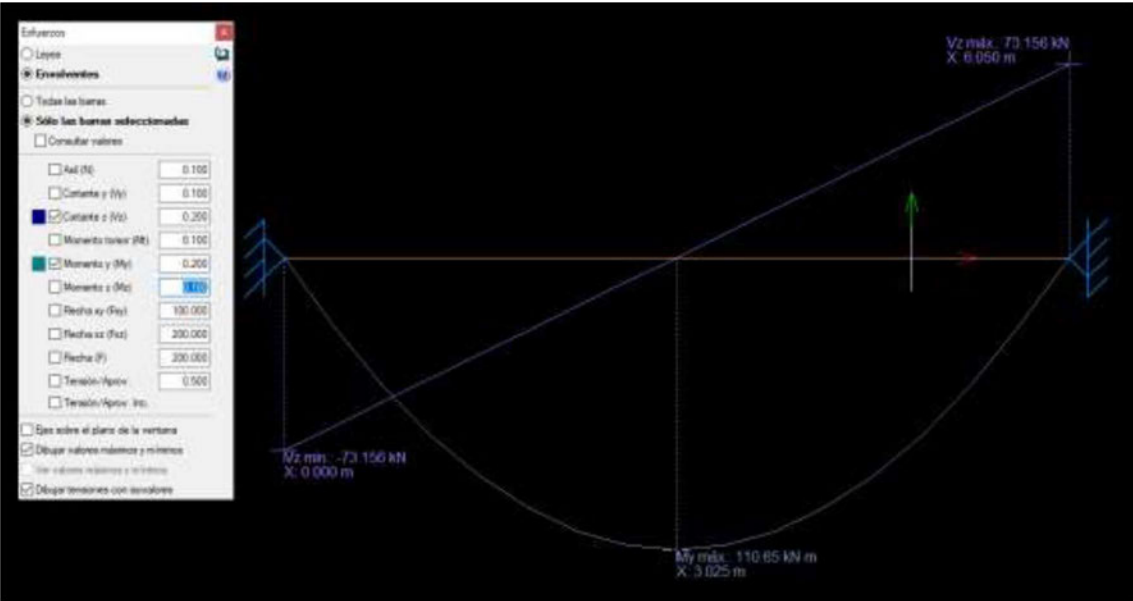
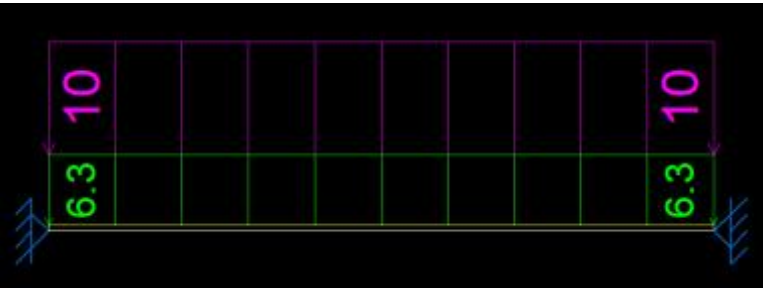
k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{1.25}$$

Viga coro – sección 25x25 + 20x43:

Forjado de aporte F2

Luz: 3.94m



Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\underline{0.897}} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.025 m del nudo N8, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que la correspondiente longitud de pandeo es nula.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\sigma_{m,d} = |M_d| / W_{el}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

W_{el} : Módulo resistente elástico de la sección transversal

$f_{m,d}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{m,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

Donde:

Clase de duración de la carga

Clase de servicio

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

k_h : Factor de altura, dado por:

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_h = 1.0$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d}^+ &: \underline{\underline{10.62}} \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d}^- &: \underline{\underline{0.00}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y,d}^+ &: \underline{\underline{110.65}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{y,d}^- &: \underline{\underline{0.00}} \text{ kN}\cdot\text{m} \\ W_{el,y} &: \underline{\underline{10416.67}} \text{ cm}^3 \\ f_{m,y,d}^+ &: \underline{\underline{11.85}} \text{ MPa} \\ f_{m,y,d}^- &: \underline{\underline{10.15}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{mod}^+ &: \underline{\underline{0.70}} \\ k_{mod}^- &: \underline{\underline{0.60}} \end{aligned}$$

$$\text{Clase}^+ : \underline{\underline{Larga\ duraci3n}}$$

$$\text{Clase}^- : \underline{\underline{Permanente}}$$

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$$f_{m,k} : \underline{\underline{22.00}} \text{ MPa}$$

$$k_h : \underline{\underline{1.00}}$$

$$\gamma_M : \underline{\underline{1.30}}$$

Resistencia a flexión en el eje y (CTE DB SE-M: 6.1.6 - 6.3.3 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$$\eta = \frac{\sigma_{m,y,d,fi}}{f_{m,y,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{\underline{0.553}} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.025 m del nudo N8, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

No se comprueba la resistencia a vuelco lateral, ya que la correspondiente longitud de pandeo es nula.

Resistencia de la sección transversal a flexión:

$\sigma_{m,d,fi}$: Tensión de cálculo a flexión, dada por:

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,d,fi}^+ &: \underline{\underline{15.22}} \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d,fi}^- &: \underline{\underline{0.00}} \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{m,d,fi} = |M_d| / W_{el,fi}$$

Donde:

M_d : Momento flector de cálculo

$$M_{y,d}^+ : \underline{\underline{54.00}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,d}^- : \underline{\underline{0.00}} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$W_{el,fi}$: Módulo resistente elástico de la sección transversal

$$W_{el,y,fi} : \underline{\underline{3549.00}} \text{ cm}^3$$

$f_{m,d,fi}$: Resistencia de cálculo a flexión, dada por:

$$f_{m,y,d,fi} : \underline{\underline{27.50}} \text{ MPa}$$

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot k_{h,fi} \cdot f_{m,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

Donde:

Clase de duración de la carga

$$\text{Clase}^+ : \underline{\underline{Larga duración}}$$

Clase de servicio

$$\text{Clase}^- : \underline{\underline{Permanente}}$$

$f_{m,k}$: Resistencia característica a flexión

$$\text{Clase} : \underline{\underline{1}}$$

$k_{h,fi}$: Factor de altura, dado por:

$$f_{m,k} : \underline{\underline{22.00}} \text{ MPa}$$

Para cantos (flexión) o anchos (tracción) de piezas rectangulares de madera maciza superiores o iguales a 150 mm:

$$k_{h,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

$$k_{h,fi} = 1.0$$

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{\underline{1.00}}$$

k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{\underline{1.25}}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.640} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N8, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·Q1.

Donde:

τ_d : Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d} : \underline{1.31} \text{ MPa}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{73.16} \text{ kN}$$

A : Área de la sección transversal

$$A : \underline{1250.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d} : \underline{2.05} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$$

Donde:

k_{mod} : Factor de modificación por la duración de la carga (Larga duración) y el contenido de humedad (Clase de servicio 1)

$$k_{mod} : \underline{0.70}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

γ_M : Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_M : \underline{1.30}$$

Resistencia a cortante en el eje z (CTE DB SE-M: 6.1.8 y CTE DB SI: E.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{\tau_{z,d,fi}}{f_{v,d,fi}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.308} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N8, para la combinación de acciones PP+CM1+0.5·Q1.

Donde:

$\tau_{d,fi}$: Tensión de cálculo a cortante, dada por:

$$\tau_{z,d,fi} : \underline{1.46} \text{ MPa}$$

$$\tau_{d,fi} = \frac{3}{2} \cdot \frac{|V_d|}{A_{fi} \cdot k_{cr}}$$

Donde:

V_d : Cortante de cálculo

$$V_{z,d} : \underline{35.70} \text{ kN}$$

A_{fi} : Área de la sección transversal

$$A_{fi} : \underline{546.00} \text{ cm}^2$$

k_{cr} : Factor que tiene en cuenta la influencia de las fendas

$$k_{cr} : \underline{0.67}$$

$f_{v,d,fi}$: Resistencia de cálculo a cortante, dada por:

$$f_{v,d,fi} : \underline{4.75} \text{ MPa}$$

$$f_{v,d,fi} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_{v,k} / \gamma_{M,fi}$$

Donde:

$k_{mod,fi}$: Factor de modificación para la duración de la carga y el contenido de humedad

$$k_{mod,fi} : \underline{1.00}$$

$f_{v,k}$: Resistencia característica a cortante

$$f_{v,k} : \underline{3.80} \text{ MPa}$$

$\gamma_{M,fi}$: Coeficiente parcial para las propiedades del material

$$\gamma_{M,fi} : \underline{1.00}$$

k_{fi} : Coeficiente de corrección para las propiedades de la madera en situación de incendio

$$k_{fi} : \underline{1.25}$$

D-

Conclusiones.

Conclusiones:

Como conclusión a este trabajo se puede plantear que la estructura del edificio ha sido conservada o restaurada de diferentes maneras en función de su uso a lo largo del tiempo.

Las zonas que se han mantenido en actividad se han conseguido consolidar, aunque no siempre con las técnicas más conservadoras, ni convenientes para este tipo de estructura y para este tipo de edificio histórico.

Sobre la restauración en general del edificio debemos puntualizar que: la cubierta ya se encuentra rehabilitada recientemente mediante elementos de madera y siguiendo las características actuales en un gran porcentaje, por lo que este informe y la obra a ejecutar no lo contempla.

A día de hoy no se ven indicios ni patologías que manifiesten problemas en cimentación, sin embargo este trabajo no se pronuncia sobre el estado actual de la estructura de cimentación ni de muros portantes.

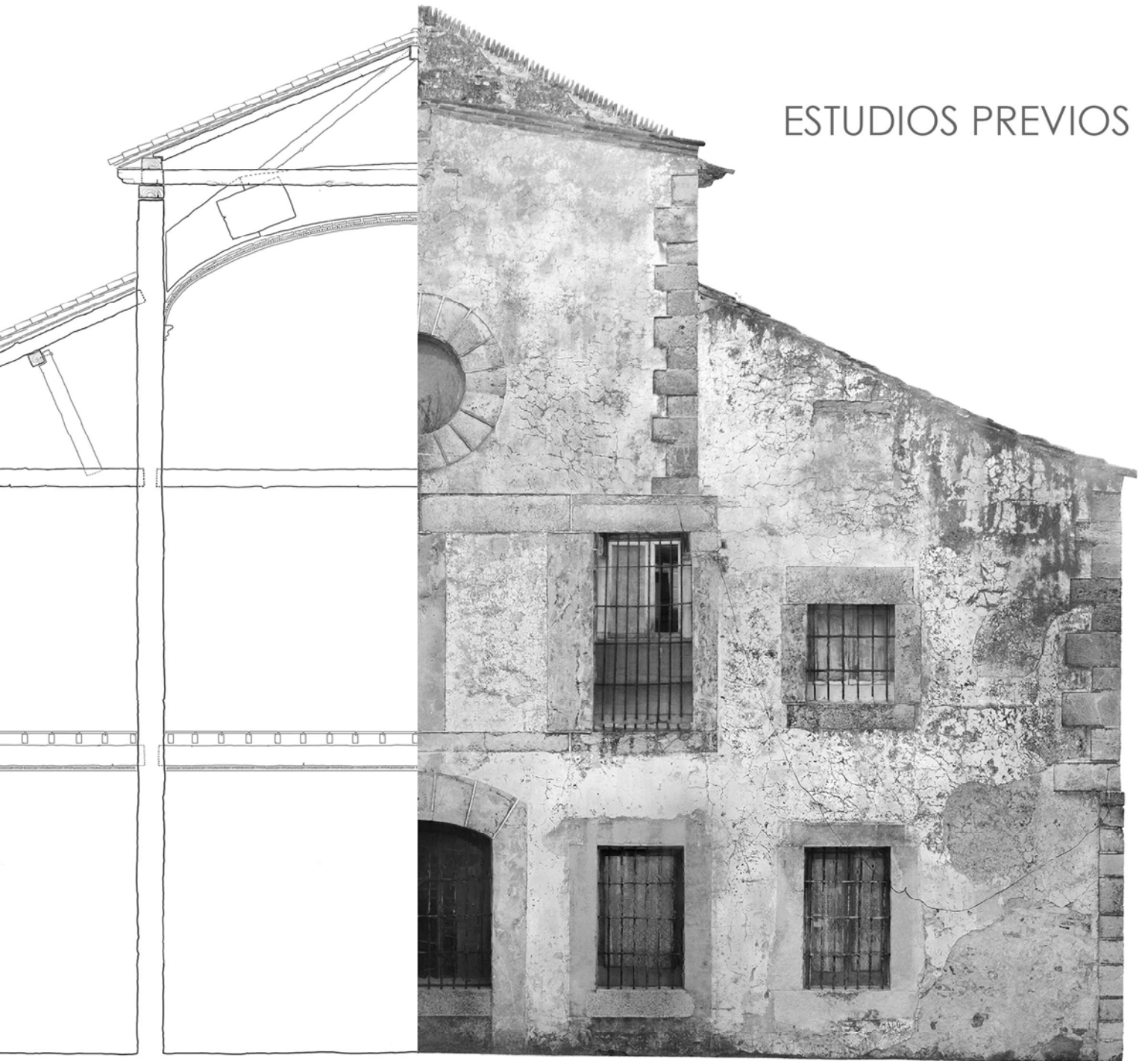
Por último para el cumplimiento de la normativa actual y mejorar la capacidad resistente y funcional del edificio se propone la ejecución de una capa de compresión de hormigón auto-compactante vinculado o conectado con los forjados actuales. Esto reducirá la deformación y la vibración de los suelos, garantizando la conservación de nuevos tabiques y revestimientos.

Se considera que siguiendo todos estos procedimientos el edificio queda en condiciones de uso y respetando la característica histórica constructiva que lo identifican.

<p>Forjado 1a</p> <p>Materia: C-15 Sección: 14x17cm - Long: 4,50m Conector: 17x16mm 211mm - Long: 18mm - Galvanizado - ø15mm Carga controlada: Homología HA-25B/12 - Esp. AC1 Malla pasante 150x150cm - ME-502-S Tubo: 150x150cm - Ø50 - esp. 10mm</p>		<p>Forjado 2a</p> <p>Materia: C-15 Sección: 14x17cm - Long: 4,50m Conector: 17x16mm 211mm - Long: 18mm - Galvanizado - ø15mm Carga controlada: Homología HA-25B/12 - Esp. AC1 Malla pasante 150x150cm - ME-502-S Tubo: 150x150cm - Ø50 - esp. 10mm</p>	
<p>Estado de servicio</p> <p>Peso propio: 1,65 KN/m2 Carga muerta: 4,30 KN/m2 Sobrecarga útil: 5,25 KN/m2</p> <p>Total: 11,15 KN/m2</p>	<p>Estado de servicio</p> <p>Peso propio: 1,65 KN/m2 Carga muerta: 4,30 KN/m2 Sobrecarga útil: 5,25 KN/m2</p> <p>Total: 11,15 KN/m2</p>		



ESTUDIOS PREVIOS



ÍNDICE GENERAL DE DOCUMENTOS

1. ESTUDIO GEOTÉCNICO. *GEOGENIL*
2. INFORME SOBRE LA INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DEL ANTIGUO CONVENTO DE LOZOYA. *INTEMAC*
3. ESTUDIO TÉCNICO DE LAS CIMENTACIONES DE LOS MUROS DEL ANTIGUO CONVENTO DE LOZOYA. *RETINEO*



Ref Catastral: 3538501VL3333N0001DU

PROYECTO:	REHABILITACION CONVENTO Calle Juan Martín nº 3
DOCUMENTO:	ESTUDIO GEOTÉCNICO
LOCALIZACIÓN:	LOZOYA (MADRID)
PETICIONARIO:	CONSEJERIA CULTURA, TURISMO Y DEPORTES. Dirección general de Patrimonio Cultural  <small>CONSEJERÍA DE CULTURA, TURISMO Y DEPORTES</small>
CONSULTOR:	GEOGENIL,SL
INFORME	23/2626
FECHA:	JULIO 2023

Estudio Geotécnico para CONSEJERIA CULTUR, TURISMO Y DEPORTE en Lozoya (Madrid)

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. OBJETO Y ALCANCE DEL ESTUDIO.....	5
2.1. INFORMACIÓN PREVIA.....	6
2.2. RESUMEN.....	7
3. TRABAJOS DE CAMPO REALIZADOS	8
3.1. PENETRACIONES DINÁMICAS SUPERPESADAS (D.P.S.H.).....	9
3.2. SONDEOS.....	9
3.2.1. Ensayo tipo S.P.T.....	10
3.4. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	12
3.4.1. Análisis granulométricos.....	13
3.4.2. Límites de Atterberg.....	13
3.4.3. Análisis Químicos.....	14
3.4.3.1 Análisis de contenido en sulfatos.....	14
4. CONTEXTO GEOLOGICO	15
4.1. GEOLOGÍA GENERAL	15
4.2. PETROLOGÍA.....	15
4.3. TECTÓNICA.....	16
4.4. SITUACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTECNICA DE LA PARCELA.....	18
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	19
5.1. EVALUACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO	19
5.2. NIVEL FREÁTICO.....	22
5.5. AGRESIVIDAD.....	22
5.6. EXPANSIVIDAD.....	22
5.7. TALUDES.....	23
5.8. SISMICIDAD.....	23
5.9. RADON.....	24
5.10. CONCLUSIONES.....	26
5.10.1 Alternativas.....	27
5.10.1.1 Tratamientos de la cimentación.....	27
5.10.1.2 Tratamientos del terreno bajo la cimentación.....	27

ANEXOS

ESTUDIO GEOTÉCNICO REHABILITACION CONVENTO LOZOYA (MADRID)

1. INTRODUCCIÓN

En este informe se presentan los resultados del estudio geotécnico realizado a petición de la **CONSEJERIA DE CULTURA, TURISMO Y DEPORTE Direccion General del Patrimonio Cultural** CIF S 7800001E y con domicilio en Calle Arenal nº 18 C.P 28013 Madrid (Madrid). El estudio se realiza en la parcela situada en Calle Juan Martín nº 3 C.P 28742 Lozoya (Madrid).

La parcela de estudio tiene una superficie aproximada de unos 6268 m² existiendo en la actualidad un Convento y proyectándose la rehabilitación de este, siendo la superficie construida de unos 956 m² en planta baja y primera. Corresponde por tanto con un tipo de construcción C-1 y el terreno se puede considerar como T-1, según CTE DB SE-C. **NOTA:** Se desconoce la tipología de la cimentación existente y la profundidad de esta.

Estudio Geotécnico para CONSEJERIA CULTUR, TURISMO Y DEPORTE en Lozoya (Madrid)

TIPO	DESCRIPCIÓN
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m2.
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o mas de 20 plantas

Tabla 1: Tipo de construcción, CTE DB SE-C (NOTA: En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos y aprovechamientos de bajo cubierta).

GRUPO	DESCRIPCIÓN
T-1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 metros.
T-3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: <ul style="list-style-type: none"> a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos karsticos en yesos o calizas e) Terrenos variables en cuanto composición y estado f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3,0m. g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos. h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades. i) Terrenos con desnivel superior a 15°. j) Suelos residuales. k) Terrenos de marismas.

Tabla 2 Grupo de construcción, CTE DB SE-C

2. OBJETO Y ALCANCE DEL ESTUDIO

El objeto básico del estudio es obtener las conclusiones y recomendaciones sobre todos los aspectos que, desde el punto de vista geotécnico, afecten al proyecto:

- Condiciones del subsuelo (Naturaleza y Características geotécnicas del terreno en estudio).
- Otras recomendaciones geotécnicas.

Para la elaboración del presente estudio se ha empleado aparte de la bibliografía y normativa técnica habitual la siguiente documentación:

- Plano de ubicación facilitado por el petitionerario.

El presente informe consta de 29 páginas numeradas de la 1 a la 29 sin incluir los anexos.

2.1. INFORMACIÓN PREVIA

De la cartografía geotécnica existente, se extraen las siguientes conclusiones.

A partir del Mapa de interpretación geotécnica de la Comunidad de Madrid Hoja E 1/200000 se pueden prever problemas geotécnicos como zonas con riesgo de deslizamientos, aquellos derivados de una fuerte alteración y tectonización y otros derivados de una heterogeneidad litológica (III3 1-3) problemas descartados a partir de los datos y observaciones realizadas. Condiciones constructivas favorables (Tipo de terreno T-1).

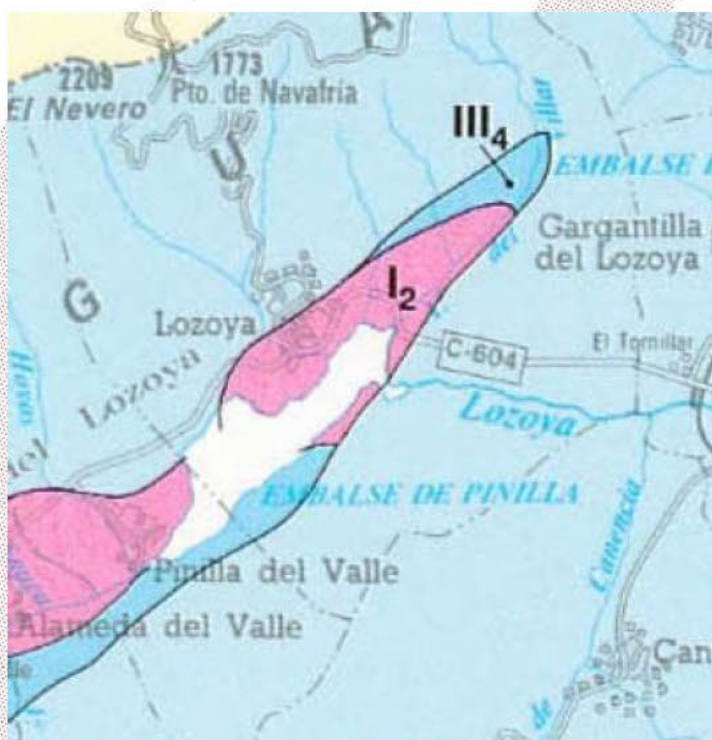


Figura 1: Mapa geotécnico de la Comunidad de Madrid. *Extraído de www.igme.es.*

2.2. RESUMEN

Como resumen del informe se exponen los siguientes puntos:

Se detectan niveles de rellenos. **Los rellenos detectados** plantean inconvenientes a la hora de ejecutar los elementos de cimentación directamente sobre ellos, ya que son materiales que dan lugar a asentamientos bruscos e inestabilidad.

El terreno muestreado presenta una buena capacidad portante, con valores de carga admisible de hasta 3,0 Kp/cm² a una profundidad a partir de -1,80 m con respecto de la cota de realización de los ensayos.

El terreno muestreado **no presenta elementos agresivos al hormigón**, por lo que **no será necesario el uso de aditivos sulforresistentes**.

No se detecta el nivel freático a la profundidad de reconocimiento y que pueda tener influencia sobre la edificación.

Dada la naturaleza del terreno **se descartan fenómenos expansivos**.

La zona de estudio **no se sitúa en una zona sísmica**, por lo que no se deberán adoptar medidas correctoras (Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSR-02, aprobada por el Real Decreto 997/2002, de 11 de octubre de 2002).

La zona de estudio situada en Lozoya (Madrid) **se sitúa en zona II por lo que se dispondrá una barrera de protección frente al Radón** (Según tablas extraídas en CTE DB-HS 6).

3. TRABAJOS DE CAMPO REALIZADOS

Con fecha de 27 de Julio de 2023 se realizaron dos penetraciones dinámicas y un (1) sondeo a rotación con recuperación de testigo continuo, con ensayos S.P.T y tomas de muestra a distintas profundidades, para realizar ensayos de laboratorio. La situación de los trabajos de campo aparece reflejada en los anexos al presente informe.

La profundidad alcanzada en los trabajos aparece reflejada en la siguiente tabla (tabla 1), tomando como cota 0,00 la cota de boca de pozo o cota de origen de perforación y encontrándose aproximadamente todos los ensayos realizados a la misma cota.

Nº de penetración	Profundidad (m)	Cota (m)
Penet. Dinámica. DPSH nº 1	-1,20	0,00
Penet. Dinámica. DPSH nº 2	-2,20	0,00

Nº de Sondeo	Profundidad (m)	Cota
Sondeo. nº 1	-6,00	0,00

Tabla 3: Número, tipo, profundidad y cota de los ensayos realizados a fecha 27/07/2023 Cotas relativas.

La profundidad alcanzada en el global de los trabajos se considera suficiente para alcanzar una cota en el terreno por debajo de la cual no se desarrollarán asientos significativos bajo las cargas que pueda transmitir el edificio.(CTE DB SE-C 3.2.1 12-13-14).

3.1. PENETRACIONES DINÁMICAS SUPERPESADAS (D.P.S.H.).

Método empleado para investigar la consistencia de los depósitos cohesivos o la compacidad relativa de los granulares sin necesidad de extraer muestra. Este procedimiento se basa en la medida de la resistencia que ofrece el suelo al avance del penetrómetro. Se realiza dejando caer una maza que pesa 63,5 Kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes *N* necesarios para producir una penetración de 20 cm se considera la resistencia a la penetración (UNE 103-801-94).

Los valores obtenidos con las penetraciones efectuadas en el solar objeto de estudio quedan reflejados en su correspondiente cuadro resumen en los anexos que acompañan a este informe.

3.2. SONDEOS

En la parcela objeto de este informe, se realizó un sondeo a rotación con recuperación de testigo continuo mediante maquinaria TP 50 montada sobre Orugas. El diámetro de la perforación y del testigo obtenido fue de 101 / 86 mm., realizándose la perforación en seco durante todas las maniobras.

En el sondeo nº 1 (S1), y a medida que avanzaba la perforación se efectuaron un total de dos (2) ensayos de penetración dinámica S.P.T.

El registro de los sondeos realizados, así como la situación de los ensayos de tipo S.P.T. y de los testigos de muestra alterada analizados en el solar objeto de estudio queda reflejado en los anexos que acompañan a este informe.

3.2.1. Ensayo tipo S.P.T.

Este ensayo consiste en la introducción en el terreno de un toma-muestras tubular de acero, con un diámetro exterior de 51 mm, mediante el golpeo de una maza de 63,5 Kg. de peso, que cae libremente desde una altura de 75 cm.

La longitud ensayada es de 60 cm, contabilizando el número de golpes que corresponde a cada penetración parcial de 15 cm. El resultado del ensayo, denominado golpeo S.P.T o N_{30} , es el número obtenido de la suma de las penetraciones parciales segunda y tercera (UNE 103-800-92).

En la siguiente tabla (tabla 4) se detallan los SPT realizados, considerándose como rechazo (R) los valores de N superiores a 100, o mayores de 50 para 15 cm. de penetración, estando la profundidad tomada a boca de sondeo:

Para correlaciones e partir del SPT se utilizara la corrección de N_{30} a $N_{60\%}$ siendo $N_{60\%} = 0,75 N_{30}$ para ensayos realizados hasta 10 metros y $N_{60\%} = 1,2 N_{30}$ para ensayos realizados a más de 10 metros de profundidad,

Profundidad (metros)	Golpeo S.P.T						Clase de suelo
	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	N_{30}	$N_{60\%}$	
S1 SPT1 (-1,20-1,80)	16	8	7	16	15	11	Arenas arcillosas
S1 SPT2 (-1,80-1,90)	50R	-	-	-	50	38	Roca

Tabla 4: Ensayos de penetración estándar (SPT), ubicación, profundidad, número de golpes, valor de N_{30} y descripción de "visu" de la muestra obtenida.

Estudio Geotécnico para CONSEJERIA CULTUR, TURISMO Y DEPORTE en Lozoya (Madrid)

CONSISTENCIA DE LAS ARCILLAS TABLA D.3 CTE		
Clasificación	Índice SPT (N30)	qu Kg/cm2
Muy Blanda	<2	<0,25
Blanda	3 a 4	0,25 a 0,50
Media	5 a 8	0,50 a 1,00
Firme	9 a 15	1,00 a 2,00
Muy Firme	16 a 30	2,00 a 4,00
Dura	>30	>4,00

Tabla 5: Consistencia de los suelos arcillosos (HUNT 1984).

COMPACIDAD DE LAS ARENAS TABLA D.2 CTE	
Clasificación	Índice SPT (N30)
Muy Floja	<4
Floja	4 a 10
Media	11 a 30
Densa	31 a 50
Muy Densa	>50

Tabla 6: Tabla de la compacidad de las arenas. Tabla D.2 CTE DB SE-C.

Nº de SPT	N60%	Compacidad / consistencia
S1 SPT1 (-1,20-1,80)	11	Media
S1 SPT2 (-1,80-1,90)	38	Dura

Tabla 7: Consistencia CTE N₃₀SPT obtenidas en los ensayos realizados

3.4. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Parte de los ensayos están encaminados a la identificación y clasificación de los materiales que componen las capas detectadas del subsuelo. Mientras que otros están encaminados a conocer sus parámetros resistentes o compresibilidad. Así mismo, se estudia su composición química.

Los ensayos de laboratorio se han realizado en el Laboratorio ESGEYCO acreditado en el Área de Mecánica de Suelos (SE).

En los anexos a este informe, se recoge un cuadro resumen de todos los ensayos efectuados.

Los ensayos realizados se indican en la siguiente tabla (Tabla 8):

Tipo de Ensayo	Número
<u>Análisis granulométrico por tamizado.</u>	1
<u>Límites de Atterberg.</u>	1
<u>Contenido en Sulfatos</u>	1

Tabla 8: Número y tipo de ensayos de laboratorio realizados sobre la muestra analizada.

3.4.1. Análisis granulométricos

Tienen por objeto determinar la distribución en tamaños, de los granos o partículas que constituyen un suelo. Dicha distribución condiciona, en gran medida, las características y propiedades geotécnicas del mismo.

Se han efectuado análisis granulométricos por tamizado (UNE 103.101), sobre una serie de tamices normalizada hasta un tamaño de apertura de 0,08 mm, obteniéndose el peso retenido en cada uno de ellos.

3.4.2. Límites de Atterberg.

Estos ensayos se efectúan sobre la fracción de suelo de tamaño inferior a 0,4 mm. Las características plásticas de esta fracción condicionan especialmente las propiedades del conjunto del suelo. Los valores de los Límites de Atterberg definen la frontera entre los estados semisólido-plástico (Límite Plástico) y plástico-semilíquido (Límite Líquido) de un suelo. Estos valores se expresan como cantidad de humedad necesaria, para que se verifiquen determinadas condiciones normalizadas en los ensayos correspondientes.

A continuación (Tabla 9) se indican los valores de la granulometría, de los Límites de Atterberg (UNE 103.103 y UNE 103.104), y el símbolo correspondiente de cada muestra analizada, según la clasificación de U.S.C.S de suelos.

Muestra.	Profund. (m)	LP(%)	% Retenido T-2	% Pasa T-0,08	U.S.C.S
S1-SPT1	-1,20 a -1,80	4,1	20,6	37,7	SC-SM

Tabla 9: Valores de plasticidad y granulometría obtenidos en el laboratorio y clasificación U.S.C.S de las muestras obtenidas.

3.4.3. Análisis Químicos.

Estos análisis pretenden conocer la agresividad potencial del medio sobre el hormigón. Éstos comprenden una evaluación del contenido en sulfatos.

3.4.3.1 Análisis de contenido en sulfatos.

Se ha realizado un análisis de contenido en sulfatos en el terreno (UNE 103.201), sobre el material que se localiza a la presumible cota de cimentación. Los resultados se reflejan en la siguiente tabla (Tabla 10):

Muestra.	Profundidad (m)	SO ₃ (% peso)	SO ₄ (% peso)
S1-SPT1	-1,20 a -1,80	0,0041	0,0049

Tabla 10: Valores de SO₃ y SO₄ obtenidos en el laboratorio obtenidos a partir de las muestras obtenidas.

4. CONTEXTO GEOLOGICO

4.1. GEOLOGÍA GENERAL

La región de estudio se sitúa en la zona más meridional de la provincia de Madrid. Se enmarca dentro del Sistema Central en su dominio central, estando caracterizada por el afloramiento exclusivo de materiales preordovícicos afectados por un metamorfismo regional intenso, gran extensión de áreas que alcanzan el grado de anatexia y presencia de gran número de cuerpos intrusivos granitoides tardi-hercínicos.

4.2. PETROLOGÍA

Los materiales que aparecen en la zona de estudio son los que se describen a continuación:

10-Neises bandeados: Rocas con un bandeo característico formado por la alternancia de niveles cuarzo feldespáticos con niveles biotítico- sillimaníticos de espesor semicentimétrico, marcando la foliación principal.

15- Paraneises, metapelitas y metasamitas: Ocupan grandes extensiones en la hoja. Presentan varios tipos litológicos que alternan entre sí. Se trata de una serie formada por alternancias de paraneises, esquistos biotíticos y meta areniscas feldespáticas con pequeñas intercalaciones locales de cuarcitas feldespáticas, cuarcitas grafitosas, rocas calcosilicatadas, mármoles y porfiroides.

34 Arenas, cantos y gravas (Aluviales y fondos de Valle): Depósitos actuales (Cuaternario) ligados a cursos de carácter estacional. Por lo general dominan los aluviones arcósicos con matriz limo arcillosa y abundante materia orgánica.

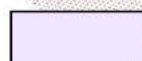
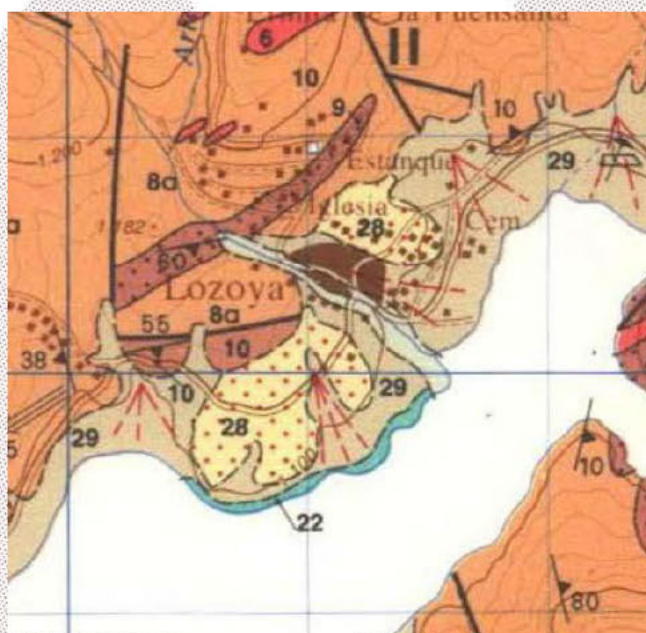
4.3. TECTÓNICA

En la región estudiada se reconocen los efectos de las orogenias Alpina y Hercínica, la primera afecta a la mayor parte de los materiales que la ocupan y da lugar a la fracturación del basamento precámbrico-paleozoico en bloques. La Orogenia Hercínica es la responsable de los principales eventos tectónicos, además de metamórficos e ígneos que hoy se observan en los materiales precámbrico-paleozoicos.

Estudio Geotécnico para CONSEJERIA CULTUR, TURISMO Y DEPORTE en Lozoya (Madrid)



Figura 2 y 3 Ubicación zona de estudio.



34 Arenas y gravas
(Fondos de valle)



11 Leuco gneiss



10 Gneises bandeados

Figura 4: Mapa geológico de la región de estudio. Serie MAGNA Hoja 484 Buitrago.
 Extraído de www.igme.es

4.4. SITUACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTECNICA DE LA PARCELA

En la superficie analizada no se observa el terreno natural por la existencia de una edificación.

Tras la realización de un sondeo a rotación es posible describir las características del terreno en el subsuelo de la parcela analizada:

TRAMO I: Relleno

Desde -0,00m y hasta -0,70m de una unidad de relleno.

TRAMO II: Arenas arcillosas (Jabre)

Desde -0,70m y hasta -1,90m de una unidad de arenas arcillosas. Producto de alteración de la roca subyacente.

Entre -1,20 y -1,80 m se realiza un SPT con un golpeo 16//8//7//16 (N30 69%=11 compacidad media). Dicho material se clasifica como un suelo de tipo SC-SM (arenas arcillosas) según la clasificación de Casagrande con un índice de plasticidad de 4,1 y un contenido en sulfatos de 0,0049%.

Entre -1,80 y -1,90 m se realiza un SPT con un golpeo 50R (N30 60%=38 consistencia dura).

TRAMO II: Roca gneiss

Desde -1,90m y hasta -6,00m de roca tipo gneiss con inclusiones graníticas.

No aparece el nivel freático a fecha de los trabajos realizados a una profundidad de -6,00m.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. EVALUACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO

Las condiciones del subsuelo se han investigado mediante la realización de dos Ensayos de Penetración Dinámica Superpesada (D.P.S.H.) y un sondeo a rotación con recuperación de testigo continuo.

Aplicando la fórmula de los holandeses conocemos la carga de hundimiento a distintas profundidades:

$$Q_{din} = \frac{M^2 \times h}{A \times e \times (M + P)}$$

Siendo:

Q_{din} = Resistencia dinámica unitaria (Kg/cm²)

M = Peso de la Maza (63,5 Kg)

h = Altura de caída de la maza (76 cm)

e = Penetración por golpe (20/ N_{20} en cm)

N_{20} = Número de golpes a la profundidad considerada

P = Peso del varillaje (en Kg/m.l), puntaza y nipple en Kg.

A = Sección de la puntaza (20,02 cm²)

Además de lo anterior se han usado los siguientes tipos de accesorios:

- Puntaza cónica perdida
- Varillas de 6 Kg/m.l.

Estudio Geotécnico para CONSEJERIA CULTUR, TURISMO Y DEPORTE en Lozoya (Madrid)

Una vez determinado el valor de la resistencia dinámica, se puede obtener tanto la resistencia estática en punta (Q_{est}) como la carga admisible (Q_{adm}) por medio de una serie de correlaciones (Buisson y otros) (Sanglerat, Mayerhof y otros):

$$Q_{est} = Q_{din} / 20 \quad y \quad Q_{adm} = Q_{est} / 3, \quad \text{por tanto } Q_{adm} = Q_{din} / 60$$

Teniendo en cuenta siempre los valores más restrictivos de los ensayos de penetración, obtenemos una serie de **Cargas Admisibles** para las diferentes profundidades de los estudios realizados, y dada la heterogeneidad del terreno en lateralmente tenemos que:





Para el entorno de la parcela (P1,P2)

En este caso y a la vista de los resultados de los ensayos penetrométricos, a la profundidad a partir de -1,80 m (cota 0,00 m cota de realización de los ensayos) la carga admisible del terreno es de hasta 3,0 Kp/cm², Las cargas transmitidas por la estructura no deben superar las tensiones admisibles del terreno.

Las cargas admisibles, en kp/cm² para cada tramo de 0,20 metros, aparecen en los anexos al presente informe.

	P1	P2
	Carga Adm. (Kp/cm2)	Carga Adm. (Kp/cm2)
0,20	1,3	2,1
0,40	1,9	1,7
0,60	2,0	1,5
0,80	3,6	1,3
1,00	5,0	2,5
1,20	R	1,9
1,40		1,4
1,60		0,3
1,80		1,3
2,00		5,0
2,20		R

LEYENDA

	Carga Adm. (Kp/cm2)
	Inferior a 1,0 Kp/cm2
	Mayor o igual a 1,0 Kp/cm2
	Mayor o igual a 2,0 Kp/cm2
	Mayor o igual a 3,0 Kp/cm2

Estudio Geotécnico para CONSEJERIA CULTUR, TURISMO Y DEPORTE en Lozoya (Madrid)

En el caso de determinaciones para el cálculo de la carga admisible en base a los ensayos S.P.T CTE (F 4.9, F 4.10):

4.3.3 Método simplificado para la determinación de la presión vertical admisible de servicio en suelos granulares

- 1 En suelos granulares la presión vertical admisible de servicio suele encontrarse limitada por condiciones de asiento, más que por hundimiento. Dada la dificultad en el muestreo de estos suelos, un método tradicional para el diseño de cimentaciones consiste en el empleo de correlaciones empíricas más o menos directas con ensayos de penetración, o con otro tipo de ensayos in situ a su vez correlacionables con el mismo (véase apartado 4.2.3.1).
- 2 A efectos de este DB, cuando la superficie del terreno sea marcadamente horizontal (pendiente inferior al 10%), la inclinación con la vertical de la resultante de las acciones sea menor del 10% y se admita la producción de asientos de hasta 25 mm, la presión vertical admisible de servicio podrá evaluarse mediante las siguientes expresiones basadas en el golpeo N_{SPT} obtenido en el ensayo SPT.

a) Para $B^* < 1,2$ m

$$q_{adm} = 12N_{SPT} \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) \left(\frac{S_t}{25} \right) \text{ kN/m}^2 \quad (4.9)$$

b) Para $B^* \geq 1,2$ m:

$$q_d = 8 N_{SPT} \left[1 + \frac{D}{3B^*} \right] \left(\frac{S_t}{25} \right) \left(\frac{B^* + 0,3}{B^*} \right)^2 \text{ kN/m}^2 \quad (4.10)$$

siendo

S_t El asiento total admisible, en mm.

N_{SPT} el valor medio de los resultados, obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia $0,5B^*$ por encima de su base y otro situado a una distancia mínima $2B^*$ por debajo de la misma;

D la profundidad definida en el Anejo F

El valor de $\left[1 + \frac{D}{3B^*} \right]$ a introducir en las ecuaciones será menor o igual a 1,3.

Dónde:

S_t = Asiento total admisible (25,4 mm).

N_{SPT} = Valor medio de los resultado situados a una distancia mínima de $2B$ por debajo de la cimentación. (En el caso del sondeo 1 N30 60% medio 11/38/50).

D = profundidad del plano de cimentación (m)

El valor de $(1+D/3B)$ a introducir en las ecuaciones será menor o igual a 1,3.

Sondeo	Profundidad (m)	B (m)	D(m)	N_{SPT}	Carga admisible (Kp/cm ²)
S1	-1,00	-1,00	-1,00	11	1,76 Kp/cm ²
S1	-1,00	-1,00	-1,50	11	1,55 Kp/cm ²
S1	-1,00	-1,00	-2,00	11	1,35 Kp/cm ²

Tabla 11: Valores de carga admisible a partir de los ensayos SPT

5.2. NIVEL FREÁTICO

No se detecta el nivel freático en la parcela analizada, en la fecha (07 Marzo de 2023) de ejecución de los trabajos de campo a la profundidad de reconocimiento.

La naturaleza del terreno se clasifica como SM teniendo un valor de permeabilidad estimado de entre 10^{-5} a 10^{-3} m/s.

5.5. AGRESIVIDAD

La presencia de sulfatos en el terreno extraído por medio de la muestra SPT nº 1 es de un 0,0041% de SO_3 y de un 0,0049% de SO_4 entre las cota de -1,20 a -1,80 metros de profundidad de la boca de sondeo. Por lo tanto se considera al terreno como **no agresivo** para dichas cotas, según los criterios que establece el código estructural.

5.6. EXPANSIVIDAD

Dados los datos obtenidos en los ensayos de expansividad se considera al terreno poco o nada expansivo en las muestras analizadas.

5.7. TALUDES

Dada la entidad de la obra no se generarán taludes de importancia durante las tareas de excavación.

En caso de ejecutar muros de contención de tierras, para el cálculo del empuje sobre los muros se pueden tomar los siguientes datos geotécnicos deducidos a partir de los ensayos de laboratorio y correlaciones a partir de los ensayos mecánicos.

RELLENO (0,00 a -0,70) En algunos puntos

γ (gr/cm ³) = 1,80	(densidad)
c (Kp/cm ²) = 0,3	(cohesión)
ϕ (°) = 20-25°	(ángulo de rozamiento interno)

ARENAS (A partir de -0,70 a -1,90m en algunos puntos)

γ (gr/cm ³) = 1,90	(densidad)
c (Kp/cm ²) = 0,30	(cohesión)
ϕ (°) = 30°	(ángulo de rozamiento interno).

ROCA (A partir de -1,90 m en algunos puntos)

γ (gr/cm ³) = 2,40	(densidad)
c (Kp/cm ²) = 100	(cohesión)
ϕ (°) = 45°	(ángulo de rozamiento interno).

5.8. SISMICIDAD

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSR-02, aprobada por el Real Decreto 997/2002, de 11 de octubre de 2002, la zona tiene una aceleración sísmica básica de cálculo inferior a 0,04 g, por lo que no es obligatoria la aplicación de la norma.

5.9. RADON

El DB-HS 6, será de aplicación

A los edificios situados en los términos municipales incluidos en el apéndice B del DB-HS 6, en los siguientes casos:

- a) edificios de nueva construcción.
- b) intervenciones en edificios existentes:
 - i) en ampliaciones, a la parte nueva.
 - ii) en cambio de uso, a todo el edificio si se trata de un cambio de uso característico o a la zona afectada, si se trata de un cambio de uso que afecta únicamente a parte de un edificio o de un establecimiento;
 - iii) en obras de reforma, a la zona afectada, cuando se realicen modificaciones que permitan aumentar la protección frente al radón o alteren la protección inicial.

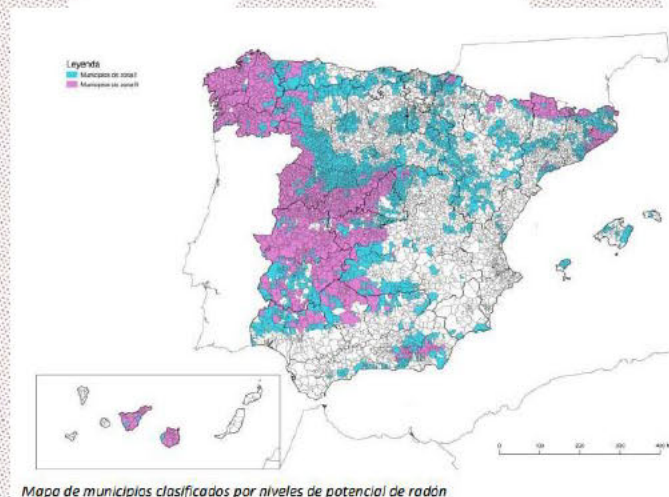


Figura 5: Mapa del Radon en España. Extraído de www.cte.org

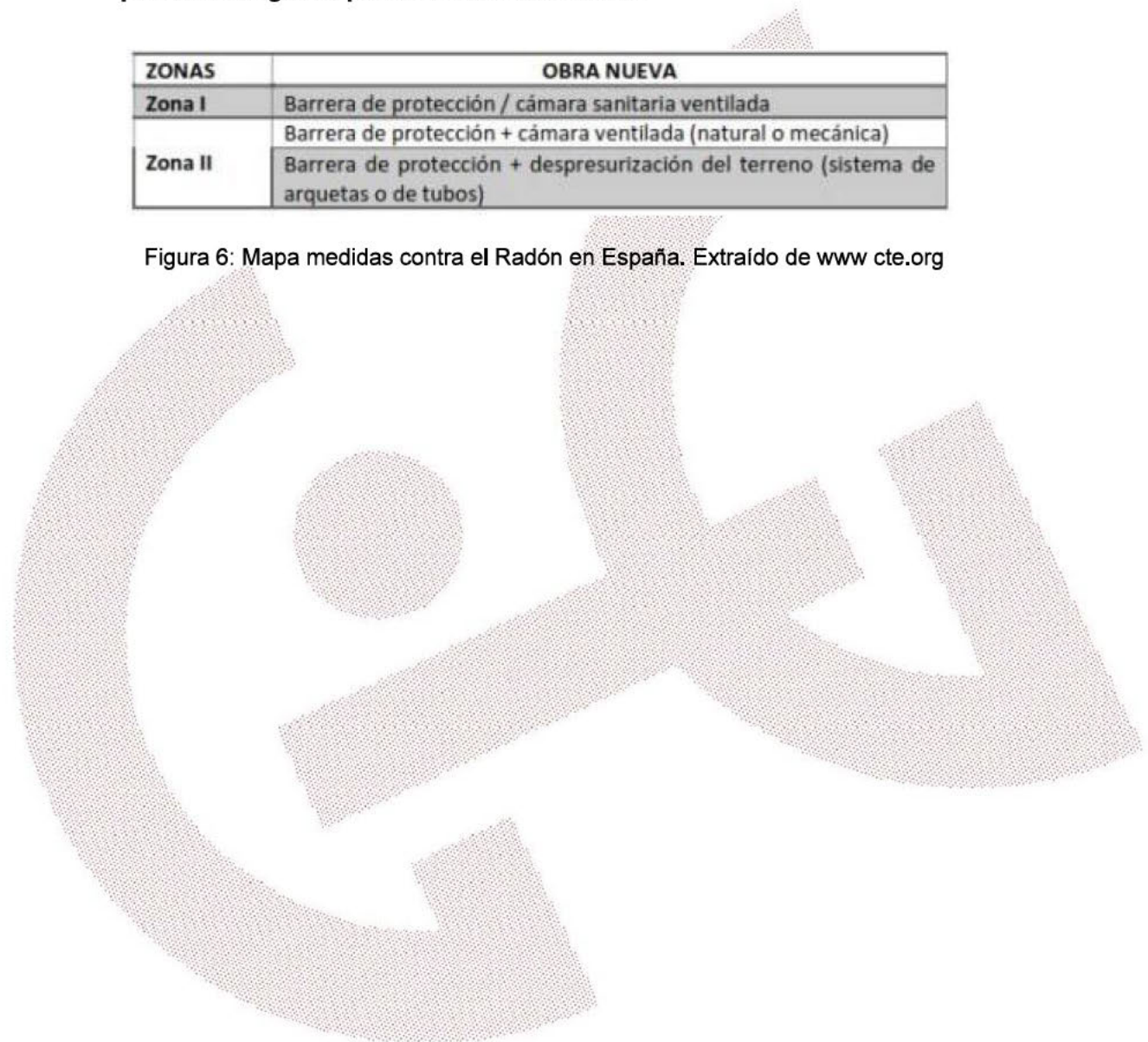
Para verificar el cumplimiento del nivel de referencia en los edificios ubicados en los términos municipales incluidos en el apéndice B (de la Sección HS 6), en función de la zona a la que pertenezca el municipio deberán implementarse las siguientes soluciones, u otras que proporcionen un nivel de protección análogo o superior.

Estudio Geotécnico para CONSEJERIA CULTUR, TURISMO Y DEPORTE en Lozoya (Madrid)

En nuestro caso el municipio de Lozoya (Madrid) sitúa en zona II por lo que se dispondrá una barrera de protección, con las características indicadas en la norma, entre el terreno y los locales habitables del edificio, que limite el paso de los gases provenientes del terreno.

ZONAS	OBRA NUEVA
Zona I	Barrera de protección / cámara sanitaria ventilada
	Barrera de protección + cámara ventilada (natural o mecánica)
Zona II	Barrera de protección + despresurización del terreno (sistema de arquetas o de tubos)

Figura 6: Mapa medidas contra el Radón en España. Extraído de www.cte.org



5.10. CONCLUSIONES

A la vista de los resultados penetrométricos realizados en la parcela de estudio a fecha de 27/07/2023, la carga admisible del terreno para las distintas profundidades debe ser tomada en cuenta a la hora de evaluar el estado actual de la edificación existente, dado que las cargas transmitidas por la estructura no deben superar las tensiones admisibles del terreno (apartado 5.1); y ser puesta en conocimiento del autor del proyecto. La tipología de cimentación superficial queda descartada dadas las condiciones actuales por la existencia de un nivel de rellenos antrópicos. **Los rellenos detectados** plantean inconvenientes a la hora de ejecutar los elementos de cimentación directamente sobre ellos, ya que son materiales que dan lugar a asentamientos bruscos e inestabilidad.

En este punto la carga admisible del terreno se considera aceptable a partir de -1,80m desde la cota de realización de los ensayos. Aun así, se deberá realizar sobre la edificación existente una evaluación lo más ajustada posible de las cargas que llegan a la cimentación, así como la profundidad y dimensiones de la misma.

A falta de comprobar la profundidad de apoyo de la cimentación, dimensiones de las zapatas y carga transmitida al terreno las actuaciones más frecuentes en este tipo de situaciones consisten en actuar sobre la cimentación existente (recalces, micropilotes, etc..) o sobre las condiciones que presenta el subsuelo de apoyo de la cimentación existente (consolidación).

5.10.1 Alternativas

5.10.1.1 Tratamientos de la cimentación

Dentro de las técnicas habituales se puede hablar de recalces superficiales y micropilotes (recalce en este caso poco profundo).

Recalces superficiales:

1. Ensanche de cimiento
2. Creación de losas.
3. Profundización del plano de apoyo.
4. Refuerzo o creación de cimientos.

Micropilotes

En el caso de optar por una **cimentación con micropilotes** y según consta en el CTE DB-SE-C 5.1.1, los cálculos para dicha cimentación no se contemplan en el mismo, por lo que no son incluidos en este al informe geotécnico, y será la empresa responsable de la ejecución y/o fabrica de los mismos la que realice los cálculos necesarios. Se puede recomendar una profundidad mínima a partir de – 1,80m.

5.10.1.2 Tratamientos del terreno bajo la cimentación

Consisten en medidas para la mejora del terreno bajo la cimentación, fundamentalmente mediante inyecciones. El mercado y la técnica actual ofrecen múltiples opciones; por citar algunas:

- 1- Inyecciones convencionales de cemento, Inyecciones de resinas, Jet Grouting, etc.

Estudio Geotécnico para CONSEJERIA CULTUR, TURISMO Y DEPORTE en Lozoya (Madrid)

Señalaremos finalmente que la información suministrada por la campaña de reconocimiento realizada es solo totalmente fidedigna en los puntos explorados y en la fecha de su ejecución, de modo que su extrapolación al resto del terreno objeto del estudio no es más que una interpretación razonable según el estado actual de la técnica.

Por otra parte será el autor del proyecto bajo su responsabilidad el que tomará las medidas necesarias para el cálculo de la cimentación en base a la información aquí expuesta, así como para el tipo de material utilizado para la realización de dicho proyecto.

Estudio Geotécnico para CONSEJERIA CULTUR, TURISMO Y DEPORTE en Lozoya (Madrid)

Se adjuntan los siguientes anexos que completan al presente informe:

- Plano de situación de la parcela con la localización de los trabajos realizados **(Anexo 1).**
- Reportaje Fotográfico **(Anexo 2).**
- Diagramas de Penetraciones Dinámicas y Cuadros de Resultados **(Anexo 3).**
- Registro de sondeos **(Anexo 4)**
- Mapas **(Anexo 5)**
- Perfil litológico **(Anexo 6)**
- Informe resultados de laboratorio **(Anexo 7)**
- Otros Documentos Importantes **(Anexo 8).**



Madrid, 15 de agosto de 2023



Javier Bermejo López
Geólogo (nº Col 6245)



GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B82995267
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

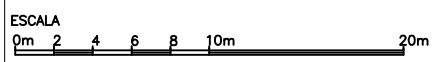
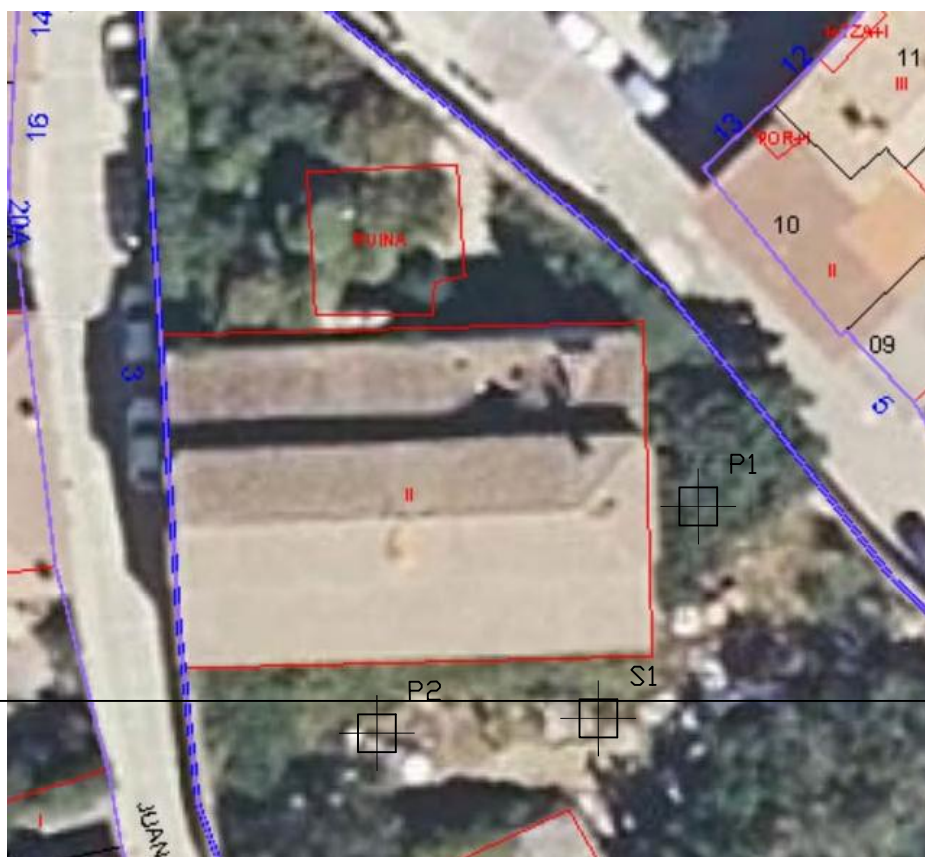
ANEXOS



GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B82995267
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

PLANO DE SITUACIÓN



CALLE JUAN MARTIN N° 3
LOZOYA (MADRID)

PLANO SITUACIÓN DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

S1

CONSULTOR GEOGENIL; SL

FECHA JULIO 2023



GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B82995267
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

REPORTAJE FOTOGRAFICO



Fotografía 1: Vista general de la parcela de estudio en Calle Juan Martín nº 3 Antigua Convento Lozoya en Lozoya (Madrid) a fecha de 27/07/2023



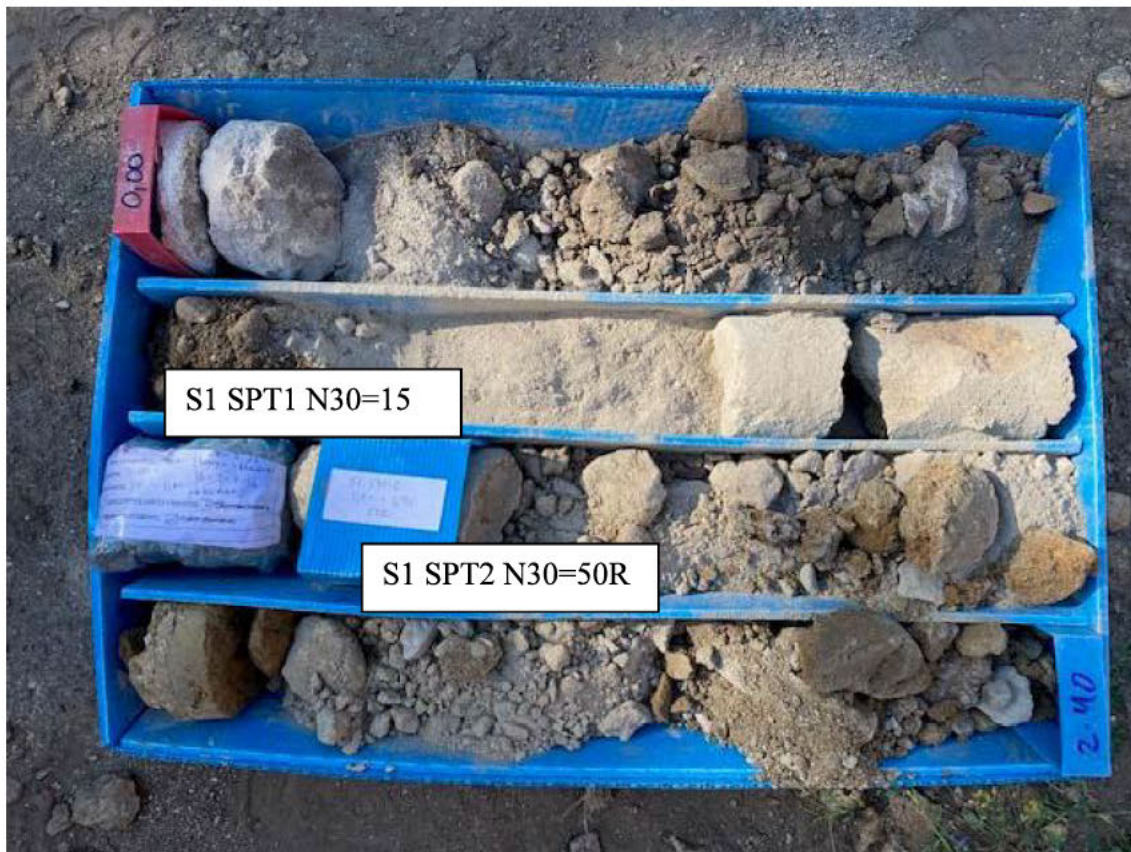
Fotografía 2: Ensayo de penetración D.P.S.H. nº 1 (P1)



Fotografía 3: Ensayo de penetración D.P.S.H. nº 2 (P2)



Fotografía 4: Sondeo a rotación nº 1 (S 1) a una profundidad de -6,00 m realizado en la parcela de estudio a fecha de 27/07/2023.



Fotografía 5: Detalle de la caja 1 (tramo de $-0,00$ m a $-2,40$ m) correspondiente al sondeo n° 1. Obsérvese la muestra obtenida en el ensayo SPT n° 1 (S1 SPT1, de $-1,20$ m a $-1,80$ m; con un golpeo 16//8//7//16) y la muestra obtenida en el ensayo SPT n° 2 (S1 SPT2, de $-1,80$ m a $-2,40$ m; con un golpeo 50R)



Fotografía 6: Detalle de la caja 2 (tramo de $-2,40$ m a $-6,00$ m) correspondiente al sondeo n° 1.



GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B82995267
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

DIAGRAMAS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (D.P.S.H.) Y CUADROS DE RESULTADOS



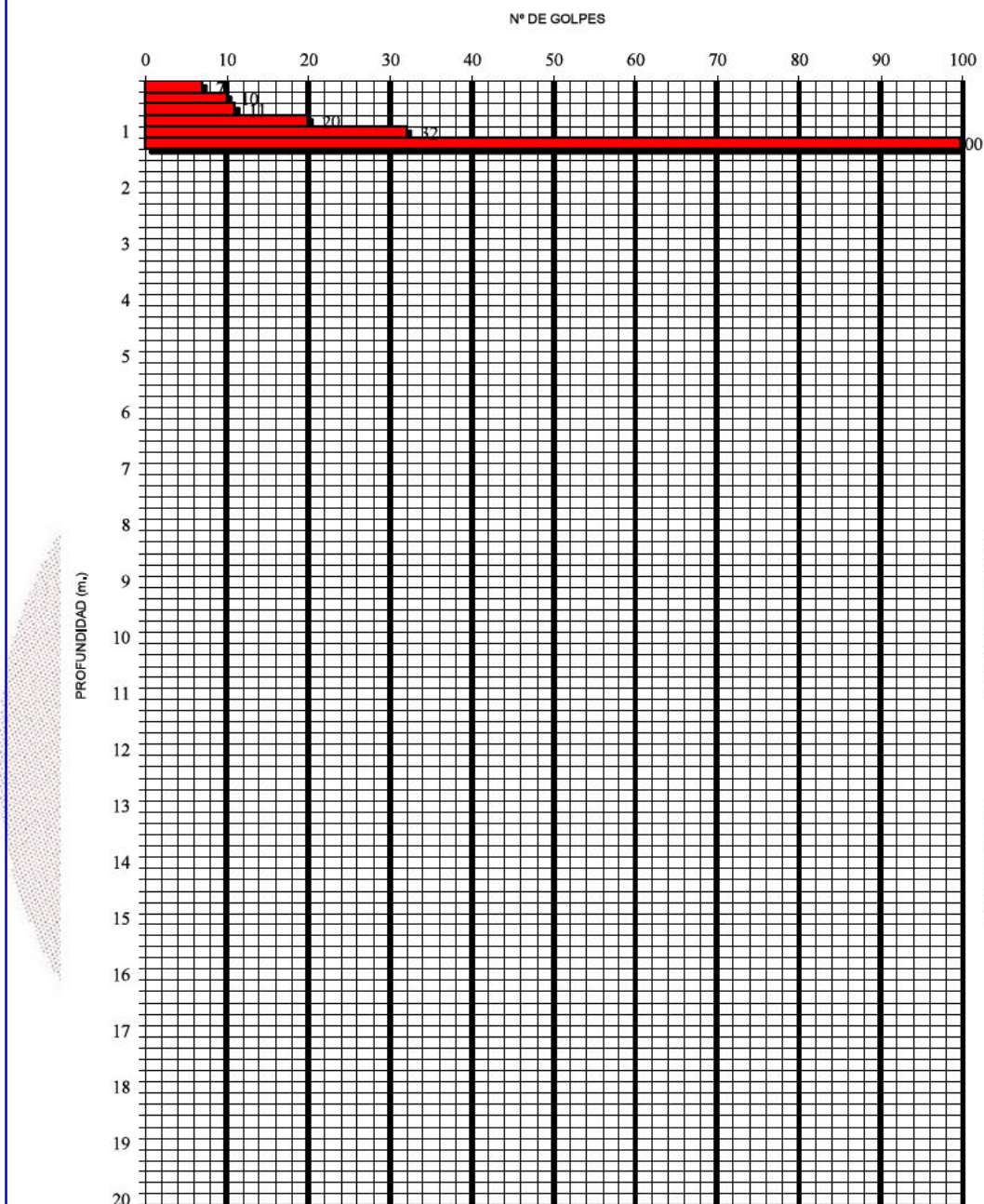
GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B 8 2 9 9 5 2 6 7
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

GRÁFICO DE PENETRACIÓN DINÁMICA Nº 1

OBRA: REHABILITACION CONVENTO LOZOYA LOZOYA (MADRID)

FECHA REALIZACIÓN: 27/07/2023



ARCILLA	M.BLANDA	BLANDA	SEMICOMPACTA	COMPACTA	MUY COMPACTA	DURA
ARENA	MUY FLOJA	FLOJA			SEMIDENSA	DENSA



GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B 8 2 9 9 5 2 6 7
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

CUADRO RESUMEN Y CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

OBRA: REHABILITACION CONVENTO DE LOZOYA LOZOYA (MADRID)

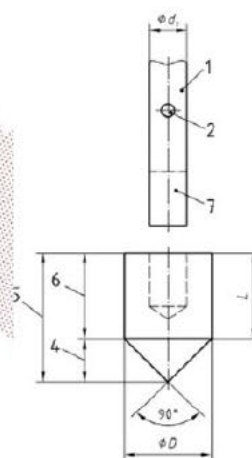
PENETRACIÓN: 1

Profundidad (m)	Golpeo	Carga Din. (Kp/cm2)	Carga Adm. (Kp/cm2)	Características Técnicas:
0,20	7	80,32	1,3	Peso de la Maza = 63,5 Kg
0,40	10	112,72	1,9	
0,60	11	121,84	2,0	Altura de Caída = 76 cm
0,80	20	217,74	3,6	
1,00	32	342,54	5,0	Diámetro Varillaje = 32 mm
1,20	100		R	

Peso Varilla = 6 Kg/m.l.

Tipo de Puntaza: Cónica

Sección puntaza = 20,02 cm²



Firma Tecnico Responsable

Javier Bermejo López



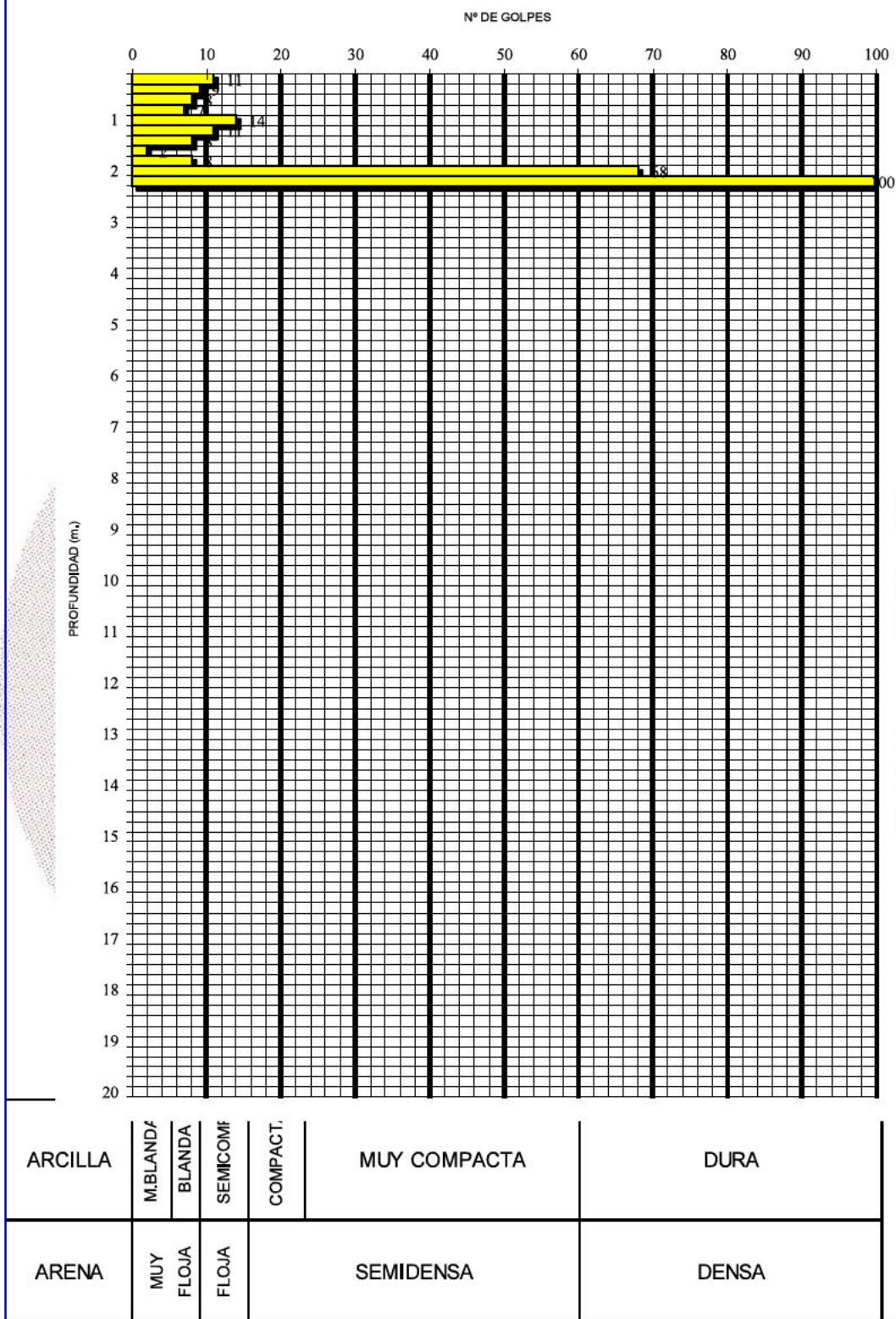
GEOGENIL S.L.

C. I. F.: B 8 2 9 9 5 2 6 7
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

GRÁFICO DE PENETRACIÓN DINÁMICA Nº 2

OBRA: REHABILITACION CONVENTO LOZOYA LOZOYA (MADRID)

FECHA REALIZACIÓN: 27/07/2023





GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B 8 2 9 9 5 2 6 7
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

CUADRO RESUMEN Y CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

OBRA: REHABILITACION CONVENTO DE LOZOYA LOZOYA (MADRID)

PENETRACIÓN: 2

Profundidad (m)	Golpeo	Carga Din. (Kp/cm2)	Carga Adm. (Kp/cm2)
0,20	11	126,22	2,1
0,40	9	101,45	1,7
0,60	8	88,61	1,5
0,80	7	76,21	1,3
1,00	14	149,86	2,5
1,20	11	115,80	1,9
1,40	8	82,85	1,4
1,60	2	20,38	0,3
1,80	8	80,25	1,3
2,00	68	671,54	5,0
2,20	100		R

Características Técnicas:

Peso de la Maza = 63,5 Kg

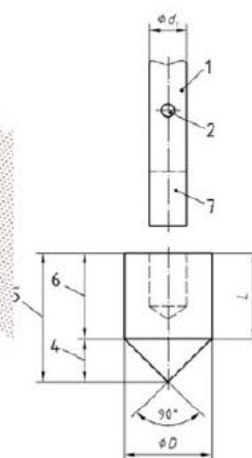
Altura de Caída = 76 cm

Diámetro Varillaje = 32 mm

Peso Varilla = 6 Kg/m.l.

Tipo de Puntaza: Cónica

Sección puntaza = 20,02 cm²



Firma Técnico Responsable

Javier Bermejo López



GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B82995267
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

REGISTRO DE SONDEOS

REGISTRO DE SONDEO

OBRA: CALLE JUAN MARTIN N° 3 LOZOYA (MADRID)

FECHA: 27 JULIO 2023

N° SONDEO: 1

TESTIFICADO: Javier Bermejo López

COORDENADAS: X

COORDENADAS: Y

COORDENADAS: Z

COTA DE PERFORACIÓN: 0,00

PROFUNDIDAD: -6,00m

HOJA N°: 1

NIVEL FREÁTICO: NO

PROF. (m)	COLUMNA	DESCRIPCIÓN	MUESTRA	COTAS	N° GOLPES SPT/M			LÍMITES ATTERBERG		U.S.C.S.	DENSIDAD (g/cm³)	SULFATOS (%)	REGISTRO FOTOGRÁFICO	
					15	30	45	60	LL (%)					LP (%)
0,70		Relleno antrópico.												
1,00		Jobre tipo gneiss	SPT1	1,20	16	8	7	16	20,7	4,1	SM	0,0049		
1,90			SPT2	1,80	50R						SC			
2,00				3,00										
3,00		Roca tipo gneiss. Inclusiones graníticas.												
4,00														
5,00														
6,00			SPT3	5,90	50									
7,00				6,00										
8,00														
9,00														
10,00														

FIN DE LOS TRABAJOS

0m110m

LEGENDA

MI: Muestra inalterada

SPT: Ensayo de Penetración Estándar

TP: Testigo plastificado

GRAVIS

OT: Arcillas

CL: Arcillas arenosas

Arenas

Relleno

OBSERVACIONES:

MAQUINARIA: TP30

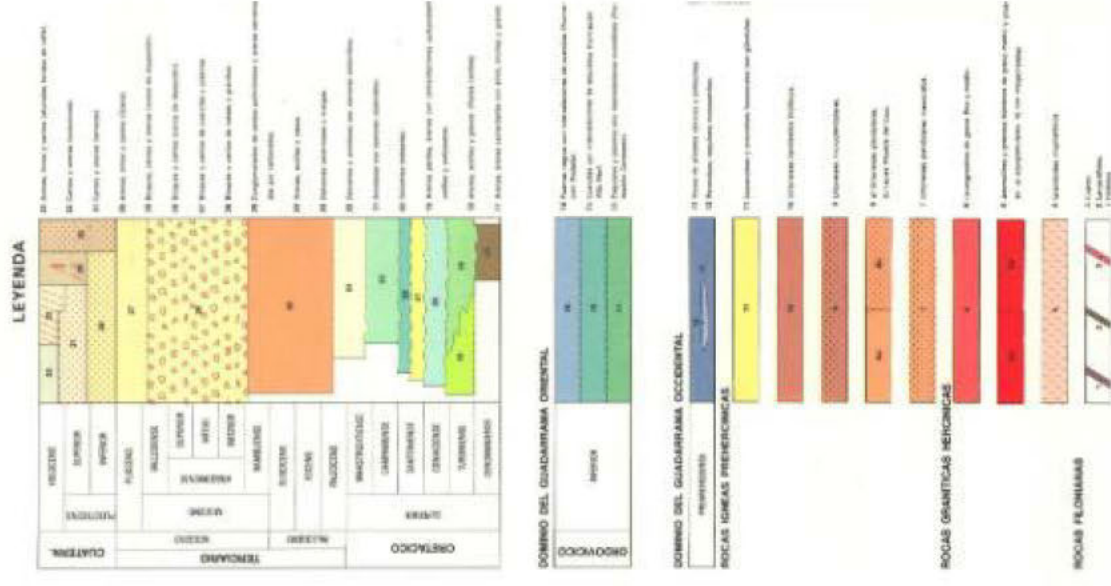
GEOPENIL S.L.



GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B82995267
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

MAPAS



MAPA 1: Mapa geológico de la región de estudio. Serie MAGNA HOJA 484 Buitrago de Lozoya. Extraído de www.igme.es



GEOGENIL S.L.

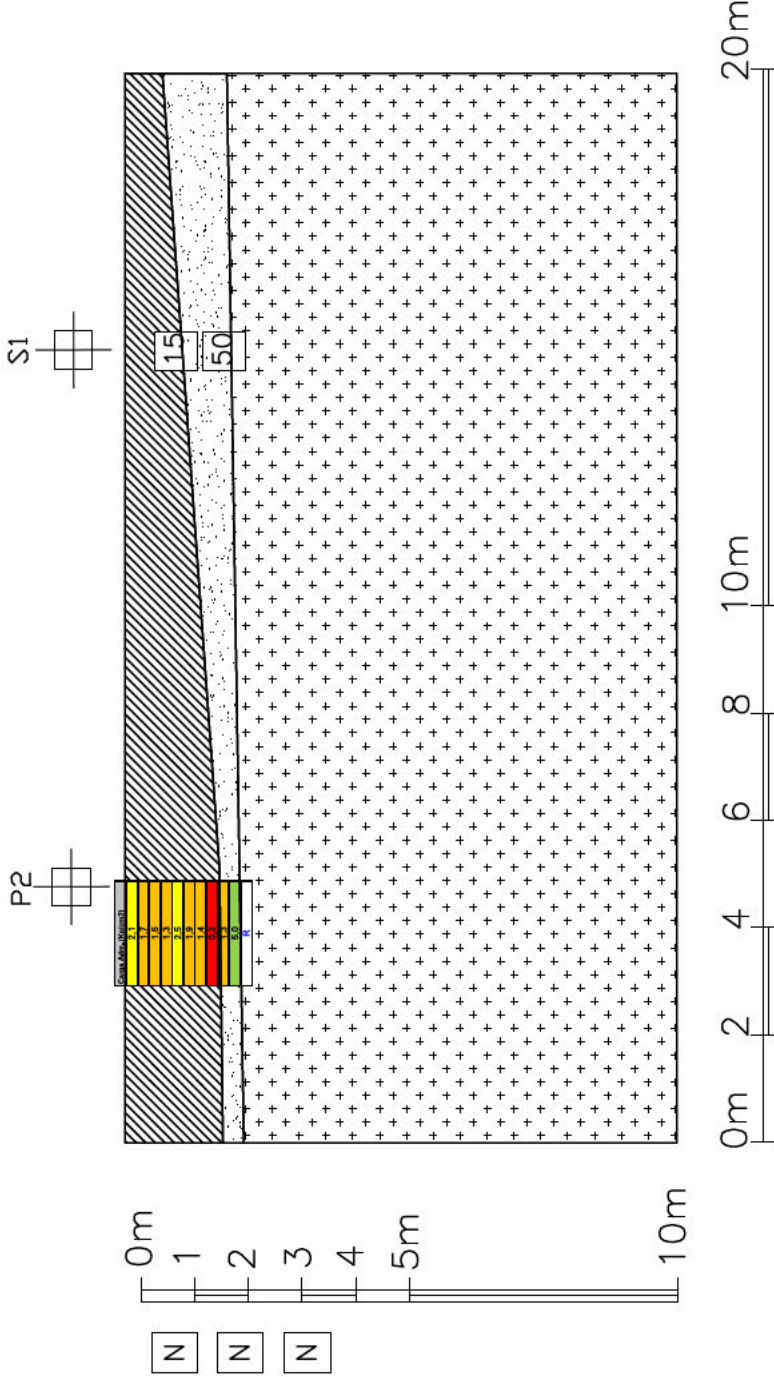
C. I. F. : B82995267
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

PERFIL LITOLÓGICO



PERFIL LITOLÓGICO

I - II



CALLE JUAN MARTIN N° 3
LOZOYA (MADRID)

PLANO PERFIL LITOLÓGICO

CONSULTOR GEOGENIL, SL

FECHA

JULIO 2023



GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B82995267
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

INFORME DE RESULTADOS TRABAJOS DE LABORATORIO

CLIENTE: GEOGENIL, S.L. AVDA. DE BRASILIA, 21 - 1ºD - 28028 - MADRID LUGAR: CONVENTO DE LOZOYA - LOZOYA (MADRID)	HOJA: 1 DE 5
	OBRA: 23605
	FECHA: 09/08/23

DATOS DE LA/S MUESTRA/S RECIBIDA/S:

Número/s de registro de la/s muestra/s:	23605-01
Muestras recibidas:	UNA DE SUELO
Muestreo realizado por:	EL CLIENTE
Muestra/s entregada/s en el laboratorio por:	EL CLIENTE
Estado de las muestras:	CORRECTO
Etiquetado:	CORRECTO
Fecha de recepción de muestras:	29 - julio - 2023
Fecha de entrega de resultados:	09 - agosto - 2023

ENSAYOS REALIZADOS Y NORMATIVA APLICADA:

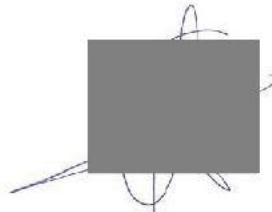
Determinación del límite líquido y del límite plástico de un suelo (UNE-EN ISO 17892-12:2019)
Determinación de la distribución granulométrica de suelos (UNE-EN ISO 17892-4:2016)
Determinación cuantitativo del contenido en sulfatos solubles de un suelo (UNE 103.201)

OBSERVACIONES:

El presente informe consta de 5 hojas selladas y numeradas correlativamente.
Queda prohibido el uso y la reproducción total o parcial de este informe sin la autorización expresa de la propiedad.
El presente informe sólo afecta a la/s muestra/s ensayada/s y no contiene ningún consejo ni recomendación derivados de los resultados obtenidos.

Director del Laboratorio**Fdo. José Angel de Mena Arenas**

CERTIFICACIÓN POR ENAC®

Jefe del Laboratorio**Fdo. Juan Carlos Díez Pavón**

CLIENTE: GEOGENIL, S.L
AVDA. DE BRASILIA, 21 - 1ºD - 28028 - MADRID
LUGAR: CONVENTO DE LOZOYA - LOZOYA (MADRID)

HOJA:	2 DE 5
OBRA:	23605
FECHA:	09/08/23

CUADRO GENERAL DE ENSAYOS DE LABORATORIO

SONDEO		1							
TIPO DE MUESTRA		T.P.							
PROFUNDIDAD (m)		7,60 7,90							
U S C S		SM-SC							
Humedad Natural (%)									
Densidad aparente (g/cm³)									
Densidad seca (g/cm³)									
Peso específico (g/cm³)									
Límite líquido		20,7							
Límite plástico		16,6							
Índice de plasticidad		4,1							
% Retiene T-5 UNE		10,4							
% Retiene T-2 UNE		20,6							
% Pasa T-0.080 UNE		37,7							
Resistencia (N/mm²)									
Compresión simple (kp/cm²)									
Deformación (%)									
Hinchamiento (%)									
Presión de hinchamiento (kp/cm²)									
Lambe	Índice hinchamiento (kp/cm²)								
	Clasificación								
Cohesión (kp/cm²)									
Ángulo rozamiento interno (°)									
Grado de acidez Baumann-Gully									
Sales solubles (%)									
Materia orgánica (%)									
SO ₃ (%)		0,0041							
Análisis según Código Estructural									
Humedad óptima (%)									
Densidad máxima (g/cm³)									
C B R									

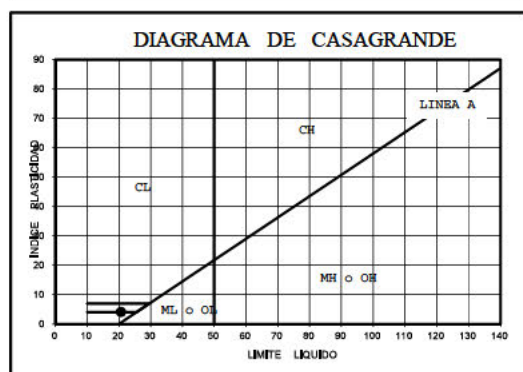
CLIENTE: GEOGENIL, S.L. AVDA. DE BRASILIA, 21 - 1ºD - 28028 - MADRID LUGAR: CONVENTO DE LOZOYA - LOZOYA (MADRID)	HOJA: 4 DE 5
	OBRA: 23605
	FECHA: 09/08/23
LIMITES DE ATTERBERG	
UNE-EN ISO 17892-12	

SONDEO: 1

PROFUNDIDAD (m): 1,20-1,80

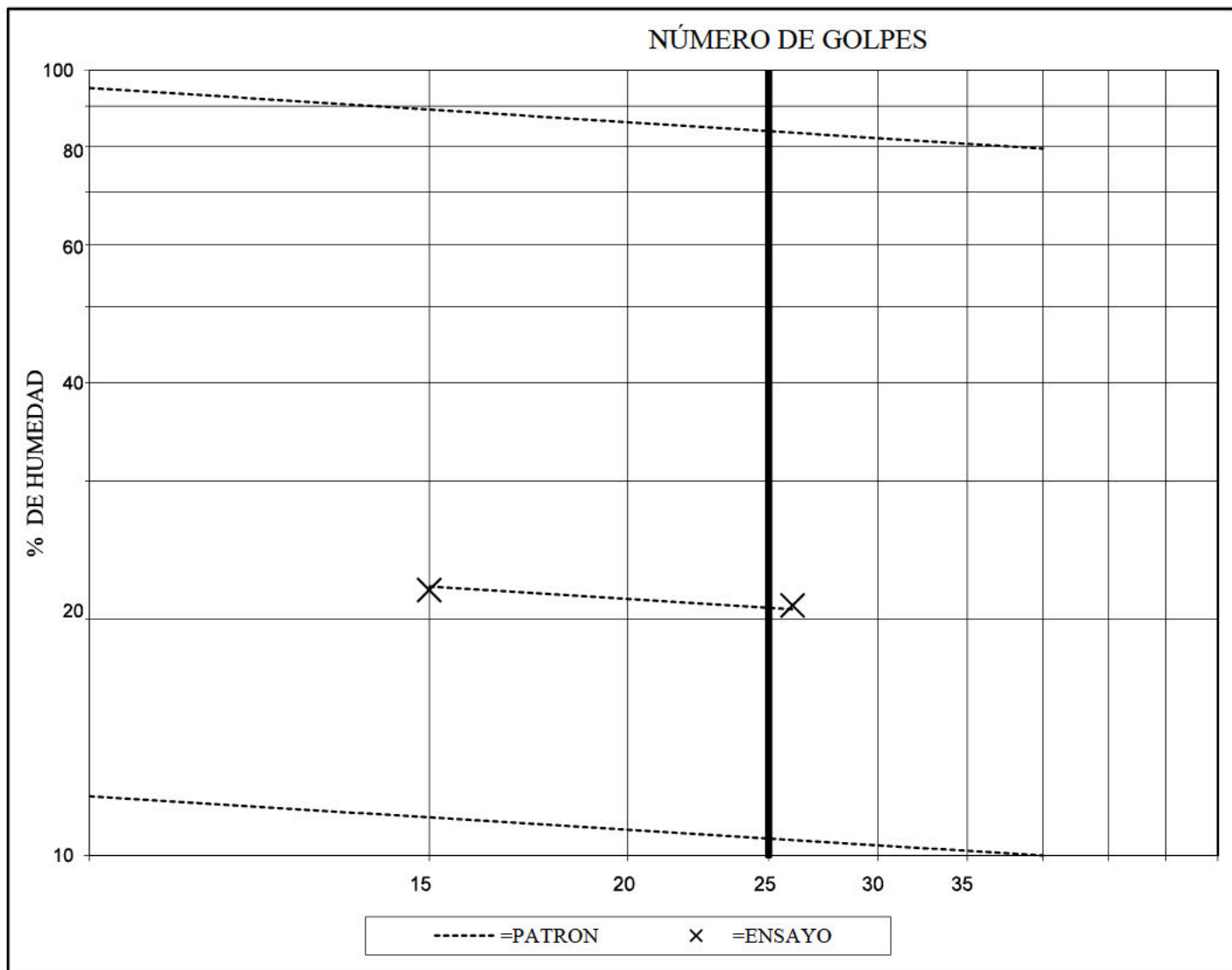
	LÍMITE PLÁSTICO		LÍMITE LÍQUIDO	
	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 1	PUNTO 2
GOLPES	****	****	15	26
T + S + A	51,12	50,98	34,78	40,38
T + S	47,06	47,00	30,44	35,24
T	22,58	23,03	10,52	10,55
% HUMEDAD	16,6	16,6	21,8	20,8

LÍMITE LÍQUIDO:	20,7
LÍMITE PLÁSTICO:	16,6
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:	4,1



OBSERVACIONES:

NÚMERO DE GOLPES



CLIENTE: GEOGENIL, S.L. AVDA. DE BRASILIA, 21 - 1ºD - 28028 - MADRID LUGAR: CONVENTO DE LOZOYA - LOZOYA (MADRID)	HOJA: 4 DE 5
	OBRA: 23605
	FECHA: 09/08/23
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	
UNE-EN ISO 17892-4	

SONDEO: 1

PROFUNDIDAD (m) : 1,20-1,80

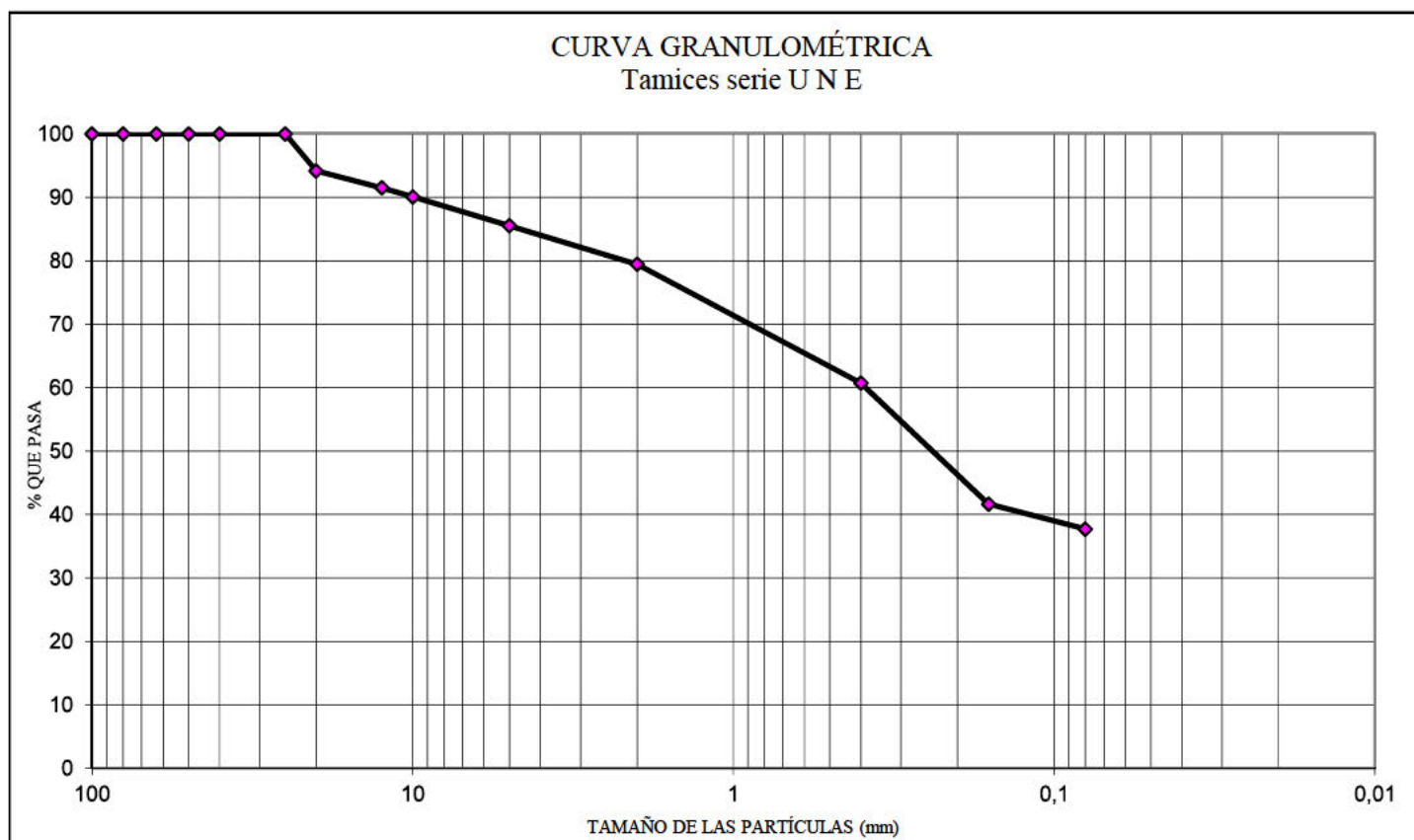
GRUESOS: > T-2	
F+G+a:	821,0
G=>T-2:	168,7
<T-2+a:	652,3
<T-2 seco:	652,3
E = F+G:	821,0
FINOS: < T-2	
S+A:	100,01
H.higr. %:	0,00
S:	100,01

HUMEDAD HIGROSCÓPICA	
T+S+A:	0,00
T+S:	0,00
TARA:	0,00
SUELO:	0,00
AGUA:	0,00
HUMEDAD %:	0,00

% > T-5:	14,5
% > T-2:	20,6
% < T-0.080:	37,7

Diámetro (mm)	SS (g)	% Retenido de la parte	% Pasa de la parte	% Pasa del total
100,0	0,0	0,0	100,0	100,0
80,0	0,0	0,0	100,0	100,0
63,0	0,0	0,0	100,0	100,0
50,0	0,0	0,0	100,0	100,0
40,0	0,0	0,0	100,0	100,0
25,0	0,0	0,0	100,0	100,0
20,0	47,9	5,8	94,2	94,2
12,5	69,8	8,5	91,5	91,5
10,0	81,4	9,9	90,1	90,1
5,0	118,9	14,5	85,5	85,5
2,0	168,7	20,6	79,4	79,4
0,40	23,6	23,6	76,4	60,7
0,160	47,6	47,6	52,4	41,7
0,080	52,5	52,5	47,5	37,7

OBSERVACIONES:





GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B82995267
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

OTROS DOCUMENTOS IMPORTANTES



GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B 8 2 9 9 5 2 6 7
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com





GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B 8 2 9 9 5 2 6 7
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

Prueba de penetración dinámica superpesada
EXTRACTO DE LA NORMA UNE 103-801-94

Campo de aplicación: Suelos granulares.

Símbolos y abreviaturas:

D.P.S.H. Prueba de Penetración Dinámica Superpesada.

N₂₀ Número de golpes necesario para penetrar 20 cm en el terreno.

R Rechazo. N₂₀ > 100 golpes.

Aparatos y Material necesario:

Puntaza (Cono): Cilíndrica, de acero. Termina en cono con un ángulo de 90°. Área nominal de la sección 20 cm². Longitud parte cónica 25 ± 0,2 mm. Longitud parte cilíndrica 50 ± 0,5 mm.

Varillaje: Acero macizo. Diámetro 33 ± 2 mm. Masa 8 Kg.

Maza: Acero. Masa de 63,5 ± 0,5 Kg.

Cabeza de impacto: Cuerpo de acero que recibe el impacto de la maza. Debe estar unido solidariamente a la parte superior del varillaje, durante el golpeo no puede existir desplazamiento relativo entre ambos.

Sistema de elevación y escape: Mecanismo que permite la elevación de la maza a una altura de 760 ± 10 mm la libera y permite su caída libre por la guiadera hasta la cabeza de impacto. La velocidad de la maza cuando se libera será nula.

Martillo de seguridad: Dispositivo que agrupa maza, cabeza de impacto, guiadera y sistema de elevación y escape. Permite izar la maza y liberarla siempre a la misma altura.

Guía soporte: Pieza que asegura la verticalidad.

La masa total del dispositivo de golpeo debe ser menor de 115 Kg.

Instrumentos de medida:

Contador de golpes.

Referencia de profundidad.

Medidor de par.

Inclinómetro.

Procedimiento:

Selección del punto de ensayo: Debe distanciarse de otros puntos ensayados al menos 1,5 m. En caso de ensayos previos, la distancia mínima a ellos debe ser de al menos 25 diámetros.

Emplazamiento y conexiones:

El aparato se emplazará de manera que quede vertical y coaxial al varillaje.

Las desviaciones de verticalidad del primer tramo de varillaje no deben superar el 2%.

La longitud libre del varillaje entre el soporte guía y la conexión al dispositivo de golpeo no debe superar 1,2 m.

Golpeo y penetración:

Frecuencia comprendida entre 15 y 30 golpes por minuto.

Se registra el número de golpes necesario para introducir la puntaza 20 cm en el terreno. N₂₀.

Rotación: Cada metro de penetración debe medirse y anotarse el par necesario para girar el tren de varillaje una vuelta y media. No es significativo un par por debajo de 10 N.m.

Finalización de la prueba:

Cuando se alcance una profundidad preestablecida.

Cuando N₂₀ > 100 golpes.

Cuando en tres intervalos sucesivos N₂₀ sea igual o superior a 75 golpes.

Cuando el par de rozamiento sea mayor de 200 N.m.

Presentación de resultados:

Se presentará en un gráfico con indicación de intervalo de profundidad, número de golpes por intervalo y par.

Se indicará el tipo de puntaza, tipo de varillaje, fecha, hora y duración de la prueba.

Prueba de penetración dinámica DPSH
efectuada según la Norma UNE 103-801-94

Lugar.....	Punto.....
Tipo de cono:	
Recuperable.....	Masa..... Kg
Perdido.....	Masa..... Kg
Varillaje	
Diámetro.....	Masa..... Kg/m
Diámetro.....	
Dispositivo golpeo masa..... Kg	
	Tiempo.....
	Duración.....
	Cota.....

Profundidad	Valores de N ₂₀										Par (N.m)
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	

Observaciones.....



GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B 8 2 9 9 5 2 6 7
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

ENSAYOS IN SITU. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

EXTRACTO DE LA NORMA UNE 103-800-92

1.- Objeto: El SPT determina la resistencia del suelo a la penetración de un tomamuestras tubular de acero en el interior de un sondeo, al tiempo que permite obtener una muestra representativa para su identificación, aunque con su estructura alterada.

2.- Campo de aplicación: Se utiliza para evaluar la resistencia y deformabilidad de un suelo. Es un ensayo especialmente indicado para arenas. Su empleo en suelos arcillosos y limosos presenta dificultad de interpretación. En suelos con gravas, se debe tener en cuenta la influencia del tamaño de las partículas, que puede conducir a resultados no representativos de la resistencia y deformabilidad de este tipo de suelos.

3.- Símbolos y abreviaturas:

3.1.- SPT Abreviatura del Ensayo de Penetración Estándar (Standard Penetration Test)

3.2.- N: Número de golpes que define la resistencia a la penetración estándar.

3.3.- R: Anotación a incluir cuando el número de golpes requerido para la penetración de asiento, o para cualquiera de los dos intervalos de 150 mm es superior a 50

4.- Definiciones

4.1.- Resistencia a la penetración estándar: número de golpes (N) necesario para que al golpear con una maza de 63,5 ($\pm 0,5$) kg de masa en la cabeza del varillaje desde una altura de 760 (± 10) mm, se consiga que el tomamuestras penetre 300 mm, después de l descenso inicial debido al peso del equipo y tras la denominada penetración de asiento.

4.2.- Tomamuestras: Tubo de acero con características y dimensiones descritas en el apartado 5.2

4.3.- Varillaje: Conjunto de varillas de acero que se utilizan para transmitir la energía de golpeo desde la cabeza de golpeo hasta el tomamuestras.

4.4.- Maza: Cuerpo de acero de 63,5 $\pm 0,5$ Kg de masa.

4.5.- Cabeza de impacto: Cuerpo de acero que recibe el impacto de la maza. Unido solidariamente a la parte superior del varillaje.

4.6.- Guiadera: Elemento de acero que guía suavemente la maza durante su caída.

4.7.- Sistema de elevación y escape: Mecanismo mediante el cual se eleva la maza 760 ± 10 mm, se libera y permite su caída libre por la guiadera hasta la cabeza de impacto.

4.8.- Dispositivo de golpeo: conjunto compuesto por maza, cabeza de impacto, guiadera y sistema de elevación y escape.

4.9.- Martillo de seguridad: Dispositivo de golpeo automático en el que la maza, cabeza de impacto, guiadera y el sistema de elevación y escape están integrados en un mismo elemento.

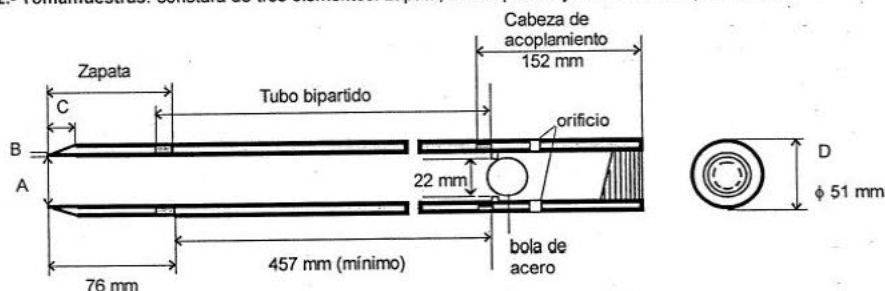
4.10.- Descenso inicial: Penetración, medida en mm, debida al propio peso del tomamuestras, varillaje y dispositivo de golpeo.

4.11.- Penetración de asiento: Número de golpes requeridos para una penetración de 150 mm después del descenso inicial.

5.- Equipos

5.1.- Equipos de perforación: debe ser capaz de ejecutar un sondeo que se mantenga estable durante la realización del ensayo y con el fondo limpio, con objeto de que el ensayo se lleve a cabo en suelo inalterado. No se permite perforación con descarga frontal de agua en las proximidades de la zona a ensayar. Tampoco se permite la utilización de barrena helicoidal bajo el nivel freático en suelos susceptibles de aflojarse o sifonarse. Cuando se emplee revestimiento temporal el diámetro de los útiles de perforación no será superior al 90% del diámetro interior del revestimiento. El diámetro de perforación estará comprendido entre 60 y 150 mm.

5.2.- Tomamuestras: constará de tres elementos: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento.



A = 35 mm $\pm 0,1$ mm
B = 1,6 mm $\pm 0,05$ mm
C = 19 mm $\pm 1,0$ mm
D = 51 mm $\pm 0,15$ mm

La zapata y el tubo bipartido serán de acero endurecido y de superficies lisas (interior y exterior). La cabeza de acoplamiento tendrá rosca de conexión al varillaje. Debe tener 4 orificios laterales con un diámetro mínimo de 13 mm y una válvula de retención de bola de 25 mm asentada en un orificio de diámetro mínimo de 22 mm y por debajo de los orificios los orificios laterales. La válvula debe proporcionar un cierre estanco mientras se eleva el tomamuestras, después de realizar el ensayo.

Notas: Debe anotarse en el parte de ensayo si se emplea, caso de gravas, zapata maciza de 51 mm de diámetro y 60° de ángulo cónico dado que el número de golpes puede variar. El tubo bipartido puede emplear una camisa interior, para ello debe disponer de un rebaje en su interior; en caso de emplear camisa puede modificarse el valor de N, por tanto su utilización debe anotarse en el parte.

5.3.- Varillaje

El varillaje tendrá una rigidez apropiada a su longitud total. Se consideran adecuadas las secciones con las características siguientes:

Diám. Exterior (mm)	Momento resistente ($\times 10^{-5}$ m ³)	Masa unitaria (kg/m)
40.5	4.28	4.33
50	8.59	7.23
60	12.95	10.03

No se usarán varillas de masa unitaria superior a 10,03 kg/m. Deberá ser suficientemente rectilíneo, la deformación relativa entre los extremos de cada varilla o entre los puntos medios de dos adyacentes no será superior a 1/750, se debe comprobar in situ de manera periódica. Las varillas se acoplarán a tope mediante uniones roscadas.



GEOGENIL S.L.

C. I. F. : B 8 2 9 9 5 2 6 7
Avd. Brasilia, 21. 1º D
28028 MADRID
Tel.: 91 725 45 57
Móvil.: 649 095 156
geotecnia@geogenil.com
www.geogenil.com

5.4.- Dispositivo de golpeo:

- a) **Maza:** de acero. Masa de $63,5 \pm 0,5$ kg.
b) **Cabeza de impacto:** diseñada para favorecer la máxima transmisión de energía en el impacto. Roscará a tope en el extremo superior del varillaje.
c) **Guiadera:** debe ofrecer la mínima resistencia a la maza en su caída.
d) **Sistema de elevación y escape:** debe asegurar que la maza sea elevada a una altura de 760 ± 10 mm sobre la cabeza de impacto, y que desde esa altura la libere para que caiga sin coacción alguna. La velocidad de la maza en su momento de liberación debe ser nula. El sistema no debe producir movimientos en el varillaje (no se deben utilizar topes u otros elementos que sean solidarios con el dispositivo de golpeo para prender y soltar la maza).
La masa total del dispositivo de golpeo no será mayor de 115 kg.
Notas: El definido como martillo de seguridad es un dispositivo de golpeo automático que permite que la maza se ize y libere siempre a la misma altura sin producir movimientos sobre el varillaje, de forma que la caída por la guiadera sea totalmente libre. De esta forma la energía transferida a la cabeza de impacto es la misma en todos los golpes y ensayos. El martillo de seguridad permite igualmente establecer una frecuencia de golpeo uniforme.
La utilización de otros dispositivos de golpeo que no cumplan las especificaciones descritas en esta norma implica que pueda obtenerse un número de golpes diferente de N.

6.- Procedimiento operatorio

El ensayo consiste básicamente en golpear sobre la cabeza de un varillaje, al que está unido solidariamente el tomamuestras, mediante una maza con una masa y una altura de caída determinadas.

6.1.- Preparación del sondeo:

El sondeo debe realizarse de manera que se mantengan estables sus paredes (utilizando, si es necesario, tubería de revestimiento o lodos)

El fondo del sondeo no debe tener sedimentos. La zona a ensayar no debe alterarse.

Cuando se trabaje por debajo del nivel freático, el nivel de agua o del fluido de perforación se mantendrá siempre a suficiente altura sobre el nivel freático para evitar el aflojamiento o sifonamiento del suelo a ensayar.

La tubería de revestimiento se mantendrá siempre por encima de la zona a ensayar.

La extracción de los útiles de perforación y limpieza se deberá hacer lentamente para evitar fenómenos de succión. Los útiles de limpieza no deberán tener un diámetro superior al 90% del diámetro del sondeo.

6.2.- Ejecución del ensayo:

El tomamuestras debe estar limpio (exterior e interior). La zapata no debe presentar daños o distorsiones en su geometría.

El tomamuestras debe ser bajado suavemente acoplado al varillaje, que a su vez llevará incorporado el dispositivo de golpeo. No se debe dejar caer bruscamente el conjunto al fondo del sondeo.

Las condiciones de sobreelevación del fluido de perforación descritas en el apartado 6.1 se mantendrán durante el ensayo.

Se anotará el descenso inicial bajo el propio peso del conjunto. Si fuera igual o superior a 450 mm, el ensayo se dará por terminado. Tomando un $N = 0$.

Penetración de asiento: Se hincará el tomamuestras una longitud de 150 mm, anotando el nº de golpes para esta operación.

Ensayo: Se seguirá hincando el tomamuestras hasta que penetre 300 mm más, anotando las tandas de golpes requeridos para cada intervalo de 150 mm de penetración. El nº de golpes requerido para la penetración de 300 mm es la resistencia a la penetración estándar N

En caso de que se alcancen los 50 golpes durante la penetración de asiento o en cualquiera de los dos intervalos de 150 mm se dará por finalizado el ensayo. En el registro se anotará la penetración alcanzada en estos casos con el símbolo R en lugar de N.

El ensayo debe realizarse sin interrupción y con una frecuencia de golpeo constante (no superior a 30 golpes por minuto).

6.3.- Recuperación de la muestra de suelo y etiquetado:

Las muestras se introducirán en un recipiente hermético con etiqueta con la información siguiente:

- Localización
- Denominación del sondeo
- Fecha de ensayo
- Número de muestra
- Profundidad del ensayo
- Longitud recuperada del terreno
- Resistencia a la penetración estándar, N.

7.- Informe:

Deberá concluirse con un informe final que registre todos los resultados e incidencias de los ensayos. Figurarán los datos relativos a la perforación del sondeo, al ensayo de penetración y a las características de la muestra tomada. Este informe puede formar parte de otro más extenso del sondeo cuando éste tenga más finalidades que las de realizar ensayos de penetración.

En el informe debe figurar:

	Del ensayo de penetración
Situación y nombre de la obra	Dispositivo de golpeo. Tipo, masa y frecuencia de golpeo
Identificación del sondeo: denominación, emplazamiento y coordenadas	Dimensiones del varillaje y masa
Cota de boca	Profundidad del fondo del sondeo y del revestimiento
Nombre del operador	Número del ensayo
Equipo de perforación. Tipo y características	Posición del nivel freático y del fluido de perforación (antes)
Condiciones meteorológicas	Fecha y hora de comienzo y final del ensayo
Fecha y hora de comienzo y final del sondeo	Penetración inicial
Método de perforación, avance, limpieza, diámetro.	Frecuencia de golpeo seleccionada
Tipo de fluido de perforación	Nº de golpes para cada intervalo de 150 mm
Método de sostenimiento. Tipo y diámetro del revestimiento	Descripción del suelo con indicación de cambios
Descripción del terreno	Pruebas de calibración
	Observaciones e incidencias

8.- Correspondencias con otras normas:

ASTM D 1586-84 Standard Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils

Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils TC 16 with Reference Test Procedures. Swedish Geotechnical Institute, Linköping, June 1.989

ANTIGUO CONVENTO EN CALLE JUAN MARTÍN DEL MUNICIPIO DE LOZOYA (MADRID)



INFORME SOBRE LA INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL



Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Consejería de Cultura, Turismo y Deporte
Área de Conservación y Restauración
C/ Arenal nº 18
28013 MADRID

20 de abril de 2023
EX/OC-22091/E

ÍNDICE

1.-INTRODUCCIÓN Y OBJETO DEL DOCUMENTO	1
2.-DATOS PREVIOS PARA LA REALIZACIÓN DEL ESTUDIO	1
2.1.- DATOS BÁSICOS SOBRE EL INMUEBLE.....	1
2.2.- DOCUMENTACIÓN FACILITADA	2
3.-RESULTADOS DE LAS ACTIVIDADES REALIZADAS.....	2
3.1.- REVISIÓN DE LA DOCUMENTACIÓN FACILITADA	2
3.2.- INSPECCIÓN DE DAÑOS Y CALAS.....	6
3.2.1.- Forjados.....	6
3.2.2.- Muros	9
4.-RECONOCIMIENTO DEL TERRENO Y ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	14
4.1.- ENTORNO GEOLÓGICO.....	14
4.2.- CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN Y DEL TERRENO APOYO, DEDUCIDAS DEL RECONOCIMIENTO	14
4.3.- CONCLUSIONES SOBRE CONDICIONES DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN...	21
5.-COMPROBACIONES DE CÁLCULO	21
5.1.- HIPÓTESIS REALIZADAS.....	21
5.2.- METODOLOGÍA EMPLEADA.....	23
5.3.- RESULTADOS OBTENIDOS.....	23
6.-CONCLUSIONES	24
7.-RECOMENDACIONES.....	25

ANEJO Nº 1: COPIA DE UN EXTRACTO DE LA DOCUMENTACIÓN FACILITADA

ANEJO Nº 2: RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN DE DAÑOS Y CALAS

ANEJO Nº 3: COMPROBACIONES DE CÁLCULO

1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETO DEL DOCUMENTO

El ÁREA DE CONSERVACIÓN Y RESTAURACIÓN de la CONSEJERÍA DE CULTURA, TURISMO Y DEPORTE de la COMUNIDAD DE MADRID (en adelante Peticionario) encargó al Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) la redacción de un informe de inspección y evaluación estructural del edificio del antiguo convento del municipio de Lozoya, sobre el que está prevista una intervención de rehabilitación.

En la actualidad se están acometiendo las obras de la primera fase de dicha intervención y resulta necesario obtener unas primeras conclusiones sobre los condicionantes que la configuración, estado de conservación y capacidad resistente de determinados elementos estructurales principales imponen a la rehabilitación prevista. Se trata de algunos de los forjados de madera actuales de la planta primera, y de los muros resistentes de fachada e interiores.

Los trabajos realizados para la redacción del presente informe han consistido básicamente en la revisión de la documentación facilitada, la inspección de la estructura y de la cimentación por un equipo técnico de INTEMAC (la última visita se produjo el pasado 16 de febrero de 2023) y la realización de unas comprobaciones de cálculo sobre las condiciones de seguridad de los elementos citados, finalizando los trabajos con la redacción del presente informe.

El objeto del documento es exponer la metodología y los resultados obtenidos del estudio, formulando las conclusiones alcanzadas así como las recomendaciones correspondientes, consecuencia del análisis realizado.

2.- DATOS PREVIOS PARA LA REALIZACIÓN DEL ESTUDIO

2.1.- Datos básicos sobre el inmueble

Se trata de un palacio del siglo XVI de una sola planta y bajo cubierta que se remodeló en el siglo XIX ampliándolo en una planta más y transformándolo en convento. La estructura horizontal y las cubiertas inclinadas son de madera, apoyando en muros de carga de fachada de fábrica de mampostería y ladrillo y muros interiores de entramado de madera y cuajados también de fábrica de ladrillo. Estos últimos debieron construirse en el siglo XIX.

En la figura nº 1, tomada de la documentación facilitada, se muestra una sección constructiva actual.

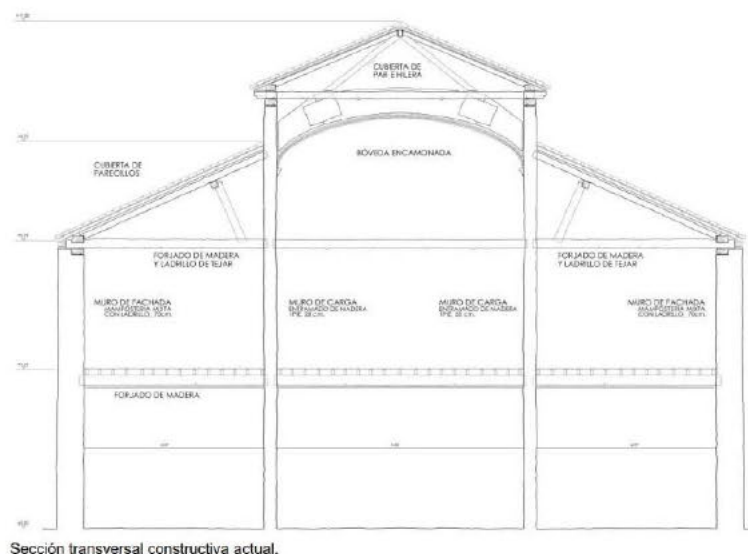


Figura 1

2.2.- Documentación facilitada

Para la redacción del presente informe el Peticionario ha proporcionado a INTEMAC la siguiente documentación:

- 1) Un documento de 6 páginas numeradas en formato digital de título: *“Rehabilitación y consolidación del antiguo convento de Lozoya. Estudio estructural”*. El documento, sin fecha, presenta membretes de la Dirección General de Patrimonio Cultural de la Consejería de Cultura, Turismo y Deportes de la Comunidad de Madrid y de ENJARJE ARQUITECTURA. Firmado por el arquitecto D. Roberto Fernández Díaz y la Dra. Arquitecta D^a Rocío Maira Vidal.
- 2) Tres documentos en formato digital del PROYECTO DE EJECUCIÓN PARA LA REHABILITACIÓN Y CONSOLIDACIÓN DE CUBIERTAS Y FACHADAS EN EL ANTIGUO CONVENTO DE LOZOYA. Se trata de la memoria, el estudio de gestión de residuos y el de mediciones y presupuesto. Los documentos presentan los mismos membretes y firmas que se indicaron en el apartado 1) anterior.
- 3) Un archivo informático en formato .dwg con información gráfica sobre el edificio.

En el anejo nº 1 del presente documento se incluye copia de un extracto de la documentación facilitada.

3.- RESULTADOS DE LAS ACTIVIDADES REALIZADAS

3.1.- Revisión de la documentación facilitada

Tras la revisión de la documentación facilitada señalamos a continuación los aspectos más relevantes de cara al objeto del presente informe:

- En la actualidad se están llevando a cabo las obras de la primera fase de rehabilitación, la restauración de las cubiertas del edificio. La siguiente actuación será la restauración interior del inmueble que pasará a ser una dotación cultural del municipio.
- De acuerdo con lo expuesto en el documento 1), se desea conocer el estado del forjado de la primera planta, confirmando si las vigas existentes podrían tener resistencia suficiente para las cargas asociadas al nuevo uso previsto. Los forjados de la nave lateral norte se encuentran actualmente derruidos o en ruinas, por lo que deben estudiarse los forjados de la crujía central y sur. En la figura nº 2, tomada de dicho documento, se muestra la configuración arquitectónica actual.

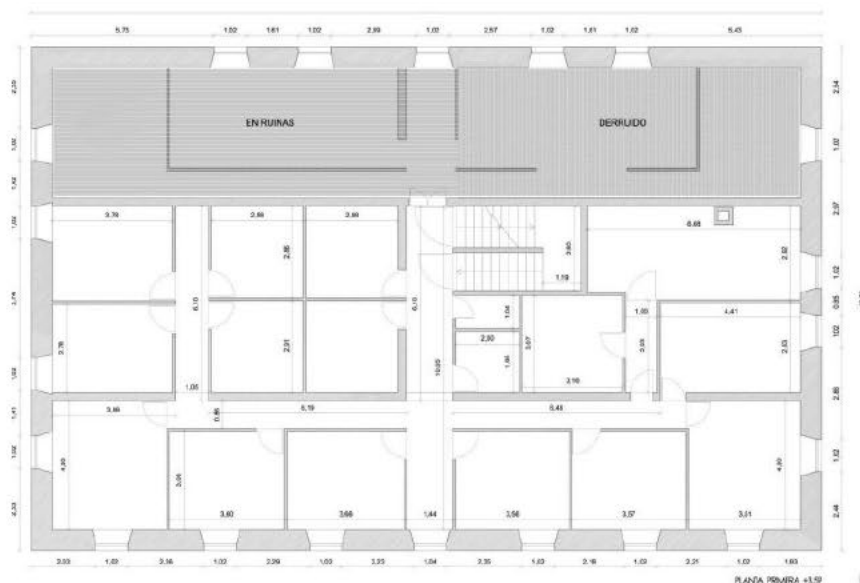
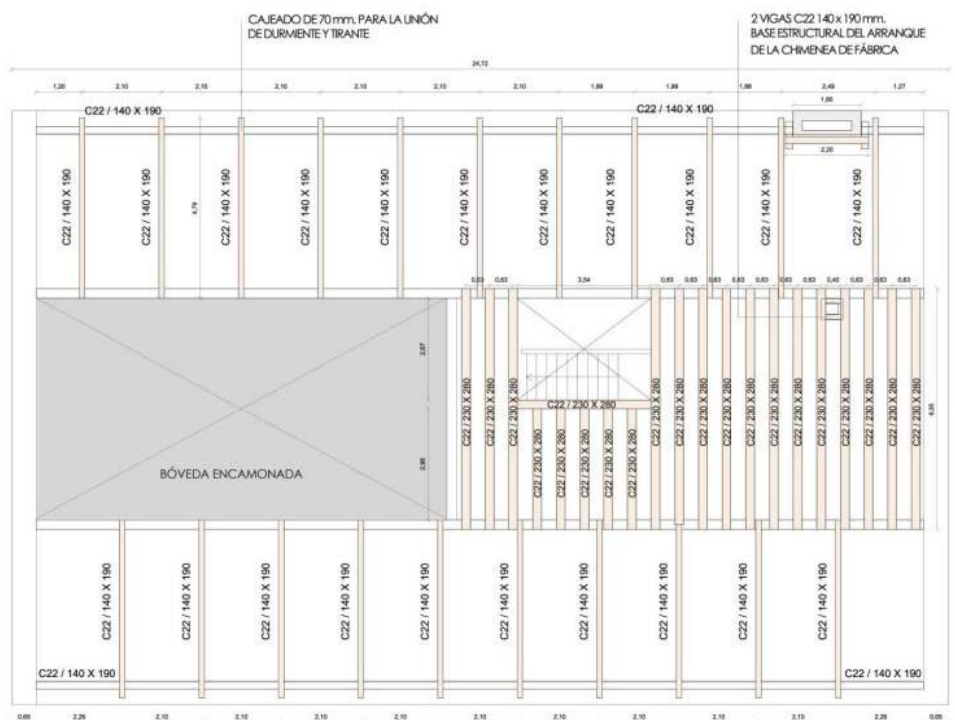


Figura 2

En el caso de no poder restaurar algún tramo del forjado, el criterio de intervención en la estructura será rehacer la tipología del forjado original con el dimensionamiento adecuado utilizando madera aserrada de pino nacional.

- El forjado de la planta segunda se ejecutará de nuevo con viguetas de madera de resistencia C22 cada 625 mm (figura nº 3 extraída de la documentación facilitada).



Vigas del forjado de la segunda planta de la crujía central y tirantes de la cubierta de las naves laterales.

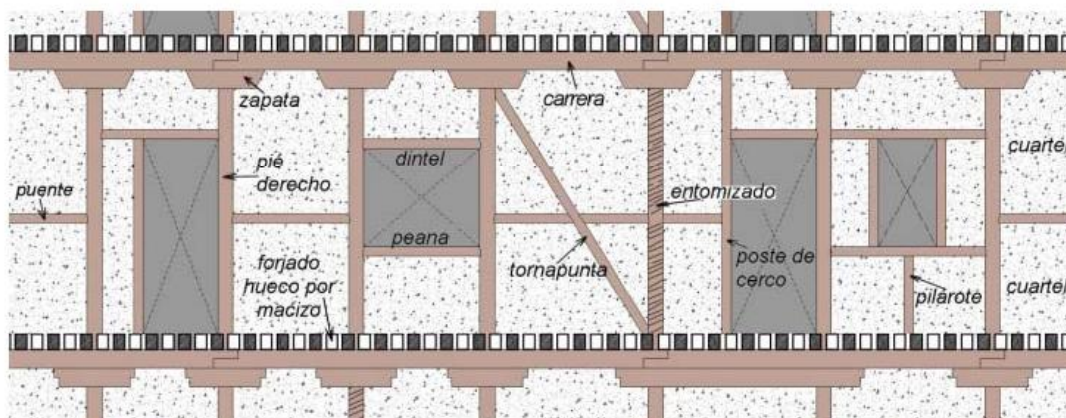
Figura 3

- En cuanto a la estructura vertical, está formada por muros de carga en las fachadas de 65-70 cm, realizados en fábrica mixta de mampostería y ladrillo, y dos muros de carga centrales y algunos paños perpendiculares todos de entramado de madera y cuajados de fábrica de 28 cm de espesor total. En la figura nº 4, procedente de la documentación facilitada, se muestra la localización de los muros y su trazado.



Figura 4

En relación con los muros de entramado de madera, en el documento 1) se indica que se trata de los muros principales de carga del convento, con 1 pie de espesor, es decir, 28 cm. Su configuración es la habitual de la arquitectura típica madrileña (ver figura 5 obtenida del documento): pies derechos arriostrados por un puente a mitad de su altura para rigidizar el conjunto y zapatas en cabeza para servir de apoyo a carreras de 16 cm de canto sobre las que descansan la vigas de los forjados y cubiertas.



Componentes de un muro entramado típico madrileño. Imagen de J. Santa Cruz-Astorqui y M. Del Río.

Figura 5

Los rellenos de los cuarteles son de ladrillo de tejar en la planta superior y con materiales diversos en la inferior, mampostería, mezclas de mampostería y ladrillo y puntualmente parches de adobe de deficiente ejecución que probablemente obedecen a reformas posteriores.

- Según se indica en 1) literalmente *es necesario confirmar que las solicitudes generadas por la nueva cubierta, los nuevos forjados y la sobrecarga de uso uniforme de 5 kN/m² no modifica las cargas recibidas por los muros de carga de entramado de madera de 28 cm de espesor*. El análisis de este aspecto forma parte por tanto del objeto del presente informe.
- En la memoria constructiva del documento 2), es decir el proyecto de ejecución de la rehabilitación se incluye información sobre la configuración de los forjados. De acuerdo con lo que se indica en la citada memoria, los forjados de la planta primera son enteramente de madera, constituidos por viguetas escuadradas dispuestas cada 30 cm incluyendo rastreles sobre su cara superior para soportar el entarimado. Por la cara inferior se disponen falsos techos con tabloncillos de madera clavados a las vigas y revestidos de yeso (ver fotografías de la figura 6).



Figura 6

Los forjados originales de la segunda planta son de revoltón, típicos del siglo XIX. Las viguetas de madera se sitúan cada 30 cm pero el intereje se rellena con ladrillos de tejar dispuestos de canto trabados con mortero de cal o revuelto irregular de ladrillos con cal. Por encima del forjado se encuentra el suelo de madera y por debajo hay tableros con acabado de yeso (figura 7).



Figura 7

- En cuanto a los muros, en la memoria se indica que los de fachada son de ladrillo y mampostería, aunque en algunas zonas de los niveles superiores son enteramente de ladrillo, con algunos elementos de madera que rodean los huecos, como pies derechos y dinteles embutidos en la fábrica (figura 8).



Figura 8

Los muros interiores de entramado de madera son los ya descritos en el apartado precedente (ver figura 5 anterior).

- La memoria del proyecto también incluye un apartado de patología en el que básicamente se constata el muy mal estado de las cubiertas y forjados de la planta segunda, lo que justifica su sustitución. En cambio los muros de entramado de madera presentan en general un estado de conservación relativamente bueno. La madera se encuentra en buen estado, a excepción de las carreras que soportan las vigas de cubiertas y forjados.

La sustitución y montaje de las nuevas estructuras de cubiertas, tanto la central como las laterales, se realizará por bataches ya que, al atarlos, contribuyen a la estabilidad de los muros de entramado. Se pretende también la eliminación de los forjados de la planta primera que se destacan en azul en el croquis de la figura nº 9.



Figura 9

Obsérvese que, estando derruida toda la crujía norte, al eliminar los vanos de forjado de la planta primera destacados en azul en el croquis de la figura nº 9 el tramo AB de muro interior quedaría prácticamente sin ningún tipo de atado y/o arriostramiento (salvo el efecto de los muros verticales ortogonales en los extremos del tramo), aunque la dirección de dichos vanos sea perpendicular al citado tramo, quedando con la esbeltez asociada a toda su altura hasta la cubierta.

Recomendamos por tanto que la eliminación de los vanos se produzca posteriormente a la reconstrucción de la crujía norte y correspondiente atado del muro a nivel de planta primera.

3.2.- Inspección de daños y calas

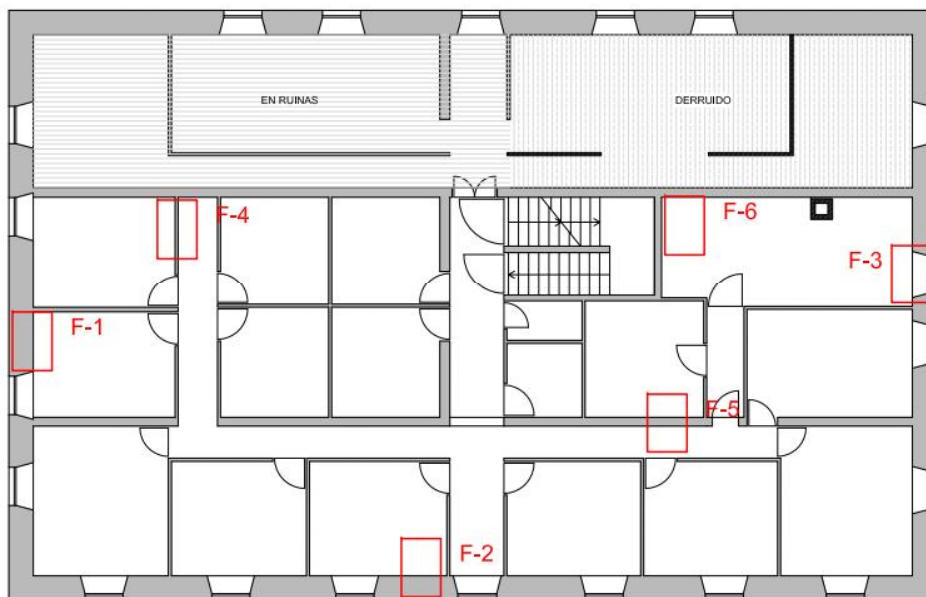
Al objeto de obtener datos básicos sobre la configuración y estado de conservación de los forjados de planta primera y muros resistentes hemos realizado una inspección ocular de estos elementos así como de algunas calas en forjados de planta primera. A continuación exponemos brevemente los resultados obtenidos:

3.2.1.- Forjados

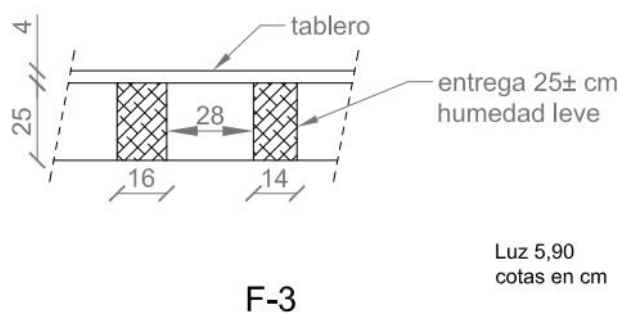
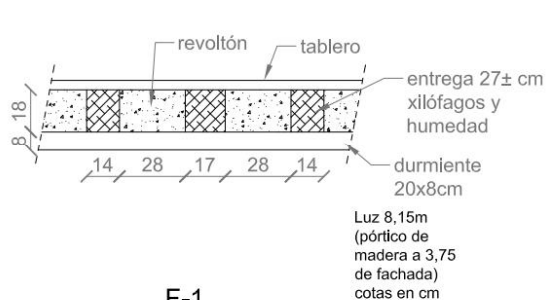
En el croquis de la figura nº 10 se muestra la localización en planta de las calas practicadas en los forjados de techo de la planta baja para obtener información sobre la configuración y estado de conservación de los forjados. Las calas han consistido básicamente en la retirada de los elementos de revestimiento inferior para descubrir las viguetas y poder determinar escuadrías, cantos, interejos, rellenos y composición de la capa de solado.

Además se han practicado algunas calas adicionales para examinar las entregas de las viguetas en los muros, al tratarse de puntos críticos en cuanto al estado de conservación de los elementos resistentes susceptibles de estar afectados por la presencia de humedad y posible presencia de pudrición y ataque de organismos xilófagos.

En el anejo nº 2 se muestra en detalle los resultados obtenidos en cada una de las calas. A continuación exponemos un resumen de su contenido:


Figura 10

- De acuerdo con las calas inspeccionadas (figura 11), la configuración de los forjados de la planta primera responde a la tipología ya descrita en la documentación facilitada. En efecto, se trata de forjados unidireccionales de viguetas de madera aserrada de 14 cm de anchura con separaciones libres de unos 28 cm entre caras laterales interiores. Los cantos de las viguetas son de unos 17-18 cm en los vanos de menor luz y de unos 25 en el de mayor. El interreje está ocupado por revoltón (ladrillo en disposición irregular trabajo con yeso). En algunas de las viguetas se observa la presencia de tomiza o arrollamiento de cuerda de cáñamo para mejorar la adherencia con el yeso.


Figura 11

Por la cara inferior se observa un entablonado revestido de yeso de unos 3 cm de espesor y por la superior la tarima sobre rastreles. En unas de las calas no se observó relleno del entrevigado (figura 12).

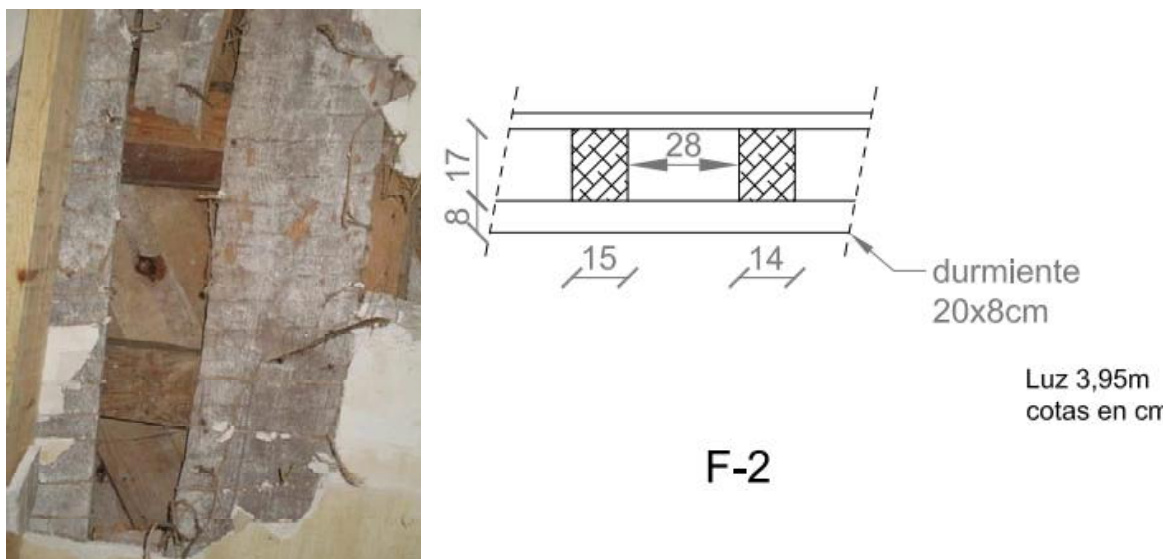


Figura 12

- En la inspección de las entregas de algunas de las viguetas en los muros de fachada se observan evidencias de degradación por pudrición en los extremos próximos a las testas en contacto con el muro de fachada (degradación inducida por el aporte de humedad exterior) así como la tipología hojaldrada típica asociada al ataque de termitas, en este caso más intensa, habiéndose producido ya pérdidas significativas de la masa resistente en los extremos de las viguetas afectadas (figura nº 13). En otros casos el aspecto de la entrega no es desfavorable (figura nº 14).



Figura 13

En otros casos el aspecto de las entregas no es tan desfavorable (figura nº 14).



Figura 14

3.2.2.- Muros

Hemos realizado una inspección ocular detallada de los muros en todos los niveles. En el anejo nº 2 del presente informe se recogen en forma de croquis y fotografías los resultados de la inspección. A modo de resumen puede decirse que no se observan en general lesiones relevantes o daños significativos compatibles con un anómalo comportamiento histórico estructural, incluso en los pies derechos salvo casos puntuales leves, lo cual encaja también con la documentación revisada (apartado 3.1 anterior).

En efecto, las únicas lesiones relevantes o aspectos a tener en cuenta para la redacción del proyecto de reforma son los siguientes:

- Presencia de huecos pasantes en los muros, oquedades, separaciones entre fábrica y entramado de madera. Se trata de huecos previamente existentes debidos a defectos de ejecución, para el paso de conductos de instalaciones, entrega de viguetas de forjados eliminados o practicados de manera provisional durante las obras de montaje de la nueva cubierta, actualmente en ejecución (fotografías de las figuras nºs 15 y 16).



Figura 15

**Figura 16**

- Heterogeneidades puntuales en la configuración constructiva de los muros: cuarteles o cegado de huecos con empleo de adobe o todo uno. En algún caso (paño transversal en planta segunda) el lienzo está resuelto en adobe prácticamente en su totalidad (figuras nºs 17 y 18).

**Figura 17**



Figura 18

- Degradación de arranques de pies derechos en planta baja, básicamente pudrición asociada a la presencia de humedades. Se observa particularmente en arranques del muro longitudinal interior norte expuesto (figuras nºs 19 y 20).



Figura 19



Figura 20

- Se ha encontrado una configuración particular en el tramo del muro longitudinal sur de planta baja junto a la fachada este. En este paño el espesor es muy inferior a los 28 cm nominales, tratándose posiblemente del cegado de un hueco original materializado mediante un par de apeo del paño superior (figuras nºs 21 y 22).

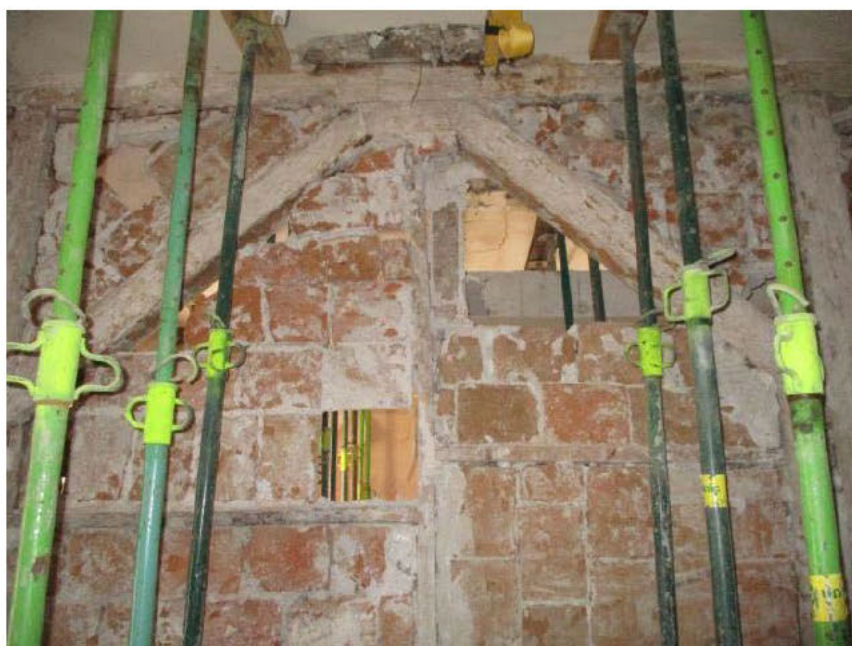
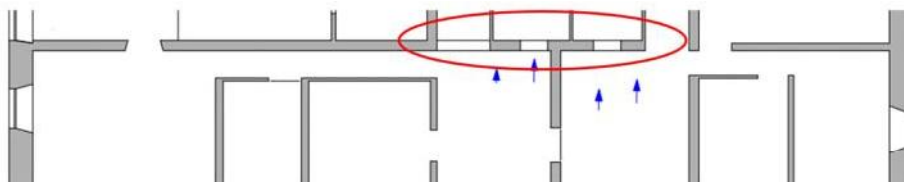


Figura 21

**Figura 22**

- Presencia de huecos de paso en muros de carga que no son originales. En particular se han detectado intervenciones históricas relevantes en el tramo muro interior de planta baja señalado que debilita sensiblemente el paño. (figura nº 23).

**Figura 23**

4.- RECONOCIMIENTO DEL TERRENO Y ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

4.1.- Entorno geológico

De acuerdo con la documentación bibliografía, el sustrato geológico de los terrenos en los que se asienta el antiguo convento de Lozoya corresponde a las rocas ígneas y metamórficas pertenecientes al macizo herciniano, de edades precámbricas y paleozoicas, que conforman el citado sustrato de la mayor parte de la Sierra de Guadarrama en la que se sitúa la zona objeto de estudio

En la figura 24 se puede observar la situación geológica del área de estudio. Esta figura se ha obtenido con el servicio de mapas del IGME, que a través de la herramienta Google Earth permite la visualización y consulta de su Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 sobre una imagen aérea que ha permitido ubicar la parcela, cuya ubicación queda referenciada.



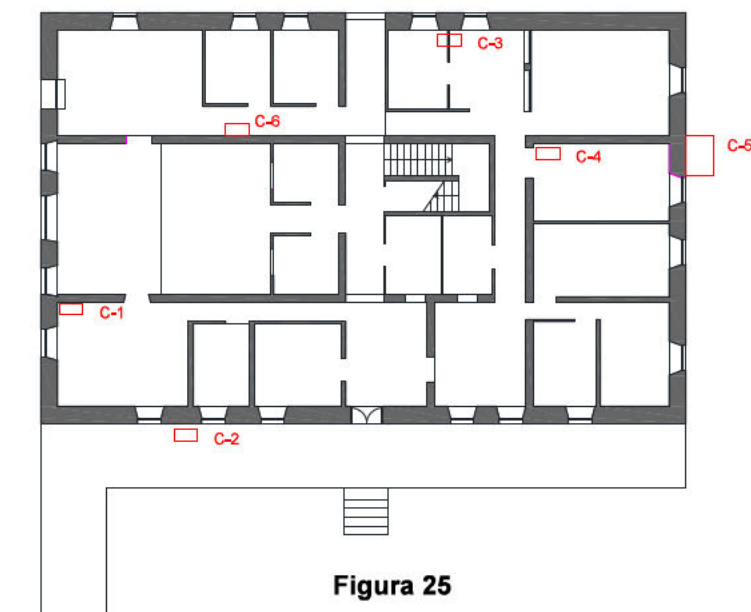
Figura 24. Fragmento del Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 del IGME

En esta figura se representan en tonos de color marrón (trama 8a) las citadas rocas ígneas y metamórficas, que en este caso corresponden a ortoneises glandulares, que como se puede observar en la figura anterior, constituyen de forma generalizada el sustrato de la zona. En tono azul (trama 22) se representan los afloramientos localizados de las márgenes del embalse de La Pinilla correspondientes a dolomías del Cretácico

En tonos gris y beige se representan los depósitos cuaternarios que pueden tapizar los materiales del sustrato (tramas 28 y 29). En el mapa geológico se describen como conos de deyección constituidos por materiales gruesos compactos (bloques y cantos).

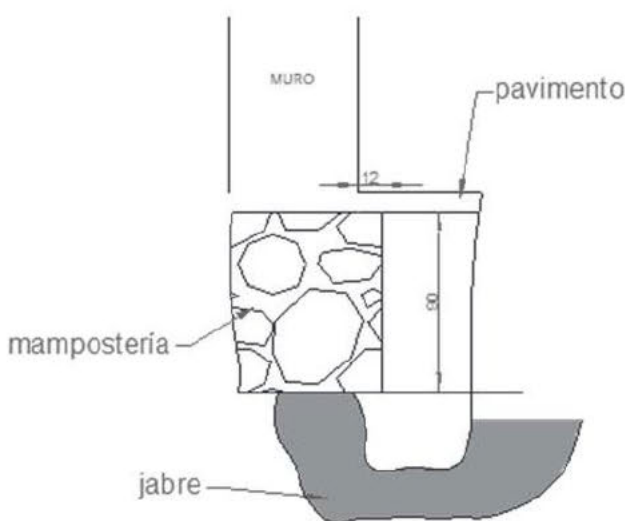
4.2.- Características de la cimentación y del terreno apoyo, deducidas del reconocimiento

Para comprobar las características de las cimentaciones del convento y del terreno de apoyo de estas, se inspeccionaron seis calicatas. En la figura 25 se indica la localización y denominación de estas calicatas y a continuación se describen los resultados obtenidos en la inspección de las mismas. Dos de ellas (la C-5 y la C-6 se inspeccionaron el pasado 14 de diciembre de 2022) y el resto, una vez que finalizó su apertura, el pasado 16 de febrero de 2023.


Figura 25

Calicata C-1

En la calicata C-1 se pudieron inspeccionar las cimentaciones del muro de la fachada oeste (fachada principal que da a la calle Juan Martín) y uno de los dos muros interiores longitudinales, concretamente el muro sur. En las fotografías de las figura 26 se pueden comprobar sus características


Figura 26. Calicata C-1. Cotas en cm.

Ambas cimentaciones son corridas, de mampostería, con un sobreancho de 5 cm en el caso del muro de fachada y 12 cm en el muro interior. Se prolongan hasta una profundidad del orden de 0,90 m, y el terreno, de acuerdo con lo observado, se puede atribuir a un suelo residual procedente de la meteorización de las rocas graníticas del sustrato, es decir, a un jabre.

Llama la atención que el fondo de la calicata en el sector más próximo a la fachada parece estar constituido por fragmentos de piedra, a modo de enlosado.

Calicata C-2

La calicata C-2 se excavó desde el exterior del edificio, adosada al muro de fachada sur. Las fotografías de las figuras 27 y 28 corresponden a esta calicata.

La cimentación corrida es de mampostería, y su base se sitúa a una profundidad del orden de 1,40 m respecto al terreno que la protege desde el exterior. En los 55 cm finales, presenta un sobreancho del orden de 25 cm respecto al paramento del muro.

Se comprobó asimismo que el terreno en el que se apoya responde a un jabre de aspecto compacto, dado su aspecto (véase fotografía de la figura 27) y la dificultad que presentaba a la excavación, empleando martillo neumático manual.



Figura 27. Calicata C-2

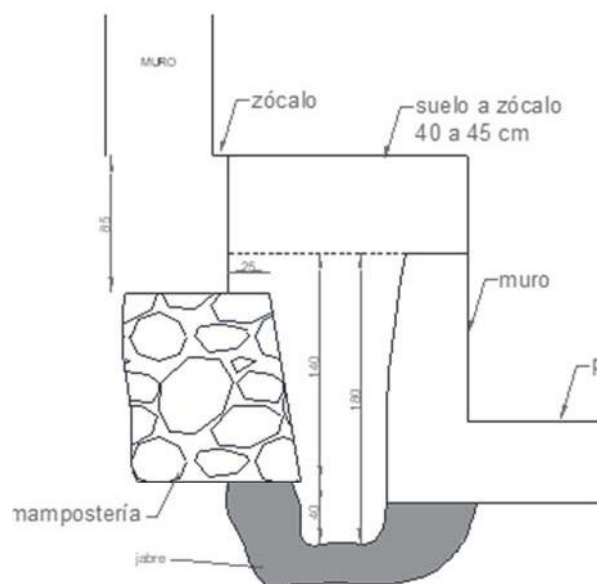


Figura 28. Detalle del terreno de apoyo en calicata C-2

Calicata C-3

La calicata C-3 se excavó desde el interior, adosada al muro de fachada norte. La fotografía de la figura 29 corresponde a esta calicata.

La cimentación corrida del muro de fachada presenta un sobreancho de aproximadamente 10 cm, y se prolonga hasta una profundidad de 1,7 m. El terreno de apoyo corresponde también a un jabre.

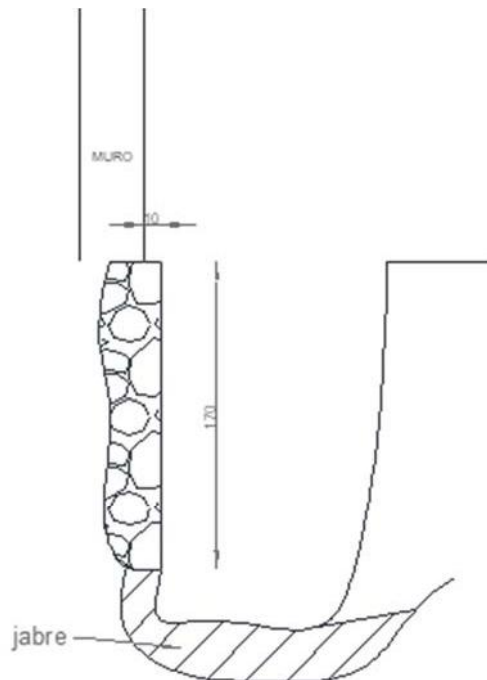


Figura 29. Calicata C-3

Como se puede observar en la figura anterior, existe en esta zona un muro enterrado ortogonal al de fachada (zona izquierda de la fotografía), que se prolonga hasta la misma profundidad que la cimentación del muro de fachada. Podría responder a la cimentación de antiguo muro, o simplemente haber sido ejecutados como un refuerzo de la cimentación

Calicata C-4

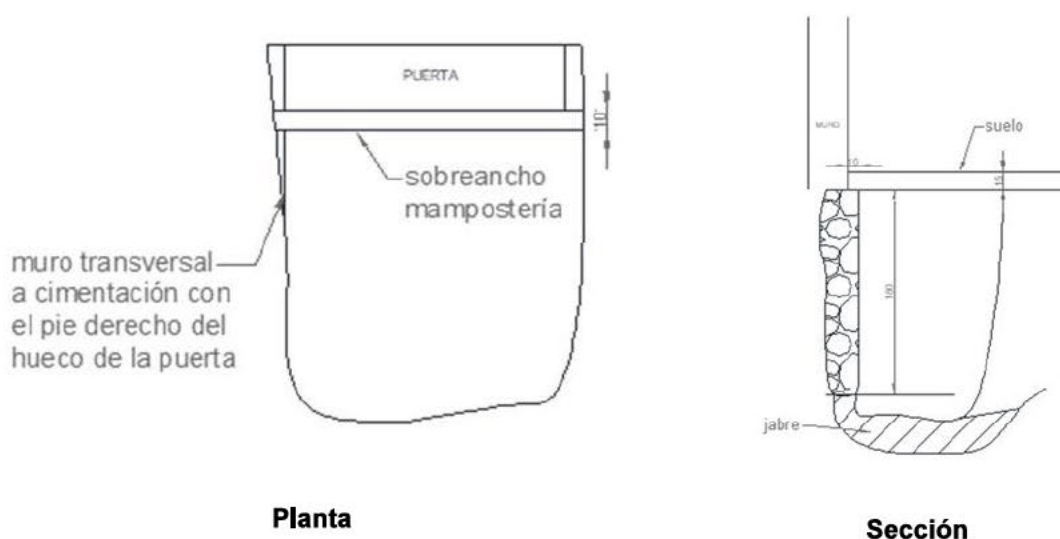
La calicata C-4 se excavó por desde dentro del edificio, adosada al otro muro longitudinal interior, al norte y sensiblemente enfrentada a la calicata C-3 anterior.


Figura 30. Calicata C-4

Figura 31 Calicata C-4

La cimentación de mampostería presenta un sobreecho de 10 cm, y se prolonga hasta una profundidad de 1,90 m. El terreno de apoyo corresponde aparentemente a un jabre compacto.

Como en el caso de la calicata C-3, también se comprobó la existencia de un muro o cimentación corrida de mampostería enterrada (figura 32).


Figura 32. Calicata C-4

Calicata C-5

La calicata C-5 se excavó desde el exterior, adosada al otro muro de fachada sur. En ella se observa que los muros se apoyan sobre la roca granítica del emplazamiento (jabre), lo cual resultaba probable de antemano tanto por su proximidad (con afloramientos visibles en superficie en las inmediaciones del edificio) como por el hecho de que no se haya observado en la inspección de los muros ninguna patología asociada a asientos diferenciales. Los muros de fachada arrancan de una mampostería de

piedra que cimienta directamente en la roca, la cual se alcanza con la retirada de apenas 1 m de montera vegetal y/o relleno.



Figura 33



Figura 34. Calicata C-5. Vista general



Figura 35 Calicata C-5. Detalle

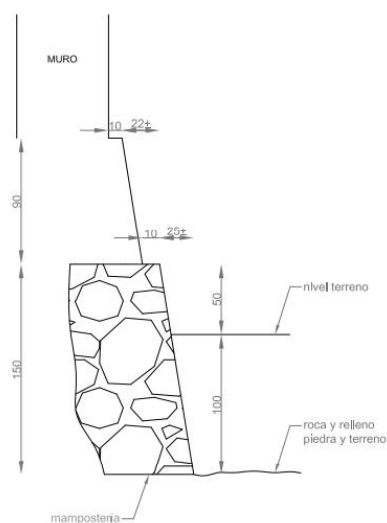


Figura 36

En este caso, la cimentación corrida de mampostería tiene una altura de 1,50 m y apoya también en el jabre.

Calicata C-6

En la fotografía de la figura nº 37 se observan los resultados obtenidos en la inspección de la calicata C-6 practicada al pie del muro longitudinal interior norte. La calicata se abrió junto a un lienzo del muro en las proximidades de un pie derecho.

Al igual que en el caso del muro de fachada, se observa que la fábrica de ladrillo arranca de un zócalo de mampostería sentado sobre la roca y el pie derecho de un dado que presenta sobreancho, también cimentado en la roca, que aparece a escasa profundidad respecto del nivel de pavimento acabado de la planta baja (figura nº 37).

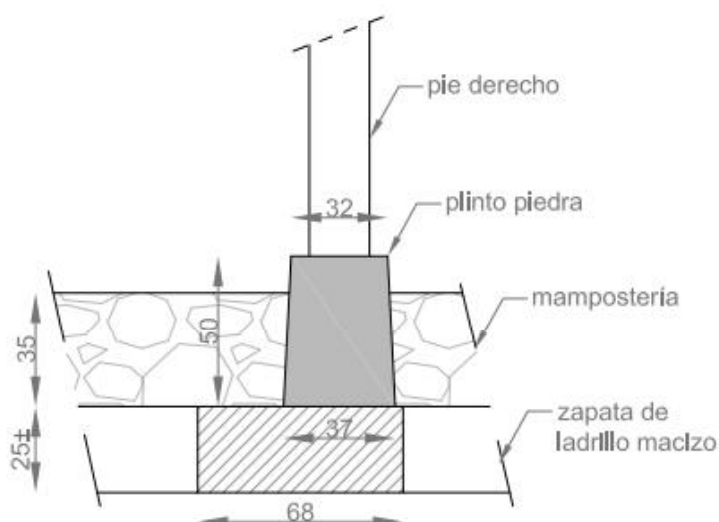


Figura 37 (cotas en cm)

4.3.- Conclusiones sobre condiciones de apoyo de la cimentación

A modo de resumen, se concluye que la cimentación es corrida, de mampostería, que se encuentra empotrada en el terreno entre 1,00 m y 1,90 m en la mayoría de la superficie.

El terreno de apoyo, en los casos inspeccionados, corresponde a un suelo residual de las rocas ígneas que constituyen el sustrato de la zona (jabre), de compacidad elevada, tal y como se pudo comprobar a la vista de la respuesta resistente del suelo frente a la excavación, tanto con pico como con martillo neumático manual.

Estas características de empotramiento y terreno de apoyo permiten concluir que las condiciones de cimentación son válidas, tal y como certifica el comportamiento de la misma a lo largo de los siglos transcurridos desde su construcción.

No se detectó la presencia de agua en ninguno de los reconocimientos realizados. Por ello el agua que eventualmente pueda aparecer será la que discurra por los rellenos y el jabre sobre el sustrato rocoso, agua que en los puntos de reconocimiento no ha sido detectada.

5.- COMPROBACIONES DE CÁLCULO

Con el fin de obtener información sobre las condiciones de seguridad de los forjados y muros a partir de los resultados obtenidos en la revisión de la documentación e inspecciones realizadas, hemos efectuado unas comprobaciones de cálculo cuya metodología y resultados se expone detalladamente en el anejo nº 3 del presente documento, al que nos remitimos. Detallamos a continuación las hipótesis realizadas y los resultados obtenidos:

5.1.- Hipótesis realizadas

A) Sobre las acciones

Para el cálculo de los pesos propios de los diferentes elementos (madera, fábricas, revestimientos, etc), hemos tenido en cuenta los valores de los pesos específicos indicados en la normativa de acciones, en particular los recogidos en el documento DB-SE-AE "Acciones en la Edificación" del Código Técnico de la Edificación (C.T.E.). Cuando la normativa señala un rango de valores en general se ha considerado un valor medio. Asimismo, para el cálculo de la carga muerta sobre los forjados en general se han tenido en cuenta espesores medios de las distintas capas. En la situación reformada futura para uso de dotación cultural se han supuesto los forjados actuales de planta primera sustituidos por otros de madera con un peso propio más carga muerta no superior a 1,5 kN/m². También se ha tenido en cuenta el valor reglamentario de la carga de viento (presión básica de 0,42 kN/m² y los correspondientes coeficientes de exposición 1,6 y presión 1,2), concomitante con las cargas gravitatorias.

Para las comprobaciones de cálculo hemos tenido en cuenta tanto el valor de la sobrecarga prevista para el nuevo uso de dotación cultural de 5 kN/m², como el de 2 kN/m² asociado a uso residencial o de habitación, más acorde probablemente al uso histórico, con el fin de obtener conclusiones sobre la posible repercusión en la seguridad del incremento previsto. A efectos de consideración de una sobrecarga de conservación de las cubiertas, se han supuesto ligeras, adoptando 0,4 kN/m².

B) Sobre los materiales

En relación con la calidad de la madera, hemos adoptado los parámetros de resistencia asignables a la clasificación resistente C14. Hemos considerado en todos los casos un valor del factor de modificación $k_{mod} = 0,60$ (compatible con una clase de servicio 1 y una clase de duración de la carga

permanente) y un factor de carga compartida $k_{sys} = 1,0$. El valor del coeficiente parcial de seguridad para el material considerado ha sido $\gamma_M = 1,30$.

Dicha asignación de las propiedades de la madera a partir de una clasificación visual la hemos realizado de acuerdo con los criterios de la Norma DIN 4074, que en nuestra opinión es la más adecuada para este tipo de estructuras antiguas. De acuerdo con dicha clasificación la madera se corresponde con la clase inferior, S7, dada la presencia de nudos de diámetro superior a 70 mm, desviaciones de la fibra superiores al 12% y fendas de varios centímetros de profundidad. En todo caso cabe resaltar que los numerosos defectos que presentan los distintos elementos (nudos, gemas, desviaciones de la fibra, etc.) no permitirán una designación según los criterios actuales.

Esta citada calidad resistente tiene correspondencia con una clasificación MEG de acuerdo con la norma UNE 56544:2011 (maderas de grandes escuadrías), a la que en principio correspondería unas propiedades resistentes C18, de acuerdo con el Documento Básico SE-M del Código Técnico de la Edificación. Esta clasificación sería válida para piezas procedentes de aserraderos, con los criterios de selección actuales en las normas de clasificación visual. En estructuras antiguas no se empleaban estos criterios, lo que conduce a una mayor dispersión de resultados y con ello, a resistencias características más reducidas. En este sentido es habitual considerar las propiedades resistentes correspondientes a una clase C14 de la citada norma UNE 56.5441, aunque a efectos de deformabilidad se suelen admitir módulos de elasticidad superiores a los 7000 MPa (normalmente 9000-1000 MPa) correspondientes a dicha clase. No obstante, de acuerdo con los resultados de algunas investigaciones en curso en nuestro país, en determinadas ocasiones, combinando la clasificación visual y la realización de ensayos no destructivos, podrían clasificarse la madera con propiedades análogas a la clase resistente C22. Se trata en todo caso de situaciones particulares, condicionadas a la existencia de un menor número y tamaño de defectos que los habituales en estructuras antiguas, que se alejan de situaciones como la que es objeto de estudio. En todo caso, las diferencias obtenidas en las comprobaciones realizadas no son relevantes.

En cuanto a los muros, teniendo en cuenta la heterogeneidad de su composición y a falta de datos experimentales sobre las resistencias reales, se ha adoptado un valor de la resistencia característica a compresión de $f_k = 2 \text{ N/mm}^2$ y un coeficiente parcial de seguridad del material $\gamma_M = 2,50$, lo que supone un valor de cálculo de la resistencia de unos 8 kp/cm^2 , tanto en muros interiores como en muros de fachada, valor que se juzga como conservador, al encontrarse en el rango inferior de las asignables a fábricas similares de acuerdo con la bibliografía que trata los tipos de fábrica históricos como los que son objeto de estudio. A título de ejemplo, en las tablas adjuntas de la figura nº 38, tomadas de la norma P.I.E.T. de 1970 se muestran las resistencias asignables.

TABLA II.1.1.2.2.1 a
RESISTENCIA DE CÁLCULO DE LAS FÁBRICAS DE LADRILLO MACIZO

Resistencia del ladrillo (kp/cm²)	Plasticidad del mortero	Espesor de las juntas (cm)	Resistencia de cálculo σ^* de la fábrica, en kp/cm², con mortero:						Espesor de las juntas (cm)	Plasticidad del mortero	Resistencia del ladrillo (kp/cm²)
			M-5	M-10	M-20	M-40	M-80	M-160			
70	magra	> 1,5	8	9	10	11	12	—			
	magra	1,5 a 1	9	10	11	12	14	—			
	sogrosa	> 1,5									
	magra	< 1	10	11	12	14	16	—	> 1,5	magra	
	sogrosa	1,5 a 1									
	grasa	> 1,5									
100	magra	< 1	11	12	14	16	18	—	1,5 a 1	magra	
	sogrosa	1,5 a 1							> 1,5	sogrosa	
	grasa	< 1	12	14	16	18	20	—	< 1	magra	
	magra	1,5 a 1							1,5 a 1	sogrosa	
	sogrosa	> 1,5							> 1,5	grasa	
	grasa	< 1	14	16	18	20	22	25	< 1	sogrosa	
150	magra	1,5 a 1	16	18	20	22	25	28	1,5 a 1	grasa	
	sogrosa	> 1,5							> 1,5	magra	
	grasa	< 1	18	20	22	25	28	32	1,5 a 1	magra	
	magra	1,5 a 1	20	22	25	28	32	36	> 1,5	sogrosa	
	sogrosa	> 1,5							> 1,5	grasa	
	grasa	< 1	22	25	28	32	36	40	< 1	magra	
200	magra	1,5 a 1	25	28	32	36	40	45	1,5 a 1	sogrosa	
	sogrosa	> 1,5							> 1,5	grasa	
	grasa	< 1	28	32	36	40	45	50	< 1	magra	
	magra	1,5 a 1	32	36	40	45	50	56	1,5 a 1	sogrosa	
	sogrosa	> 1,5							> 1,5	grasa	
	grasa	< 1							< 1	magra	

Figura 38

Se ha adoptado un factor de reducción ϕ de la capacidad a compresión del muro teniendo en cuenta excentricidades y esbelteces de acuerdo con los criterios del C.T.E. para diversas situaciones, secciones e hipótesis.

5.2.- Metodología empleada

Las comprobaciones de cálculo se han realizado obteniendo el valor del margen de seguridad (coeficiente de mayoración de acciones γ) frente a esfuerzos de flexión y de cortante en las secciones críticas de las viguetas, así como compresión y pandeo en muros, expresando dicho coeficiente como cociente entre la resistencia de cálculo (R_d) y la sollicitación característica correspondiente (S_k):

$$\gamma = R_d / S_k$$

Habida cuenta de que la evaluación se establece sobre elementos estructurales ya construidos son admisibles en nuestra opinión márgenes de seguridad algo inferiores a los exigibles según la normativa para una situación de proyecto, toda vez que dichas exigencias se establecen teniendo en cuenta ciertas incertidumbres (posibles desviaciones geométricas, por ejemplo) que ya no aplican cuando la estructura se ha ejecutado. Dicha reducción de los márgenes depende del nivel de información disponible sobre la estructura ejecutada.

5.3.- Resultados obtenidos

En el anejo nº 2 se detallan los resultados obtenidos. A modo de resumen, podemos señalar:

- Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en los vanos de forjado de planta primera muestreados, los forjados no serían aptos, fundamentalmente por consideraciones de seguridad a flexión, para una sobrecarga de uso de 5 kN/m². Los márgenes de seguridad obtenidos no son técnicamente admisibles, obteniéndose valores de γ a flexión inferiores a la unidad o muy próximos a dicho valor. Para la sobrecarga de 2 kN/m² sin embargo la situación de seguridad sería técnicamente admisible en algunos vanos pero no en el de mayor luz. Los forjados por tanto deberán ser reforzados o preferiblemente sustituidos.

En las comprobaciones de seguridad a flexión y cortante del nuevo forjado de madera de la planta segunda (resuelto mediante viguetas de escuadría 230 x 280 mm cada 635 mm con madera aserrada de la calidad C22) se obtienen resultados correctos, por lo que resulta una solución también válida para la sustitución de los de la planta primera.

- En los muros interiores de entramado de fábrica y ladrillo las tensiones en general son moderadas y se estima que el incremento máximo de tensión debida a la sobrecarga de 5 kN/m² se situaría en torno a un 15%, obteniendo por tanto márgenes de seguridad técnicamente admisibles. En los muros de fachada la situación es lógicamente más favorable, al estar sometidos a cargas netamente inferiores teniendo sin embargo espesores superiores.
- Se ha analizado también la situación transitoria de los muros interiores cuando se procede a la demolición del sector del forjado de planta primera indicado en la figura nº 9 anterior (tramo AB de unos 6 m de longitud) sin tomar medidas especiales de atado o arriostramiento, pero sí manteniendo el arriostramiento a nivel de cubierta. En estas condiciones, el análisis del muro considerando las excentricidades y esbelteces conforme el CTE, teniendo en cuenta incluso el efecto del arriostramiento en vertical de los muros perpendiculares de la planta baja en los extremos de la longitud demolida arroja resultados que no son técnicamente admisibles. No es

aconsejable por tanto la demolición de dichos forjados sin previamente la reconstrucción de la crujía norte o la disposición de algún medio provisional de arriostramiento.

6.-CONCLUSIONES

Con base en los resultados obtenidos en las actividades realizadas, expuestos en los apartados anteriores del presente informe, podemos formular a continuación las siguientes conclusiones preliminares en cuanto al objeto expuesto:

- A) De acuerdo con las actividades realizadas (revisión documental, inspección y comprobaciones de cálculo) los forjados de madera de la planta primera no serían aptos para resistir en condiciones de seguridad la sobrecarga de uso de 5 kN/m^2 prevista para el uso futuro de dotación cultural. En efecto, los márgenes de seguridad a flexión obtenidos en dicha situación no serían técnicamente admisibles.

Los forjados por tanto se encontrarían en situación de refuerzo estructural o, preferentemente, sustitución por una solución como la prevista para el nuevo forjado de planta segunda.

En el caso de optarse por el refuerzo de los forjados, dado que en general su durabilidad ha resultado adecuada no encontrándose mermada la sección salvo puntualmente en algunas entregas (aspecto a corregir en el caso de que se mantuvieran las viguetas), podrá contarse con la colaboración de los mismos. Así por ejemplo, una solución de refuerzo que podría resultar adecuada sería la disposición de parteluces bajo los forjados, si las condiciones de gálibo lo permiten. Otras soluciones, tales como la ejecución de una losa superior de hormigón conectada a las viguetas, presentan en nuestra opinión diversos condicionantes en este caso, tanto por el importante incremento de capacidad que es necesario dotar a los forjados para la citada sobrecarga de 5 kN/m^2 , como por condicionantes constructivos (especialmente por las deformaciones existentes, en general centimétricas).

Lógicamente otras soluciones tales como la disposición de nuevas viguetas paralelas a las existentes, podrían diseñarse prescindiendo de tal colaboración con los forjados existentes. La sustitución total por otra solución en madera evitaría lógicamente la inspección y eventual reparación de las entregas de las viguetas que se conservaran.

- B) En cuanto a los muros interiores y de fachada, con las hipótesis realizadas, la situación de seguridad sí sería técnicamente admisible, no siendo necesaria por tanto la previa ejecución de intervenciones generalizadas de refuerzo en estos elementos para el nuevo uso previsto, sin perjuicio de las recomendaciones particulares respectivas, indicadas en el apartado siguiente del presente informe.
- C) No obstante, de acuerdo con los resultados de las comprobaciones realizadas, recomendamos no ejecutar la eliminación prevista de los forjados de la planta primera sin previamente haber reconstruido la crujía norte (nivel de baja y cubierta lateral), o establecer otra medida provisional equivalente, para garantizar la estabilidad del tramo de muro afectado por la demolición de dichos forjados.

Asimismo, la retirada de la estructura de cubierta y otros elementos de la estructura horizontal a sustituir deberá hacerse, como está previsto, en bataches sucesivos de retirada y reposición.

- D) La longitud de empotramiento de los muros en el terreno en la mayoría de los casos supera el metro, llegando incluso hasta casi dos y descansan sobre el sustrato de jabre compacto. Estas

condiciones de cimentación y la ausencia de daños en el edificio atribuibles a un anómalo comportamiento de la misma justifican su validez, no siendo necesario por tanto intervenciones de refuerzo o recalce.

7.- RECOMENDACIONES

De acuerdo con las hipótesis realizadas para el análisis y el establecimiento de las conclusiones en relación con la capacidad portante de los muros la intervención a realizar sobre los mismos deberá garantizar los siguientes aspectos:

- Eliminación mediante operaciones de rejuntado, retacado y en su caso cegado de huecos, de los defectos de espesor y continuidad observados, tanto en el propio muro como en los contactos con los pies derechos, carreras, enjarjes, etc. El material a emplear para el rejuntado o cegado será el más parecido posible al de la configuración original del muro, es decir básicamente material cerámico recibido con mortero de cal. Llamamos la atención sobre la conveniencia de macizar huecos no originales en particular en el tramo de muro señalado en el apartado 3.2.2. anterior del presente informe (ver figura nº 23).
- Refuerzo de los muros resistentes interiores que no tengan el espesor nominal de 28 cm considerado en las comprobaciones. Es el caso por ejemplo del tramo indicado en el apartado 3.2.2 del presente informe (muro longitudinal sur de planta baja junto a la fachada este) y aquellos casos similares que pudieran existir. El refuerzo podría consistir en la sustitución del paño o en la construcción de un muro de fábrica adosado y conectado mediante llaves o enjarjes al primero o solución alternativa válida. No deben practicarse, salvo justificación, huecos o ampliaciones adicionales significativos en los muros.
- Sustitución de los parches de otros materiales que ocupan total o parcialmente algunos de los cuarteles de los muros afectados, particularmente cuando los parches se han ejecutado en adobe o en otras configuraciones de menor resistencia que la fábrica original. La sustitución se hará con una fábrica similar a ésta.
- Reparación de las bases de los pies derechos que presentan evidentes síntomas de pudrición o en su caso de las carreras y o zapatas (más improbable en estas últimas). Una posibilidad podría consistir en su sustitución por fábrica compatible.
- En la situación asociada a la futura dotación cultural (sobrecarga de uso de 5 kN/m^2) se ha supuesto la sustitución de los forjados de planta primera por otros de madera con peso propio más carga muerta no superior a $1,5 \text{ kN/m}^2$, similar al nuevo forjado previsto para la planta segunda. No deberá por tanto, salvo justificación, incrementarse significativamente la carga total real de dicho nivel.
- Las condiciones de estabilidad de los muros son válidas en situación transitoria excavando al pie una profundidad no mayor de 0,50 metros para la ejecución de la nueva solera, profundidad muy inferior a la de empotramiento de la cimentación, en la mayoría de los casos significativamente por encima del metro, de acuerdo con las calicatas inspeccionadas. Si se detectaran casos con profundidades de empotramiento inferior, se deberá actuar por bataches.

Este informe consta de 26 páginas numeradas y 3 anejos.

En Torrejón de Ardoz (Madrid), a 20 de abril de 2023



D. Jesús María Rodríguez Romero
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Estructuras.



D. Raúl Rubén Rodríguez Escribano
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director de la División de Estudios.

El informe original emitido se conserva en el archivo de INTEMAC. Al Peticionario se le proporciona una copia electrónica que mantiene el valor de original y será válida siempre que no se vulneren las propiedades de seguridad del documento.

ANEJO Nº 1: COPIA DE UN EXTRACTO DE LA DOCUMENTACIÓN FACILITADA

1_ INTRODUCCIÓN

Actualmente se están llevando a cabo las obras de la primera fase de rehabilitación del antiguo convento de Lozoya, la restauración de sus cubiertas.

La siguiente actuación será la restauración interior del inmueble que pasará a ser una dotación cultural del municipio. Para cumplir con las nuevas necesidades del uso cultural se adaptará la morfología interior y se realizarán nuevos forjados de madera.

El edificio primigenio data del siglo XVI y fue construido por la familia Suárez de la Concha. A finales del siglo XVIII se encontraba arruinado y fue reconstruido por el cuarto Marqués de Lozoya. En la segunda mitad de siglo XIX se transformó en convento, aumentando una planta, y fue cedido a las Concepcionistas Franciscanas, pasando posteriormente a manos privadas.

El edificio tiene dos plantas principales, baja y primera, y dos niveles bajo cubierta, con una superficie construida de 389 m2 por planta.

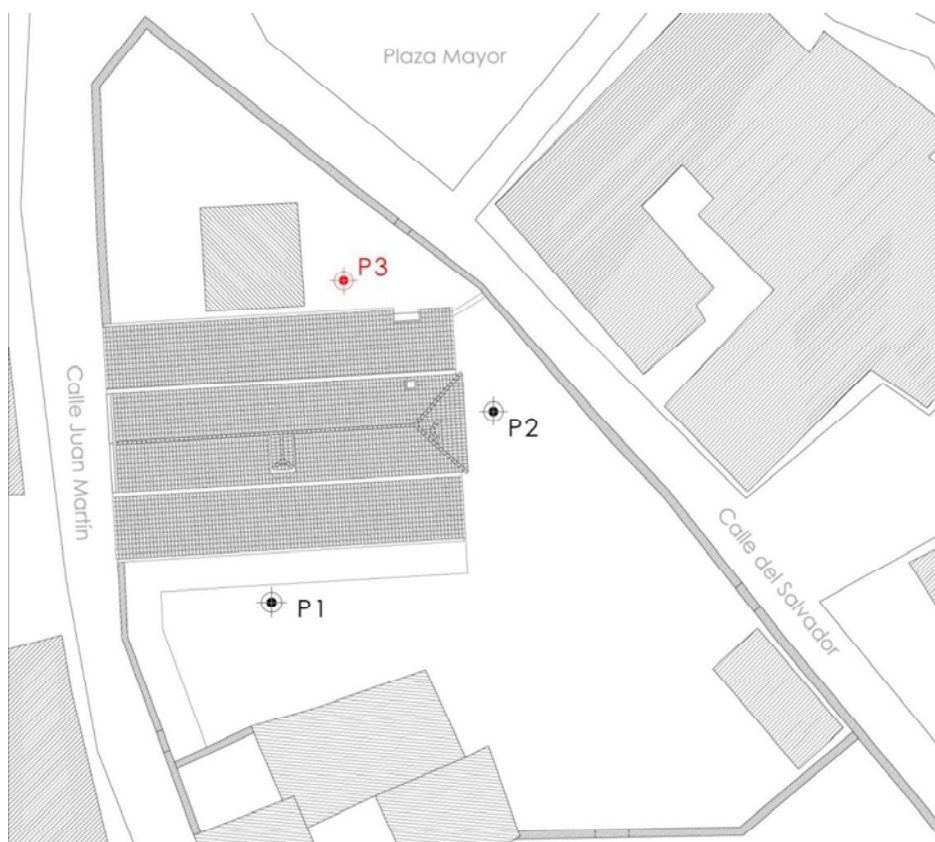
El convento es Bien de Interés Patrimonial con Grado 2º. Estructural.

2_ ESTUDIOS PREVISTOS

2.1 ESTUDIO GEOTÉCNICO

Estudio geotécnico del terreno para conocer los parámetros geotécnicos de la cimentación.

A continuación se indican la disposición en el plano del convento de los dos penetros a realizar. Se estudiará dicha ubicación con la Dirección Facultativa y la Dirección General de Patrimonio Cultural de la Comunidad de Madrid.



Si las condiciones de accesibilidad lo permiten se realizará el P1 y el P3.

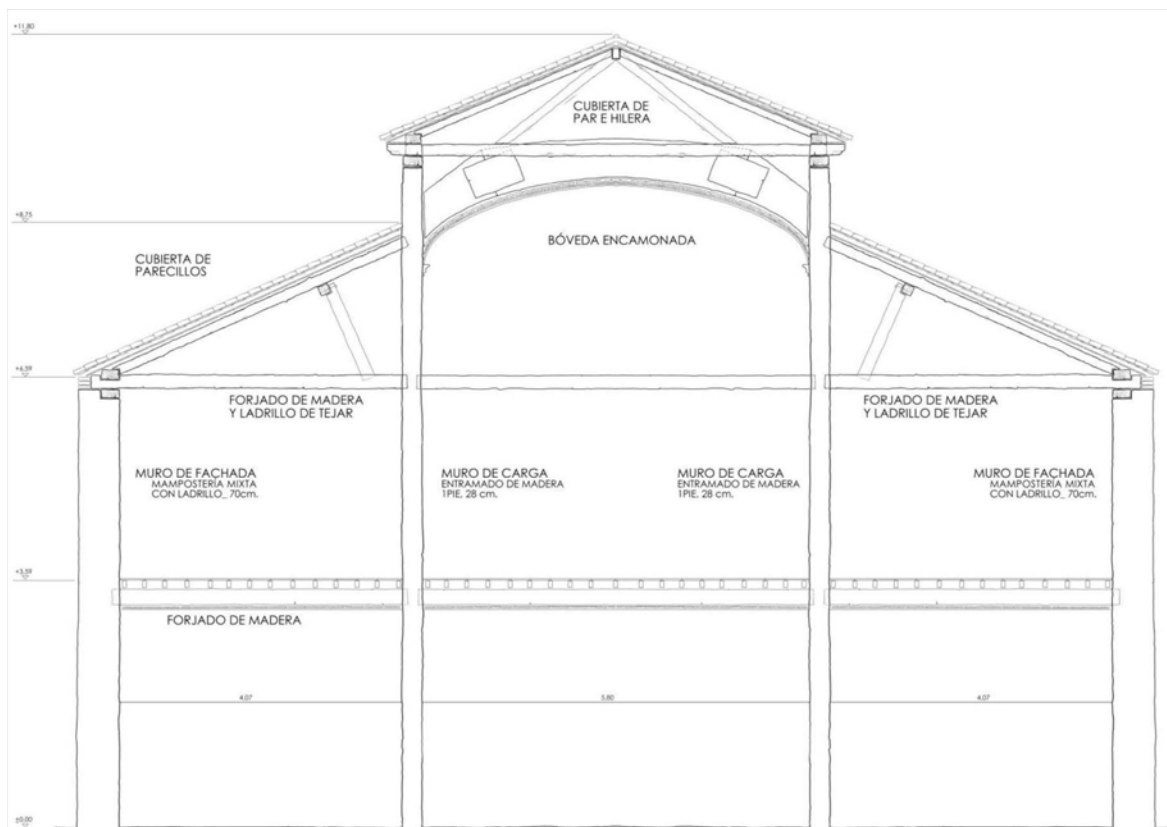
Si no fuera así se harán el P1 y P2.

2.2 CIMENTACIÓN

Estudio de la cimentación de los muros de fachada y muros interiores de carga del antiguo Convento de Lozoya.

El palacio del siglo XVI constaba de un sola planta y un bajo cubierta.

En el siglo XIX se modificó el edificio ampliando una planta más y transformándolo en convento. Se construyeron los muros de carga interiores de entramado de madera. En la documentación que se conserva no consta que se realizasen refuerzos en la cimentación de los muros de fachada para soportar las nuevas cargas.



Sección transversal constructiva actual.

Se realizarán una serie de catas en la zona de la cimentación de los muros de fachada y en los muros de carga interiores para:

- _ conocer el estado y tipo de la cimentación.
- _ si es necesario realizar algún refuerzo al cambiar el uso del edificio y recibir nuevas cargas.

El inmueble se encuentra en un área de riesgo medio-alto de concentración de gas radón (pudiendo ser mayor de 300 Bq/m³) según el Consejo de Seguridad Nuclear.

Se realizará un **forjado sanitario** para evitar la concentración de gas radón y mejorar el confort interior. Se necesitará conocer:

- _ la máxima altura de excavación (entre 50-100 cm) que no afecte a la estabilidad de los muros de carga, sin llegar a descalzarlos.
- _ la altura de rellenos para saber hasta qué distancia se puede excavar sin llegar a la roca granítica.

2.3 FORJADOS

El **forjado de la primera planta** presenta en las naves laterales vigas escuadradas cada 30 cm con rastreles en su cara superior que soportan el entarimado de madera. En su cara inferior se han realizado los falsos techos con tabloncillos de madera clavados a las vigas y yeso aplicado en su superficie de intradós. Los elementos de madera del falso techo cuentan con tomizas, pequeñas sogas, para garantizar un mejor agarre del yeso a la madera.

Se realizará el estudio de la crujía central y la sur, al estar arruinada toda la crujía norte.

Se necesita conocer el estado del forjado, de sus elementos estructurales y se confirmará si las vigas existentes tienen un adecuado dimensionado para las solicitudes generadas por el nuevo uso cultural. Se definirán, tanto en el plano como en la memoria del informe, las vigas y viguetas que necesiten ser sustituidas así como los refuerzos estructurales necesarios.



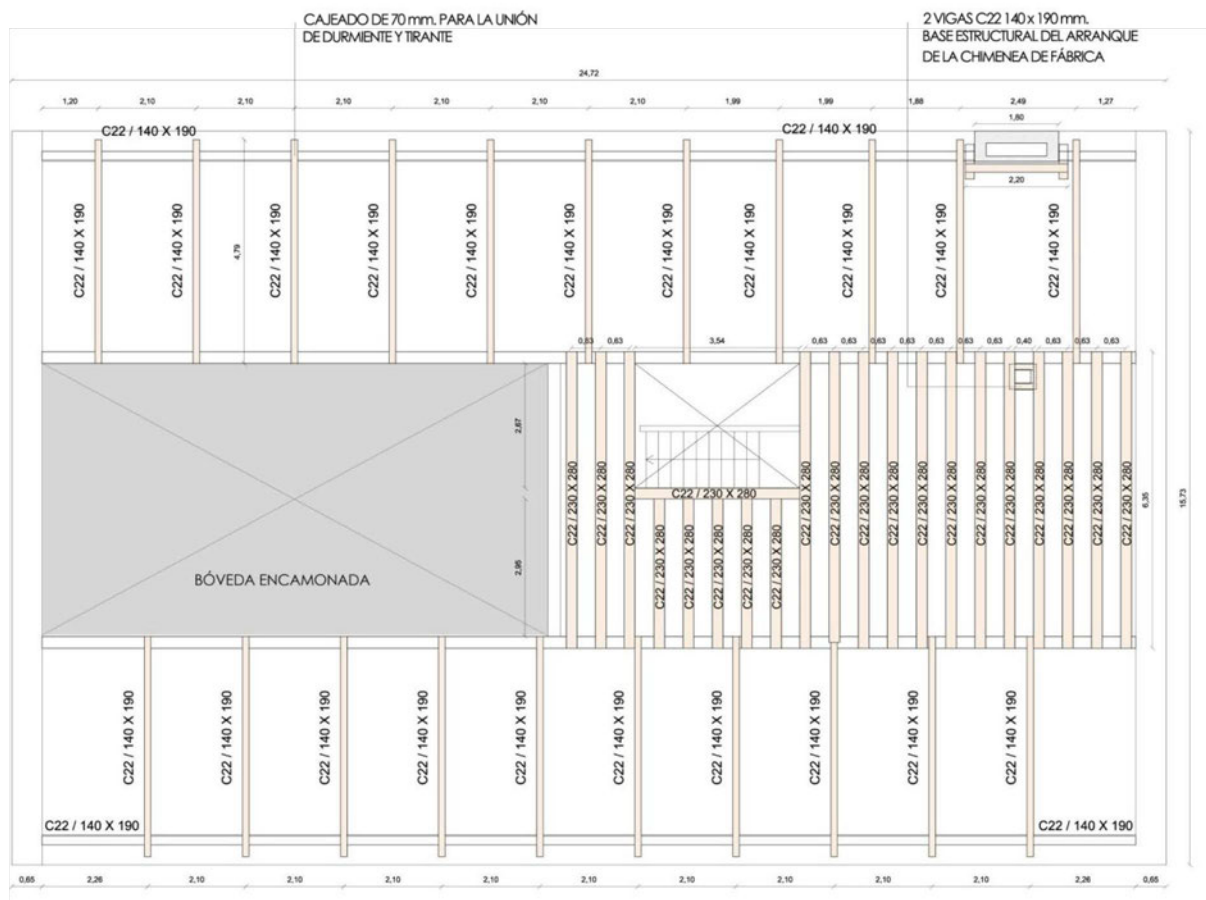
Planta primera.

En el caso de no poder restaurar algún tramo del forjado, el criterio de intervención en la estructura será rehacer la tipología del forjado original con el dimensionado adecuado, utilizando el mismo material, madera aserrada de pino nacional.

El nuevo forjado de la nave lateral norte, arruinado en su totalidad, se realizará con madera de resistencia C22, con una escuadría de 235x285 mm, cada 750 mm (distancia a ejes).

El **forjado de la planta baja** se podrá estudiar cuando se realicen las catas para conocer el estado de las cimentaciones. Se ha podido comprobar en alguna cata ya realizada que los rastreles y tarima de madera apoyan directamente sobre el terreno. Como se ha descrito anteriormente es necesario realizar un forjado sanitario.

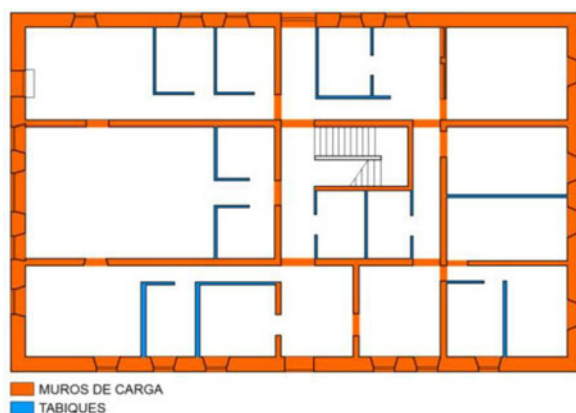
El nuevo **forjado de la segunda planta**, que se ejecutará en la obra ya iniciada, se realizará con madera de resistencia C22, con una escuadría de 235x285 mm, cada 625 mm (distancia a ejes).



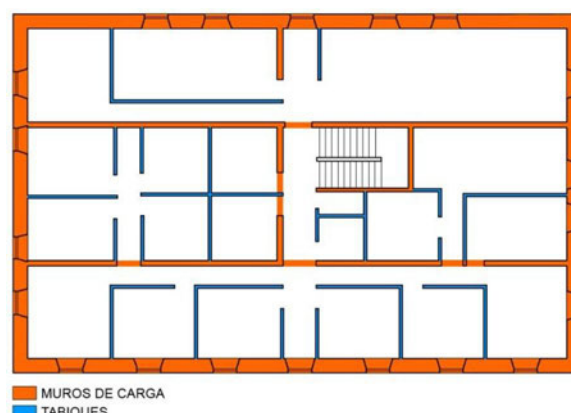
Vigas del forjado de la segunda planta de la crujía central y tirantes de la cubierta de las naves laterales.

2.4 MUROS DE ENTRAMADO DE MADERA

La estructura del convento está formada por muros de carga en las fachadas de 65-70 cm., realizados en fábrica mixta de mampostería y ladrillo, y dos muros de carga centrales de entramado de madera de 28 cm. de espesor.

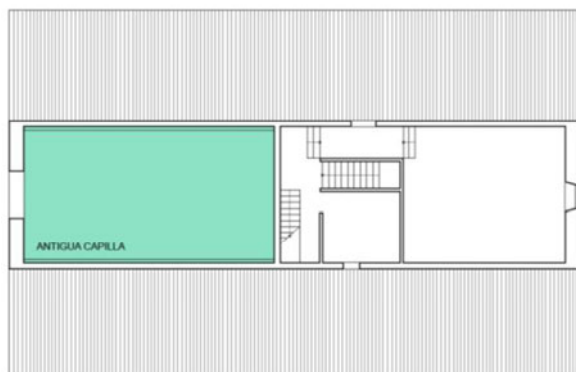


Esquema de la estructura de la planta baja.



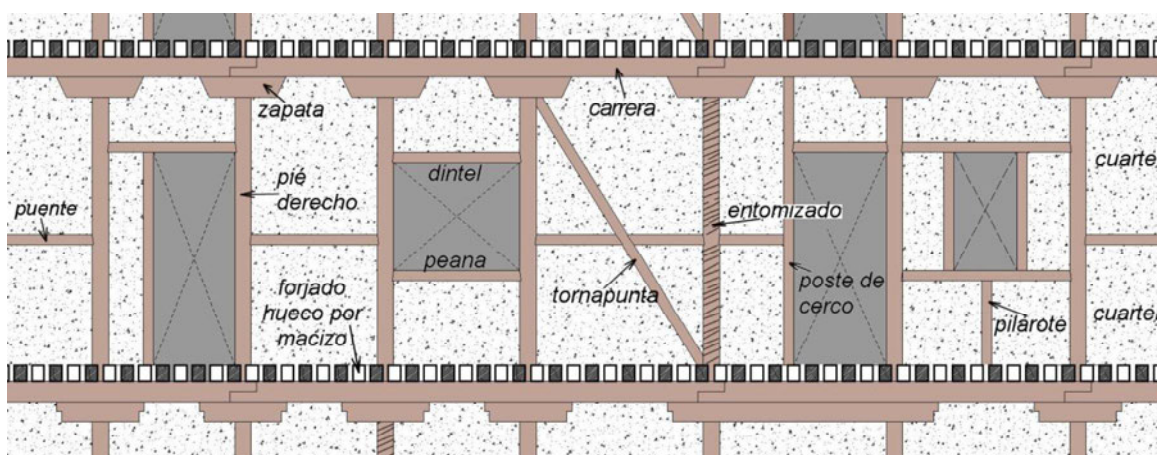
Planta primera.

En la planta segunda, sobre las crujías laterales, encontramos el bajocubierta, con la estructura de madera de la cubierta de parecillos. A estos espacios se accede desde el núcleo central de la planta, donde se sitúa la escalera principal que vertebra el espacio y que da paso a otra escalera en su esquina lateral suroeste por la que se sube al bajocubierta de la crujía central.



Segunda planta.

El interior del edificio se estructura en tres crujías longitudinales, con 5,80 metros la central y 4 metros de anchura las laterales, cuyos muros de separación son los muros de carga principales del convento de 1 pie de espesor, de 28 cm. Se trata de entramados de madera, con pies derechos arriostrados por un puente a la mitad de su altura que rigidiza el conjunto evitando su pandeo. Las zapatas (que se han podido medir en la zona de la escalera de subida a la cubierta central) situadas sobre los pies derechos miden 41cm en su cara inferior, 50 cm en la superior y 9cm de canto, y dan apoyo a las carreras, de 16 cm de canto, que a su vez reciben las vigas de los forjados y cubiertas. Los forjados de madera son pasantes en cada planta y sirven de apoyo a los muros de entramado de los niveles superiores. Los cuarteles se han rellenado de ladrillo de tejar en la planta superior, sin embargo en las inferiores presentan materiales diversos, mampostería, o mezclas de mampostería y ladrillo. En algunos casos se trata de parches de adobe, que probablemente responden a las reformas posteriores que transformaron la distribución interior de las crujías. Estos parches suelen presentar una ejecución deficiente que requerirá en su momento volver a rellenar los cuarteles con el material y aparejo adecuados.



Componentes de un muro entramado típico madrileño. Imagen de J. Santa Cruz-Astorqui y M. Del Río.

Se necesitaría confirmar que las solicitudes generadas por la nueva cubierta, los nuevos forjados y la sobrecarga de uso uniforme de 5 KN/m^2 , no modifica las cargas recibidas por los muros de carga de entramado de madera de 28 cm de espesor. Si no fuera así, se presentarán alternativas de refuerzo de los muros de carga interiores.

LA NUEVA ESTRUCTURA DE MADERA SERÁ:

Cubierta central de par e hilera:

La escuadría de los diferentes elementos que forman la cubierta es la siguiente:

- Pares: 113x173 mm. cada 750 mm. (máx. 800 mm.) distancia a ejes.
- Tirantes: 240x240 mm. cada 2250 mm. (máx. 2400 mm.) distancia a ejes.
- Hilera: 140x190 mm.
- Limas: 180x230 mm.
- Estribo: 140x190 mm.
- Cuadral: 140x190 mm.

Cubierta lateral de parecillos:

Los parecillos de las cubiertas laterales no transmiten esfuerzos horizontales a los muros de piedra. La colocación de los tirantes (no actúan como verdaderos tirantes) es necesaria para conectar los muros de fachada con los muros de entramado interiores consiguiendo atar los segundos. Al eliminar el sobrado de la antigua cubierta los muros interiores pasarían de tener 2,90 m. a 4,90 m., demasiada esbeltez para unos muros de 28 cm. de espesor.

La escuadría de los diferentes elementos que forman la cubierta lateral es la siguiente:

- Pares: 140x190 mm. cada 700 mm. (distancia a ejes).
- Tirantes: 140x190 mm. cada 2100 mm. (distancia a ejes).
- Durmiente: 140x190 mm.

Forjado planta segunda:

La escuadría de las vigas es la siguiente:

- Viga: 230x285 mm, cada 635 mm. (distancia a ejes). Crujía central.

Forjado planta primera:

En el caso de no poder restaurar la estructura existente la nueva escuadría de las vigas es la siguiente:

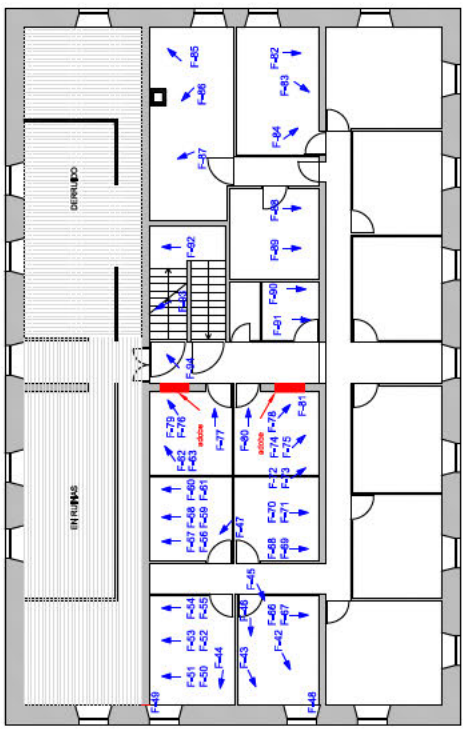
- Viga: 230x285 mm, cada 635 mm. (distancia a ejes). Crujía central.
- Viga: 230x285 mm, cada 750 mm. (distancia a ejes). Crujía lateral.

ANEJO Nº 2: RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN DE DAÑOS Y CALAS

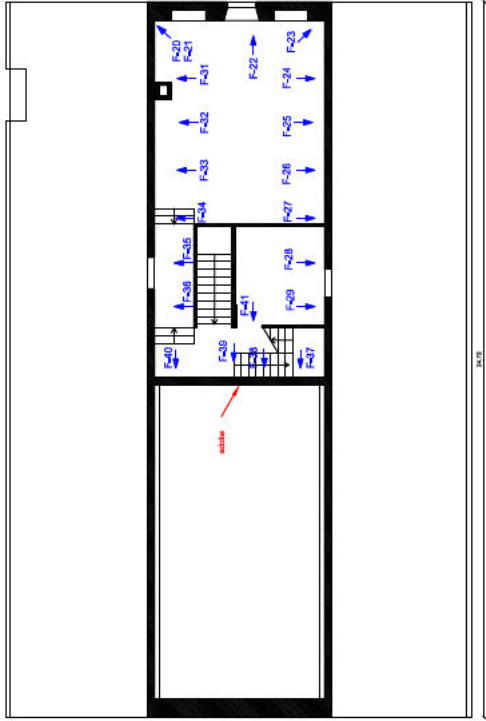
ANEJO Nº 2: RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN DE DAÑOS Y CALAS



PLANTA BAJA



PLANTA PRIMERA



PLANTA SEGUNDA



Fotografía nº 20



Fotografía nº 21



Fotografía nº 22



Fotografía nº 23



Fotografía nº 24



Fotografía nº 25



Fotografía nº 26



Fotografía nº 27



Fotografía nº 28



Fotografía nº 29



Fotografía nº 30



Fotografía nº 31



Fotografía nº 32



Fotografía nº 33



Fotografía nº 34



Fotografía nº 35



Fotografía nº 36



Fotografía nº 37



Fotografía nº 38



Fotografía nº 39



Fotografía nº 40



Fotografía nº 41



Fotografía nº 42



Fotografía nº 43



Fotografía nº 44



Fotografía nº 45



Fotografía nº 46



Fotografía nº 47



Fotografía nº 48



Fotografía nº 49



Fotografía nº 50



Fotografía nº 51



Fotografía nº 52



Fotografía nº 53



Fotografía nº 54



Fotografía nº 55



Fotografía nº 56



Fotografía nº 57



Fotografía nº 58



Fotografía nº 59



Fotografía nº 60



Fotografía nº 61



Fotografía nº 62



Fotografía nº 63



Fotografía nº 64



Fotografía nº 65



Fotografía nº 66



Fotografía nº 67



Fotografía nº 68



Fotografía nº 69



Fotografía nº 70



Fotografía nº 71



Fotografía nº 72



Fotografía nº 73



Fotografía nº 74



Fotografía nº 75



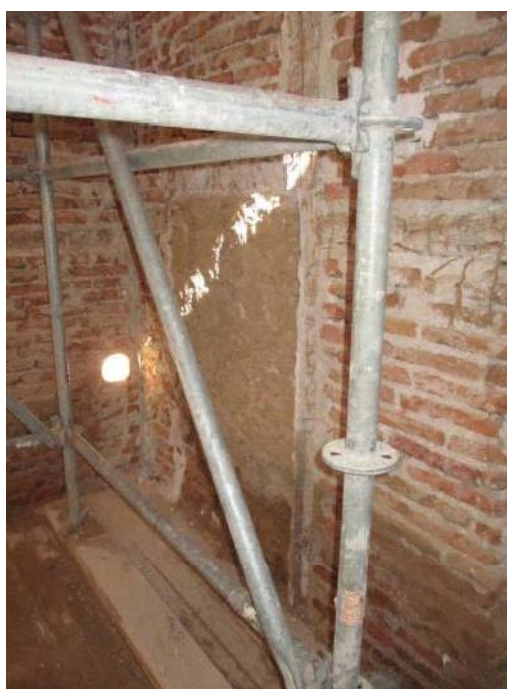
Fotografía nº 76



Fotografía nº 77



Fotografía nº 78



Fotografía nº 79



Fotografía nº 80



Fotografía nº 81



Fotografía nº 82



Fotografía nº 83



Fotografía nº 84



Fotografía nº 85



Fotografía nº 86



Fotografía nº 87



Fotografía nº 88



Fotografía nº 89



Fotografía nº 90



Fotografía nº 91



Fotografía nº 92



Fotografía nº 93



Fotografía nº 94



Fotografía nº 95



Fotografía nº 96



Fotografía nº 97



Fotografía nº 98



Fotografía nº 99



Fotografía nº 100



Fotografía nº 101



Fotografía nº 102



Fotografía nº 103



Fotografía nº 104



Fotografía nº 105



Fotografía nº 106



Fotografía nº 107



Fotografía nº 108



Fotografía nº 109



Fotografía nº 110



Fotografía nº 111



Fotografía nº 112



Fotografía nº 113



Fotografía nº 114



Fotografía nº 115



Fotografía nº 116



Fotografía nº 117



Fotografía nº 118



Fotografía nº 119



Fotografía nº 120



Fotografía nº 121



Fotografía nº 122



Fotografía nº 123



Fotografía nº 124



Fotografía nº 125



Fotografía nº 126



Fotografía nº 127

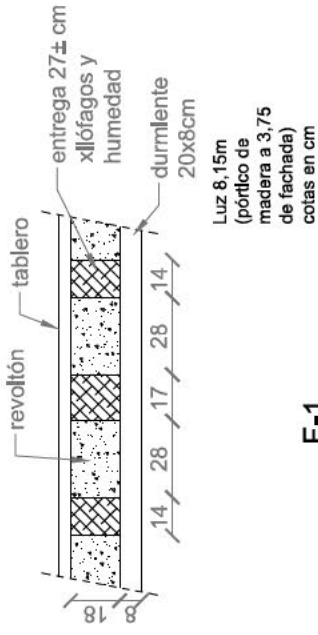


Fotografía nº 128

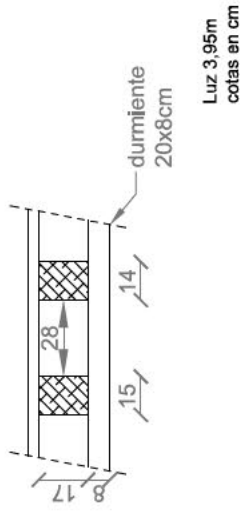


Fotografía nº 129

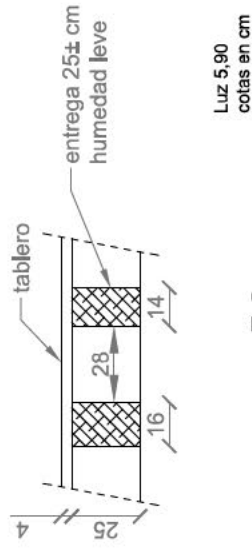
RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN DE FORJADOS.



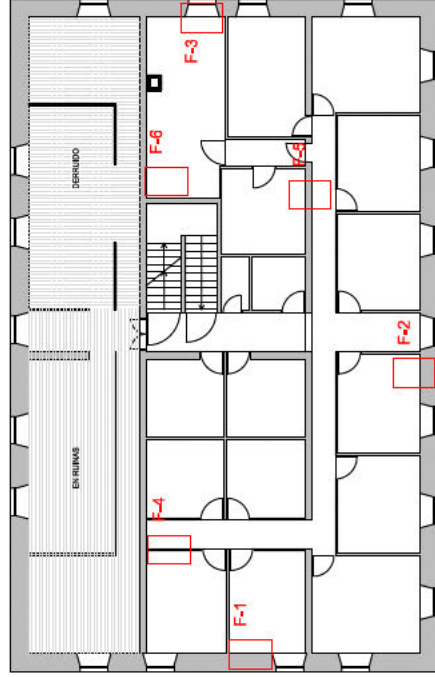
F-1

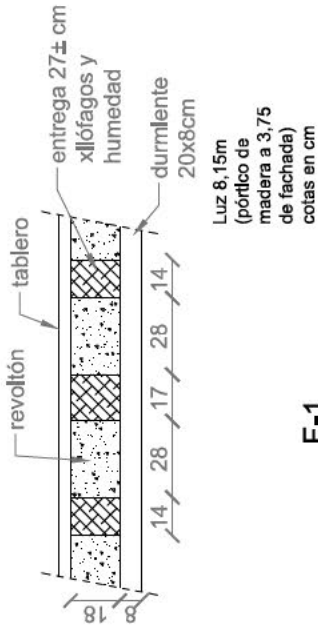


F-2

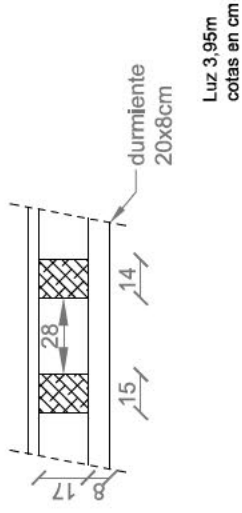


F-3

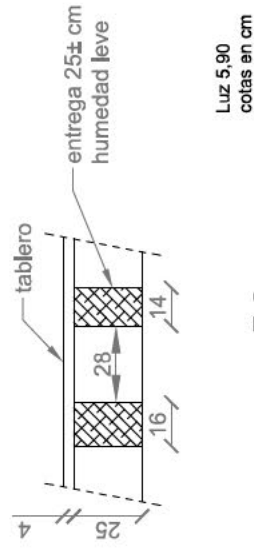




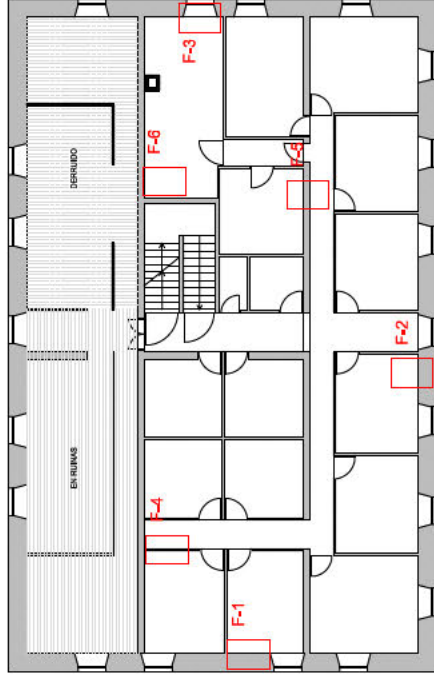
F-1



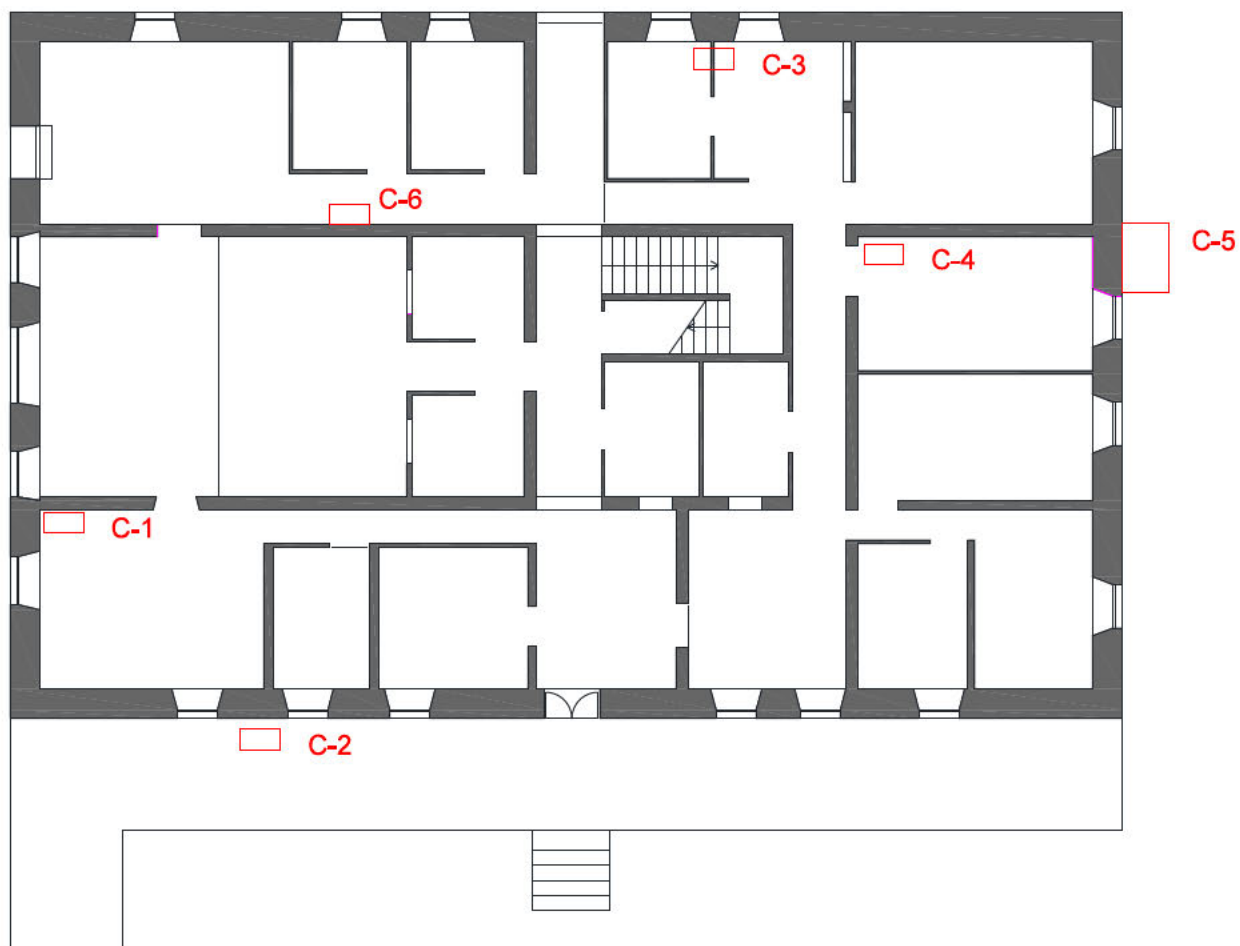
F-2



F-3

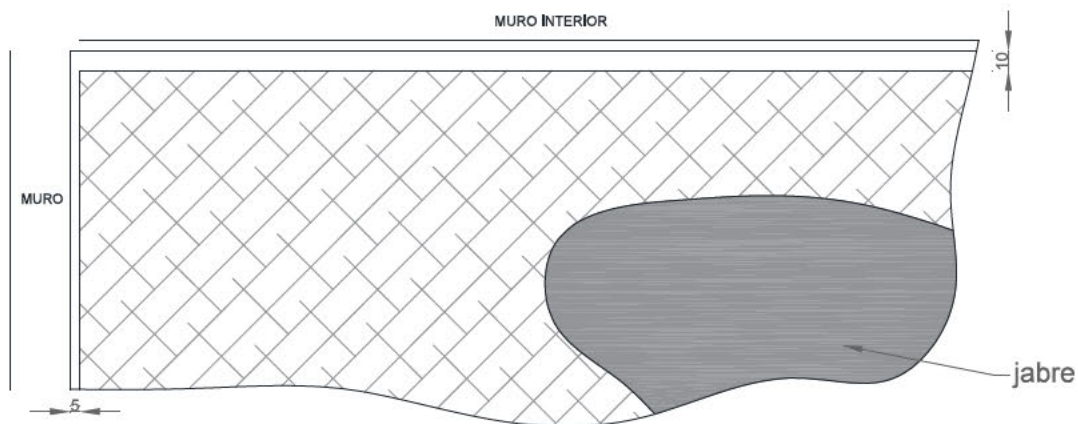


RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN DE CALICATAS.

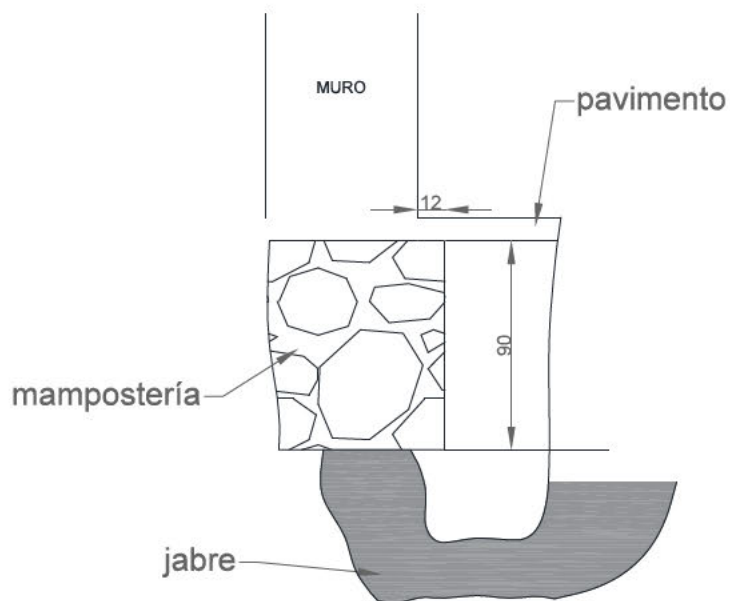


CROQUIS LOCALIZACIÓN DE CALICATAS EN PLANTA

CALICATA C-1

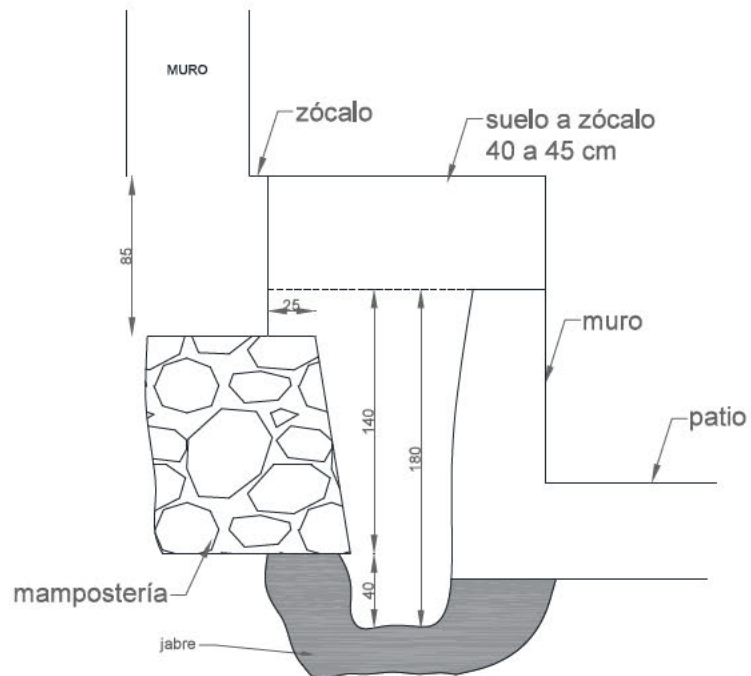


PLANTA



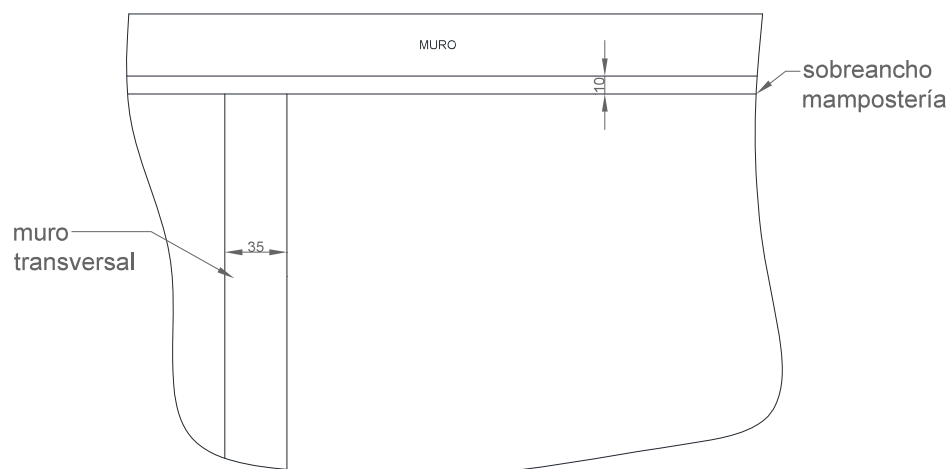
SECCIÓN

CALICATA C-2

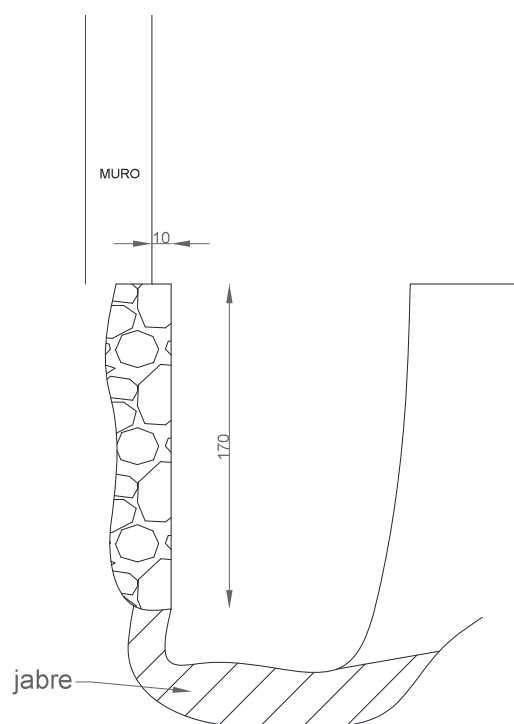


SECCIÓN

CALICATA C-3

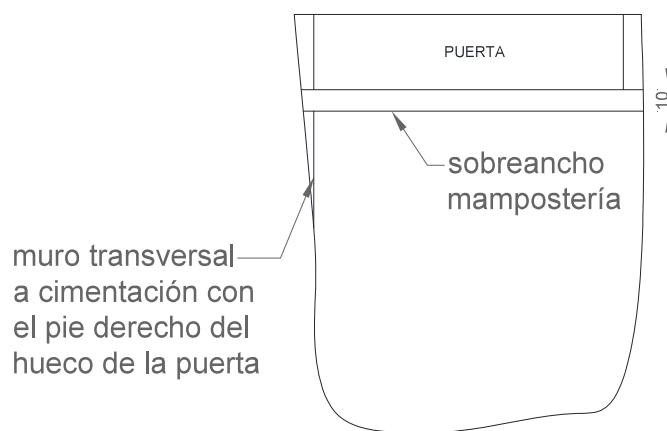


PLANTA

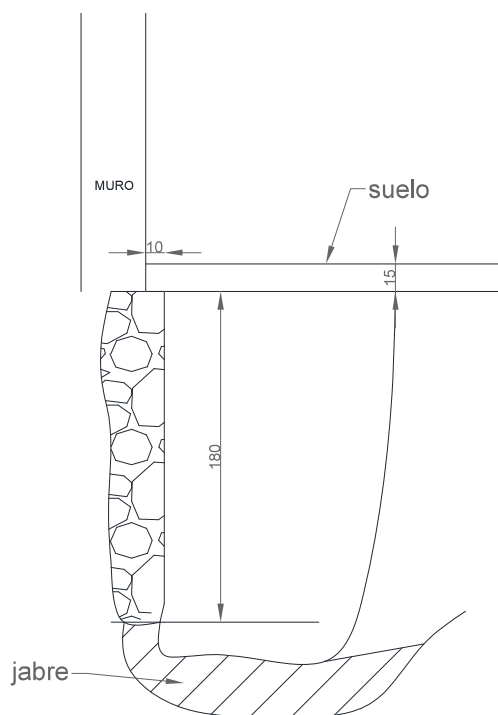


SECCIÓN

CALICATA C-4

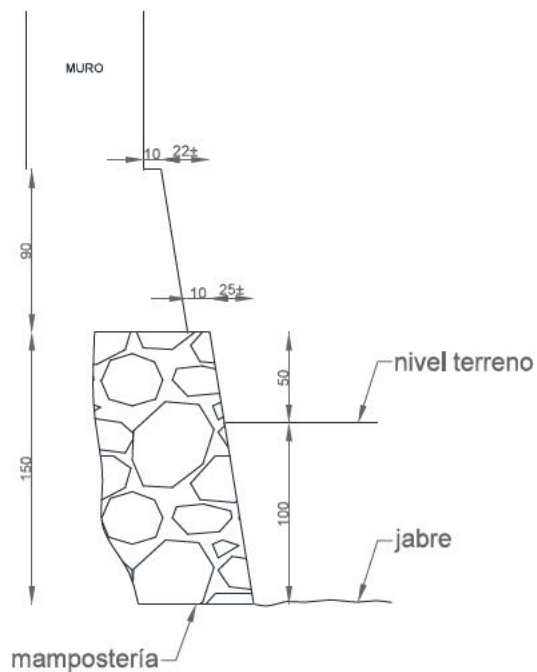


PLANTA



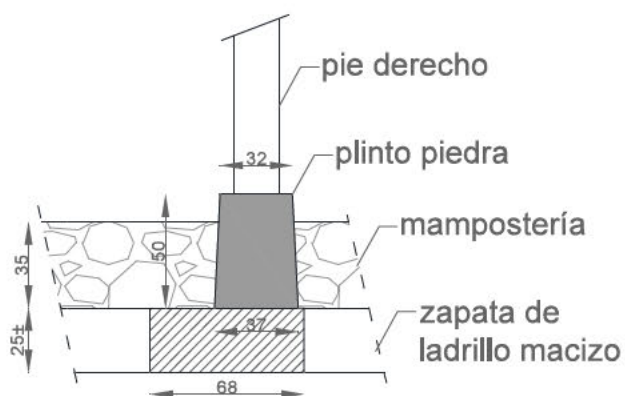
SECCIÓN

CALICATA C-5



SECCIÓN

CALICATA C-6



ALZADO

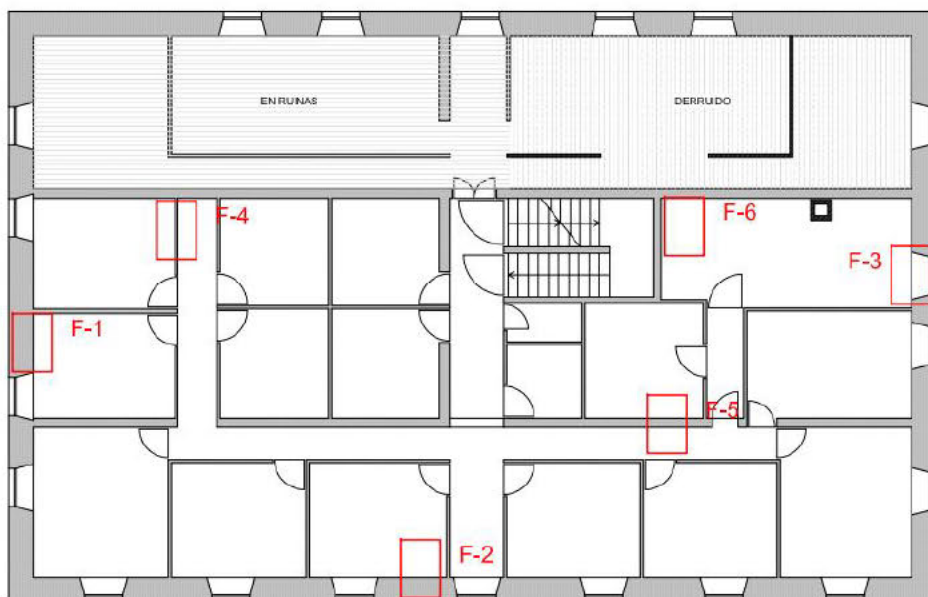
ANEJO Nº 3: COMPROBACIONES DE CÁLCULO

ANTIGUO CONVENTO EN LA C/ JUAN MARTÍN DEL MUNICIPIO DE LOZOYA (MADRID)

COMPROBACIONES DE CÁLCULO

1. Forjados planta primera

En el croquis de la figura adjunta se muestra la localización en planta primera de los forjados muestreados.



Los forjados unidireccionales estudiados son de madera (enteriza y escuadrada). Constituidos por viguetas de sección transversal rectangular, con anchuras de 14 a 17 cm y cantos de entre 17 a 25 cm. La separación libre entre viguetas adyacentes es de unos 28 cm.

2. Clasificación de la madera en los forjados de planta primera.

Tratándose de un forjado de viguetas de madera de gran escuadría, la asignación de capacidades resistentes se ha llevado a cabo mediante las reglas para su clasificación visual según DIN 4074 Parte I para madera de coníferas.

Para una clase resistente C-14

$$f_{mk} := 14 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Resistencia característica a flexión

$$f_{vk} := 1.7 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Resistencia característica a cortante

Para la clase resistente C-22 la resistencia a flexión sería 22 N/mm² y la de corte 2,4 N/mm²

$$\gamma_M := 1.30$$

Coficiente parcial de seguridad para el material (madera maciza)

Para el cálculo consideramos una clase de duración de la carga permanente y una clase de servicio 1

$$k_{mod} := 0.60$$

Factor de modificación

$$k_{sys} := 1.0$$

Factor de carga compartida

$$f_{md} := k_{mod} \cdot \frac{k_{sys} \cdot f_{mk}}{\gamma_M} = 6.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Resistencia de cálculo a flexión

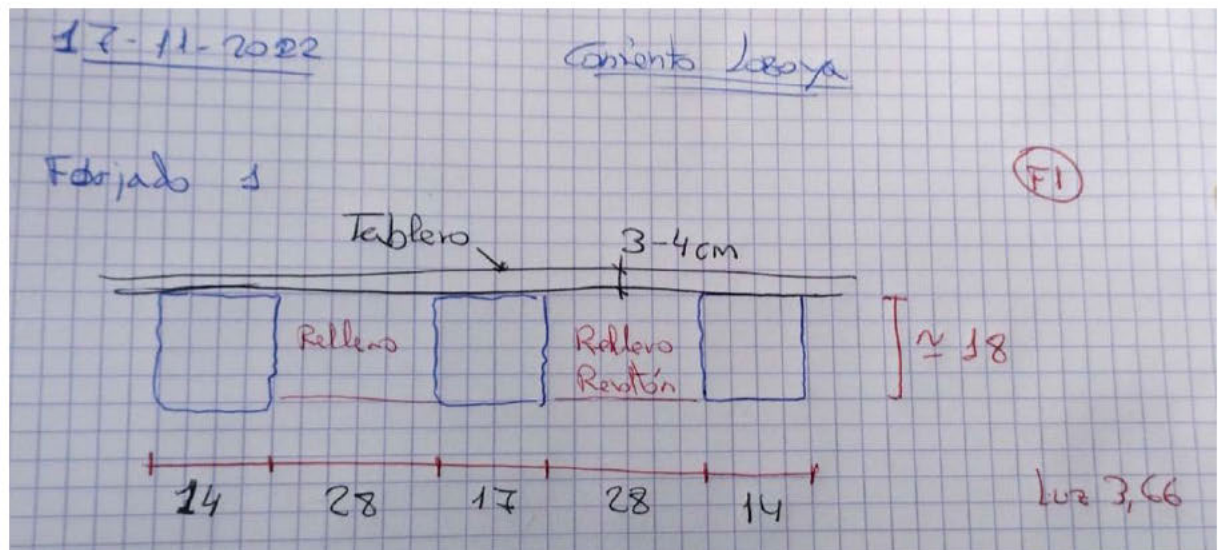
$$f_{vd} := k_{mod} \cdot \frac{k_{sys} \cdot f_{vk}}{\gamma_M} = 0.78 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Resistencia de cálculo a cortante

3. Solicitaciones y márgenes de seguridad en los forjados.

3.1 Forjado F-1

En el croquis adjunto se muestra la configuración del forjado:



$$h_v := 18 \cdot \text{cm}$$

$$b_v := 15.5 \cdot \text{cm}$$

$$i_v := 28 \cdot \text{cm}$$

$$i_f := i_v + b_v = 43.5 \cdot \text{cm}$$

Viguetas e intereje

$$e_t := 4 \cdot \text{cm}$$

$$e_y := 1 \cdot \text{cm}$$

Espesores medios de la carga muerta

$$\gamma_t := 4.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_y := 19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{rev} := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Pesos específicos

$$p_{pp} := \frac{\gamma_t \cdot b_v \cdot h_v}{i_f} = 0.29 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{tarima} := \gamma_t \cdot e_t = 0.18 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{yeso} := \gamma_y \cdot e_y = 0.19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{rev} := \frac{\gamma_{rev} \cdot h_v \cdot i_v}{i_f} = 2.317 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{cm} := p_{tarima} + p_{yeso} + p_{rev} = 2.687 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{f_tipo} := p_{pp} + p_{cm} = 2.98 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso del forjado tipo

$$p_{sc} := 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga de uso dotación cultural

$$Luz_f := 3.7 \text{ m}$$

$$M_{Sk} := (p_{pp} + p_{cm} + p_{sc}) \cdot i_f \cdot \frac{Luz_f^2}{8} = 5.94 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Sk} := (p_{pp} + p_{cm} + p_{sc}) \cdot i_f \cdot \frac{Luz_f}{2} = 6.4 \cdot \text{kN}$$

Puesto que la anchura del módulo de carga afecta a varias viguetas, la fracción del esfuerzo asignable por vigueta se calcula empleando un coeficiente de reparto transversal α :

$$\alpha := 1$$

$$\alpha_v := 1$$

$$\sigma_{mk} := \frac{\alpha \cdot M_{Sk} \cdot \frac{h_v}{2}}{\frac{1}{12} \cdot b_v \cdot h_v^3} = 7.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{f_flexión} := \frac{f_{md}}{\sigma_{mk}} = 0.91$$

No es técnicamente admisible (1,46 para una sobrecarga de 2 kN/m²)

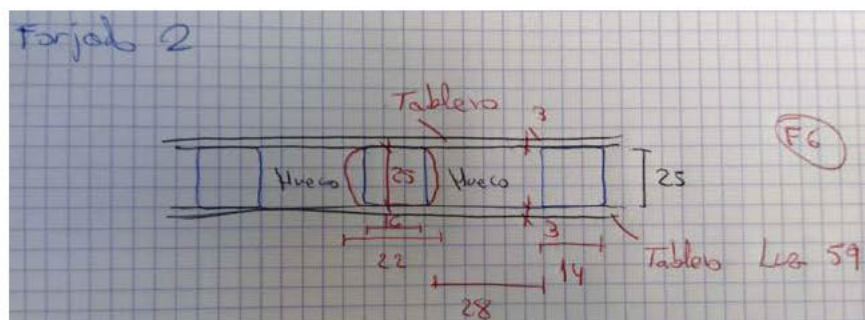
$$\tau_k := \frac{3}{2} \cdot \frac{\alpha_v \cdot V_{Sk}}{b_v \cdot h_v} = 0.35 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{f_cortante} := \frac{f_{vd}}{\tau_k} = 2.27$$

Para una calidad C-22 de madera y sobrecarga de uso 5 kN/m² los coeficientes serían 1,43 y 3,21 respectivamente.

3.2 Forjado F-2

En el croquis adjunto se muestra la configuración del forjado:



$$h_v := 25 \cdot \text{cm}$$

$$b_v := 16 \cdot \text{cm}$$

$$i_v := 28 \cdot \text{cm}$$

$$i_f := i_v + b_v = 44 \cdot \text{cm}$$

Viguetas e interejo

$$e_t := 6 \cdot \text{cm}$$

$$e_y := 1 \cdot \text{cm}$$

Espesores medios de la carga muerta

$$\gamma_t := 4.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_y := 19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{rev}} := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Pesos específicos

$$p_{pp} := \frac{\gamma_t \cdot b_v \cdot h_v}{i_f} = 0.41 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{tarima}} := \gamma_t \cdot e_t = 0.27 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{yeso}} := \gamma_y \cdot e_y = 0.19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{rev}} := \frac{\gamma_{\text{rev}} \cdot h_v \cdot i_v}{i_f} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{cm}} := p_{\text{tarima}} + p_{\text{yeso}} + p_{\text{rev}} = 0.46 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{sc}} := 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga de uso dotación cultural

$$L_{uzf} := 5.9 \cdot \text{m}$$

$$M_{Sk} := (p_{pp} + p_{cm} + p_{sc}) \cdot i_f \cdot \frac{L_{uzf}^2}{8} = 11.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Sk} := (p_{pp} + p_{cm} + p_{sc}) \cdot i_f \cdot \frac{L_{uzf}}{2} = 7.6 \cdot \text{kN}$$

Puesto que la anchura del módulo de carga afecta a varias viguetas, la fracción del esfuerzo asignable por vigueta se calcula empleando un coeficiente de reparto transversal α :

$$\alpha := 1$$

$$\alpha_v := 1$$

$$\sigma_{mk} := \frac{\alpha \cdot M_{Sk} \cdot \frac{h_v}{2}}{\frac{1}{12} \cdot b_v \cdot h_v^3} = 6.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{f_flexión} := \frac{f_{md}}{\sigma_{mk}} = 0.96$$

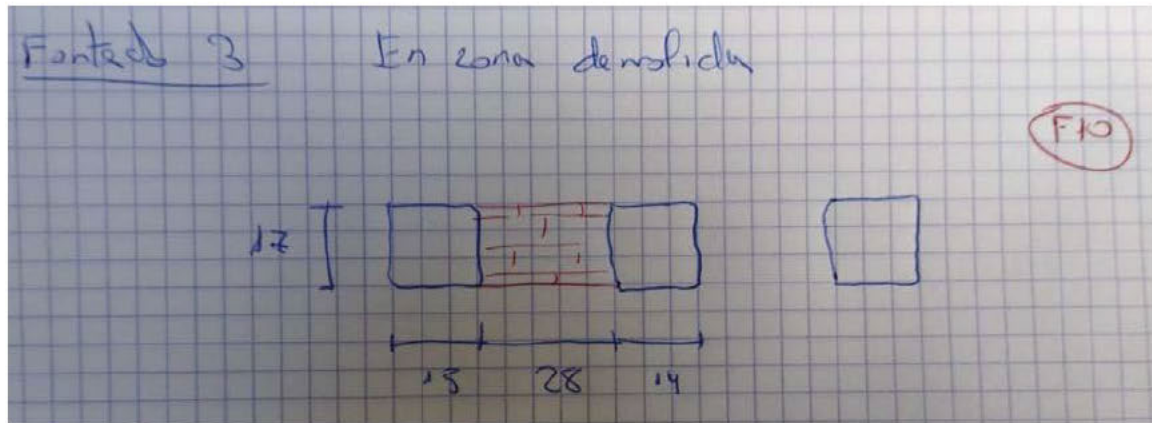
No es técnicamente admisible (1,96 para una sobrecarga de 2 kN/m²)

$$\tau_k := \frac{3}{2} \cdot \frac{\alpha_v \cdot V_{Sk}}{b_v \cdot h_v} = 0.29 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{f_cortante} := \frac{f_{vd}}{\tau_k} = 2.75$$

Para una calidad C-22 de madera y sobrecarga de uso 5 kN/m² los coeficientes serían 1,51 y 3,88 respectivamente.

3.3 Forjado F-3



$$h_v := 17 \cdot \text{cm}$$

$$b_v := 15 \cdot \text{cm}$$

$$i_v := 28 \cdot \text{cm}$$

$$i_f := i_v + b_v = 43 \cdot \text{cm}$$

Viguetas e intereje

$$e_t := 6 \cdot \text{cm}$$

$$e_y := 1 \cdot \text{cm}$$

Espesores medios de la carga muerta

$$\gamma_t := 4.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_y := 19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{rev}} := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Pesos específicos

$$p_{\text{pp}} := \frac{\gamma_t \cdot b_v \cdot h_v}{i_f} = 0.27 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{tarima}} := \gamma_t \cdot e_t = 0.27 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{yeso}} := \gamma_y \cdot e_y = 0.19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{rev}} := \frac{\gamma_{\text{rev}} \cdot h_v \cdot i_v}{i_f} = 2.214 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{cm}} := p_{\text{tarima}} + p_{\text{yeso}} + p_{\text{rev}} = 2.674 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{sc}} := 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga de uso dotación cultural

$$Luz_f := 4.2 \cdot \text{m}$$

$$p_{\text{pp}} + p_{\text{cm}} = 2.941 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_{\text{Sk}} := (p_{\text{pp}} + p_{\text{cm}} + p_{\text{sc}}) \cdot i_f \cdot \frac{Luz_f^2}{8} = 7.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{Sk}} := (p_{\text{pp}} + p_{\text{cm}} + p_{\text{sc}}) \cdot i_f \cdot \frac{Luz_f}{2} = 7.2 \cdot \text{kN}$$

Puesto que la anchura del módulo de carga afecta a varias viguetas, la fracción del esfuerzo asignable por vigueta se calcula empleando un coeficiente de reparto transversal α :

$$\alpha := 1$$

$$\alpha_v := 1$$

$$\sigma_{mk} := \frac{\alpha \cdot M_{Sk} \cdot \frac{h_v}{2}}{\frac{1}{12} \cdot b_v \cdot h_v^3} = 10.4 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_{f_flexión} := \frac{f_{md}}{\sigma_{mk}} = 0.62$$

No es técnicamente admisible (1,00 para una sobrecarga de 2 kN/m²)

$$\tau_k := \frac{3}{2} \cdot \frac{\alpha_v \cdot V_{Sk}}{b_v \cdot h_v} = 0.42 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_{f_cortante} := \frac{f_{vd}}{\tau_k} = 1.86$$

Para una calidad C-22 de madera y sobrecarga de uso 5 kN/m² los coeficientes serían 0,97 y 2,63 respectivamente.

Es necesaria la sustitución o el refuerzo de los forjados de madera de la planta primera.

Forjado de planta segunda:

$$f_{mk} := 22 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Resistencia característica a flexión

$$f_{vk} := 2.4 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Resistencia característica a cortante

$$\gamma_M := 1.30$$

Coficiente parcial de seguridad para el material (madera maciza)

Para el cálculo consideramos una clase de duración de la carga permanente y una clase de servicio 1

$$k_{mod} := 0.60$$

Factor de modificación

$$k_{sys} := 1.0$$

Factor de carga compartida

$$f_{md} := k_{mod} \cdot \frac{k_{sys} \cdot f_{mk}}{\gamma_M} = 10.2 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Resistencia de cálculo a flexión

$$f_{vd} := k_{mod} \cdot \frac{k_{sys} \cdot f_{vk}}{\gamma_M} = 1.11 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

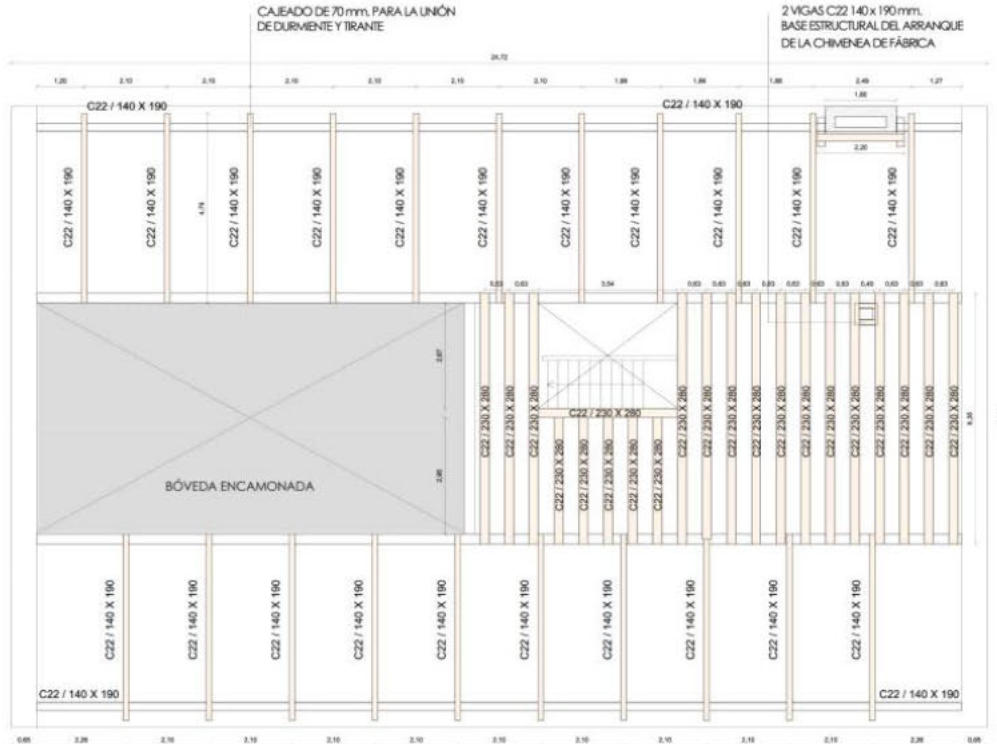
Resistencia de cálculo a cortante



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Vigas del forjado de la segunda planta de la cruz central y tirantes de la cubierta de las naves laterales.

$$h_v := 28 \cdot \text{cm}$$

$$b_v := 23 \cdot \text{cm}$$

$$i_f := 63 \cdot \text{cm}$$

Viguetas e intereje

$$e_t := 6 \cdot \text{cm}$$

$$e_y := 1 \cdot \text{cm}$$

Espesores medios de la carga muerta

$$\gamma_t := 4.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_y := 19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{rev}} := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Pesos específicos

$$p_{\text{pp}} := \frac{\gamma_t \cdot b_v \cdot h_v}{i_f} = 0.46 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{tarima}} := \gamma_t \cdot e_t = 0.27 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{yeso}} := \gamma_y \cdot e_y = 0.19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{rev}} := \frac{\gamma_{\text{rev}} \cdot h_v \cdot i_v}{i_f} = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{cm}} := p_{\text{tarima}} + p_{\text{yeso}} + p_{\text{rev}} = 0.46 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{pp}} + p_{\text{cm}} = 0.92 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{sc}} := 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga de uso dotación cultural

$$Luz_f := 6.1 \cdot \text{m}$$

$$M_{Sk} := (p_{pp} + p_{cm} + p_{sc}) \cdot i_f \cdot \frac{Luz_f^2}{8} = 17.3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad V_{Sk} := (p_{pp} + p_{cm} + p_{sc}) \cdot i_f \cdot \frac{Luz_f}{2} = 11.4 \cdot \text{kN}$$

Puesto que la anchura del módulo de carga afecta a varias viguetas, la fracción del esfuerzo asignable por vigueta se calcula empleando un coeficiente de reparto transversal α :

$$\alpha := 1$$

$$\alpha_v := 1$$

$$\sigma_{mk} := \frac{\alpha \cdot M_{Sk} \cdot \frac{h_v}{2}}{\frac{1}{12} \cdot b_v \cdot h_v^3} = 5.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{f_flexión} := \frac{f_{md}}{\sigma_{mk}} = 1.76$$

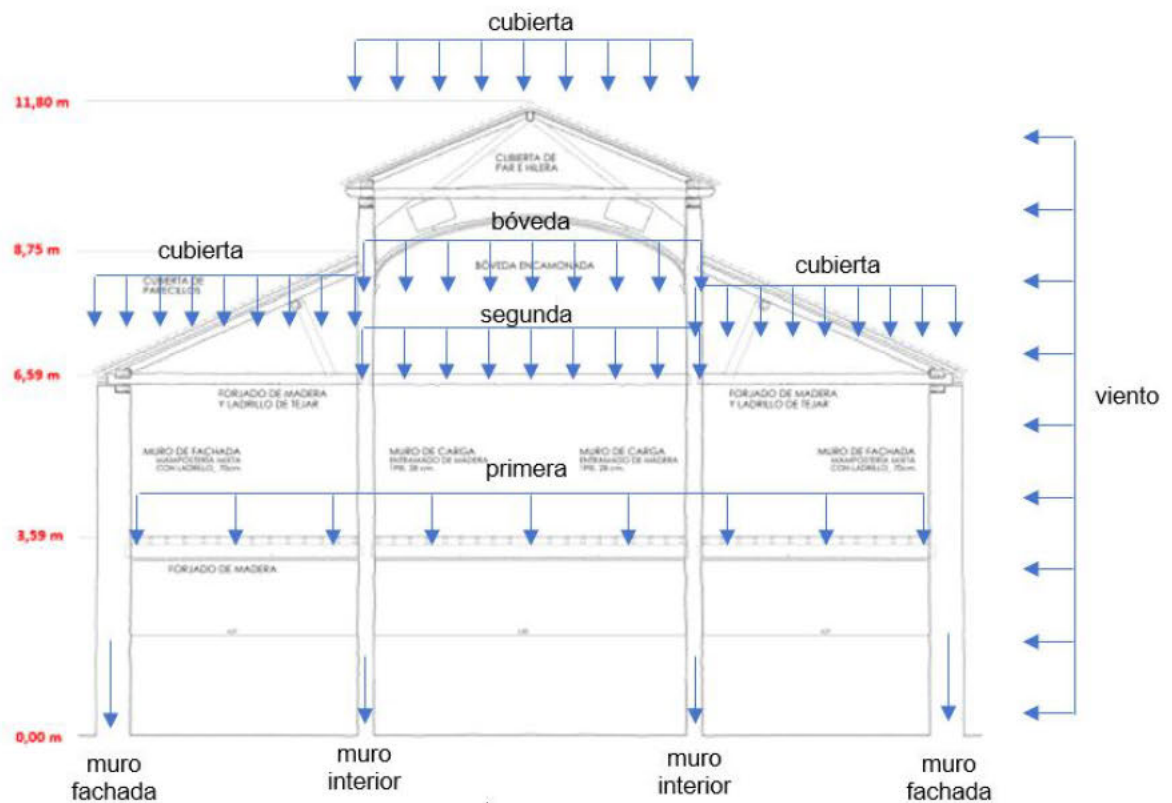
$$\tau_k := \frac{3}{2} \cdot \frac{\alpha_v \cdot V_{Sk}}{b_v \cdot h_v} = 0.26 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{f_cortante} := \frac{f_{vd}}{\tau_k} = 4.18$$

4. Muros resistentes

4.1 Muros interiores de entramado y muros de fachada. Esfuerzos

Muros interiores de entramado de madera y cuarteles rellenos de fábrica. Comprobamos el paño pésimo de planta baja que es el sometido a las cargas de la cubierta, más la de los forjados de las plantas primera y segunda.



$$\gamma_m := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad e_m := 28 \cdot \text{cm} \quad \text{Peso específico de la fábrica y espesor del muro} \quad t := e_m$$

$$e_{mf} := 65 \cdot \text{cm} \quad \text{Espesor medio del muro de fachada} \quad t_f := e_{mf}$$

$$\gamma_y := 19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad e_y := 4 \cdot \text{cm} \quad \text{Peso específico del yeso y espesor de revoco}$$

$$p_{\text{muro}} := \gamma_m \cdot e_m + \gamma_y \cdot e_y = 6.36 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad p_{\text{murof}} := \gamma_m \cdot e_{mf} + \gamma_y \cdot e_y = 13.76 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pesos propios de muros interior y de fachada

$$L_{fc} := 5.80 \cdot \text{m} \quad L_{fe} := 4.0 \cdot \text{m} \quad \text{Luces de los vanos central y extremos}$$

$$p_{\text{cub}} := 1.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{sc_cub}} := 0.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Carga en cubiertas

Axí y tensiones en cabeza de muro (aproximadamente a la cota 10,15 m):

$$N_{k1} := (p_{\text{cub}} + p_{\text{sc_cub}}) \cdot \frac{L_{\text{fc}}}{2} = 5.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \sigma_{k1} := \frac{N_{k1}}{e_m} = 0.02 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La bóveda encamonada en un entablado bajo costillas de madera con cañizo y acabado de yeso y pintura

$$e_t := 4 \cdot \text{cm}$$

$$e_y := 4 \cdot \text{cm}$$

$$p_{\text{boveda}} := \gamma_t \cdot e_t + \gamma_y \cdot e_y = 0.94 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{boveda}} := 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Axí y tensiones en apoyo de bóveda encamonada y cubierta lateral (cota 8,75 m):

$$N_{k2} := N_{k1} + p_{\text{muro}} \cdot 1.4 \cdot \text{m} + p_{\text{boveda}} \cdot \frac{L_{\text{fc}}}{2} + (p_{\text{cub}} + p_{\text{sc_cub}}) \cdot \frac{L_{\text{fe}}}{2} = 21.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \sigma_{k2} := \frac{N_{k2}}{e_m} = 0.075 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$p_{f2} := 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{sc}2} := 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Forjado de planta segunda

Axí y tensiones a nivel de bajo cubierta (cota 6,59 m)

$$N_{k3} := N_{k2} + p_{\text{muro}} \cdot 2.2 \cdot \text{m} + (p_{f2} + p_{\text{sc}2}) \cdot \frac{L_{\text{fc}}}{2} = 49.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \sigma_{k3} := \frac{N_{k3}}{e_m} = 0.177 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{k1f} := (p_{\text{cub}} + p_{\text{sc_cub}}) \cdot \frac{L_{\text{fe}}}{2} = 3.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \sigma_{k1f} := \frac{N_{k1f}}{e_{mf}} = 0.006 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Esfuerzos y tensiones en muros interior y de fachada}$$

$$p_{f1} := 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{\text{sc}1} := 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Forjado de planta primera

Axí y tensiones a nivel de planta primera (cota 3,59 m)

$$N_{k4} := N_{k3} + p_{\text{muro}} \cdot 3 \cdot \text{m} + (p_{f1} + p_{\text{sc}1}) \cdot \frac{L_{\text{fc}} + L_{\text{fe}}}{2} = 93 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \sigma_{k4} := \frac{N_{k4}}{e_m} = 0.333 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{k2f} := N_{k1f} + p_{\text{muro}} \cdot 3 \cdot \text{m} + (p_{f1} + p_{\text{sc}1}) \cdot \frac{L_{\text{fe}}}{2} = 55.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \sigma_{k2f} := \frac{N_{k2f}}{e_{mf}} = 0.085 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Axíl y tensiones en arranque del muro (cota 0,00 m)

$$N_{k5} := N_{k4} + p_{\text{muro}} \cdot 3.59 \cdot \text{m} = 116 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{k5} := \frac{N_{k5}}{e_m} = 0.414 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{k3f} := N_{k2f} + p_{\text{murof}} \cdot 3.59 \cdot \text{m} = 104 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{k3f} := \frac{N_{k3f}}{e_{mf}} = 0.161 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Pasando a una sobrecarga de uso de 5 kN/m² en planta primera y forjados de madera más ligeros:

$$N'_{k5} := 128 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma'_{k5} := \frac{N'_{k5}}{e_m} = 0.457 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma := \frac{\sigma'_{k5} - \sigma_{k5}}{\sigma_{k5}} = 10.3\%$$

$$N'_{k3f} := 107 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma'_{k3f} := \frac{N'_{k3f}}{e_{mf}} = 0.165 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma := \frac{\sigma'_{k3f} - \sigma_{k3f}}{\sigma_{k3f}} = 2.4\%$$

Por tanto, el máximo incremento de carga gravitatoria que se produciría sobre las secciones más desfavorables de los muros interiores al pasar del uso histórico supuesto al nuevo uso previsto sería de en torno al 10%. En los muros de fachada el incremento sería inferior al 3%

Viento en fachada:

$$q_b := 0.42 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$c_e := 1.6$$

$$c_p := 1.2$$

$$q_v := q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0.806 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$h_f := 6.59 \cdot \text{m}$$

$$M_{vk} := \frac{1}{2} \cdot q_v \cdot h_f^2 \cdot \frac{2}{3} = 11.7 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\Delta N_v := \frac{M_{vk}}{2 \cdot (L_{fe} + L_{fc})} = 0.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Incremento de axíl en muros debido al viento

4.2 Capacidad resistente de los muros y márgenes de seguridad

A falta de datos experimentales sobre las fábricas se adopta un valor de la resistencia del muro con carácter conservador:

Tabla 4.4 Resistencia característica a la compresión de fábricas usuales f_k (N/mm²)

Resistencia normalizada de las piezas, f_b (N/mm ²)	5	10	15	20	25
Resistencia del mortero, f_m (N/mm ²)	2,5	3,5	5	7,5	10
Ladrillo macizo con junta delgada	-	-	3	3	3
Ladrillo macizo	2	2	4	4	6
Ladrillo perforado	2	2	4	4	5
Bloques aligerados	2	2	3	4	5
Bloques huecos	1	1	2	3	4

$$f_k := 2.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_M := 2.5$$

$$f_d := \frac{f_k}{\gamma_M} = 0.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_d = 8.2 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La resistencia de cálculo adoptada de unos 8 kp/cm² la juzgamos conservadora al encontrarse en el rango mínimo de las contempladas en normativa o bibliografía anterior que recoge tipologías históricas. A modo de ejemplo se incluye en las tablas siguiente las resistencias asignables de acuerdo con la norma P.I.E.T. de 1970 para muros con ladrillos cerámicos macizos y mampostería.

$t := e_m = 28 \cdot \text{cm}$ Espesor del muro interior

$$f_{df} := 8 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Capacidad muro de fachada

$$t_f := e_{mf} = 0.65 \text{ m}$$

Espesor muro de fachada

$$e_i := 0.25 \cdot t \cdot \frac{L_{fc} - L_{fe}}{L_{fc} + L_{fe}} = 12.9 \cdot \text{mm} \quad \text{Excentricidad en cabeza para muros interiores según CTE}$$

$$e_f := 0.25 \cdot t_f = 163 \cdot \text{mm} \quad \text{Excentricidad en cabeza muros de fachada}$$

La excentricidad en la base empotrada será la mitad que la anterior o a lo sumo la misma.

$$e_a := 20 \cdot \text{mm} \quad \text{Excentricidad accidental para tramo entre forjados. 50 mm si corresponde a un tramo libre en su extremo superior a su altura es la total del edificio}$$

$$e := e_i + e_a = 33 \cdot \text{mm} \quad \text{Debe ser mayor que: } 0.05 \cdot t = 14 \cdot \text{mm}$$

$$e_f := e_f + e_a = 183 \cdot \text{mm}$$

$$\phi_c := 1 - 2 \cdot \frac{e}{t} = 0.77 \quad \phi_{cf} := 1 - 2 \cdot \frac{e_f}{t_f} = 0.44 \quad \text{Factor de reducción en cabeza}$$

$$N_{Rd} := \phi_c \cdot t \cdot f_d = 171 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Capacidad resistente del muro interior}$$

$$\gamma_{f_muro} := \frac{N_{Rd}}{N_{k5} + \Delta N_v} = 1.47$$

Para 2 kN/m²

$$\frac{N_{Rd}}{N'_{k5} + \Delta N_v} = 1.33$$

Para 5 kN/m²

$$N_{Rdf} := \phi_{cf} \cdot t_f \cdot f_{df} = 224 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Capacidad resistente del muro de fachada}$$

$$\gamma_{f_murof} := \frac{N_{Rdf}}{N_{k3f} + \Delta N_v} = 2.13$$

Para 2 kN/m²

$$\frac{N_{Rdf}}{N'_{k3f} + \Delta N_v} = 2.08$$

Para 5 kN/m²

$$h_d := 3.59 \cdot \text{m} \quad \text{Altura del tramo inferior del muro interior} \quad t_d := t$$

$$\frac{h_d}{t_d} = 12.8 \quad \text{Esbeltez conservadora considerado sólo arriostrado en cabeza y base}$$

$$e_p := 0.00035 \cdot t \cdot \left(\frac{h_d}{t_d} \right)^2 = 16.1 \cdot \text{mm} \quad \text{Excentricidad de pandeo}$$

$$e_{xm} := \frac{e}{2} + e_p = 32.539 \cdot \text{mm} \quad \phi_m := 1 - 2 \cdot \frac{e_{xm}}{t} = 0.77 \quad \text{Factor reductor a media altura, similar a la de cabeza}$$

Se ha tomado conservadoramente, como excentricidad a media altura la mitad de la de cabeza.

Efecto del descalce: incremento de la altura del tramo inferior

$$h'_d := 3.59 \cdot m + 0.5 \cdot m = 4.09 \text{ m} \quad \text{Altura del tramo inferior del muro interior} \quad t_d := t$$

$$\frac{h'_d}{t_d} = 14.6 \quad \text{Esbeltez conservadora considerado sólo arriostrado en cabeza y base}$$

$$e'_p := 0.00035 \cdot t \cdot \left(\frac{h'_d}{t_d} \right)^2 = 20.9 \cdot \text{mm} \quad \text{Excentricidad de pandeo}$$

$$e'_{xm} := \frac{e}{2} + e'_p = 37.339 \cdot \text{mm} \quad \phi'_m := 1 - 2 \cdot \frac{e'_{xm}}{t} = 0.73 \quad \text{Factor reductor a media altura, similar a la de cabeza}$$

La capacidad del muro se reduce en un 4,5% $\frac{\phi'_m}{\phi_m} = 0.955$ Admisible en situación transitoria sin sobrecarga

4.3 Muros no sometidos a la carga del forjado de segunda

Axíl y tensiones en cabeza de muro (aproximadamente a la cota 10,15 m):

$$N_{k1} := (p_{cub} + p_{sc_cub}) \cdot \frac{L_{fc}}{2} = 5.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \sigma_{k1} := \frac{N_{k1}}{e_m} = 0.02 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Axíl y tensiones en apoyo de bóveda encamionada y cubierta lateral (cota 8,75 m):

$$N_{k2} := N_{k1} + p_{muro} \cdot 1.4 \cdot m + p_{boveda} \cdot \frac{L_{fc}}{2} + (p_{cub} + p_{sc_cub}) \cdot \frac{L_{fe}}{2} = 21.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \sigma_{k2} := \frac{N_{k2}}{e_m} = 0.075 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$p_{f2} := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{sc2} := 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Forjado de planta segunda

Axíl y tensiones a nivel de bajo cubierta (cota 6,59 m)

$$N_{k3} := N_{k2} + p_{muro} \cdot 2.2 \cdot m + (p_{f2} + p_{sc2}) \cdot \frac{L_{fc}}{2} = 35.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \sigma_{k3} := \frac{N_{k3}}{e_m} = 0.125 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{k1f} := (p_{cub} + p_{sc_cub}) \cdot \frac{L_{fe}}{2} = 3.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \sigma_{k1f} := \frac{N_{k1f}}{e_{mf}} = 0.006 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Esfuerzos y tensiones en muros interior y de fachada}$$

$$p_{f1} := 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{sc1} := 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Forjado de planta primera

Axíl y tensiones a nivel de planta primera (cota 3,59 m)

$$N_{k4} := N_{k3} + p_{\text{muro}} \cdot 3 \cdot m + (p_{fl} + p_{sc1}) \cdot \frac{L_{fc} + L_{fe}}{2} = 79 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{k4} := \frac{N_{k4}}{e_m} = 0.281 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{k2f} := N_{k1f} + p_{\text{murof}} \cdot 3 \cdot m + (p_{fl} + p_{sc1}) \cdot \frac{L_{fe}}{2} = 55.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{k2f} := \frac{N_{k2f}}{e_{mf}} = 0.085 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Axíl y tensiones en arranque del muro (cota 0,00 m)

$$N_{k5} := N_{k4} + p_{\text{muro}} \cdot 3.59 \cdot m = 102 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{k5} := \frac{N_{k5}}{e_m} = 0.363 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{k3f} := N_{k2f} + p_{\text{murof}} \cdot 3.59 \cdot m = 104 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{k3f} := \frac{N_{k3f}}{e_{mf}} = 0.161 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Pasando a una sobrecarga de uso de 5 kN/m² en planta primera y forjados de madera más ligeros:

$$N'_{k5} := 109 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma'_{k5} := \frac{N'_{k5}}{e_m} = 0.389 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma := \frac{\sigma'_{k5} - \sigma_{k5}}{\sigma_{k5}} = 7.4\%$$

$$N'_{k3f} := 107 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma'_{k3f} := \frac{N'_{k3f}}{e_{mf}} = 0.165 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta\sigma := \frac{\sigma'_{k3f} - \sigma_{k3f}}{\sigma_{k3f}} = 2.4\%$$

Viento en fachada:

$$q_b := 0.42 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$c_e := 1.6$$

$$c_p := 1.2$$

$$q_v := q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0.806 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$h_f := 6.59 \cdot \text{m}$$

$$M_{vk} := \frac{1}{2} \cdot q_v \cdot h_f^2 \cdot \frac{2}{3} = 11.7 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$\Delta N_v := \frac{M_{vk}}{2 \cdot (L_{fe} + L_{fc})} = 0.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Incremento de axíl en muros debido al viento

$$N_{Rd} := \phi_c \cdot t \cdot f_d = 171 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Capacidad resistente del muro interior

$$\gamma_{f_muro} := \frac{N_{Rd}}{N'_{k5} + \Delta N_v} = 1.68$$

Para 2 kN/m²

$$\frac{N_{Rd}}{N'_{k5} + \Delta N_v} = 1.56$$

Para 5 kN/m²

$$N_{Rdf} := \phi_{cf} \cdot t_f \cdot f_{df} = 224 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Capacidad resistente del muro de fachada

$$\gamma_{f_murof} := \frac{N_{Rdf}}{N_{k3f} + \Delta N_v} = 2.13$$

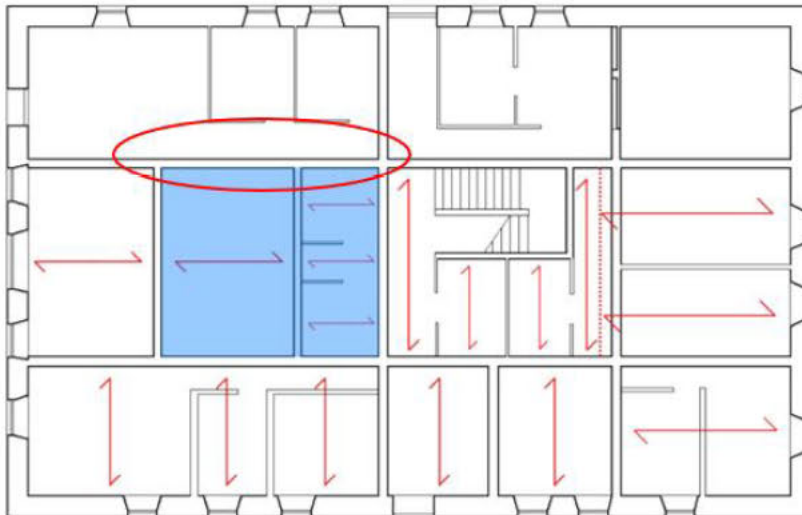
Para 2 kN/m²

$$\frac{N_{Rdf}}{N_{k3f} + \Delta N_v} = 2.08$$

Para 5 kN/m²

4.4 Muro interior sin arriostramiento del nivel de primera

En la hipótesis en la que el muro quedara sin el arriostramiento de los forjados de primera:



Un muro de espesor t arriostrado en los dos bordes verticales con L mayor o igual que $30t$ se tratará como muro arriostrado sólo en cabeza y base

$$30 \cdot t = 8.4 \text{ m}$$

que es mayor que los 6 m de longitud de los vanos a demoler, por lo que estudiamos el muro arriostrado por los verticales perpendiculares.

$$\rho_2 := 1.0$$

$$h := 6.59 \text{ m}$$

Altura del muro desde el arranque hasta el nivel arriostrado, supuesta la cubierta lateral.

$L := 6 \text{ m}$ Distancia entre los muros perpendiculares.

$h = 6.59 \text{ m}$ inferior a: $1.15 \cdot L = 6.9 \text{ m}$

$$\rho_4 := \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{L} \right)^2} \cdot \rho_2 = 0.45 \quad \text{Factor de reducción para cuatro bordes arriostrados}$$

$$h_d := \rho_4 \cdot h = 2.99 \text{ m} \quad e_p := 0.00035 \cdot t \cdot \left(\frac{h_d}{t} \right)^2 = 11.2 \text{ mm}$$

$$e := 0.25 \cdot t + e_a = 90 \text{ mm} \quad \text{Excentricidad en cabeza} \quad \phi_c := 1 - 2 \cdot \frac{e}{t} = 0.36$$

$$e_m := \frac{e}{2} + e_p = 56 \text{ mm} \quad \phi := 1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t} = 0.6 \quad \text{A media altura}$$

$$N_{Rd} := \phi_c \cdot t \cdot f_d = 80 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Capacidad resistente del muro}$$

$$\gamma_{f_muro} := \frac{N_{Rd}}{N_{k3} + p_{muro} \cdot h} = 1.04$$

El muro no sería válido sin los arriostramientos de los forjados de la planta primera, incluso considerando el efecto de los arriostramientos de los muros ortogonales.

Es necesario por tanto, a situación final, la presencia de los arriostramientos a nivel de la planta primera.

$$h_d := h = 6.59 \text{ m} \quad e_p := 0.00035 \cdot t \cdot \left(\frac{h_d}{t} \right)^2 = 54.3 \text{ mm}$$

$$e_m := \frac{e}{2} + e_p = 99 \text{ mm} \quad \phi := 1 - 2 \cdot \frac{e_m}{t} = 0.29 \quad \text{A media altura}$$

$$N_{Rd} := \phi \cdot t \cdot f_d = 65 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Capacidad resistente del muro}$$

$$\gamma_{f_muro} := \frac{N_{Rd}}{N_{k3} + p_{muro} \cdot h} = 0.85$$

Sin considerar efecto alguno de arriostramiento de muros ortogonales



ESTUDIO TÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE LOS MUROS DEL ANTIGUO CONVENTO DE LOYOZA.

Cliente: Dirección General de Patrimonio Cultural
CONSEJERÍA DE CULTURA, TURISMO Y DEPORTE
COMUNIDAD DE MADRID

ENERO DE 2023

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	3
2. TRABAJOS REALIZADOS	4
2.1. Estudio de la documentación existente:	4
2.2. Inspección técnica	9
2.3. Análisis de la situación estructural de la cimentación de los muros	20
3. CONCLUSIONES.....	27
4. PROPUESTAS DE INTERVENCIÓN	29
5. MEDICIONES Y PRESUPUESTO	36

ANEJOS

- I. DOCUMENTACIÓN EXISTENTE**
- II. CÁLCULOS**
- III. PLANOS DE INTERVENCIÓN**
- IV. PLIEGO TÉCNICO**
- V. MEDICIONES Y PRESUPUESTO**
- VI. DOCUMENTACIÓN FOTOGRÁFICA**

1. **INTRODUCCIÓN**

A petición de la Dirección General de Patrimonio Cultural de la Comunidad de Madrid, Retineo Ingeniería (en adelante Retineo) ha realizado el estudio técnico para evaluar la situación de la cimentación de los muros del antiguo convento de Lozoya, en la Comunidad de Madrid.

Este estudio está motivado por las dudas existentes sobre el estado actual de la cimentación de los muros que precisa un análisis que determine el tipo de actuación de refuerzo y/o consolidación a efectuar. Para la realización de este estudio se ha contado con la siguiente documentación facilitada por el peticionario:

- Documento 1. Proyecto Supervisado para la rehabilitación y conservación de las cubiertas y fachadas en el antiguo convento de Lozoya, en Madrid. Lozoya. Realizado por la empresa ENJARJE ARQUITECTURA en septiembre de 2021.
- Documento 2. Informe sobre la inspección y evaluación estructural. Realizado por la empresa INTEMAC en abril de 2023.
- Documento 3. Estudio geotécnico. Realizado por GEOGENIL en julio de 2023

2. **TRABAJO REALIZADOS**

Los objetivos perseguidos en el estudio son los siguientes:

- ✓ Inspeccionar e inventariar los posibles procesos patológicos que pudieran tener los muros y la cimentación en las calicatas practicadas.
- ✓ Analizar la situación actual de la cimentación de los muros.
- ✓ Definir un procedimiento de intervención.

2.1. **Estudio de la documentación existente:**

Se ha realizado un estudio exhaustivo de toda la documentación existente que pudiera tener relación con la situación actual de los muros del edificio, como tarea fundamental para:

- ❖ Obtener información que permita, a priori, un mayor conocimiento del edificio.
- ❖ Planificación y ajuste de los trabajos.

Del análisis de la información facilitada, que se recoge en el Anejo I, se pueden extraer las siguientes consideraciones:

- ✓ El edificio es un palacio del siglo XVI de una sola planta y bajo cubierta. Se remodeló en el siglo XIX ampliándolo en una planta más y transformándolo en convento. La estructura horizontal y las cubiertas inclinadas son de madera, apoyando en muros de carga de fachada de fábrica de mampostería y ladrillo y muros interiores de entramado de madera y cuajados también de fábrica de ladrillo. Estos últimos debieron construirse en el siglo XIX.

Figura 1. Sección transversal constructiva. Fuente: Documentación facilitada: documento 1.

- ✓ En los últimos meses se está interviniendo en las actuaciones contempladas en el proyecto para la rehabilitación y conservación de las cubiertas y fachadas redactado por los arquitectos D. Roberto Fernández Díaz y Dña. Rocío Maira Vidal. La siguiente actuación será la restauración interior del inmueble que pasará a ser una dotación cultural del municipio.
- ✓ En cuanto a la estructura vertical, está formada por muros de carga en las fachadas de 65-70 cm, realizados en fábrica mixta de mampostería y ladrillo, y dos muros de carga centrales y algunos paños perpendiculares todos de entramado de madera y cuajados de fábrica de 28 cm de espesor total. En la figura nº 2, procedente de la documentación facilitada, se muestra la localización de los muros y su trazado.

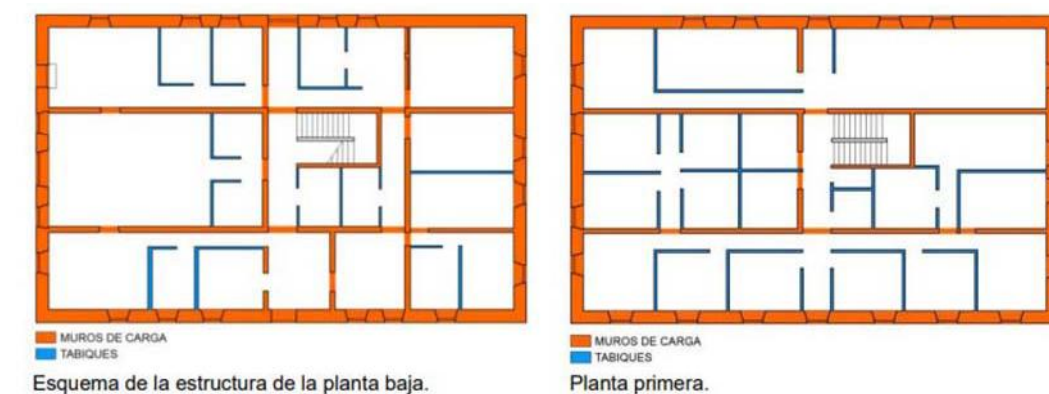


Figura 2. Plantas de muros. Fuente: Documentación facilitada: documento 2.

- ✓ En el documento nº 2 (informe sobre la inspección y evaluación estructural. Realizado por la empresa INTEMAC en abril de 2023) se cita textualmente *“Hemos realizado una inspección ocular detallada de los muros en todos los niveles. En el anejo nº 2 del presente informe se recogen en forma de croquis y fotografías los resultados de la inspección. A modo de resumen puede decirse que no se observan en general lesiones relevantes o daños significativos compatibles con un anómalo comportamiento histórico estructural, incluso en los pies derechos salvo casos puntuales leves...”*.

Los casos puntuales a tener en cuenta en la rehabilitación final del edificio, según dicho documento nº 2, son los siguientes:

- Presencia de huecos pasantes en los muros, oquedades, separaciones entre fábrica y entramado de madera.
- Heterogeneidades puntuales en la configuración constructiva de los muros: cuarteles o cegado de huecos con empleo de adobe o todo uno.
- Degradación de arranques de pies derechos en planta baja, básicamente pudrición asociada a la presencia de humedades.
- Se ha encontrado una configuración particular en el tramo del muro longitudinal

sur de planta baja junto a la fachada este. En este paño el espesor es muy inferior a los 28 cm nominales, tratándose posiblemente del cegado de un hueco original materializado mediante un par de apeo del paño superior (ver figura 3).



Figura 3. Detalle de muro. Fuente: Documentación facilitada: documento 2.

- Presencia de huecos de paso en muros de carga que no son originales. En particular se han detectado intervenciones históricas relevantes en el tramo muro interior de planta baja señalado que debilita sensiblemente el paño (ver figura 4).



Figura 4. Muros con huecos. Fuente: Documentación facilitada: documento 2.

- ✓ En el documento nº 2 se incluye, en el apartado 4.2, las características de la cimentación y del terreno de apoyo. En la figura 5 se localiza la ubicación de las seis calicatas realizadas.



Figura 5. Ubicación de calicatas. Fuente: Documentación facilitada: documento 2

Se cita textualmente “A modo de resumen, se concluye que la cimentación es corrida, de mampostería, que se encuentra empotrada en el terreno entre 1,00 m y 1,90 m en la mayoría de la superficie. El terreno de apoyo, en los casos inspeccionados, corresponde a un suelo residual de las rocas ígneas que constituyen el sustrato de la zona (jabre), de compacidad elevada, tal y como se pudo comprobar a la vista de la respuesta resistente del suelo frente a la excavación, tanto con pico como con martillo neumático manual. Estas características de empotramiento y terreno de apoyo permiten concluir que las condiciones de cimentación son válidas, tal y como certifica el comportamiento de la misma a lo largo de los siglos transcurridos desde su construcción. No se detectó la presencia de agua en ninguno de los reconocimientos realizados. Por ello el agua que eventualmente pueda aparecer será la que discurra por los rellenos y el jabre sobre el sustrato rocoso, agua que en los puntos de reconocimiento no ha sido detectada”.

- ✓ En el documento nº 2 se incluye una comprobación de la estructura para la sobrecarga del nuevo uso dotacional (5kN/m^2 según el Código Técnico de la Edificación). Se concluye que los vanos de forjado de planta primera no serían aptos. En los muros interiores de entramado de fábrica y de ladrillo las tensiones en general son moderadas y se estima que el incremento máximo de tensión debida a la nueva sobrecarga se situaría en torno a un 15%, obteniendo por tanto márgenes de seguridad técnicamente admisibles. En los muros de fachada la situación es lógicamente más favorable, al estar sometidos a cargas netamente inferiores teniendo, sin embargo, espesores superiores.
- ✓ En el documento nº 3 se incluye un estudio geotécnico del terreno fuera del ámbito de los muros de carga del edificio (ver figura nº 6), consistente en la realización de un sondeo geotécnico de 6 m de profundidad bajo rasante y dos ensayos de penetración dinámica tipo DSPH, además de los ensayos de laboratorio que establece el CTE.



Figura 6. Ubicación de campaña geotécnica. Fuente: Documentación facilitada: documento 3

Los resultados obtenidos de este estudio indican lo siguiente:

- La litología del terreno contempla tres tramos. El tramo I es un relleno con una potencia de 0,70 m. El tramo II se corresponde con arenas arcillosas (Jabre) con una potencia de 1,2 m y compacidad media. El tramo III es el sustrato rocoso (roca gneis).

	P1	P2
	Carga Adm. (Kp/cm ²)	Carga Adm. (Kp/cm ²)
0,20	1,3	2,1
0,40	1,9	1,7
0,60	2,0	1,5
0,80	3,6	1,3
1,00	5,0	2,5
1,20	R	1,9
1,40		1,4
1,60		0,3
1,80		1,3
2,00		5,0
2,20		R

Figura 7. Cargas admisibles. Fuente: Documentación facilitada: documento 3

- El terreno muestreado no presenta agresivos para el hormigón.
- No se detecta nivel freático a la profundidad de reconocimiento.
- Dada la naturaleza del terreno se descartan fenómenos expansivos.
- La zona de estudio no se sitúa en una zona sísmica.
- La zona de estudio ubicada en Lozoya (Madrid) se sitúa en zona II por lo que se dispondrá una barrera de protección frente al Radón (Según tablas extraídas en CTE DB-HS 6).

2.2. Inspección técnica

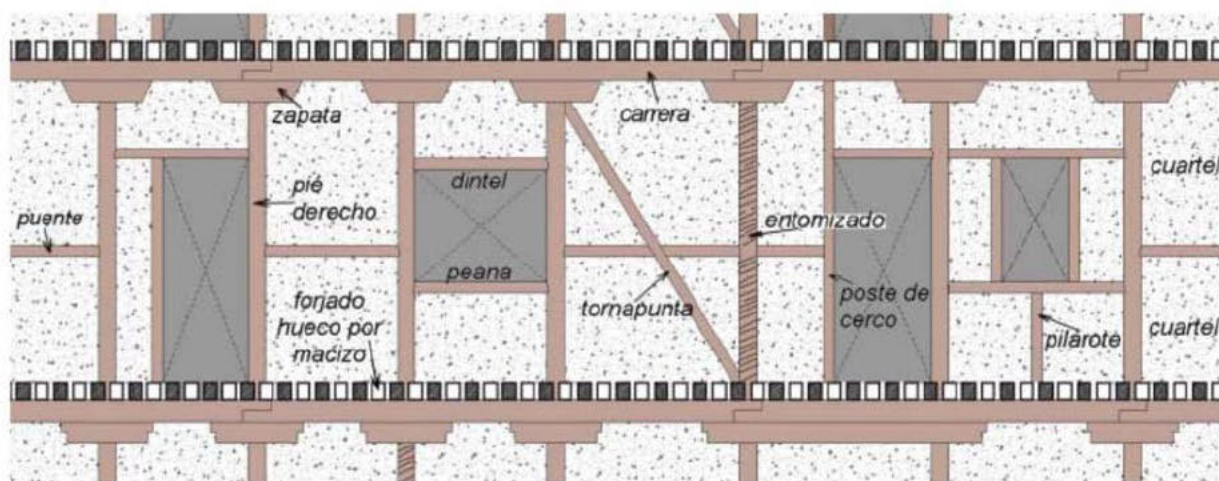
El día 15 de enero de 2024 se ha realizado una inspección técnica de los muros de carga del edificio por técnicos especialistas de Retineo.

El objetivo principal de esta inspección es detectar procesos patológicos manifestados en forma de fisuras, grietas y deformaciones que hagan sospechar indicios de un comportamiento anómalo de la cimentación de los muros. También se ha inspeccionado las calicatas que estaban abiertas.

A continuación, se hace un resumen de los resultados de la inspección técnica¹:

MUROS INTERIORES

Se resume, a continuación, la inspección de los muros interiores. Dichos muros son muros telares o de entramado como puede verse en la figura siguiente.



Componentes de un muro entramado típico madrileño. Imagen de J. Santa Cruz-Astorqui y M. Del Río.

Figura 8. Componentes de muro entramado.

La patología encontrada en el muro entramado atiende a la siguiente casuística:

- Se aprecian vigas del antiguo forjado y pies derechos cortadas y ya repuestas.

¹ A efectos de referencia se va a seguir la misma que la recogida en el documento facilitado nº 2: Informe sobre la inspección y evaluación estructural. Realizado por la empresa INTEMAC en abril de 2023.



Figura 9. Vigas y pies derechos cortados y repuestos.

- Refuerzos actuales con ladrillo en pies derechos cortados.



Figura 10. Refuerzo de pie derecho con ladrillo.

- Degradación de la fábrica de ladrillo en arranques de los muros por humedades.



Figura 11. Degradación por humedades.

En líneas generales, el estado de los muros interiores es aceptable, sin fisuración apreciable por mal comportamiento estructural. En las fechas de la inspección realizada, además, las patologías observadas en los anteriores informes habían sido reparadas. Tanto los huecos que existían como las heterogeneidades en la fábrica se encontraron resueltas.



Figura 12. Huecos y heterogeneidades resueltas.

MUROS EXTERIORES

La inspección de los muros exteriores no arroja fisuración ni patología que pueda asociarse a un deficiente comportamiento estructural por asentos o giros en el cimiento. Se ha encontrado fisuración, en cambio, en retícula del enfocado en todas las fachadas. El resto de daños existentes en los cuatro muros son similares y pueden resumirse con la siguiente leyenda para interpretar los croquis que pueden verse a continuación.

- Daño tipo A: fisuras en piedra.
- Daño tipo B: degradación de la piedra.
- Daño tipo C: enfocado caído o degradado.
- Daño tipo D: vegetación o humedad.

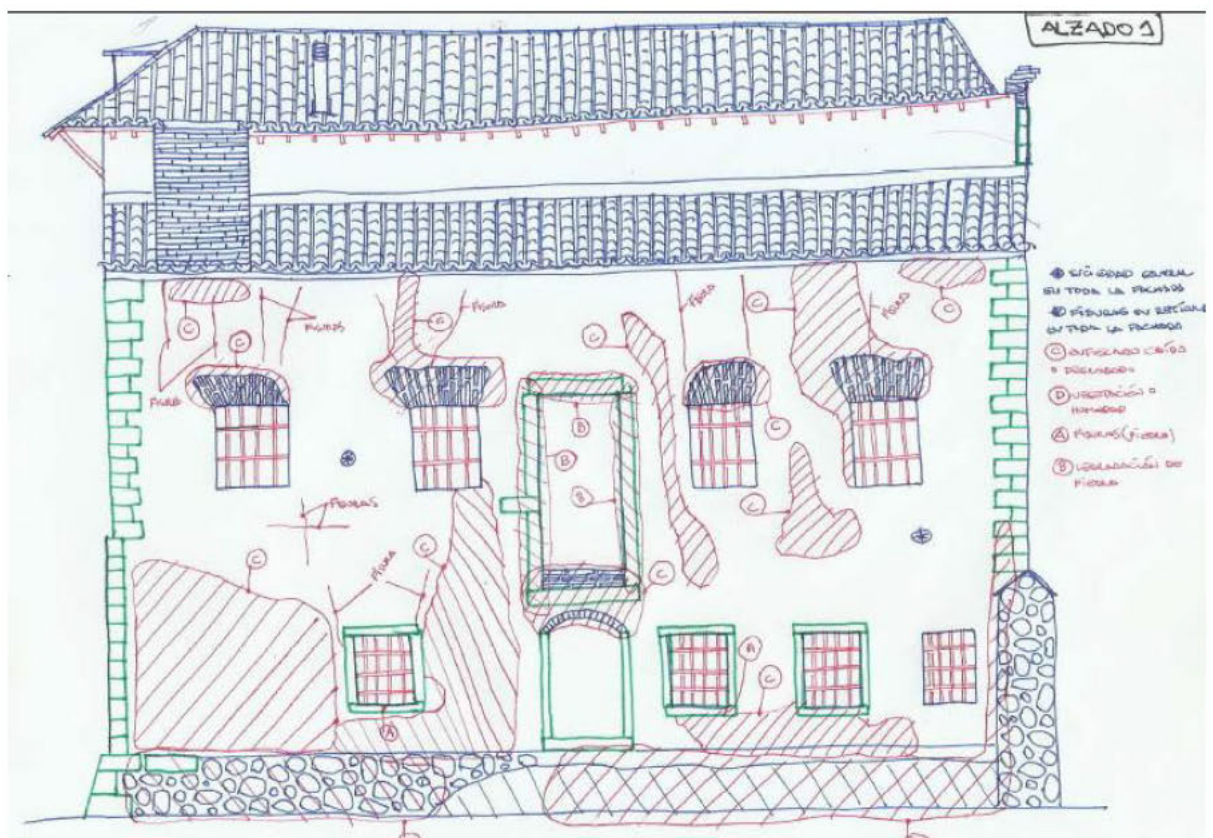


Figura 13. Patología del Alzado 1 (lado largo).



ALZADO 2

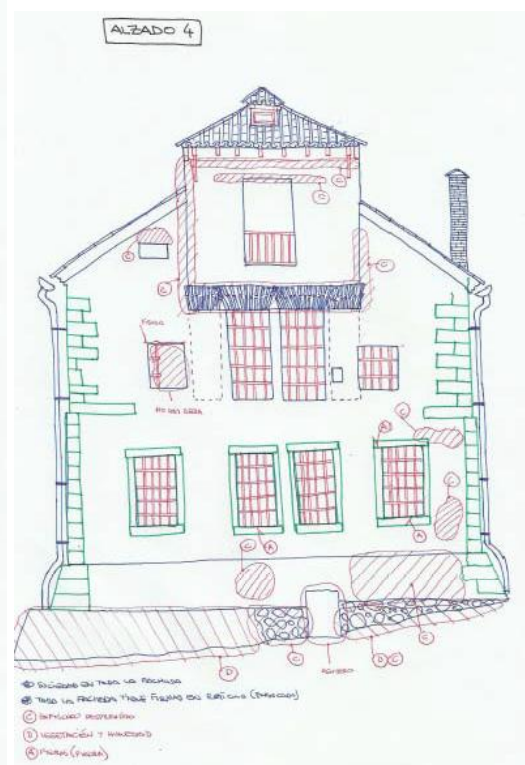
FACHADA C/ JUAN MARTIN

ALZADO 2

FACHADA C/ JUAN MARTIN

1. SILLARADO EN TIRA LA PRIMERA
2. TORNA LA CARMONA TIENE FACHADA EN RETORNO (ALICATADO)

3. FACHADA
4. BOCANUEVA (Nicho)
5. BOCANUEVA ESCALONADA
6. BOCANUEVA Y ALICATADO



Durante la inspección, realizada entre los días 15 a 19 de enero de 2023, se encontraron las calas parcialmente aterradas y con restos de materiales, por lo que se limpiaron y se confirmó la profundidad y dimensiones de las mismas de nuevo, sobre todo, el punto en el que se llegaba al terreno natural o jabre.

En cuanto a las cotas relativas entre los ensayos geotécnicos y las calas, los primeros se encuentran al nivel del suelo en el exterior del edificio, mientras que el solado del segundo se encuentra elevado en el entorno de 1 m.



Figura 16. Nomenclatura y disposición de calas del informe de Intemac.

En cuanto a la cala 1, correspondiente a un muro entramado interior, se constató que la profundidad de la cimentación es de 0,85 m partiendo de 0,15 m por debajo del suelo del convento. Sobre el cimiento de mampostería, se encuentra un refuerzo de ladrillo de aproximadamente 1 m de altura.

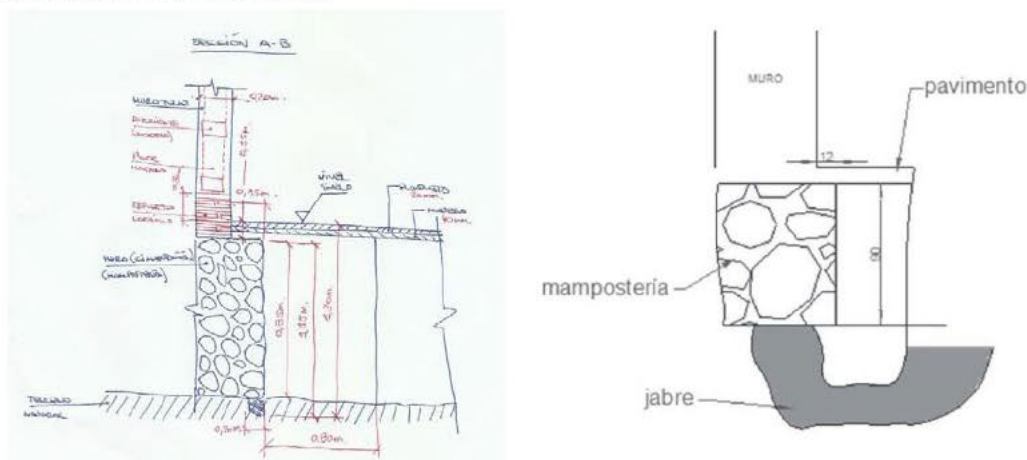


Figura 17. Cala 1. Retineo (izda) e Intemac (dcha).

Se puede apreciar que el fondo de la cimentación apoya en el jabre.



Figura 18. Cala 1. Fondo de cimentación.

La cala 2 corresponde al muro largo de fachada de la escalera por el lado de la calle. El muro de mampostería en su parte inferior se regruesa en dos escalones hasta el plano de cimentación, ganando en cada lado 0,31 m.

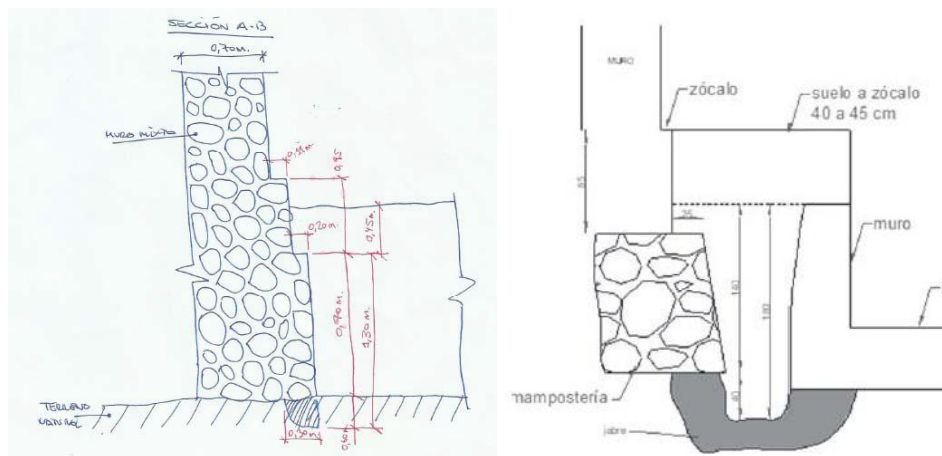


Figura 19. Cala 2. Retineo (izda) e Intemac (dcha).

Se puede apreciar que el fondo de la cimentación apoya en el jabre.



Figura 20. Cala 2. Fondo de cimentación.

La cala 3 corresponde al segundo muro de fachada largo, realizada desde el lado interior del convento. El muro de 0.70 m tiene un regresamiento de 0,14 m cada lado hasta el fondo de la cimentación. La profundidad de la misma es de 1,30 m y arranca 0,10 m por debajo del suelo del edificio.

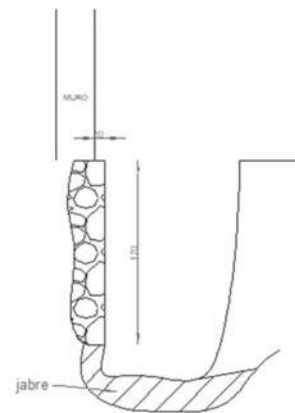
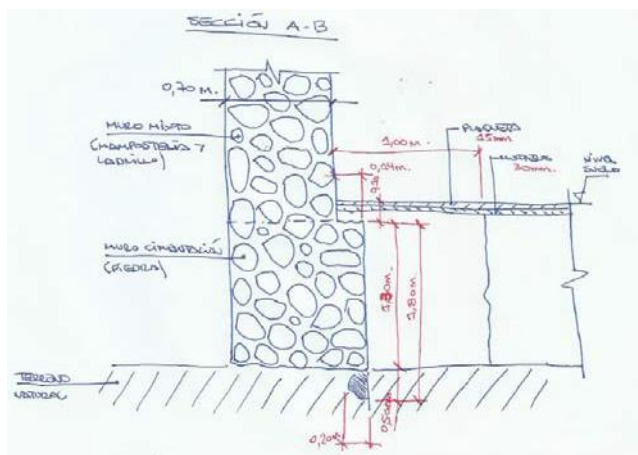


Figura 21. Cala 3. Retineo (izda) e Intermac (dcha).

Se puede apreciar que el fondo de la cimentación apoya en el jabre.



Figura 22. Cala 3. Fondo de cimentación.

La cala 4 corresponde a uno de los muros entramados interiores y, de la misma forma que la cala 2, bajo un refuerzo de ladrillo, la cimentación es de mampostería y regresa 0,12 m hacia el exterior del muro. La profundidad de la misma es de 1,60 m.

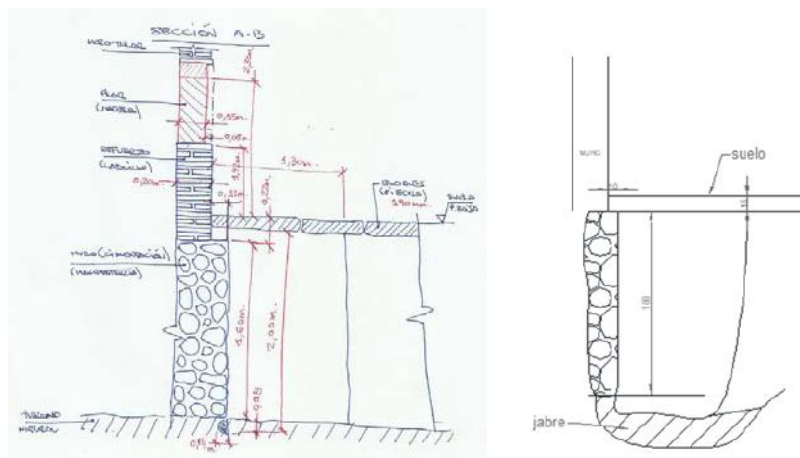


Figura 23. Cala 4. Retineo (izda) e Intemac (dcha).

Se puede apreciar que el fondo de la cimentación apoya en el jabre.



Figura 24. Cala 4. Fondo de cimentación.

La cala 5 corresponde a uno de los muros de fachada cortos y se realizó por el lado de la calle. El muro de mampostería continúa hasta el plano de cimentación con dos ensanchamientos de 0,32 m en total. El plano de cimentación se encuentra 0,40 m por debajo del terreno natural.

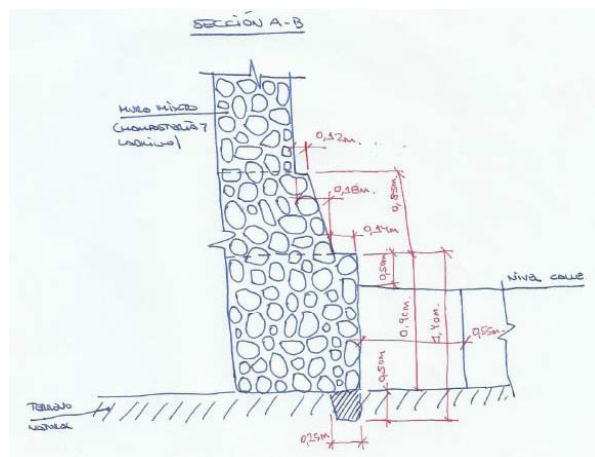


Figura 25. Cala 5. Retineo (izda) e Intermac (dcha).

Se puede apreciar que el fondo de la cimentación apoya en el jabre.



Figura 26. Cala 5. Fondo de cimentación.

La cala 6 corresponde a un muro interior y tiene una disposición similar a las de los muros similares. Bajo un refuerzo de ladrillo de 0,90 m, la cimentación es de mampostería y regresa 0,18 m respecto al ancho inferior del muro. Tiene una altura de 1,15 m por debajo del suelo del edificio.

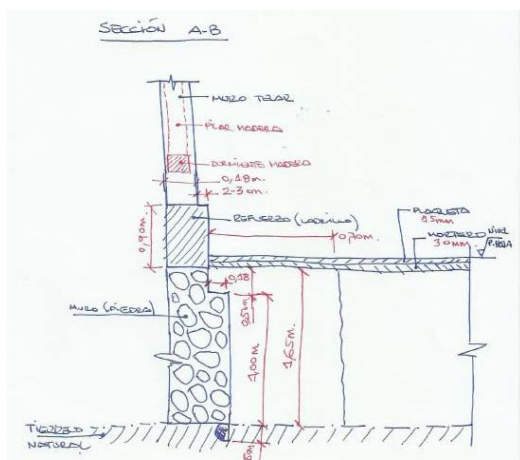


Figura 27. Cala 5. Retineo (izda) e Intemac (dcha).

Se puede apreciar que el fondo de la cimentación apoya en el jabre.



Figura 28. Cala 6. Fondo de cimentación.

En el siguiente cuadro puede verse el resumen de las características de las distintas calas.

ELEMENTO	PROFUNDIDAD DESDE SUELO	CANTO	ESPESOR DE MURO	ANCHO EN EL APOYO
CALA 1	1,30 m	1,15 m	0,20 m	0,60 m
CALA 2	1,35 m	1,35 m	0,70 m	1,22 m
CALA 3	1,40 m	1,30 m	0,70 m	0,94 m
CALA 4	1,82 m	1,60 m	0,20 m	0,52 m
CALA 5	0,55 m	1,75 m	0,70 m	1,34 m
CALA 6	1,65 m	1,00 m	0,20 m	0,66 m

A la vista de las profundidades de la excavación y de la diferencia de cotas entre los ensayos geotécnicos, se puede considerar que el fondo de excavación se encuentra a la cota cero de los segundos.

2.3. Análisis de la situación estructural de la cimentación de los muros

Se ha realizado un estudio pormenorizado de las solicitaciones de cada uno de los muros de carga —tanto interiores como exteriores— del convento. El cálculo detallado puede encontrarse en el Anejo II. Se han considerado las siguientes acciones:

- Peso propio de cada uno de los materiales:
 - Ladrillo: 20 kN/m³.
 - Mampostería: 25 kN/m³.

➤ Sobrecargas de uso.

- Sobrecarga en forjados: 5 kN/m². Según el CTE por concurrencia de actividades.
- Sobrecarga en cubierta: 0,4 kN/m². Por suponerse una cubierta ligera accesible únicamente por conservación (se considera adecuada la consideración del informe de Intemac).

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

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

Figura 29. Sobrecargas de uso del DB SE-AE del CTE.

Al ser un edificio de dos plantas, no se ha considerado reducción en el valor de la sobrecarga para los forjados. Sí se ha considerado la reducción por superficies en cada uno de los espacios estudiados para los forjados, no así para la cubierta.

Tabla 3.2. Coeficiente de reducción de sobrecargas

Elementos verticales			Elementos horizontales			
Número de plantas del mismo uso			Superficie tributaria (m ²)			
1 ó 2	3 ó 4	5 ó más	16	25	50	100
1,0	0,9	0,8	1,0	0,9	0,8	0,7

Figura 30. Coeficientes de reducción de sobrecargas de uso del DB SE-AE del CTE.

Para el cálculo de las tensiones en muros y forjados se ha utilizado la nomenclatura que puede verse en la siguiente figura. Los muros 1 a 4 son los muros de fachada, los muros 5 y 6 son los interiores largos y el 7 y el 8 los interiores cortos.

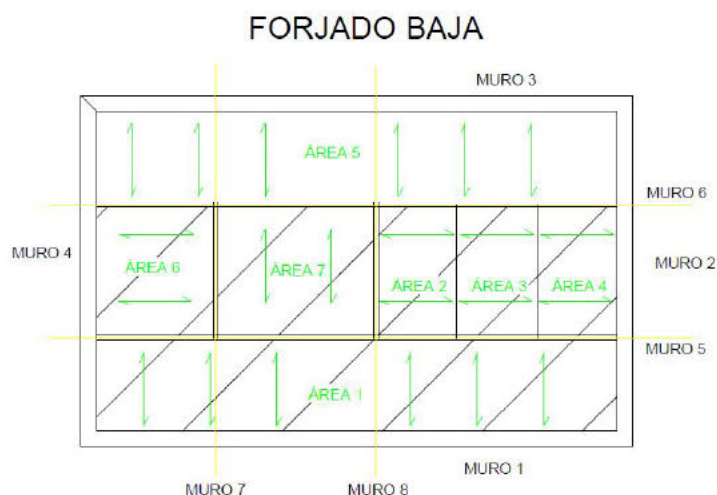


Figura 31. Nomenclatura de los muros de carga.

A continuación, puede verse el resumen de las tensiones en los muros obtenidos del cálculo. En este punto, cabe destacar que se ha considerado un ancho de muro de 0,20 m en los muros de entramado en lugar de 0,28 m —del informe de Intemac— por ser el valor realmente medido in situ para todos ellos. Los recrecidos de ladrillo de su base sí se han considerado de 0,30 m.

	CARGA TOTAL CON SC	TENSIONES BASE MURO CON SC	CARGA TOTAL SIN SC	TENSIONES BASE MURO SIN SC	INC POR SC
MURO 1 FACHADA LARGO	105,59 kN	0,151 MPa	100,28 kN	0,143 MPa	5,6%
MURO 2 FACHADA CORTO	133,10 kN	0,190 MPa	130,16 kN	0,186 MPa	2,15%
MURO 3 FACHADA LARGO	105,59 kN	0,151 MPa	100,28 kN	0,143 MPa	5,6%
MURO 4 INTERIOR	134,38 kN	0,192 MPa	130,78 kN	0,186 MPa	6,0%
MURO 5 INTERIOR	106,77 kN	0,534 MPa	86,28 kN	0,431 MPa	23,8%
MURO 6 INTERIOR	106,77 kN	0,534 MPa	86,28 kN	0,431MPa	23,8%
MURO 7 INTERIOR	52,14 kN	0,261 MPa	42,97 kN	0,215 MPa	21,39%
MURO 8 INTERIOR	52,14 kN	0,261 MPa	41,24 kN	0,206 MPa	26,69%

Se contrastan, a continuación, los valores obtenidos en el cálculo realizado con los del informe de Intemac. La diferencia de los valores obtenidos se encuentra en un rango razonable para los muros exteriores y se encuentra una diferencia mayor en el caso de los exteriores debido a que se ha considerado el espesor del muro de 0,20 m en vez de 0,28 m según se ha expuesto previamente.

	TENSIONES BASE MURO SIN SC	TENSIONES INFORME INTEMAC
MURO 1 FACHADA LARGO	0,151 MPa	0,165 MPa
MURO 2 FACHADA CORTO	0,190 MPa	-
MURO 3 FACHADA LARGO	0,151 MPa	0,165 MPa
MURO 4 INTERIOR	0,190 MPa	-
MURO 5 INTERIOR	0,534 MPa	0,457 MPa
MURO 6 INTERIOR	0,534 MPa	0,457 MPa
MURO 7 INTERIOR	0,261 MPa	-
MURO 8 INTERIOR	0,261 MPa	-

Se ha realizado también el cálculo en Estado Límite Último de las tensiones de los muros, que no se ha encontrado en la documentación existente. Los resultados son menores al valor de referencia de 0,80 MPa (se considera adecuado el valor obtenido en el informe de Intemac).

<div><div>RETiNEO</div><div>INGENIERÍA</div></div>	CÁLCULOS CONVENTO LOZOYA		23-161	Autor	Fecha:
	Título: COMPROBACIÓN DE TENSIONES EN LOS MUROS Y LAS CIMENTACIONES		Calculado:	CPO	ene.-24
			Revisado:	ALS	ene.-24
RESUMEN DE CARGAS Y TENSIONES EN BASE DE MUROS			Coeficiente mayoración CP 1		
TENSIONES CARACTERÍSTICAS, SIN MAYORAR			Coeficiente mayoración SC 1		
MURO 1					
PESO PROPIO	=	92,26 kN/m	Ancho de muro	0,7	m
FORJADO 1	=	9,53 kN/m	Tensión en base de muro	0,151	MPa
FORJADO 2	=	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	3,80 kN/m			
SUMA TOTAL	=	105,59 kN/m			
MURO 2					
PESO PROPIO	=	128,40 kN/m	Ancho de muro	0,7	m
FORJADO 1	=	4,70 kN/m	Tensión en base de muro	0,190	MPa
FORJADO 2	=	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	kN/m			
SUMA TOTAL	=	133,10 kN/m			
MURO 3					
PESO PROPIO	=	92,26 kN/m	Ancho de muro	0,7	m
FORJADO 1	=	9,53 kN/m	Tensión en base de muro	0,151	MPa
FORJADO 2	=	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	3,80 kN/m			
SUMA TOTAL	=	105,59 kN/m			
MURO 4					
PESO PROPIO	=	128,40 kN/m	Ancho de muro	0,7	m
FORJADO 1	=	5,98 kN/m	Tensión en base de muro	0,192	MPa
FORJADO 2	=	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	kN/m			
SUMA TOTAL	=	134,38 kN/m			
MURO 5					
PESO PROPIO	=	66,08 kN/m	Ancho de muro	0,2	m
FORJADO 1	=	17,82 kN/m	Tensión en base de muro	0,534	MPa
FORJADO 2	=	10,24 kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	12,63 kN/m			
SUMA TOTAL	=	106,77 kN/m			
MURO 6					
PESO PROPIO	=	66,08 kN/m	Ancho de muro	0,2	m
FORJADO 1	=	17,82 kN/m	Tensión en base de muro	0,534	MPa
FORJADO 2	=	10,24 kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	12,63 kN/m			
SUMA TOTAL	=	106,77 kN/m			
MURO 7					
PESO PROPIO	=	36,90 kN/m	Ancho de muro	0,2	m
FORJADO 1	=	15,23 kN/m	Tensión en base de muro	0,261	MPa
FORJADO 2	=	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	kN/m			
SUMA TOTAL	=	52,14 kN/m			
MURO 8					
PESO PROPIO	=	36,90 kN/m	Ancho de muro	0,2	m
FORJADO 1	=	15,23 kN/m	Tensión en base de muro	0,261	MPa
FORJADO 2	=	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	kN/m			
SUMA TOTAL	=	52,14 kN/m			

Por último, se ha calculado las tensiones transmitidas a la cimentación tomando en cada muro la geometría de la cala que se ha realizado. En el muro 2 (fachada corta) y en el muro 8 (interior corto), se han tomado las calas de los muros más parecidos tipológicamente. Las tensiones en la cimentación se calculan sin mayorar las cargas.

	POSICIÓN	CALA DE REFERENCIA	TENSIÓN EN CIMENTACIÓN SIN SC	TENSIÓN EN CIMENTACIÓN CON SC	INCREMENTO POR SC
MURO 1	FACHADA LARGO	CALA 3	0,142 MPa	0,148 MPa	3,97%
MURO 2	FACHADA CORTO	CALA 5	0,144 MPa	0,146 MPa	1,39%
MURO 3	FACHADA LARGO	CALA 2	0,139 MPa	0,144 MPa	3,13%
MURO 4	FACHADA CORTO	CALA 5	0,144 MPa	0,147 MPa	2,08%
MURO 5	INTERIOR	CALA 6	0,158 MPa	0,189 MPa	19,60%
MURO 6	INTERIOR	CALA 1	0,165 MPa	0,199 MPa	20,86%
MURO 7	INTERIOR	CALA 4	0,124 MPa	0,142 MPa	14,19%
MURO 8	INTERIOR	CALA 4	0,121 MPa	0,135 MPa	11,58%

Del informe geotécnico se extraían las características del terreno que pueden verse en la siguiente figura.

	P1	P2
	Carga Adm. (Kp/cm2)	Carga Adm. (Kp/cm2)
0,20	1,3	2,1
0,40	1,9	1,7
0,60	2,0	1,5
0,80	3,6	1,3
1,00	5,0	2,5
1,20	R	1,9
1,40		1,4
1,60		0,3
1,80		1,3
2,00		5,0
2,20		R

Figura 32. Tensiones admisibles. Informe geotécnico.

Como puede verse en la tabla anterior, si se tiene en cuenta el P2, la capacidad portante del suelo se encuentra entre los 0,13 MPa y los 0,25 Mpa, a excepción de una capa de 0,20 m de espesor en la que la resistencia baja drásticamente a 0,3 MPa. Independientemente de esta anomalía, se encuentran de manera regular capas con resistencias de 0,13-0,14 MPa, encontrándose la última de ellas a 1,80 m de profundidad. Este valor parece ser una referencia lógica a tener en cuenta para la estimación de la capacidad portante.

Los ensayos geotécnicos se llevaron a cabo en el exterior del edificio, en algún caso a varios metros de distancia de la fachada por imposibilidad de acercar más la máquina. Este hecho supone una infravaloración de la resistencia real el terreno bajo la cimentación que, lógicamente, será mayor por la consolidación desde la construcción inicial y posterior.

A falta de datos que puedan corroborar la resistencia real bajo el cimiento, los valores obtenidos de tensiones son elevados para las resistencias obtenidas del informe geotécnico, por lo que, tal y como recomienda, debe realizarse una mejora en las condiciones de cimentación o en el propio terreno.

	TENSIÓN EN CIMENTACIÓN SIN SC	TENSIÓN EN CIMENTACIÓN CON SC	MEJORA DE TERRENO NECESARIA*
MURO 1	0,142 MPa	0,148 MPa	SÍ
MURO 2	0,122 MPa	0,124 MPa	SÍ
MURO 3	0,139 MPa	0,144 MPa	SÍ
MURO 4	0,122 MPa	0,124 MPa	SÍ
MURO 5	0,158 MPa	0,189 MPa	SÍ
MURO 6	0,165 MPa	0,199 MPa	SÍ
MURO 7	0,124 MPa	0,142 MPa	SÍ
MURO 8	0,121 MPa	0,135 MPa	SÍ

* Valores mayores o similares a los obtenidos para la profundidad 1,80 m en el P2 de 0,13 MPa.

3. **CONCLUSIONES**

La Dirección General de Patrimonio Cultural de la Comunidad de Madrid, ha encargado a la empresa Retineo Ingeniería la realización del presente estudio para evaluar la situación de la cimentación de los muros del antiguo convento de Lozoya, en la Comunidad de Madrid.

Este estudio está motivado por las dudas existentes sobre el estado actual de la cimentación de los muros que precisa un análisis que determine el tipo de actuación de refuerzo y/o consolidación a efectuar.

El edificio es un palacio del siglo XVI de una sola planta y bajo cubierta. Se remodeló en el siglo XIX ampliándolo en una planta más y transformándolo en convento. La estructura horizontal y las cubiertas inclinadas originales son de madera, apoyando en muros de carga de fachada de fábrica de mampostería y ladrillo y muros interiores de entramado de madera y cuajados también de fábrica de ladrillo. Estos últimos debieron construirse en el siglo XIX.

A tenor de los trabajos realizados y de los resultados obtenidos de ellos se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- ✓ El estado de conservación de los muros de carga del edificio es el adecuado para un edificio patrimonial y no se aprecian indicios que hagan pensar en un comportamiento anómalo desde el punto de vista estructural o de la cimentación. Existen deficiencias puntuales que se deben subsanar y que están previstas (según la información facilitada por el peticionario) en fases futuras de intervención del inmueble.
- ✓ La inspección realizada por técnicos de Retineo de las calicatas (tanto en muros interiores como exteriores) pone de manifiesto que la cimentación es corrida, de mampostería, que se encuentra empotrada en el terreno natural entre 1,00 m y 1,90 m en la mayoría de la superficie. El terreno de apoyo, en los casos inspeccionados, corresponde a un suelo residual de las rocas ígneas que constituyen el sustrato de la zona (jabre).
- ✓ El estudio geotécnico se ha realizado en la parcela de ubicación del edificio, fuera del ámbito de la cimentación de los muros y, aun así, los resultados obtenidos son coherentes con lo observado en las calicatas.

Conviene matizar que el terreno situado bajo la cimentación de los muros se encuentra consolidado por el paso de los siglos desde su construcción lo que permite afirmar que el sustrato de apoyo está en mejores condiciones que los puntos de ejecución de los ensayos geotécnicos.

- ✓ Tanto los muros exteriores de mampostería como los interiores entramados son aptos para resistir las nuevas sobrecargas por el cambio de uso de 5 kN/m^2 de los forjados y de $0,4 \text{ kN/m}^2$ en la cubierta.
- ✓ A falta de datos que puedan corroborar la resistencia real del suelo bajo el cimiento, los valores obtenidos de tensiones son elevados para las resistencias obtenidas del informe geotécnico, por lo que, tal y como recomienda, debe realizarse una mejora en las condiciones de cimentación o en el propio terreno.
- ✓ Se considera que la solución más adecuada en este caso es la inyección de lechada de cal a presión controlada hasta alcanzar el terreno competente en una profundidad máxima de 2 m.

Esta propuesta se fundamenta en la no modificación del comportamiento estructural de los muros del edificio que, hasta la fecha, ha sido adecuado y en la mejora del terreno que se realiza con este procedimiento, que es operativa tanto con cargas permanentes como con sobrecargas. Dicho procedimiento se describe en el siguiente punto.

4. PROPUESTAS DE INTERVENCIÓN

Como consecuencia de las conclusiones realizadas se expone, a continuación, la propuesta de consolidación del terreno de apoyo de la cimentación mediante inyecciones de lechada de cal por los siguientes motivos:

- ✓ Es una Técnica que permite el calibrado de las tensiones reales en los muros para inyectar a la presión adecuada y nunca por encima.
- ✓ La mejora es efectiva en el terreno de cimentación tanto para las cargas permanentes como para las sobrecargas. Una posible ampliación de la cimentación solo trabajaría con las sobrecargas de uso, dado que la carga permanente del edificio se seguiría transmitiendo por la cimentación existente.
- ✓ La utilización de cal hidráulica como mejora del terreno es totalmente compatible con los materiales de construcción utilizados en los muros, evitando así problemas de precipitaciones de sales higroscópicas y de rigidez.
- ✓ No se modifica el comportamiento estructural de los muros que, como se ha podido analizar, es adecuado. La introducción de micropilotes en el comportamiento del muro cambiaría su forma de trabajo y modificaría su ley de tensiones.

Se describe, a continuación, el procedimiento operativo para realizar las inyecciones de lechada de cal.

4.1. CALIBRACIÓN DE LA TENSION REAL DE LOS MUROS.

Se calibrará la tensión real de trabajo de los muros de carga exteriores e interiores (para las cargas actuantes en la actualidad) mediante la técnica del ensayo de gato plano. Este es un paso crucial en el proceso para no inyectar con presiones mayores a las debidas.

El fundamento de esta técnica se basa en la liberación de la tensión en la zona de ensayo para posteriormente restituirla mediante una célula de presión de espesor reducido, denominada gato plano. No es necesario y en la mayoría de los casos imposible poner en carga todo el grosor de la pared, dado los grandes espesores que pueden alcanzar en muchas ocasiones los muros de fábrica antiguos. No obstante, en todos los casos ha de ser ensayada al menos una de las hojas de la fábrica. Los resultados obtenidos se refieren solamente a la hoja que ha sido ensayada.

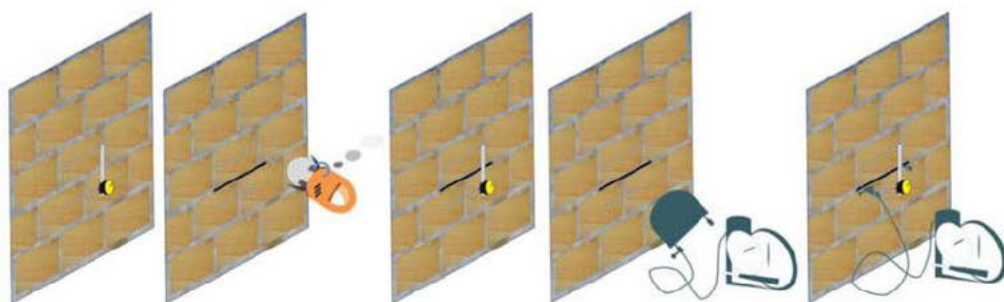


Figura 33. Representación del ensayo de gato plano.

El procedimiento del ensayo se representa en la figura superior. Inicialmente se colocan sobre la estructura unas bases verticales de medida midiéndose la distancia D_0 entre puntos por medio de un comparador. A continuación, se realiza un corte normal entre los dos puntos mencionados empleando una sierra con disco de diamante u otro útil de corte adecuado.

Debido al reajuste tensional, la distancia D_c existente entre dichos puntos será menor que la inicial: $D_c < D_0$; con posterioridad se coloca un gato plano en el corte realizado, conectándose a una bomba hidráulica para, seguidamente, incrementar gradualmente la presión en el gato hasta que se recupera la distancia original existente entre los puntos de medida $D_c = D_0$. En este punto la presión en el interior del gato plano (p_i) puede relacionarse con el estado tensional preexistente en la dirección normal al plano de corte.

El procedimiento de ejecución detallado del ensayo es el siguiente:

- a) Colocación de bases de extensimetría: Se posicionan los puntos de control del ensayo, formados por parejas de bases de extensimetría y se procede a la lectura inicial (D_0).

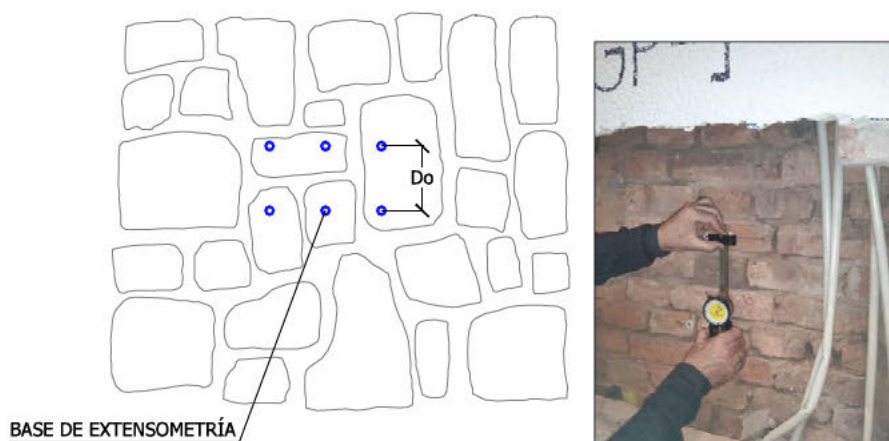


Figura 34. Colocación de bases.

- b) Realización del corte: Posteriormente se procede a realizar un corte normal entre los puntos de control.



Figura 35. Corte en el muro.

- c) Medida de deformación liberada: Como consecuencia de la discontinuidad los puntos de control experimentaron un movimiento de acercamiento, disminuyendo la distancia (D_c) entre los mismos respecto a la situación inicial, $D_0 > D_c$, a la diferencia entre ambas se le denomina deformación liberada causada por la liberación de tensiones en la zona de corte.

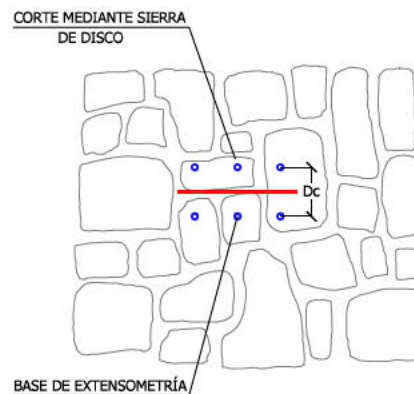


Figura 36. Medición de la deformación liberada.

Introducción del gato plano en el corte: Para restituir la situación tensional del elemento, se introduce el gato plano en el corte realizado, aumentando gradualmente la presión en el mismo hasta que se ha alcanzado de nuevo la distancia inicial D_0 .

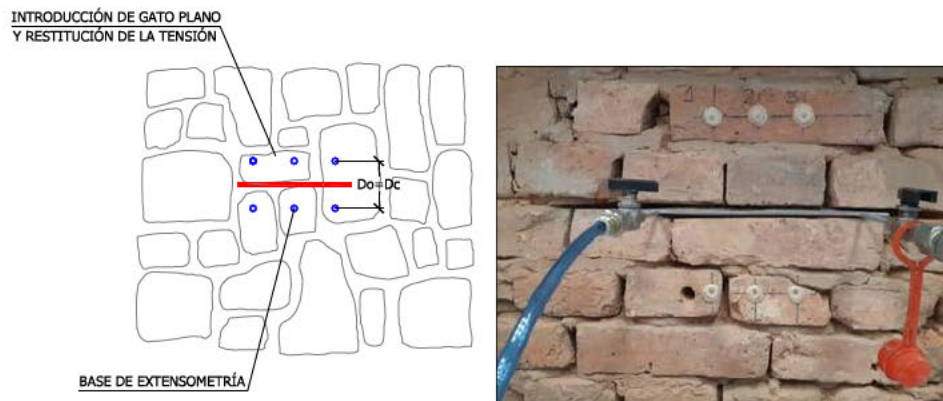


Figura 37. Introducción del gato plano.

- d) Incremento gradual de la presión: Una vez posicionado el gato en el corte realizado se procede al aumento gradual de presión mediante escalones, con objeto de no superar los límites admisibles del equipo.

La tensión de trabajo del elemento se determina en base a la presión obtenida en el gato plano, necesaria para restablecer la deformación ocasionada por el corte, corregida según constantes que dependen de las propiedades del gato y de la geometría del corte.

4.2. REALIZACIÓN DE PERFORACIONES CON SONDA A ROTACIÓN

A continuación, se realizarán perforaciones de 75 mm de diámetro con sonda eléctrica a rotación hasta una profundidad de 2 m. Para poder ejecutar estas perforaciones se debe ejecutar previamente la solera prevista para que sirva como elemento de anclaje de la sonda manual.

Estas perforaciones se deben realizar según la distribución indicada en los planos que se incluyen en el Anejo III.

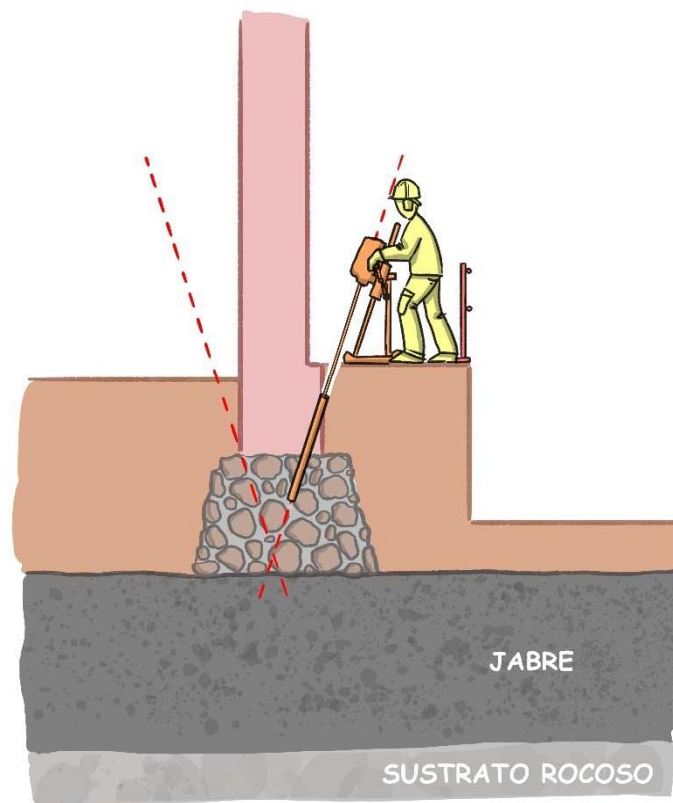


Figura 38. Realización de perforaciones con sonda a rotación.

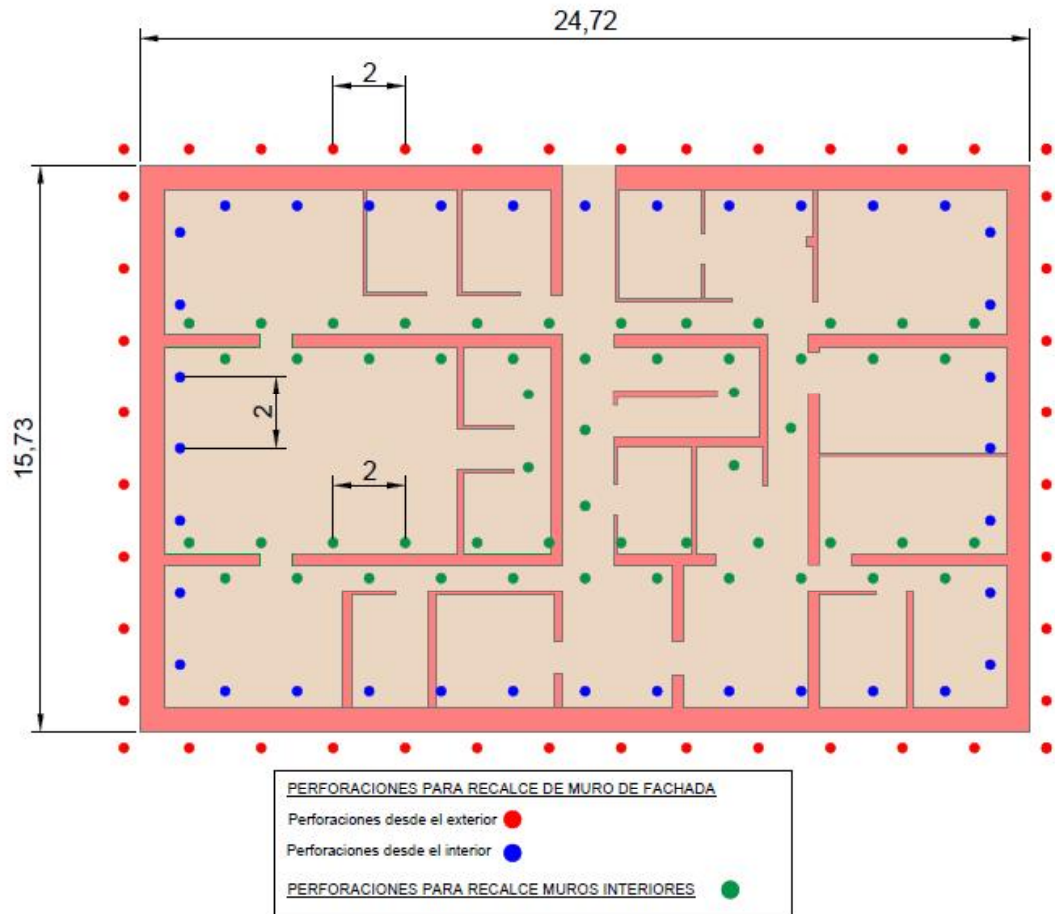


Figura 39. Planta de perforaciones.

4.3. COLOCACIÓN DE TUBOS Y OBTURADORES.

A continuación, se coloca la tubería de inyección y los obturadores.

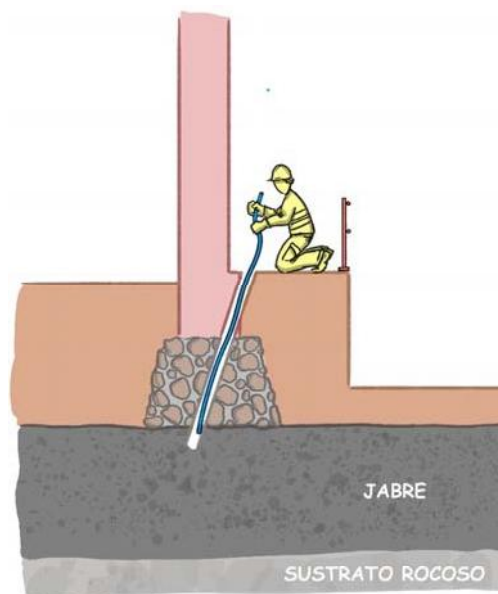


Figura 40. Colocación de tubería.

4.4. INYECCIÓN DE LECHADA DE CAL

Por último, se inyectará a una presión siempre inferior al 75 % de la tensión real de trabajo de los muros de carga que se habrá medido previamente con los ensayos de gato plano.

En el Anejo IV se incluye el pliego técnico donde se indican las prescripciones de los materiales a emplear y la forma de ejecución.

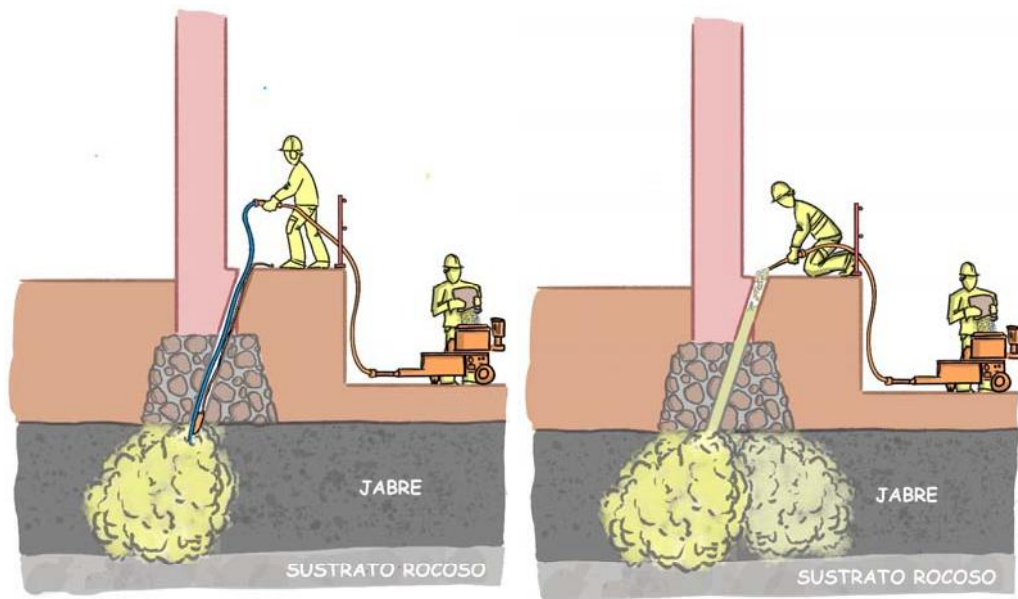


Figura 41. Inyección de lechada de cal.

En la siguiente figura, puede verse el plano de las inyecciones a realizar.

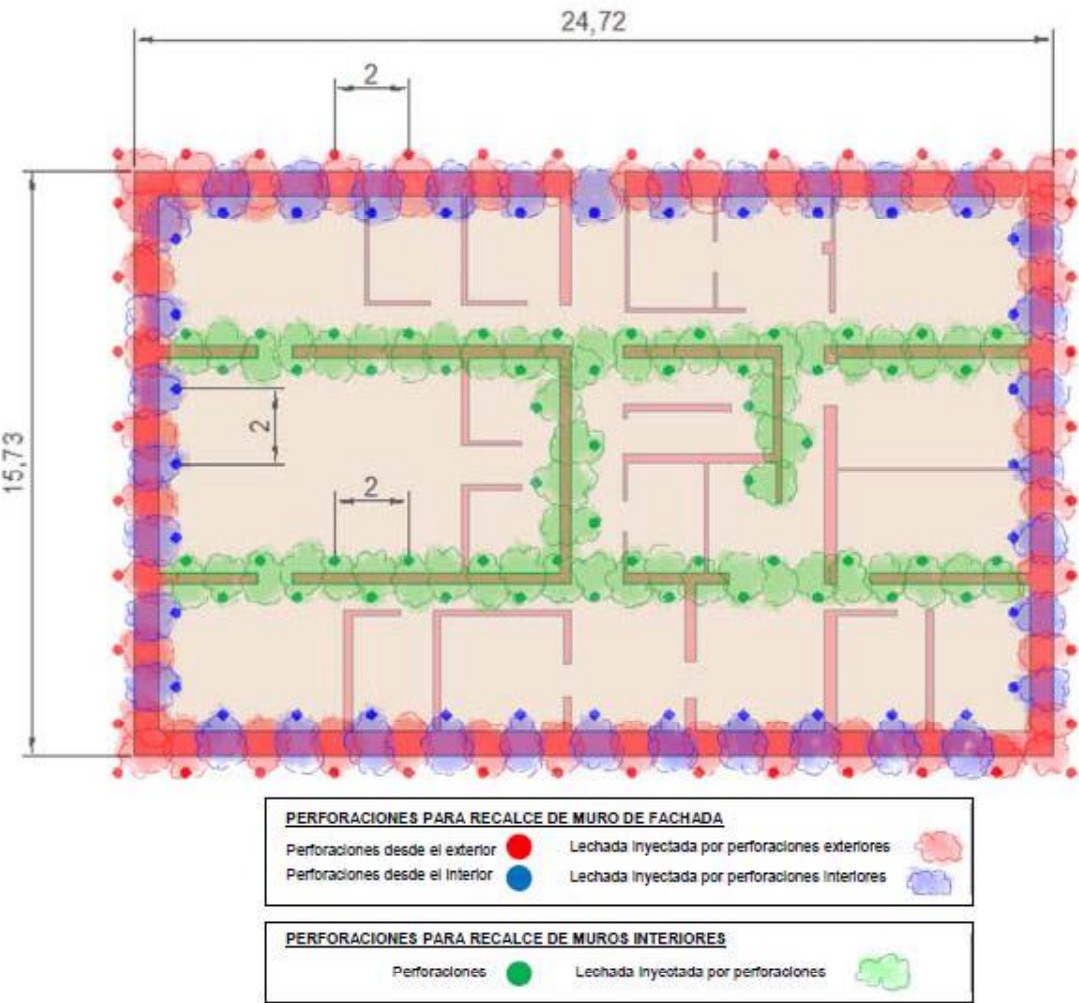


Figura 42. Inyección de lechada de cal.

El presente documento consta de 37 páginas numeradas y 6 anejos sin numerar.

Madrid, a 22 de enero de 2024.

FDO: CARLOS POLIMÓN OLABARRIETA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Director de Ingeniería de RETINEO INGENIERÍA

FDO: ANTONIO LÓPEZ SÁNCHEZ

Ingeniero Civil Msc
Director de RETINEO INGENIERÍA

2. CÁLCULOS

RESUMEN DE CARGAS Y TENSIONES EN BASE DE MUROS
TENSIONES CARACTERÍSTICAS, SIN MAYORAR
MURO 1

PESO PROPIO	=	92,26	kN/m
FORJADO 1	=	9,53	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	3,80	kN/m
SUMA TOTAL	=	105,59	kN/m

Coeficiente mayoración CP 1

Coeficiente mayoración SC 1

 Ancho de muro 0,7 m
 Tensión en base de muro 0,151 MPa

MURO 2

PESO PROPIO	=	128,40	kN/m
FORJADO 1	=	4,70	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=		kN/m
SUMA TOTAL	=	133,10	kN/m

 Ancho de muro 0,7 m
 Tensión en base de muro 0,190 MPa

MURO 3

PESO PROPIO	=	92,26	kN/m
FORJADO 1	=	9,53	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	3,80	kN/m
SUMA TOTAL	=	105,59	kN/m

 Ancho de muro 0,7 m
 Tensión en base de muro 0,151 MPa

MURO 4

PESO PROPIO	=	128,40	kN/m
FORJADO 1	=	5,98	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=		kN/m
SUMA TOTAL	=	134,38	kN/m

 Ancho de muro 0,7 m
 Tensión en base de muro 0,192 MPa

MURO 5

PESO PROPIO	=	66,08	kN/m
FORJADO 1	=	17,82	kN/m
FORJADO 2	=	10,24	kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	12,63	kN/m
SUMA TOTAL	=	106,77	kN/m

 Ancho de muro 0,2 m
 Tensión en base de muro 0,534 MPa

MURO 6

PESO PROPIO	=	66,08	kN/m
FORJADO 1	=	17,82	kN/m
FORJADO 2	=	10,24	kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	12,63	kN/m
SUMA TOTAL	=	106,77	kN/m

 Ancho de muro 0,2 m
 Tensión en base de muro 0,534 MPa

MURO 7

PESO PROPIO	=	36,90	kN/m
FORJADO 1	=	15,23	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=		kN/m
SUMA TOTAL	=	52,14	kN/m

 Ancho de muro 0,2 m
 Tensión en base de muro 0,261 MPa

MURO 8

PESO PROPIO	=	36,90	kN/m
FORJADO 1	=	15,23	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=		kN/m
SUMA TOTAL	=	52,14	kN/m

 Ancho de muro 0,2 m
 Tensión en base de muro 0,261 MPa

RESUMEN DE CARGAS Y TENSIONES EN BASE DE MUROS
TENSIONES DE CÁLCULO MAYORADAS
MURO 1

PESO PROPIO	=	92,26	kN/m
FORJADO 1	=	9,53	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	3,80	kN/m
SUMA TOTAL	=	144,55	kN/m

Coeficiente mayoración CP 1,35

Coeficiente mayoración SC 1,5

 Ancho de muro 0,7 m
 Tensión en base de muro 0,207 MPa

MURO 2

PESO PROPIO	=	128,40	kN/m
FORJADO 1	=	4,70	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=		kN/m
SUMA TOTAL	=	180,39	kN/m

 Ancho de muro 0,7 m
 Tensión en base de muro 0,258 MPa

MURO 3

PESO PROPIO	=	92,26	kN/m
FORJADO 1	=	9,53	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	3,80	kN/m
SUMA TOTAL	=	144,55	kN/m

 Ancho de muro 0,7 m
 Tensión en base de muro 0,207 MPa

MURO 4

PESO PROPIO	=	128,40	kN/m
FORJADO 1	=	5,98	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=		kN/m
SUMA TOTAL	=	182,31	kN/m

 Ancho de muro 0,7 m
 Tensión en base de muro 0,260 MPa

MURO 5

PESO PROPIO	=	66,08	kN/m
FORJADO 1	=	17,82	kN/m
FORJADO 2	=	10,24	kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	12,63	kN/m
SUMA TOTAL	=	150,24	kN/m

 Ancho de muro 0,2 m
 Tensión en base de muro 0,751 MPa

MURO 6

PESO PROPIO	=	66,08	kN/m
FORJADO 1	=	17,82	kN/m
FORJADO 2	=	10,24	kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	12,63	kN/m
SUMA TOTAL	=	150,24	kN/m

 Ancho de muro 0,2 m
 Tensión en base de muro 0,751 MPa

MURO 7

PESO PROPIO	=	36,90	kN/m
FORJADO 1	=	15,23	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=		kN/m
SUMA TOTAL	=	72,67	kN/m

 Ancho de muro 0,2 m
 Tensión en base de muro 0,363 MPa

MURO 8

PESO PROPIO	=	36,90	kN/m
FORJADO 1	=	15,23	kN/m
FORJADO 2	=		kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=		kN/m
SUMA TOTAL	=	72,67	kN/m

 Ancho de muro 0,2 m
 Tensión en base de muro 0,363 MPa

RESUMEN DE CARGAS Y TENSIONES EN BASE DE MUROS SIN SC EN CUBIERTAS
MURO 1

PESO PROPIO	=	92,26	kN/m	Ancho de muro	0,7	m
FORJADO 1	=	4,22	kN/m	Tensión en base de muro	0,143	MPa
FORJADO 2	=	-	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	3,80	kN/m			
SUMA TOTAL	=	100,28	kN/m			

MURO 2

PESO PROPIO	=	128,40	kN/m	Ancho de muro	0,7	m
FORJADO 1	=	1,75	kN/m	Tensión en base de muro	0,186	MPa
FORJADO 2	=	-	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	-	kN/m			
SUMA TOTAL	=	130,16	kN/m			

MURO 3

PESO PROPIO	=	92,26	kN/m	Ancho de muro	0,7	m
FORJADO 1	=	4,22	kN/m	Tensión en base de muro	0,142	MPa
FORJADO 2	=	-	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	3,00	kN/m			
SUMA TOTAL	=	99,48	kN/m			

MURO 4

PESO PROPIO	=	128,40	kN/m	Ancho de muro	0,7	m
FORJADO 1	=	2,38	kN/m	Tensión en base de muro	0,187	MPa
FORJADO 2	=	-	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	-	kN/m			
SUMA TOTAL	=	130,78	kN/m			

MURO 5

PESO PROPIO	=	66,08	kN/m	Ancho de muro	0,2	m
FORJADO 1	=	7,63	kN/m	Tensión en base de muro	0,431	MPa
FORJADO 2	=	1,77	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	10,79	kN/m			
SUMA TOTAL	=	86,28	kN/m			

MURO 6

PESO PROPIO	=	66,08	kN/m	Ancho de muro	0,2	m
FORJADO 1	=	7,63	kN/m	Tensión en base de muro	0,431	MPa
FORJADO 2	=	1,77	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	10,79	kN/m			
SUMA TOTAL	=	86,28	kN/m			

MURO 7

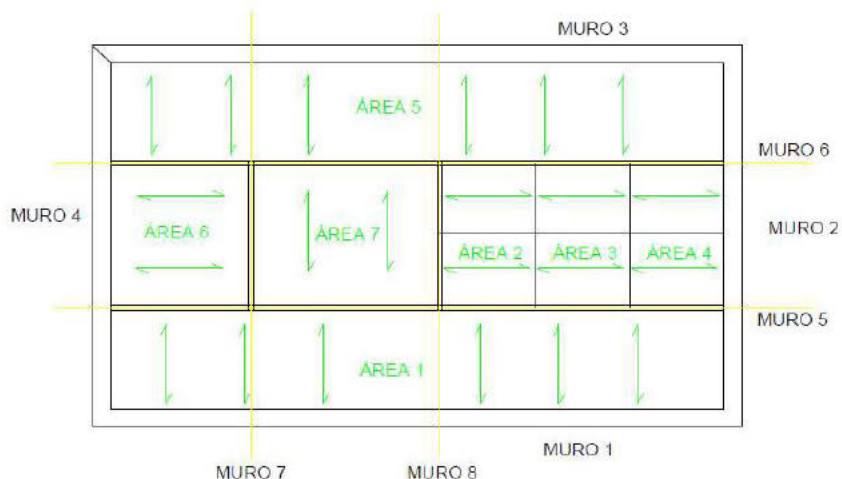
PESO PROPIO	=	36,90	kN/m	Ancho de muro	0,2	m
FORJADO 1	=	6,07	kN/m	Tensión en base de muro	0,215	MPa
FORJADO 2	=	-	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	-	kN/m			
SUMA TOTAL	=	42,97	kN/m			

MURO 8

PESO PROPIO	=	36,90	kN/m	Ancho de muro	0,2	m
FORJADO 1	=	4,34	kN/m	Tensión en base de muro	0,206	MPa
FORJADO 2	=	-	kN/m			
CUBIERTA y BÓVEDA	=	-	kN/m			
SUMA TOTAL	=	41,24	kN/m			

REPARTO DE CARGAS DE FORJADOS Y BÓVEDA

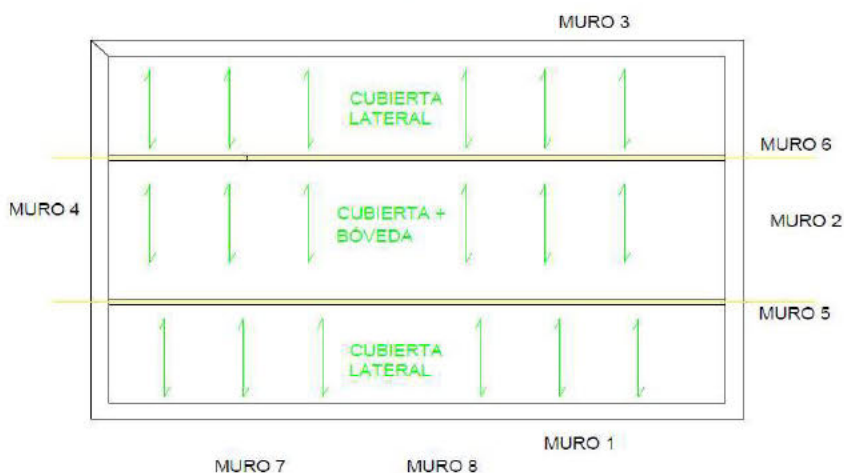
FORJADO BAJA



FORJADO PRIMERA



CUBIERTAS



<div><div>RETINEO</div><div>INGENIERÍA</div></div>	CÁLCULOS CONVENTO LOZOYA			23-161	Autor	Fecha:
	Título: COMPROBACIÓN DE TENSIONES EN LOS MUROS Y LAS CIMENTACIONES			Calculado:	CPO	ene.-24
				Revisado:	ALS	ene.-24
PESO MUROS						
			Densidad de los muros	20	kN/m3	
MURO 1 (FACHADA)						
Longitud	=	24,80	m			
Espesor	=	0,70	m			
Alto	=	6,59	m			
Peso/m muro	=	92,26	kN/m			
MURO 2 (FACHADA)						
Longitud	=	15,80	m			
Espesor	=	0,70	m			
Altura central	=	11,80	m	Ancho central	6,2	m
Altura lateral	=	8,75	m	Ancho lateral	4,1	m
Peso/m muro	=	128,40	kN/m			
MURO 3 (FACHADA)						
Longitud	=	24,80	m			
Espesor	=	0,70	m			
Alto	=	6,59	m			
Peso/m muro	=	92,26	kN/m			
MURO 4 (FACHADA)						
Longitud	=	15,80	m			
Espesor	=	0,70	m			
Altura central	=	11,80	m	Ancho central	6,2	m
Altura lateral	=	8,75	m	Ancho lateral	4,1	m
Peso/m muro	=	128,40	kN/m			
MURO 5 (INTERIOR LARGO)						
Longitud	=	24,80	m			
Espesor	=	0,20	m	Espesor con revoco	0,28	
Alto	=	11,80	m			
Peso/m muro	=	66,08	kN/m			
MURO 6 (INTERIOR LARGO)						
Longitud	=	24,80	m			
Espesor	=	0,20	m	Espesor con revoco	0,28	
Alto	=	11,80	m			
Peso/m muro	=	66,08	kN/m			
MURO 7 (INTERIOR CORTO)						
Longitud	=	6,20	m			
Espesor	=	0,20	m	Espesor con revoco	0,28	
Alto	=	6,59	m			
Peso/m muro	=	36,90	kN/m			
MURO 8 (INTERIOR CORTO)						
Longitud	=	6,20	m			
Espesor	=	0,20	m	Espesor con revoco	0,28	
Alto	=	6,59	m			
Peso/m muro	=	36,90	kN/m			

CARGAS EN FORJADO 1

Peso forjado 2,98 kN/m2
Sobrecargas 5,00 kN/m2

ÁREA 1 Y ÁREA 5

Superficie	=	93,66	m2	0,75 Coeficiente reducción SC por sup
Peso total del forjado	=	279,11	kN	
Carga total por SC		351,23	kN	
Carga Muro 1 y Muro 3	=	236,37	kN	Se reparte en toda la longitud del muro
Carga Muro 5 y Muro 6	=	236,37	kN	Se reparte en toda la longitud del muro

ÁREA 2

Superficie	=	18,04	m2	Sin coeficiente de reducción de SC por sup
Peso total del forjado	=	53,76	kN	
Carga total por SC		90,20	kN	
Carga Muro 8	=	71,98	kN	Se reparte en toda la longitud del muro
Carga Muro 5 y Muro 6	=	35,99	kN	Carga puntual

ÁREA 3

Superficie	=	18,59	m2	Sin coeficiente de reducción de SC por sup
Peso total del forjado	=	55,40	kN	
Carga total por SC		92,95	kN	
Carga Muro 5 y Muro 6	=	37,09	kN	Dos cargas puntuales

ÁREA 4

Superficie	=	18,61	m2	Sin coeficiente de reducción de SC por sup
Peso total del forjado	=	55,46	kN	
Carga total por SC		93,05	kN	
Carga Muro 2	=	74,25	kN	Se reparte en toda la longitud del muro
Carga Muro 5 y Muro 6	=	37,13	kN	Carga puntual

ÁREA 6

Superficie	=	28,06	m2	0,9 Coeficiente reducción SC por sup
Peso total del forjado	=	83,62	kN	
Carga total por SC		126,27	kN	
Carga Muro 4	=	94,45	kN	Se reparte en toda la longitud del muro
Carga Muro 7	=	94,45	kN	Se reparte en toda la longitud del muro

ÁREA 7

Superficie	=	38,23	m2	0,85 Coeficiente reducción SC por sup
Peso total del forjado	=	113,93	kN	
Carga total por SC		162,48	kN	
Carga Muro 5 y Muro 6	=	117,47	kN	Se reparte 14,18 m (7 + 2*3,59)

CARGAS POR MUROS EN LA CIMENTACIÓN

MURO 1	=	9,53	kN/m	Se reparte en toda la longitud
MURO 2	=	4,70	kN/m	Se reparte en toda la longitud
MURO 3	=	9,53	kN/m	Se reparte en toda la longitud
MURO 4	=	5,98	kN/m	Se reparte en toda la longitud
MURO 5	=	17,82	kN/m	Carga por metro en zona pésima
MURO 6	=	17,82	kN/m	Carga por metro en zona pésima
MURO 7	=	15,23	kN/m	Se reparte en toda la longitud
MURO 8	=	11,61	kN/m	Se reparte en toda la longitud

CARGAS EN FORJADO 1 SIN SC

Peso forjado 2,98 kN/m2
Sobrecargas 0,00 kN/m2

ÁREA 1 Y ÁREA 5

Superficie	=	93,66	m2	0,75 Coeficiente reducción SC por sup
Peso total del forjado	=	279,11	kN	
Carga total por SC	=	0,00	kN	
Carga Muro 1 y Muro 3	=	104,67	kN	Se reparte en toda la longitud del muro
Carga Muro 5 y Muro 6	=	104,67	kN	Se reparte en toda la longitud del muro

ÁREA 2

Superficie	=	18,04	m2	Sin coeficiente de reducción de SC por sup
Peso total del forjado	=	53,76	kN	
Carga total por SC	=	0,00	kN	
Carga Muro 8	=	26,88	kN	Se reparte en toda la longitud del muro
Carga Muro 5 y Muro 6	=	13,44	kN	Carga puntual

ÁREA 3

Superficie	=	18,59	m2	Sin coeficiente de reducción de SC por sup
Peso total del forjado	=	55,40	kN	
Carga total por SC	=	0,00	kN	
Carga Muro 5 y Muro 6	=	13,85	kN	Dos cargas puntuales

ÁREA 4

Superficie	=	18,61	m2	Sin coeficiente de reducción de SC por sup
Peso total del forjado	=	55,46	kN	
Carga total por SC	=	0,00	kN	
Carga Muro 2	=	27,73	kN	Se reparte en toda la longitud del muro
Carga Muro 5 y Muro 6	=	13,86	kN	Carga puntual

ÁREA 6

Superficie	=	28,06	m2	0,9 Coeficiente reducción SC por sup
Peso total del forjado	=	83,62	kN	
Carga total por SC	=	0,00	kN	
Carga Muro 4	=	37,63	kN	Se reparte en toda la longitud del muro
Carga Muro 7	=	37,63	kN	Se reparte en toda la longitud del muro

ÁREA 7

Superficie	=	38,23	m2	0,85 Coeficiente reducción SC por sup
Peso total del forjado	=	113,93	kN	
Carga total por SC	=	0,00	kN	
Carga Muro 5 y Muro 6	=	48,42	kN	Se reparte 14,18 m (7 + 2*3,59)

CARGAS POR MUROS EN LA CIMENTACIÓN

MURO 1	=	4,22	kN/m	Se reparte en toda la longitud
MURO 2	=	1,75	kN/m	Se reparte en toda la longitud
MURO 3	=	4,22	kN/m	Se reparte en toda la longitud
MURO 4	=	2,38	kN/m	Se reparte en toda la longitud
MURO 5	=	7,63	kN/m	Carga por metro en zona pésima
MURO 6	=	7,63	kN/m	Carga por metro en zona pésima
MURO 7	=	6,07	kN/m	Se reparte en toda la longitud
MURO 8	=	4,34	kN/m	Se reparte en toda la longitud

CARGAS EN FORJADO 2

Peso forjado	0,92 kN/m2
Sobrecargas	5,00 kN/m2

ÁREA 6

Superficie	=	28,06 m2	0,9	Coefeciente reducción SC por sup
Peso total del forjado	=	25,82 kN		
Carga total por SC		126,27 kN		
Carga Muro 5 y Muro 6	=	68,44 kN		Se reparte en toda la longitud del muro

ÁREA 7

Superficie	=	38,23 m2	0,85	Coefeciente reducción SC por sup
Peso total del forjado	=	35,17 kN		
Carga total por SC		162,48 kN		
Carga Muro 5 y Muro 6	=	84,00 kN		Se reparte 14,18 m (7 + 2*3,59)

CARGAS POR MUROS EN LA CIMENTACIÓN

MURO 5	=	10,24 kN/m	Carga por metro en zona pésima
MURO 6	=	10,24 kN/m	Carga por metro en zona pésima

CARGAS POR BÓVEDA Y CUBIERTA
ÁREA 1

Superficie	=	93,66 m2	Peso cubiertas	1,50 kN/m2
Peso total de la cubierta	=	140,49 kN	Sobrecargas cub	0,40 kN/m2
Carga total por SC		37,46 kN	Peso bóveda	1,00 kN/m2
Carga Muro 1 y Muro 5	=	88,98 kN		Sin coeficiente de reducción de SC por sup
				Se reparte en toda la longitud del muro

ÁREA 5

Superficie	=	93,66 m2		
Peso total de la cubierta	=	140,49 kN		
Carga total por SC		37,46 kN		
Carga Muro 3 y Muro 6	=	88,98 kN		Se reparte en toda la longitud del muro

ÁREA 2, 3, 4, 7 Y 8

Superficie	=	121,53 m2		
Peso total de la cubierta	=	182,30 kN		
Carga total por SC		48,61 kN		
Peso bóveda camoneada		182,30 kN		
Carga Muro 5 y Muro 6	=	206,60 kN		Se reparte en toda la longitud del muro

CARGAS POR MUROS EN LA CIMENTACIÓN

MURO 1	=	3,80 kN/m	Se reparte en toda la longitud del muro
MURO 3	=	3,80 kN/m	Se reparte en toda la longitud del muro
MURO 5	=	12,63 kN/m	Se reparte en toda la longitud del muro
MURO 6	=	12,63 kN/m	Se reparte en toda la longitud del muro

CARGAS EN FORJADO 2 SIN SC

Peso forjado	0,92 kN/m2
Sobrecargas	0,00 kN/m2

ÁREA 6

Superficie	=	28,06 m2	0,9	Coefeciente reducción SC por sup
Peso total del forjado	=	25,82 kN		
Carga total por SC		0,00 kN		
Carga Muro 5 y Muro 6	=	11,62 kN		Se reparte en toda la longitud del muro

ÁREA 7

Superficie	=	38,23 m2	0,85	Coefeciente reducción SC por sup
Peso total del forjado	=	35,17 kN		
Carga total por SC		0,00 kN		
Carga Muro 5 y Muro 6	=	14,95 kN		Se reparte 14,18 m (7 + 2*3,59)

CARGAS POR MUROS EN LA CIMENTACIÓN

MURO 5	=	1,77 kN/m	Carga por metro en zona pésima
MURO 6	=	1,77 kN/m	Carga por metro en zona pésima

CARGAS POR BÓVEDA Y CUBIERTA SIN SC
ÁREA 1

Superficie	=	93,66 m2	Peso cubiertas	1,50 kN/m2
Peso total de la cubierta	=	140,49 kN	Sobrecargas cub	0,00 kN/m2
Carga total por SC		0,00 kN	Peso bóveda	1,00 kN/m2
Carga Muro 1 y Muro 5	=	70,25 kN		Sin coeficiente de reducción de SC por sup
				Se reparte en toda la longitud del muro

ÁREA 5

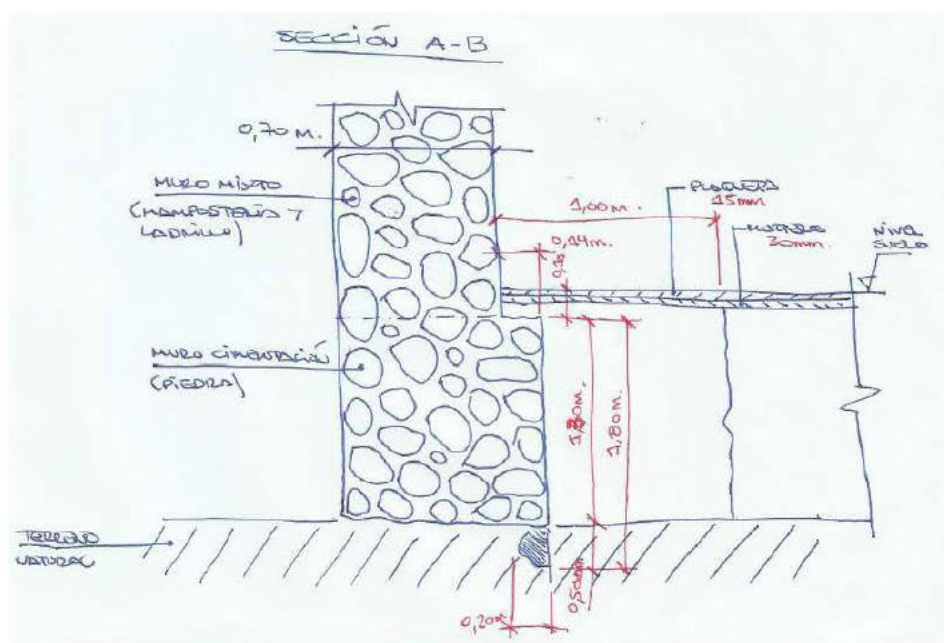
Superficie	=	93,66 m2		
Peso total de la cubierta	=	140,49 kN		
Carga total por SC		0,00 kN		
Carga Muro 3 y Muro 6	=	70,25 kN		Se reparte en toda la longitud del muro

ÁREA 2, 3, 4, 7 Y 8

Superficie	=	121,53 m2		
Peso total de la cubierta	=	182,30 kN		
Carga total por SC		0,00 kN		
Peso bóveda camoneada		182,30 kN		
Carga Muro 5 y Muro 6	=	182,30 kN		Se reparte en toda la longitud del muro

CARGAS POR MUROS EN LA CIMENTACIÓN

MURO 1	=	3,00 kN/m	Se reparte en toda la longitud del muro
MURO 3	=	3,00 kN/m	Se reparte en toda la longitud del muro
MURO 5	=	10,79 kN/m	Se reparte en toda la longitud del muro
MURO 6	=	10,79 kN/m	Se reparte en toda la longitud del muro



TENSIONES EN CIMENTACIÓN DE MURO 2

MURO 2

PESO PROPIO	=	128,40	kN/m
FORJADO 1	=	4,70	kN/m
FORJADO 2	=	-	kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	-	kN/m
SUMA TOTAL	=	133,10	kN/m

CARGAS TOTALES SIN SC	=	130,16	kN/m
-----------------------	---	--------	------

CIMENTACIÓN (SE TOMA LA CALICATA 5 DEL MURO 4)

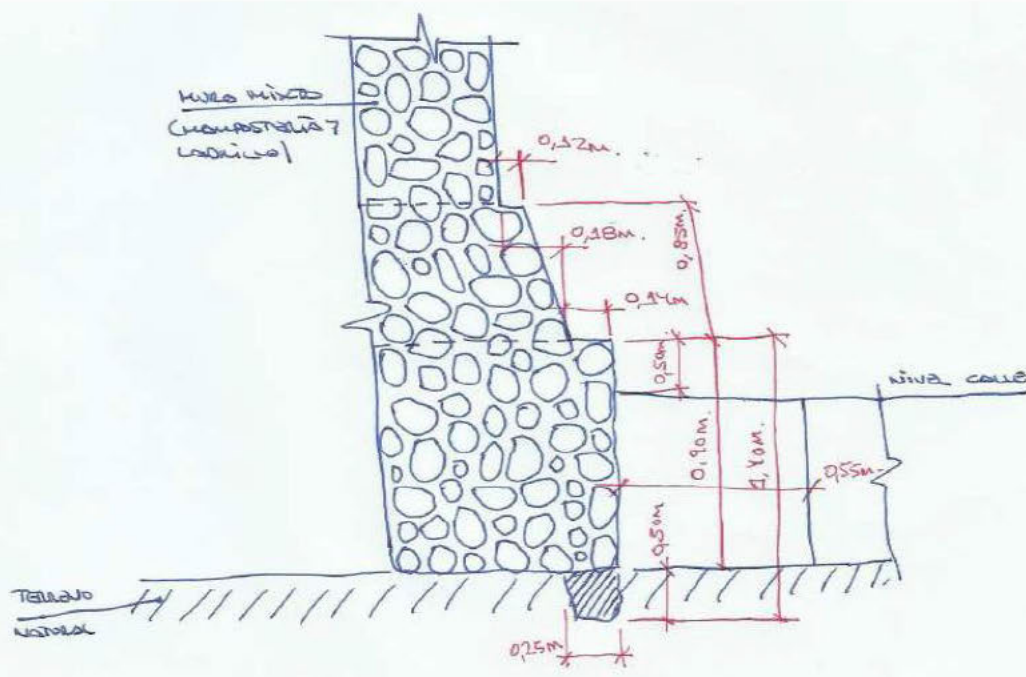
Sección transversal	=	2,49	m ²	25	Densidad de la mampostería
Peso de la cimentación/m	=	62,33	kN/m		

ANCHO DE LA CIMENTACIÓN	=	1,34	m
-------------------------	---	------	---

TENSIONES EN LA BASE	=	145,84	kN/m²	0,146	MPa
-----------------------------	----------	---------------	-------------------------	--------------	------------

TENSIONES EN LA BASE	=	143,64	kN/m²	0,144	MPa
-----------------------------	----------	---------------	-------------------------	--------------	------------

Incremento de tensiones por SC 1,53%



TENSIONES EN CIMENTACIÓN DE MURO 3

MURO 3

PESO PROPIO	=	92,26	kN/m
FORJADO 1	=	9,53	kN/m
FORJADO 2	=	-	kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	3,80	kN/m
SUMA TOTAL	=	105,59	kN/m

CARGAS TOTALES SIN SC	=	99,48	kN/m
-----------------------	---	-------	------

CIMENTACIÓN (CALICATA 2)

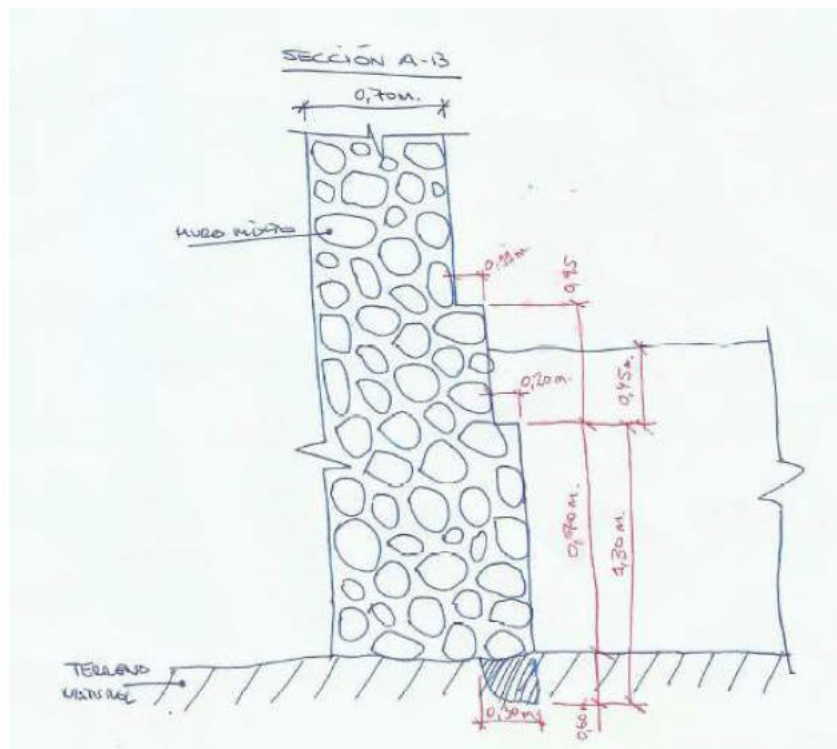
Sección transversal	=	2,78	m ²	25	Densidad de la mampostería
Peso de la cimentación/m	=	69,50	kN/m		

ANCHO DE LA CIMENTACIÓN	=	1,22	m
-------------------------	---	------	---

TENSIONES EN LA BASE	=	143,52	kN/m²	0,144	MPa
-----------------------------	----------	---------------	-------------------------	--------------	------------

TENSIONES EN LA BASE	=	138,51	kN/m²	0,139	MPa
-----------------------------	----------	---------------	-------------------------	--------------	------------

Incremento de tensiones por SC **3,62%**



TENSIONES EN CIMENTACIÓN DE MURO 4

MURO 4

PESO PROPIO	=	128,40	kN/m
FORJADO 1	=	5,98	kN/m
FORJADO 2	=	-	kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	-	kN/m
SUMA TOTAL	=	134,38	kN/m

CARGAS TOTALES SIN SC = 130,78 kN/m

CIMENTACIÓN (CALICATA 5)

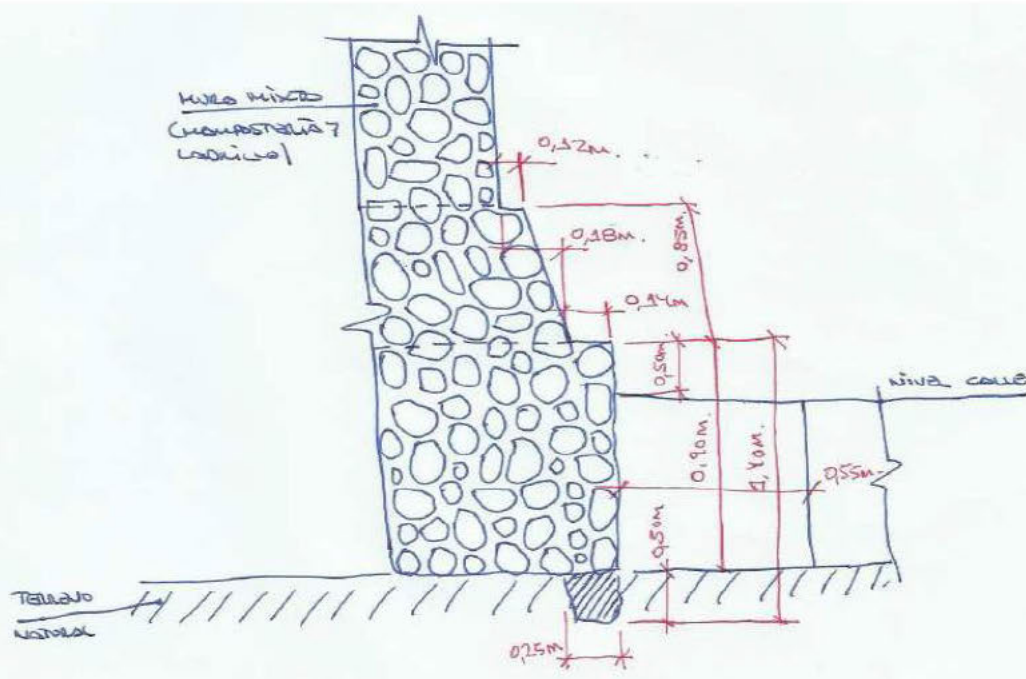
Sección transversal	=	2,49	m ²	25	Densidad de la mampostería
Peso de la cimentación/m	=	62,33	kN/m		

ANCHO DE LA CIMENTACIÓN = 1,34 m

TENSIONES EN LA BASE = 146,79 kN/m² 0,147 MPa

TENSIONES EN LA BASE = 144,11 kN/m² 0,144 MPa

Incremento de tensiones por SC 1,86%



TENSIONES EN CIMENTACIÓN DE MURO 5
MURO 5

PESO PROPIO	=	66,08	kN/m
FORJADO 1	=	17,82	kN/m
FORJADO 2	=	10,24	kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	12,63	kN/m
SUMA TOTAL	=	106,77	kN/m

CARGAS TOTALES SIN SC = 86,28 kN/m

CIMENTACIÓN (CALICATA 6)

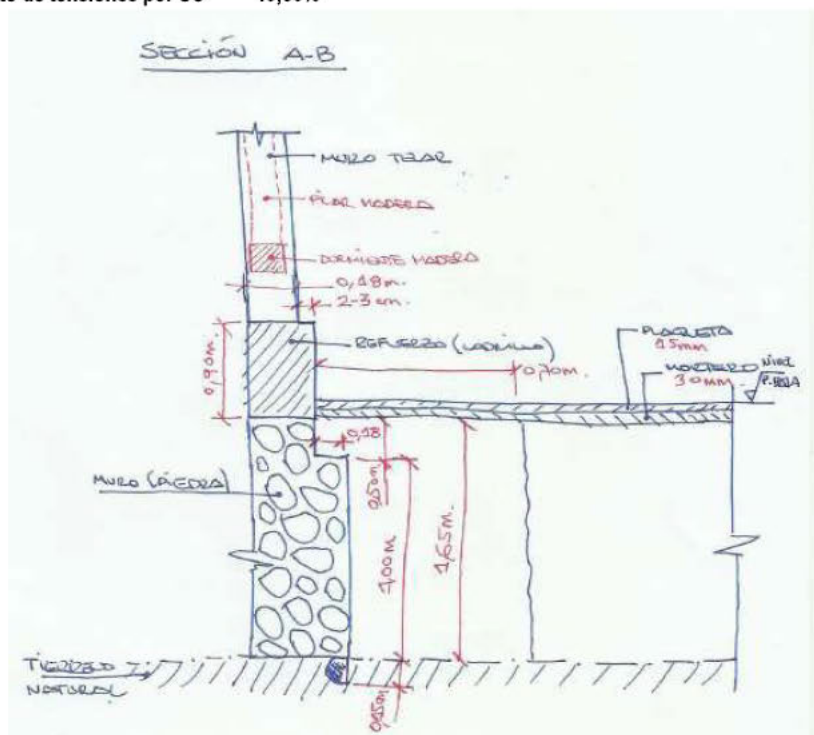
Sección transversal	=	0,73	m ²	25	Densidad de la mampostería
Peso de la cimentación/m	=	18,25	kN/m		

ANCHO DE LA CIMENTACIÓN = 0,66 m

TENSIONES EN LA BASE = 189,42 kN/m² 0,189 MPa

TENSIONES EN LA BASE = 158,38 kN/m² 0,158 MPa

Incremento de tensiones por SC 19,60%



TENSIONES EN CIMENTACIÓN DE MURO 6

MURO 6

PESO PROPIO	=	66,08	kN/m
FORJADO 1	=	17,82	kN/m
FORJADO 2	=	10,24	kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	12,63	kN/m
SUMA TOTAL	=	106,77	kN/m

CARGAS TOTALES SIN SC = 86,28 kN/m

CIMENTACIÓN (CALICATA 1)

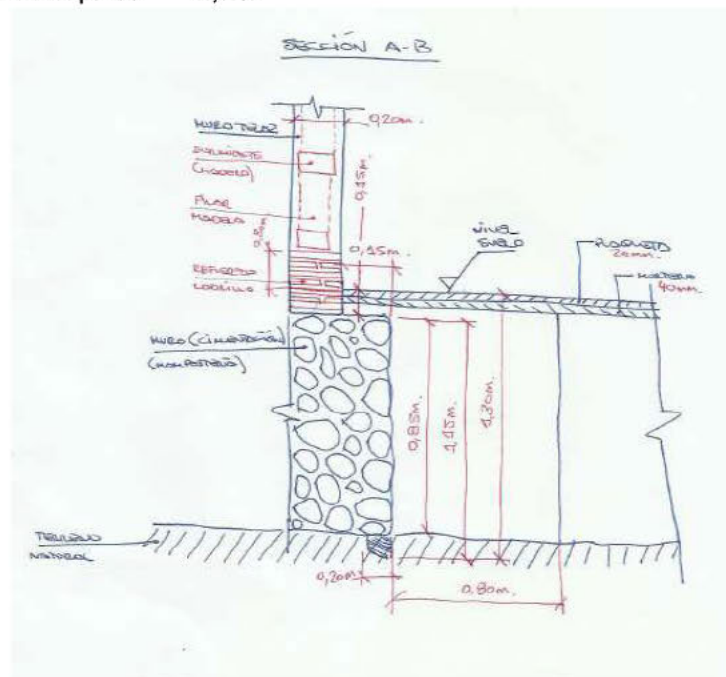
Sección transversal = 0,51 m² 25 Densidad de la mampostería
 Peso de la cimentación/m = 12,75 kN/m

ANCHO DE LA CIMENTACIÓN = 0,60 m

TENSIONES EN LA BASE = 199,19 kN/m² 0,199 MPa

TENSIONES EN LA BASE = 165,05 kN/m² 0,165 MPa

Incremento de tensiones por SC 20,68%



TENSIONES EN CIMENTACIÓN DE MURO 7

MURO 7

PESO PROPIO	=	36,90	kN/m
FORJADO 1	=	15,23	kN/m
FORJADO 2	=	-	kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	-	kN/m
SUMA TOTAL	=	52,14	kN/m

CARGAS TOTALES SIN SC	=	42,97	kN/m
-----------------------	---	-------	------

CIMENTACIÓN (CALICATA 4)

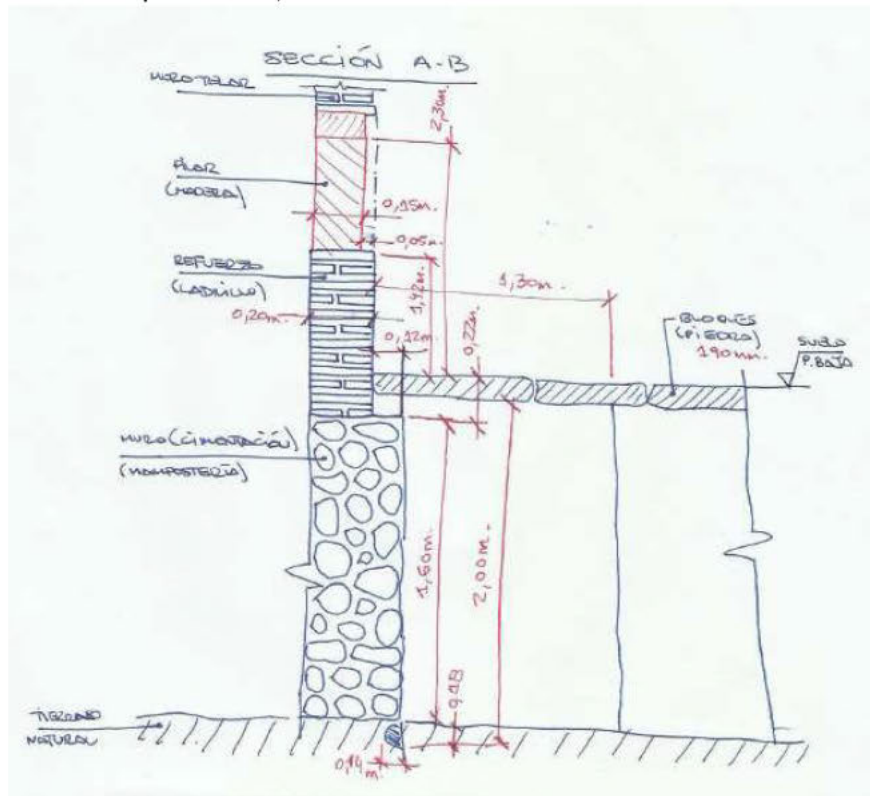
Sección transversal	=	0,86	m ²	25	Densidad de la mampostería
Peso de la cimentación/m	=	21,60	kN/m		

ANCHO DE LA CIMENTACIÓN	=	0,52	m
-------------------------	---	------	---

TENSIONES EN LA BASE	=	141,80	kN/m ²	0,142	MPa
----------------------	---	--------	-------------------	-------	-----

TENSIONES EN LA BASE	=	124,18	kN/m ²	0,124	MPa
----------------------	---	--------	-------------------	-------	-----

Incremento de tensiones por SC 14,19%



TENSIONES EN CIMENTACIÓN DE MURO 8

MURO 8

PESO PROPIO	=	36,90	kN/m
FORJADO 1	=	11,61	kN/m
FORJADO 2	=	-	kN/m
CUBIERTA y BÓVEDA	=	-	kN/m
SUMA TOTAL	=	48,51	kN/m

CARGAS TOTALES SIN SC = 41,24 kN/m

CIMENTACIÓN (SE TOMA LA CALICATA 4 DEL MURO 7)

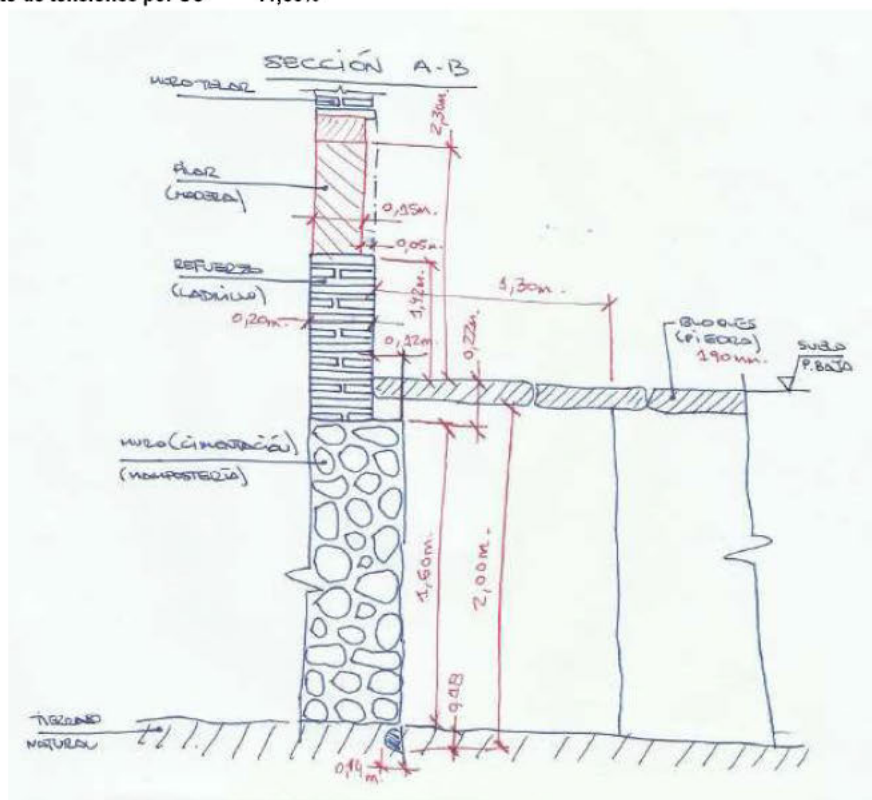
Sección transversal	=	0,86	m ²	25	Densidad de la mampostería
Peso de la cimentación/m	=	21,60	kN/m		

ANCHO DE LA CIMENTACIÓN = 0,52 m

TENSIONES EN LA BASE = 134,83 kN/m² 0,13 MPa

TENSIONES EN LA BASE = 120,85 kN/m² 0,121 MPa

Incremento de tensiones por SC 11,58%



3. PLANOS DE INTERVENCIÓN

24,72

2

15,73

2

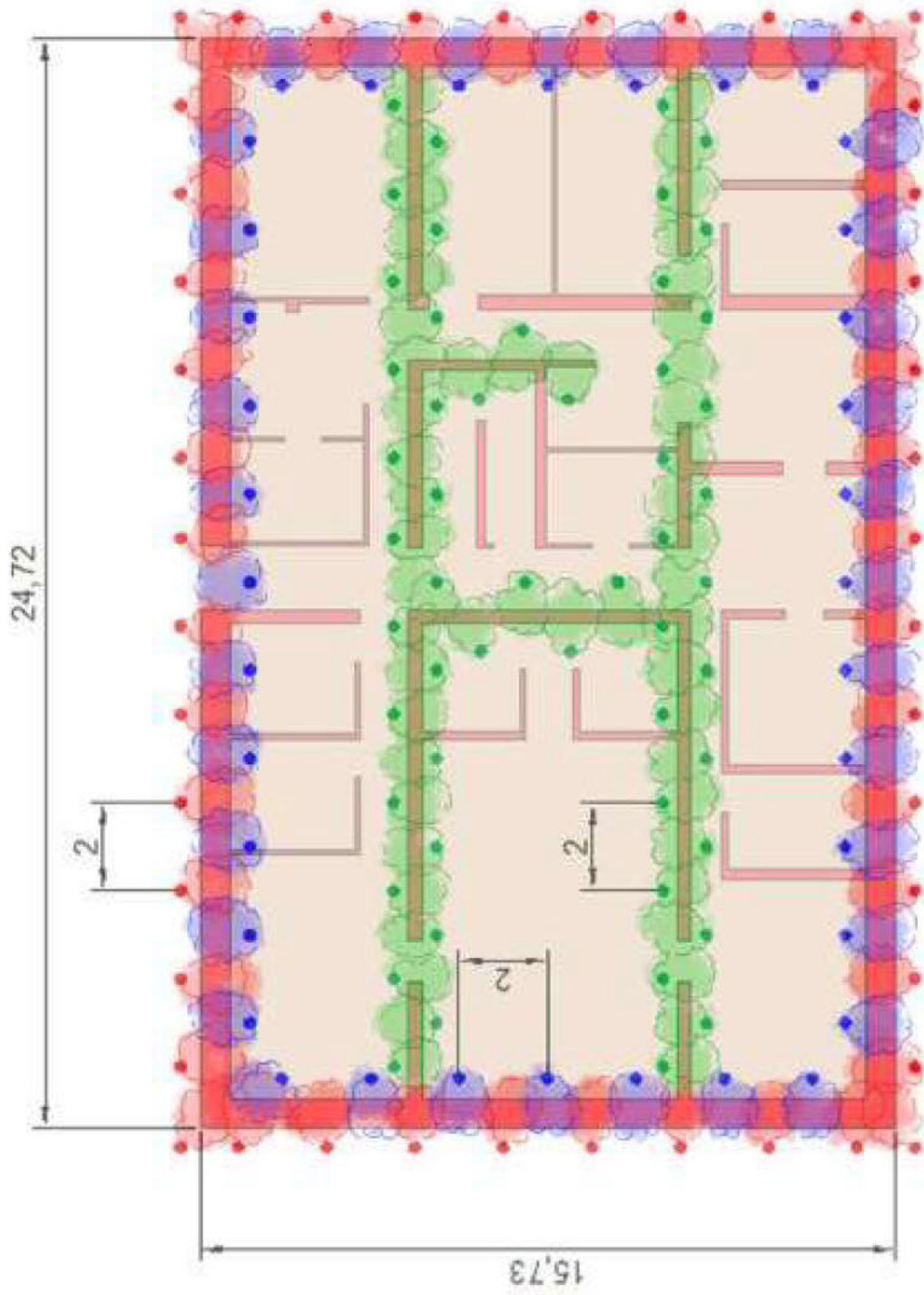
2

PERFORACIONES PARA RECALCE DE MURO DE FACHADA

Perforaciones desde el exterior

Perforaciones desde el interior

PERFORACIONES PARA RECALCE MUROS INTERIORES



PERFORACIONES PARA RECÁLCE DE MURO DE FACHADA

Perforaciones desde el exterior

Perforaciones desde el interior

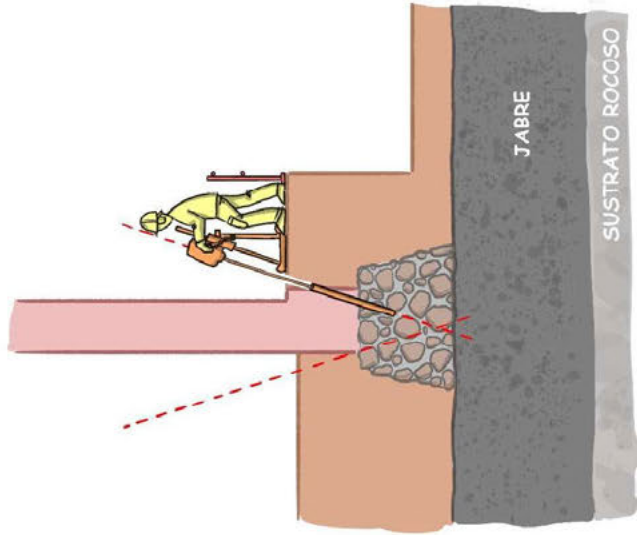
Lechada inyectada por perforaciones exteriores

Lechada inyectada por perforaciones interiores

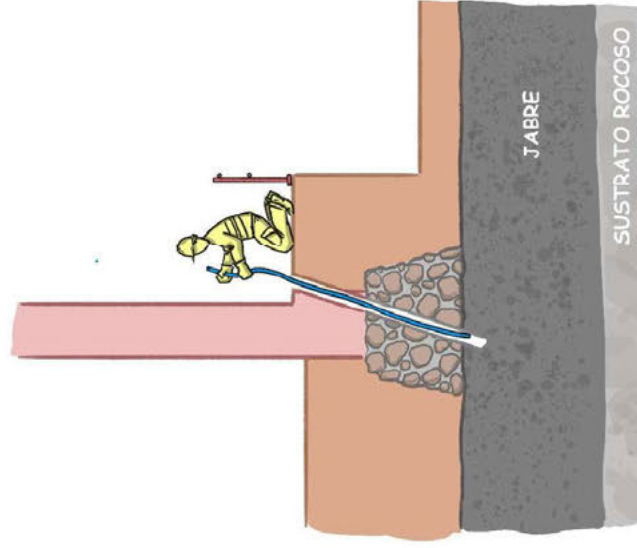
PERFORACIONES PARA RECÁLCE DE MUROS INTERIORES

Perforaciones

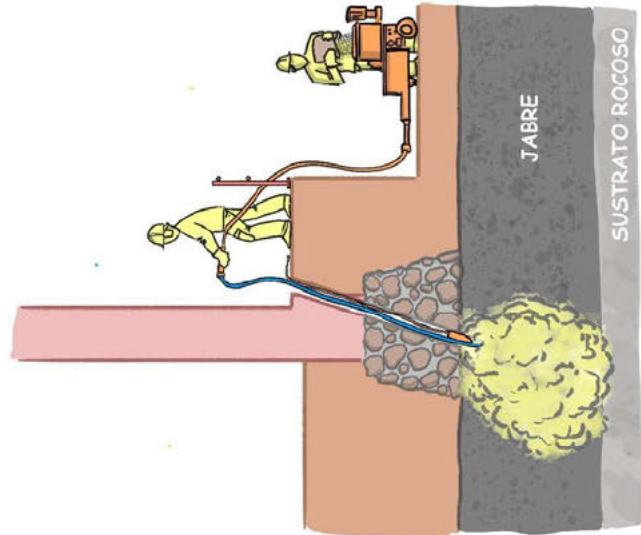
Lechada inyectada por perforaciones



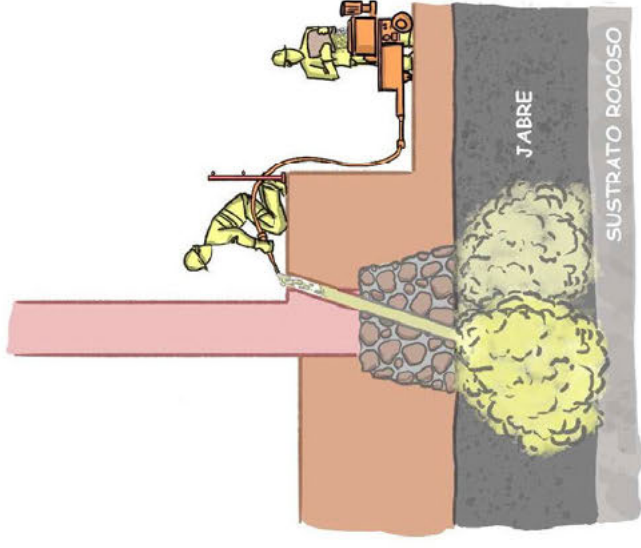
1. REALIZACIÓN DE PERFORACIONES



2. COLOACIÓN DE TUBERÍA E INYECTORES



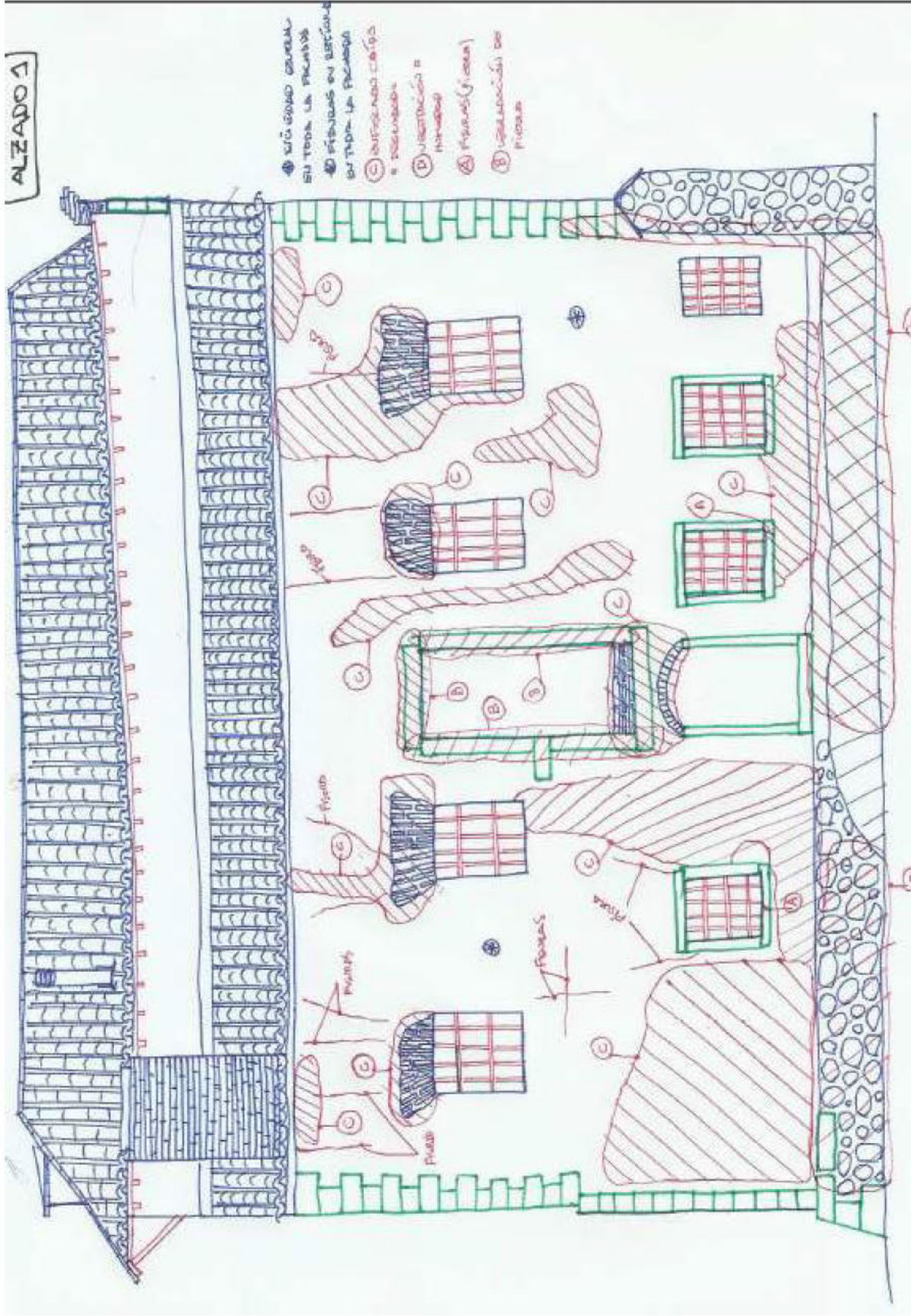
3. REALIZACIÓN DE INYECCIONES

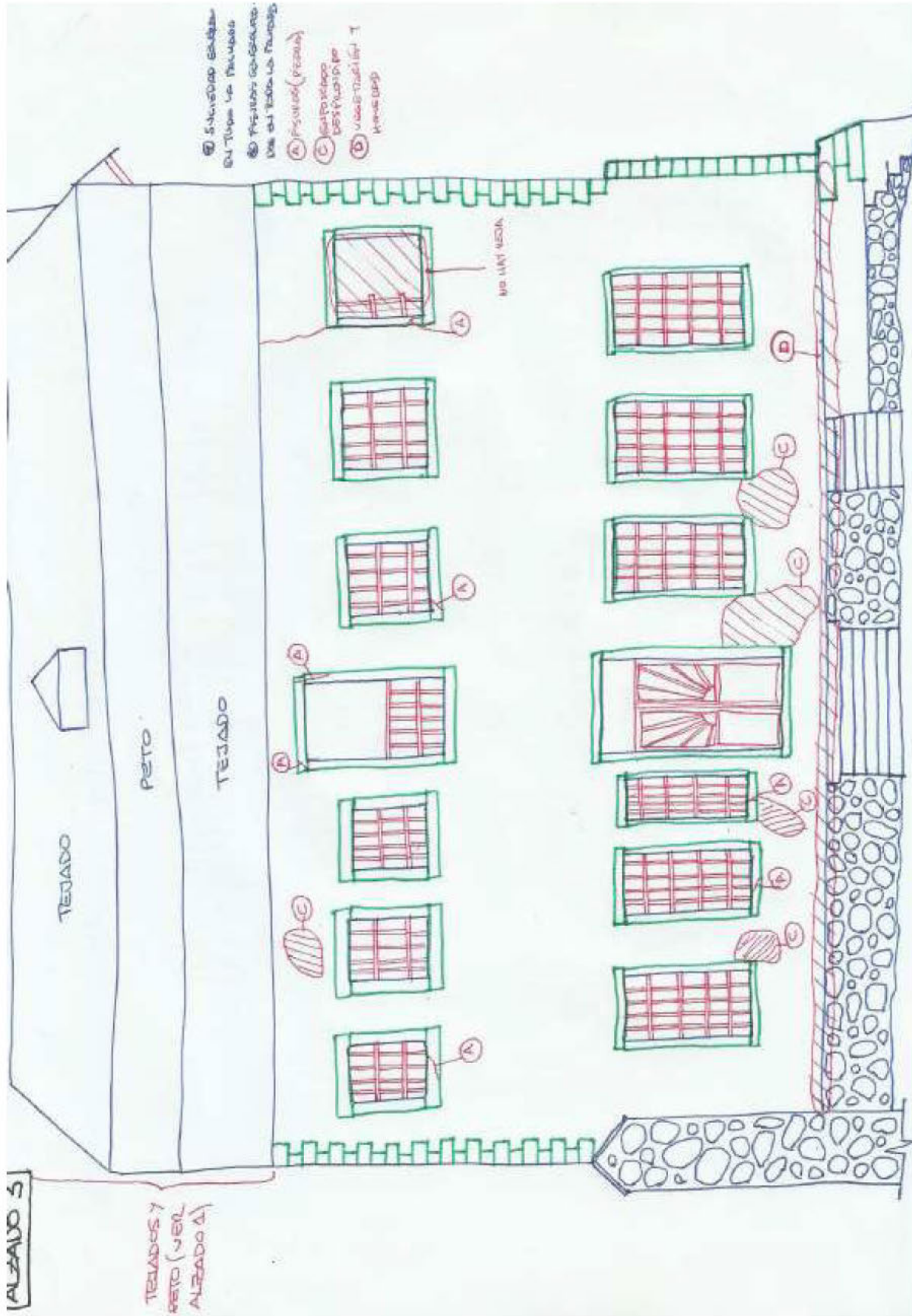


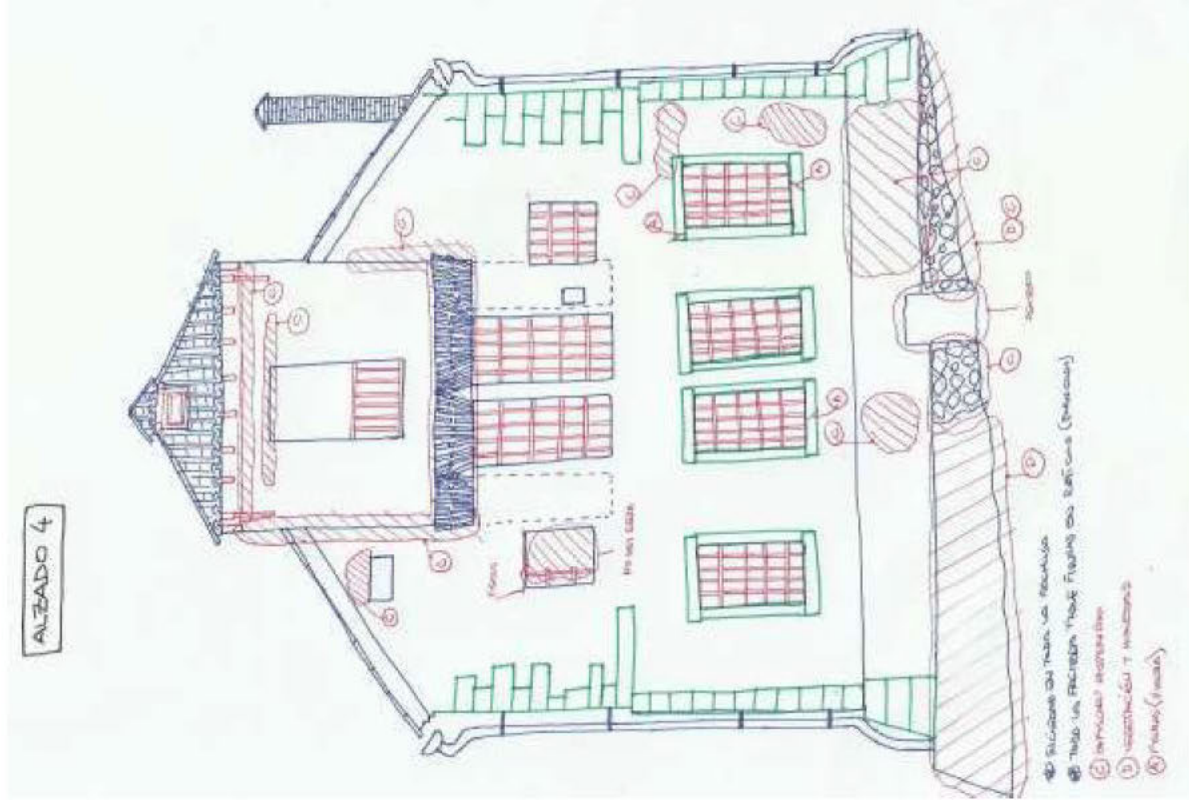
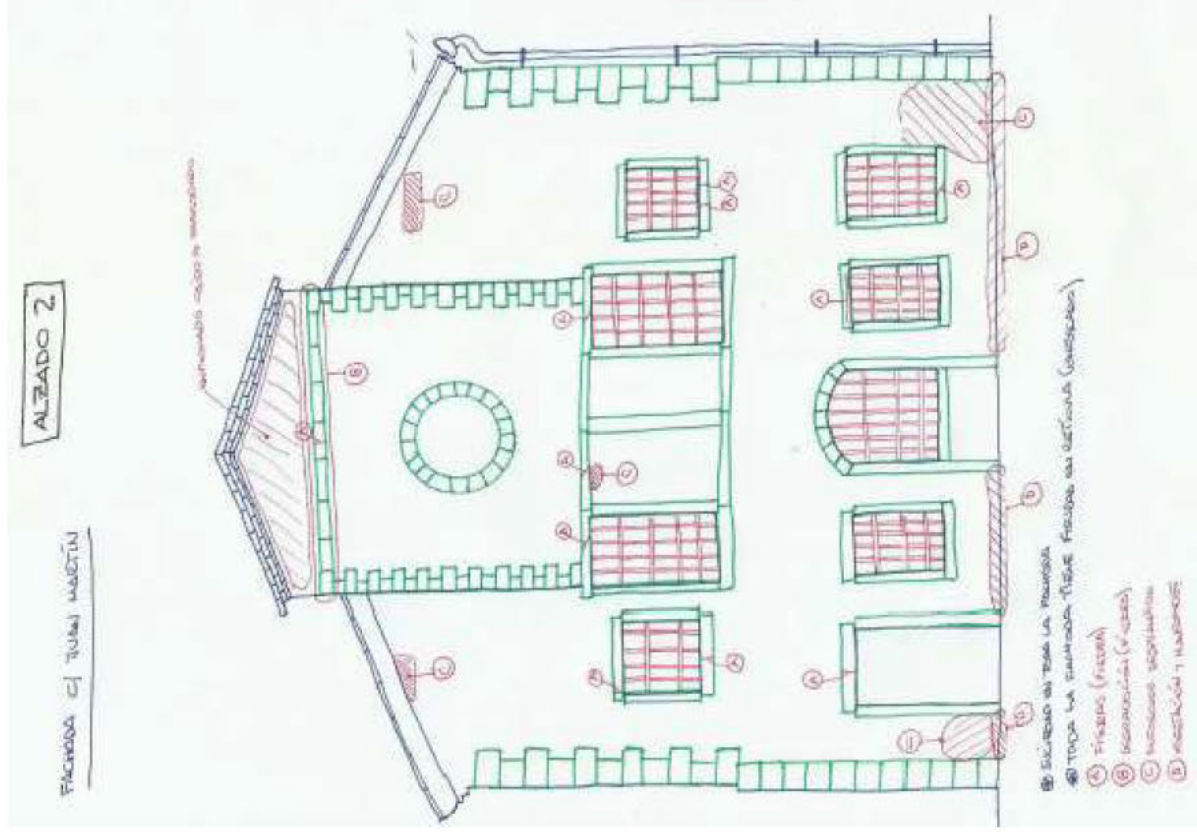
4. RELLENO DE CIMENTACIÓN

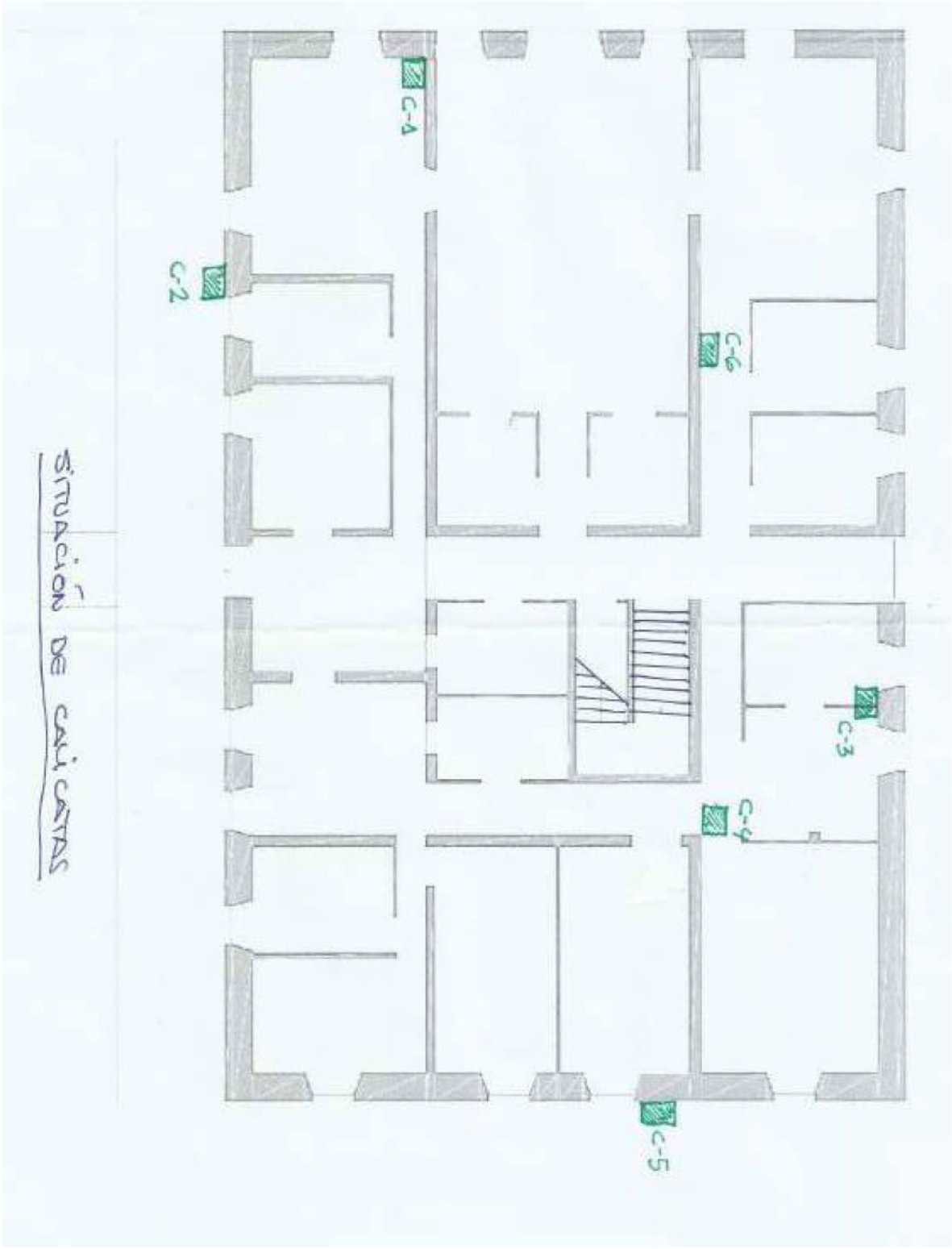
RETINEC INGENIERÍA	TÍTULO DEL PROYECTO PROPUESTA DE MEJORA DE CIMENTACIÓN DEL CONVENTO DE LOZOYA MEDIANTE INYECCIONES DE LECHADA DE CAL		ESCALA ORIENTE 1/500m Enero - 2024		EMPLAZAMIENTO Lozoya		CLIENTE DIRECCIÓN GENERAL DE PATRIMONIO CULTURAL DE LA COMUNIDAD DE MADRID		TÍTULO DEL PLANO: PROCESO CONSTRUCTIVO		Nº DE PLANO 1	
											HOLIA 3 DE 11	

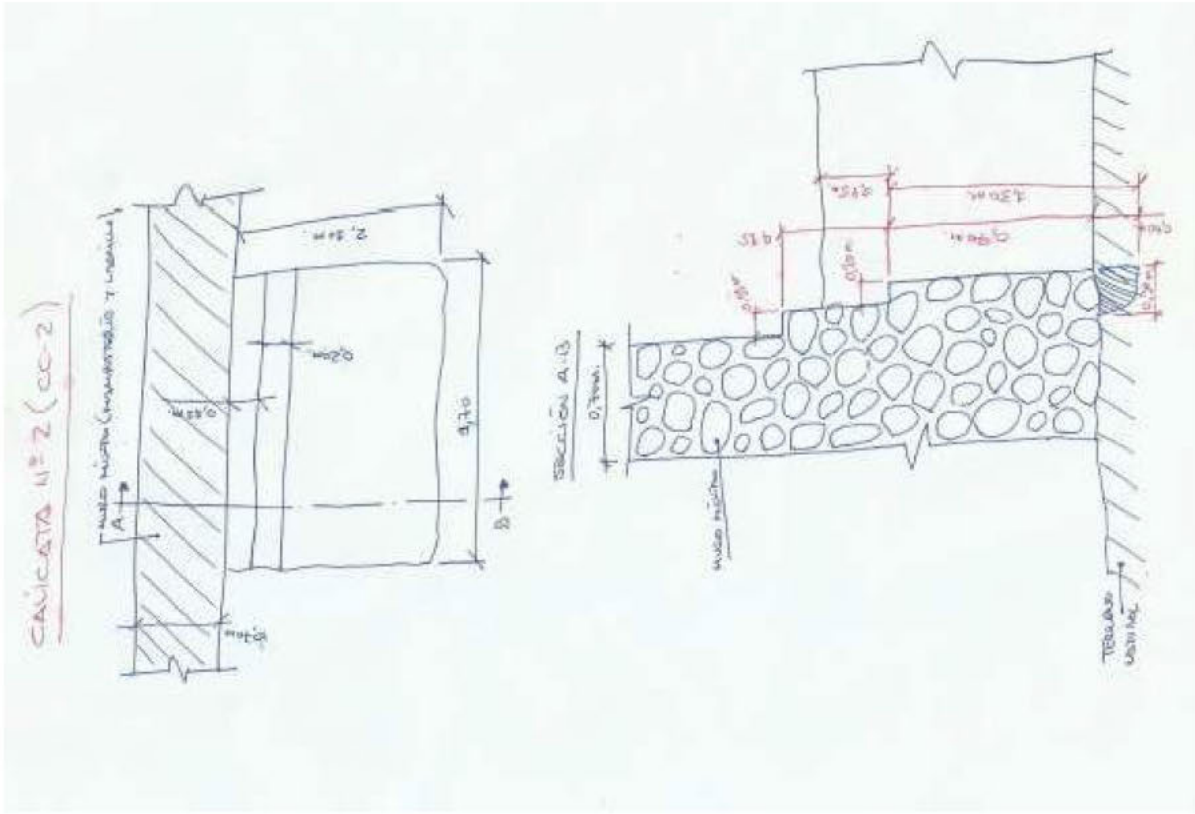
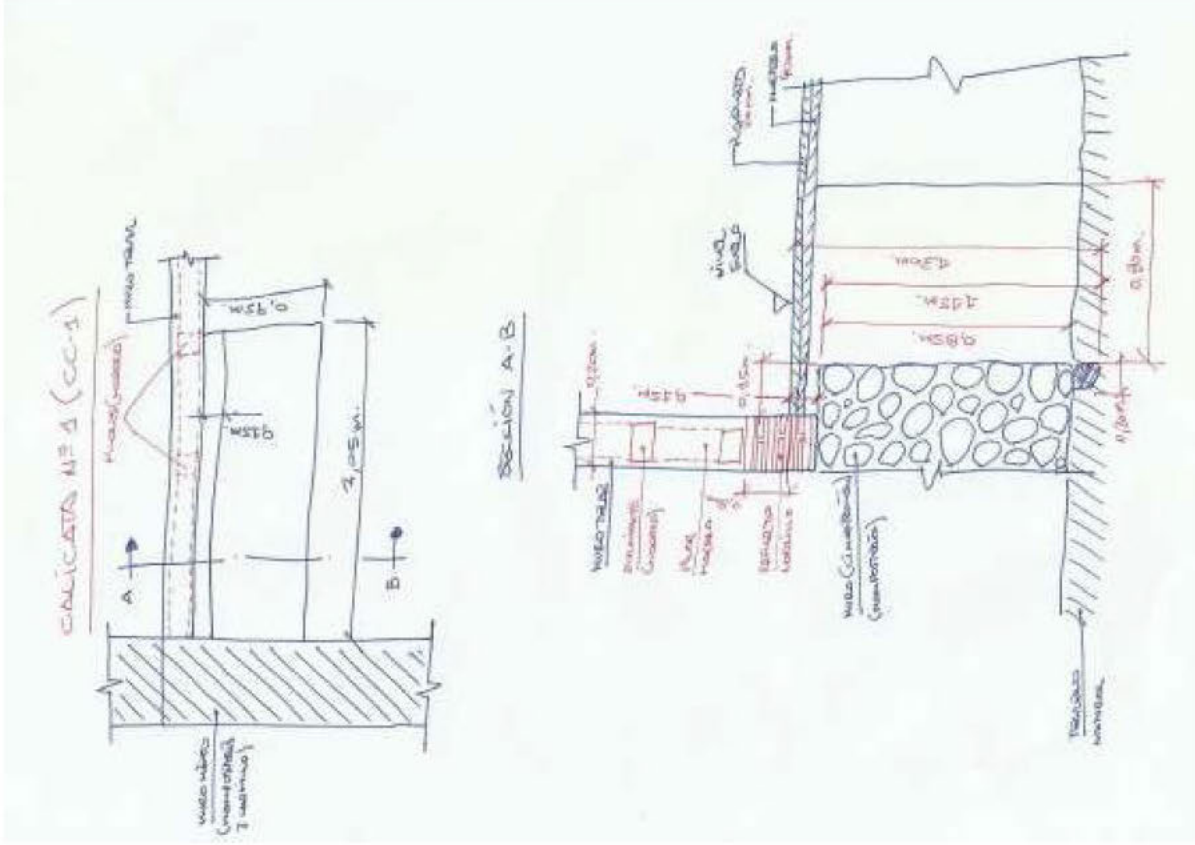
ALZADO 1

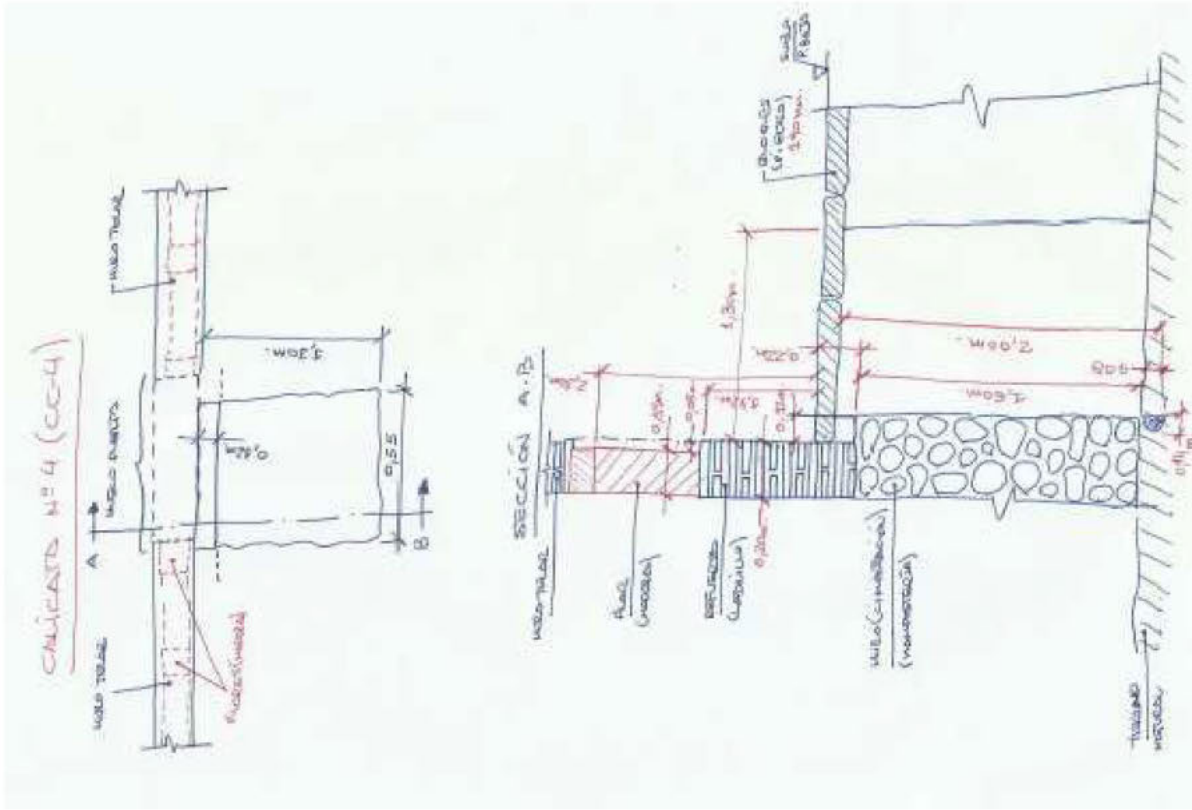
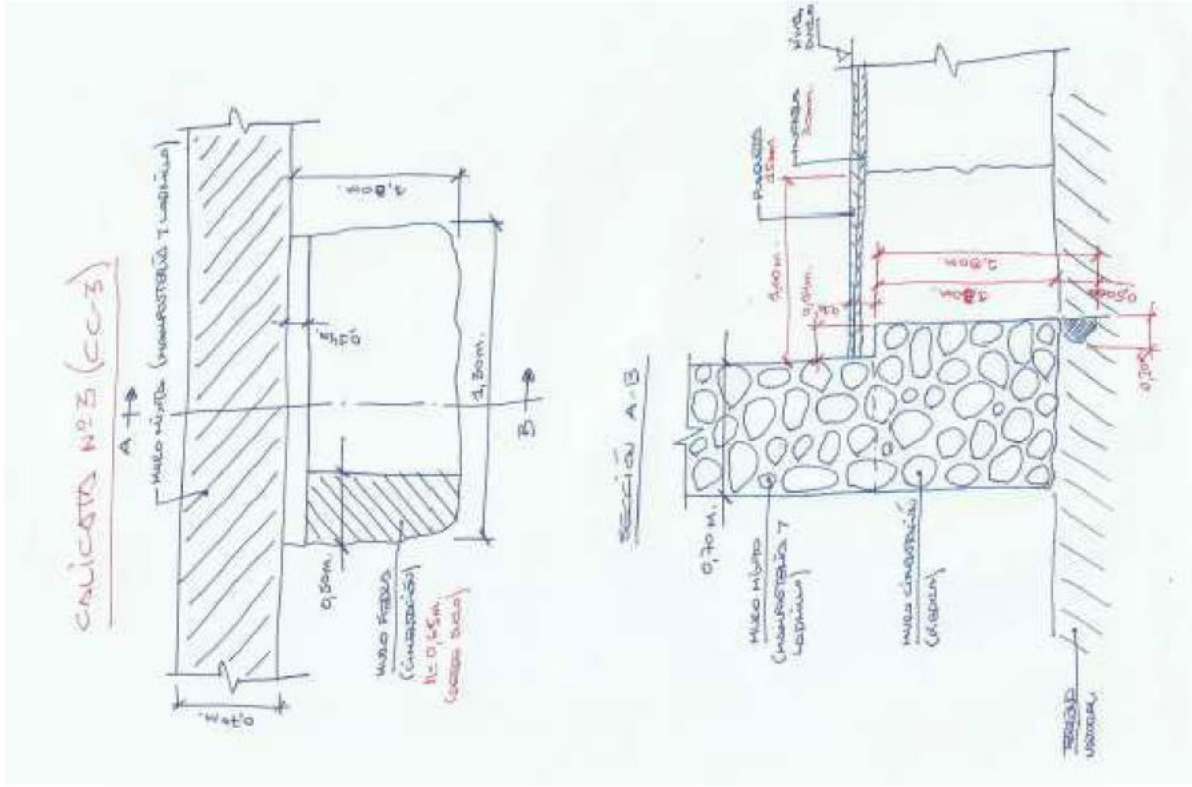












4. PLIEGO TÉCNICO

INDICE

1. PLIEGO DE CONDICIONES.....	2
1.1. DEFINICIÓN Y ÁMBITO DE APLICACIÓN.....	2
1.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS.	2
1.3. NORMATIVA DE APLICACIÓN.....	2
1.4. CONDICIONES ECONÓMICAS.	3
1.5. PRESCRIPCIONES SOBRE LOS MATERIALES.	4
1.1.1. Calidad de los materiales.....	4
1.1.2. Pruebas y ensayos de materiales.	5
1.1.3. Materiales no consignados en proyecto.....	6
1.1.4. Materiales para lechada de cal hidráulica.....	6
1.1.4.1. Agua para amasado.....	6
1.1.4.2. Aditivos.....	6
1.1.4.3. Cal hidráulica.	7
1.1.5. Unidades de obra.....	7
1.1.5.1. Ensayo de gato plano.	7
1.1.5.2. Inyecciones.....	12

1. PLIEGO DE CONDICIONES.

1.1. DEFINICIÓN Y ÁMBITO DE APLICACIÓN.

El presente Pliego de Prescripciones Técnicas tiene por objeto definir los aspectos generales que son de aplicación a la ejecución de las obras definidas en el presente informe ESTUDIO TÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE LOS MUROS DEL ANTIGUO CONVENTO DE LOYOZA.

1.2. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS.

A continuación, se indican los trabajos a realizar:

- Realización de ensayos de gato plano para determinar la tensión real de los muros de carga y con esta tensión se calculará la presión de inyección del terreno.
- Realización de perforaciones con diamante atravesando el muro y la cimentación ciclópea del mismo con un ángulo aproximado de 7º para que la perforación final quede en la mitad del eje del muro.
- Colocación de tubo de inyección con obturador en el contacto entre el terreno y el fondo de la cimentación.
- Inyección de lechada de cal NHL 3,5 a una presión del 75 % de la máxima calculada con el ensayo del gato plano.

1.3. NORMATIVA DE APLICACIÓN.

Será de aplicación, en su caso, como supletoria y complementaria de las contenidas en este Pliego toda la normativa vigente que proceda, en cuanto no modifiquen ni se opongan a lo que en él se especifica. Toda la normativa obligará tanto en su redacción original como en las modificaciones posteriores, declaradas de aplicación obligatoria o que se declaren como tales durante el plazo de ejecución de las obras de este informe.

El constructor se sujetará a las leyes, reglamentos, ordenanzas y normativa vigentes, así como a las que se dicten, antes y durante la ejecución de las obras que le sean legalmente de aplicación. Serán de aplicación las disposiciones que, sin carácter limitativo, se indican a continuación:

- CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN. Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación.
- CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN DB SU SEGURIDAD DE UTILIZACIÓN. REAL DECRETO 314/2006, del Ministerio de la Vivienda del 17 de marzo de 2006. B.O.E: 28 de marzo de 2006.

- REAL DECRETO 1370/1988, del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo del 11 de noviembre del 88.
- B.O.E de 17-NOV-88. Modifica parcialmente la antigua MV-101/62 "ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN". Decreto 195/1963 de 17-ENE de M. de Vivienda. B.O.E. 9-FEB-63.
- NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE: PARTE GENERAL Y EDIFICACIÓN (NCSR-02).
- RD 314/2006, de 17 de marzo por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación.
- REAL DECRETO 997/2002, de 27-SEP, del Ministerio de Fomento. B.O.E.: 11-OCT-02.
- REAL DECRETO 337/2010, de 19 de marzo, por el que se modifican el Real Decreto 39/1997, de 17 de enero, por el que se aprueba el Reglamento de los Servicios de Prevención.
- Ley 31/1995, de 8 de noviembre, de Prevención de Riesgos Laborales (B.O.E. 10 de noviembre de 1995)
- Real Decreto 39/1997, de 17 de enero, Reglamento de los Servicios de Prevención (B.O.E. 31 de enero de 1997)
- Real Decreto 1627/1997, de 24 de octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y salud en las Obras de Construcción (BOE del 25 de octubre).
- Normas NLT sobre ensayos de carreteras y suelos del CEDEX.
- Normas MELC del CEDEX.
- Normas UNE sobre hormigón y sus componentes.
- Ley 22/2011, de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados. Modificada por el Real Decreto-ley 17/2012, de 4 de mayo, de medidas urgentes en materia de medio ambiente.
- Real Decreto 105/2008, de 1 de febrero, por el que se regula la producción y gestión de los residuos de construcción y demolición.
- Orden MAM/304/2002, de 8 de febrero, por la que se publican las operaciones de valorización y eliminación de residuos y la lista europea de residuos.
- Real Decreto 646/2020, de 7 de julio, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero.
- Ley 5/2003, de 20 de marzo, de Residuos de la Comunidad de Madrid.
- Plan Regional de RCD 2006-2016 incluido en la Estrategia de Residuos de la Comunidad de Madrid, que sustituye al Plan de Gestión Integrada de los Residuos de Construcción y Demolición de la Comunidad de Madrid 2002-2011.
- Orden 2726/2009, de 16 de julio, de la Consejería de Medio Ambiente, Vivienda y Ordenación del Territorio, por la que se regula la gestión de los residuos de construcción y demolición en la Comunidad de Madrid (BOCM de 7 de agosto de 2009).

1.4. CONDICIONES ECONÓMICAS.

En el presente artículo se establecen las prescripciones generales relativas a la medición y abono de la obra. Las prescripciones particulares a aplicar en cada unidad de obra se establecen en el

apartado de Medición y Abono de cada uno de los artículos correspondientes del Pliego de Prescripciones Particulares.

Todas las fases de la obra se medirán por las unidades que figuran en el presupuesto, y se abonarán las que se hayan ejecutado, según las órdenes e instrucciones del Director de la Obra, a los precios que aparecen en dicho presupuesto.

Todos los precios unitarios a que se refieren las normas de medición y abono contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares se entenderán que incluyen siempre el suministro, manipulación y empleo de todos los materiales necesarios para la ejecución de las unidades de obra correspondientes, a menos que específicamente se excluya alguno en el artículo correspondiente.

Asimismo, se entenderá que todos los precios unitarios comprenden los gastos de maquinaria, mano de obra, elementos accesorios, transportes, herramientas y todas cuantas operaciones directas o incidentales sean necesarias para que las unidades de obra, terminadas con arreglo a lo especificado en este Pliego y en los Planos, sean aprobadas por la Dirección Facultativa.

El abono de las distintas unidades de obra se realizará, de forma general y tal y como se indica en los criterios de medición y abono de las mismas, una vez que se realice la aceptación de la misma por parte de la Dirección Facultativa. Esto significa que el abono se realizará, salvo indicación contraria en los criterios de medición y abono de la unidad en cuestión, una vez que la unidad de obra está completamente terminada, controlada y conforme, sin que proceda pues el abono parcial de unidades de obra en proceso de ejecución.

1.5. PRESCRIPCIONES SOBRE LOS MATERIALES.

1.1.1. Calidad de los materiales.

Todos los materiales a emplear en la presente obra serán de primera calidad y reunirán las condiciones exigidas vigentes referentes a materiales y prototipos de construcción.

El director de obra y el director de la ejecución de la obra realizarán, según las necesidades de la obra y según sus respectivas competencias, el control de recepción en obra de los productos, equipos y sistemas que se suministren a la obra, con el fin de comprobar que sus características técnicas satisfacen lo exigido en el proyecto. Este control comprenderá:

El control de la documentación de los suministros, para lo que se requerirá a los suministradores los documentos de identificación del producto exigidos por la normativa de obligado cumplimiento y, en su caso, por el proyecto o por la dirección facultativa, comprenderá al menos lo siguiente:

- Acreditación del origen, hoja de suministro y etiquetado.
- El certificado de garantía del fabricante, firmado por persona física.
- Los documentos de conformidad o autorizaciones administrativas exigidas reglamentariamente, incluida la documentación correspondiente al marcado CE de los productos de construcción, cuando sea pertinente, de acuerdo con las disposiciones que sean transposición de las Directivas Europeas que afecten a los productos suministrados.
- El control de recepción mediante distintivos de calidad y evaluaciones de idoneidad técnica:
 - Los Distintivos de Calidad que ostenten los productos, equipos o sistemas suministrados, que aseguren las características técnicas de los mismos exigidas en el proyecto y documentará, en su caso, el reconocimiento oficial del distintivo.
 - Las evaluaciones técnicas de idoneidad para el uso previsto de productos, equipos y sistemas innovadores, de acuerdo con lo establecido en el artículo 5.2.5 de la Parte I del CTE, y la constancia del mantenimiento de sus características técnicas. El director de la ejecución de la obra verificará que esta documentación es suficiente para la aceptación de los productos, equipos y sistemas amparados por ella.

1.1.2. Pruebas y ensayos de materiales.

Todos los materiales a que este capítulo se refiere podrán ser sometidos a los análisis o pruebas, por cuenta de la contrata, que se crean necesarios para acreditar su calidad. Cualquier otro que haya sido especificado, y sea necesario emplear, deberá ser aprobado por la dirección de las obras, bien entendido que será rechazado el que no reúna las condiciones exigidas por la buena práctica de la construcción.

El control de recepción mediante ensayos:

- Si es necesario, se realizarán ensayos y pruebas sobre algunos productos, según lo establecido en la reglamentación vigente, o bien según lo especificado en el proyecto u ordenados por la dirección facultativa.
- La realización de este control se efectuará de acuerdo con los criterios establecidos en el proyecto o indicados por la dirección facultativa sobre el muestreo del producto, los ensayos a realizar, los criterios de aceptación y rechazo y las acciones a adoptar.

Todos los materiales a emplear en la presente obra dispondrán de Distintivo de Calidad, Certificado

de Garantía del fabricante y en su caso marcado CE. Serán de buena calidad reuniendo las condiciones establecidas en las disposiciones vigentes referentes a materiales y prototipos de construcción.

Todos los materiales que la Dirección Facultativa considere necesarios podrán ser sometidos a los análisis o pruebas, por cuenta de la Contrata, para acreditar su calidad. Cualquier otro que haya sido especificado y sea necesario emplear deberá ser aprobado por la Dirección Facultativa de las obras, bien entendido que será rechazado el que no reúna las condiciones exigidas por la buena práctica de la construcción.

1.1.3. Materiales no consignados en proyecto.

Los materiales no consignados en proyecto que dieran lugar a precios contradictorios reunirán las condiciones de bondad necesarias, a juicio de la dirección facultativa, no teniendo el contratista derecho a reclamación alguna por estas condiciones exigidas.

1.1.4. Materiales para lechada de cal hidráulica.

1.1.4.1. Agua para amasado.

Habrà de cumplir las siguientes prescripciones:

- Acidez tal que el pH sea mayor de 5. (UNE 7234:71).
- Sustancias solubles, menos de 15 gr/l, según UNE 7130:58.
- Sulfatos expresados en SO₄, menos de 1 gr/l, según ensayo UNE 7131:58.
- Ion cloro menos de 6 gr/l, según UNE 7178:60.
- Grasas o aceites de cualquier clase, menos de 15 gr/l, según UNE 7235.
- Carencia absoluta de azúcar y carbohidratos, según ensayo UNE 7132:58.

1.1.4.2. Aditivos.

Se definen como aditivos a emplear lechadas aquellos productos sólidos que mezclados durante el amasado modifican o mejoran las características de la lechada en especial en lo referente al fraguado, endurecimiento, fluidez, plasticidad e inclusión de aire.

Se establecen los siguientes límites:

- Si se emplea gluconato de sodio como fluidificante, su dosificación será igual o menor del 1% del peso de la cal.

- Si se emplea caseína como fluidificante, su dosificación será igual o menor del 10% del peso de la cal.
- Si se emplea Primal AC 33 como fluidificante, su dosificación será igual o menor del 10% del peso de la cal.
- En caso de empleo de colorantes, la proporción será inferior al 10% del peso del cemento. No se emplearán colorantes orgánicos.
- Obligatoriedad del marcado CE para estos productos (UNE EN 459 1), aprobada por Resolución de 3 de octubre de 2003 (BOE 31/10/2002).

1.1.4.3. Cal hidráulica.

Cumplirá las siguientes condiciones:

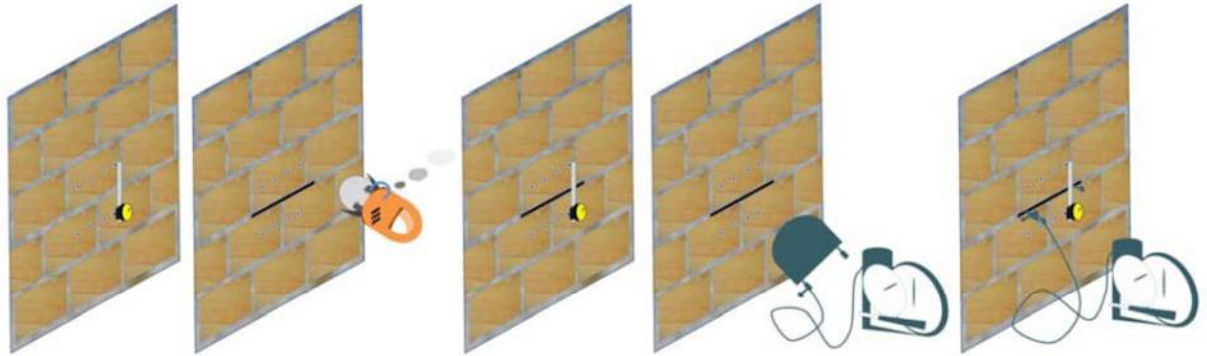
- Será del tipo de cal natural hidráulica NHL-3,5 según EN 459-1
- Peso específico comprendido entre 1.800 y 1.900 kg/m³.
- Granulometría < 0,1 mm.
- Tiempo de vaciado del cono de Marsh (con boca de 10 mm) aprox. 30 segundos
- Método del Flow (EN 445) 170-190 mm
- Resistencia a la compresión a 7 días (EN 1015-11) > 7 N/mm²
- Resistencia a la compresión a 28 días (EN 1015-11) > 15 N/mm²
- Módulo de elasticidad a 28 días ≥ 7.000 N/mm²
- Exudación ausente
- Resistencia a los sulfatos expansión al ensayo de Anstett inferior al 2% después de 28 días; resistencia a las sales de agua de mar.
- Obligatoriedad del marcado CE para estos productos (UNE EN 459 1), aprobada por Resolución de 3 de octubre de 2003 (BOE 31/10/2002).

1.1.5. Unidades de obra.

1.1.5.1. Ensayo de gato plano.

El objeto del ensayo de gato plano es determinar el estado tensional de un elemento que trabaja a compresión para determinar con este valor la presión máxima de inyección necesaria. El fundamento de esta técnica se basa en la liberación de la tensión en la zona de ensayo para posteriormente restituirla mediante una célula de presión de espesor reducido, denominada gato plano.

No es necesario y en la mayoría de los casos imposible poner en carga todo el grosor de la pared, dado los grandes espesores que pueden alcanzar en muchas ocasiones los muros de fábrica antiguos. No obstante, en todos los casos ha de ser ensayada al menos una de las hojas de la fábrica. Los resultados obtenidos se refieren solamente a la hoja que ha sido ensayada.



El procedimiento del ensayo se representa en la figura superior. Inicialmente se colocan sobre la estructura unas bases verticales de medida midiéndose la distancia D_0 entre puntos por medio de un comparador. A continuación, se realiza un corte normal entre los dos puntos mencionados empleando una sierra con disco de diamante u otro útil de corte adecuado.

Debido al reajuste tensional, la distancia D_c existente entre dichos puntos será menor que la inicial: $D_c < D_0$; con posterioridad se coloca un gato plano en el corte realizado, conectándose a una bomba hidráulica para, seguidamente, incrementar gradualmente la presión en el gato hasta que se recupera la distancia original existente entre los puntos de medida $D_c = D_0$. En este punto la presión en el interior del gato plano (p_i) puede relacionarse con el estado tensional preexistente en la dirección normal al plano de corte (p). Dicho estado tensional en un punto de la estructura se calcula según la expresión:

$$\sigma = p \cdot K_m \cdot K_a$$

donde:

- p : Presión comunicada al gato plano por la bomba hidráulica, en Kp/cm^2 .
- K_m : Constante adimensional propia de cada gato plano.
- K_a : Relación entre el área de contacto del gato plano y el área media del corte realizado en la estructura ($K_a < 1$).

Los gatos planos están diseñados para suministrar una presión a la fábrica donde son ensayados, linealmente dependiente de la presión hidráulica interna. Dicha dependencia se explicita mediante la constante adimensional K_m determinada durante el proceso de calibración, función de las propiedades geométricas del gato plano y de su rigidez. Dicha constante siempre es menor que la

unidad ($K_m < 1$) pues por la rigidez inherente al dispositivo parte de la presión interna es absorbida por el propio gato plano y por ende no es transmitida a la fábrica circundante.

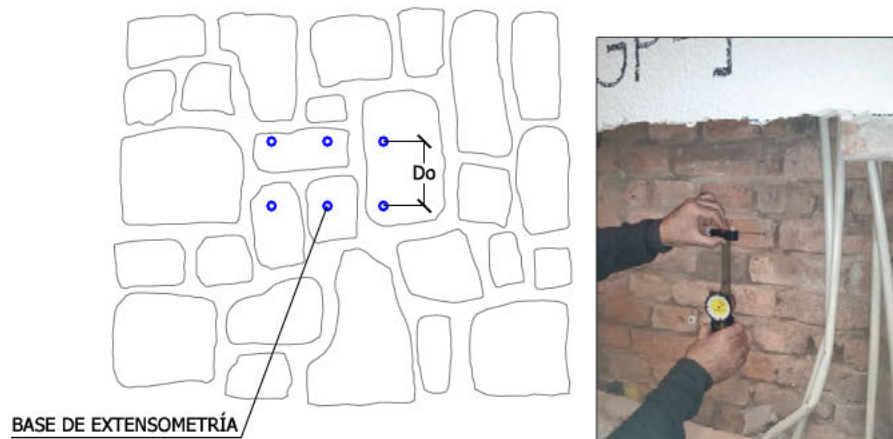
En los ensayos realizados la presión comunicada al gato es:

$$\sigma = 0.75 \cdot p$$

siendo $K_m \cdot K_a = 0.75$ para nuestro caso.

El procedimiento de ejecución detallado del ensayo es el siguiente:

- 1- Colocación de bases de extensiometría: Se posicionan los puntos de control del ensayo, formados por parejas de bases de extensiometría y se procede a la lectura inicial (D_0).

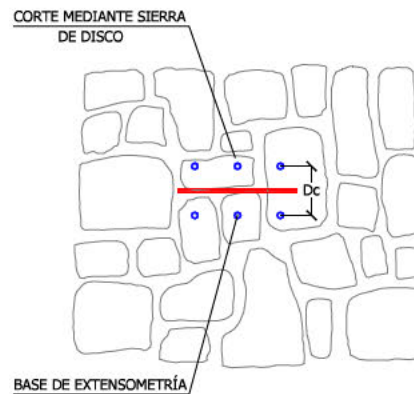


- 2- Realización del corte: Posteriormente se procede a realizar un corte normal entre los puntos de control.

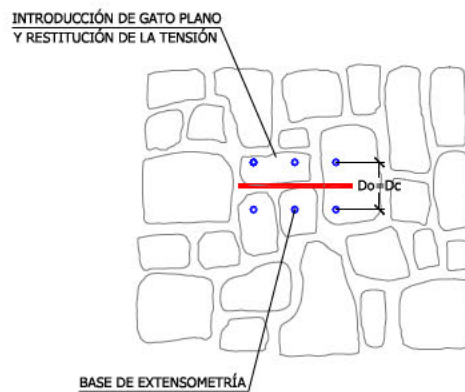


- 3- Medida de deformación liberada: Como consecuencia de la discontinuidad los puntos de control experimentaron un movimiento de acercamiento, disminuyendo la distancia (D_c)

entre los mismos respecto a la situación inicial, $D_0 > D_c$, a la diferencia entre ambas se le denomina deformación liberada causada por la liberación de tensiones en la zona de corte.



Introducción del gato plano en el corte: Para restituir la situación tensional del elemento, se introduce el gato plano en el corte realizado, aumentando gradualmente la presión en el mismo hasta que se ha alcanzado de nuevo la distancia inicial D_0 .





- 4- Incremento gradual de la presión: Una vez posicionado el gato en el corte realizado, se procede al aumento gradual de presión mediante escalones, con objeto de no superar los límites admisibles del equipo.

La tensión de trabajo del elemento se determina en base a la presión obtenida en el gato plano, necesaria para restablecer la deformación ocasionada por el corte, corregida según constantes que dependen de las propiedades del gato y de la geometría del corte.



La representación de resultados del ensayo de gato plano se realiza mediante un gráfico en el cual se representa la evolución del ensayo para cada base de extensimetría en cada escalón de presión.

La presión aplicada al gato se controla mediante un manómetro analógico marca VDO, modelo VDO40 de rango de presiones 0-40 bar, con una apreciación de 0,5 bar.

La realización del ensayo de gato planos se medirá y abonará por unidad de ensayo realizado incluyendo el informe de resultados.

1.1.5.2. Inyecciones.

La inyección de un terreno implica la introducción de una mezcla fluida que posteriormente fragua y endurece. En el proceso se controla indirectamente la colocación a distancia de materiales bombeables mediante el ajuste de sus propiedades reológicas y de sus parámetros de colocación (presión, volumen, caudal).

En el artículo se contempla la inyección para relleno de huecos que consiste en la colocación de una lechada de cal, para el relleno de huecos del sustrato de jabre.

Como procesos de inyección se contemplan los siguientes:

- Perforación: perforación con diámetro 75 mm empleando una corona de diamante del muro y la cimentación hasta alcanzar la zona de relleno bajo la cota de cimentación.
- Inyección desde la zona de contacto entre la cimentación y el relleno que consiste en introducir la lechada de cal NHL 3,5, obturando la zona de contacto entre cimentación y relleno.
- Inyección del resto de la perforación que consiste en rellenar el hueco de la cimentación y el muro con la lechada de cal NHL 3,5 a baja presión para no generar daños en la estructura.

Se estará, en todo caso, a lo dispuesto en la legislación vigente en materia medioambiental, de seguridad y salud, y de almacenamiento y transporte de productos de construcción. Se deberá evaluar la compatibilidad de todos los componentes de la lechada. Asimismo, se deberá evaluar la interacción entre la lechada y el terreno a tratar.

Una vez aprobados los materiales a utilizar, que en todo caso será cal hidráulica NHL 3,5, no deberán modificarse, salvo autorización del Director de las Obras, previa realización de ensayos de conformidad, cuyo abono correrá a costa del Contratista. Lo dispuesto en este artículo se entenderá sin perjuicio de lo establecido en el Real Decreto 1630/92 (modificado por el R.D.1328/95), por el que se dictan disposiciones para la libre circulación de productos de construcción, en aplicación de la Directiva 89/106 CEE. En particular, en lo referente a los procedimientos especiales de reconocimiento, se estará a lo establecido en el artículo 9 del mencionado Real Decreto.

El procedimiento de perforación elegido y de limpieza deberán asegurar la viabilidad del proceso de inyección futuro, en especial cuando se pueda incurrir en modificaciones de la permeabilidad de los puntos de inyección. Las perforaciones se realizarán de acuerdo con los ángulos, orientación y espaciamiento incluidos en el informe para que la boca de inyección quede centrada bajo el eje del muro. Se ha estimado un ángulo de 7º, pero deberán realizarse comprobaciones previas de espesores y alturas para confirmar que este ángulo es válido. No se permitirán desviaciones, con

relación al eje de la perforación prevista, superiores a un uno por ciento (1 por 100) de su longitud para profundidades de hasta dos metros. En el caso de perforaciones más profundas la distancia entre perforaciones contiguas se deberá ajustar para tener en cuenta posibles desviaciones.



La inyección se debe realizar inmediatamente después de la perforación, para evitar colapsos que puedan generar daños estructurales en el muro o la cimentación. Los componentes de la lechada de cal deberán almacenarse de tal manera que sus propiedades no se vean alteradas por los efectos de la climatología, en especial de la temperatura y de la humedad. Se deberá impedir la contaminación de la lechada y de sus componentes durante el almacenaje, manipulación y entrega.



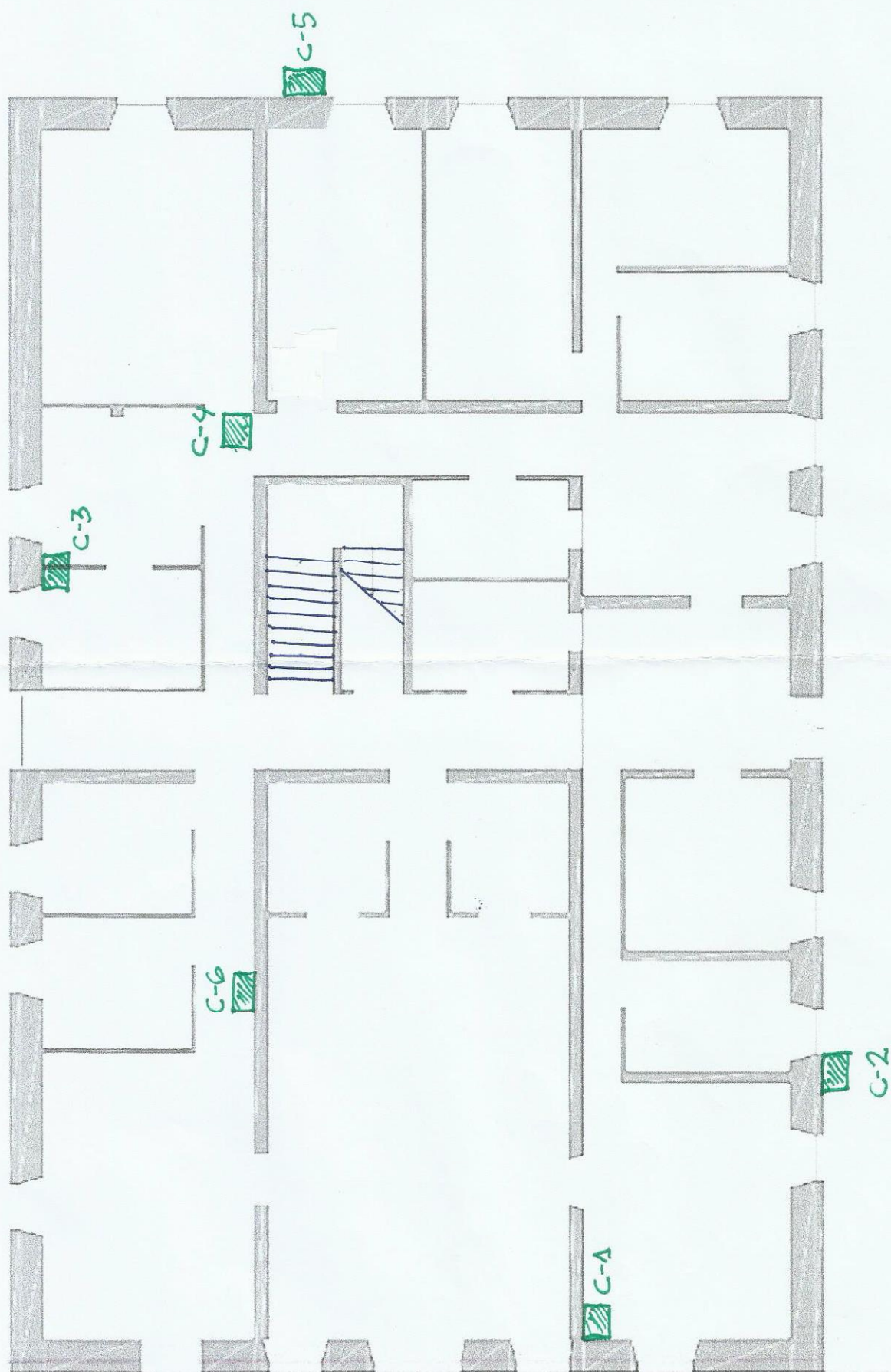
La dosificación de los componentes de la lechada se deberá efectuar con dispositivos homologados, con tolerancias que no sobrepasen, en ningún caso, el cinco por ciento (5 por 100),

debiendo respetarse, para valores inferiores, el nivel de tolerancia estipulado en la ficha técnica del producto seleccionado. Se deberán utilizar procesos de batido y/o mezclado automático y los equipos de mezclado deberán seleccionarse para garantizar la homogeneidad de la muestra.

Las bombas y los equipos de inyección se deberán seleccionar de acuerdo con la técnica de inyección elegida. La presión de inyección se medirá lo más cerca posible del punto de tratamiento. Los sistemas de inyección deberán eliminar aumentos bruscos de presión con el objetivo de impedir la iniciación no intencionada y no detectada de fracturas hidráulicas.

La realización de las inyecciones se medirá y abonará por metro lineal de perforación e inyección y en caso de sobrepasar la cantidad de litros de lechada especificada en el precio de la partida, se abonará por litros de exceso de inyección de acuerdo al precio indicado en el presupuesto.

6. DOCUMENTACIÓN FOTOGRÁFICA



SITUACIÓN DE CAUCETAS

CALA 1



CALA 2



CALA 3



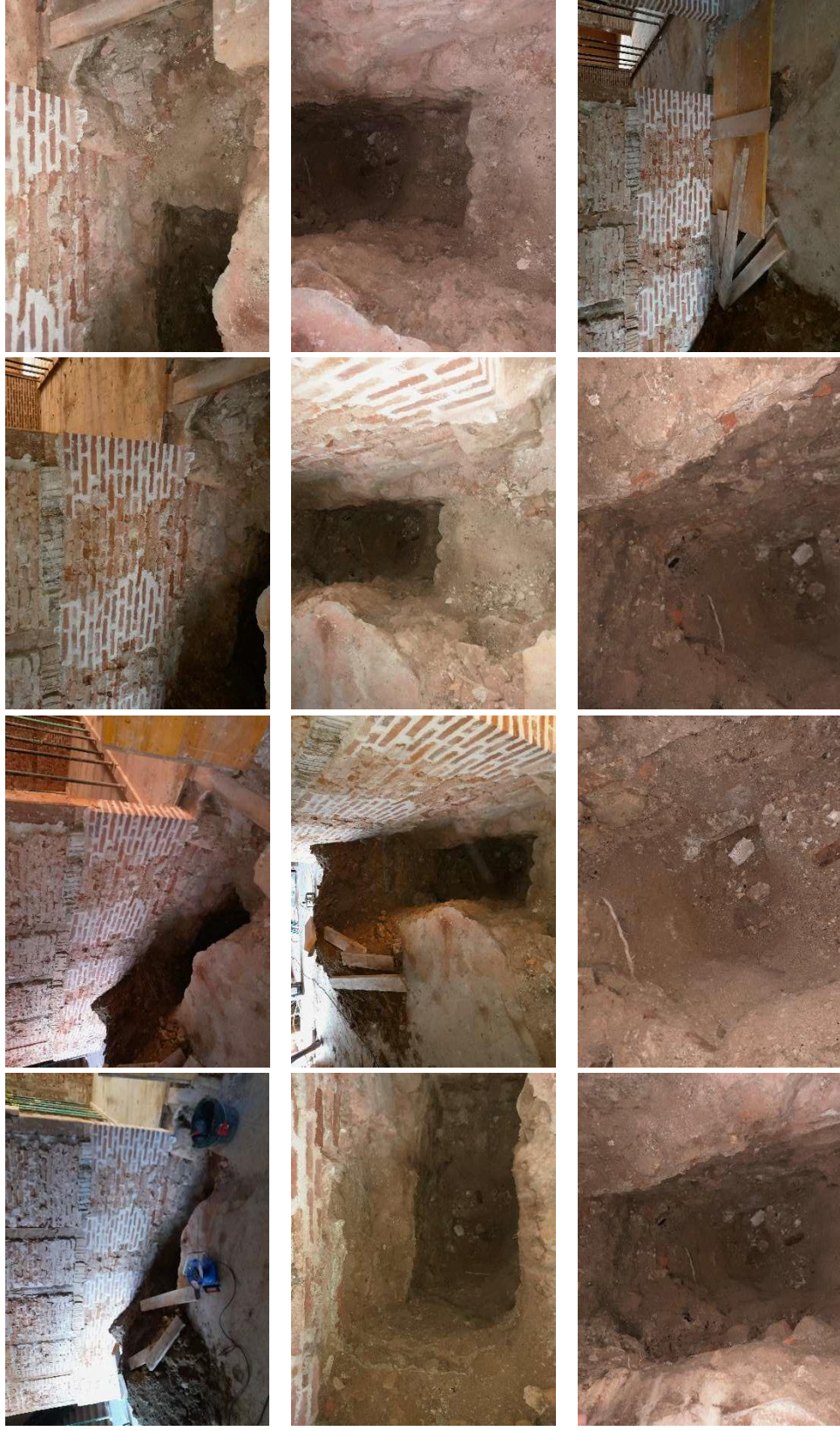
CALA 4

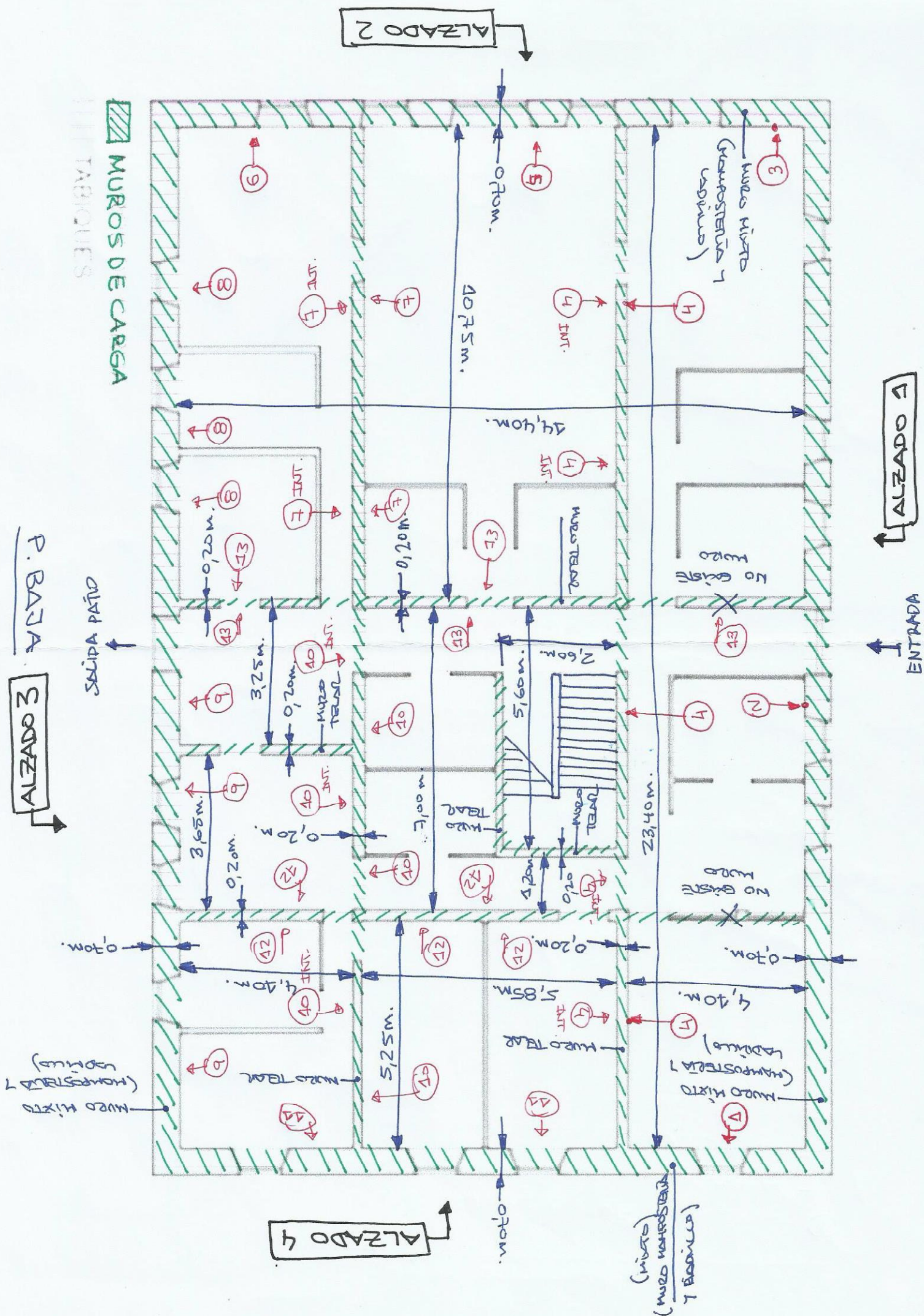


CALA 5

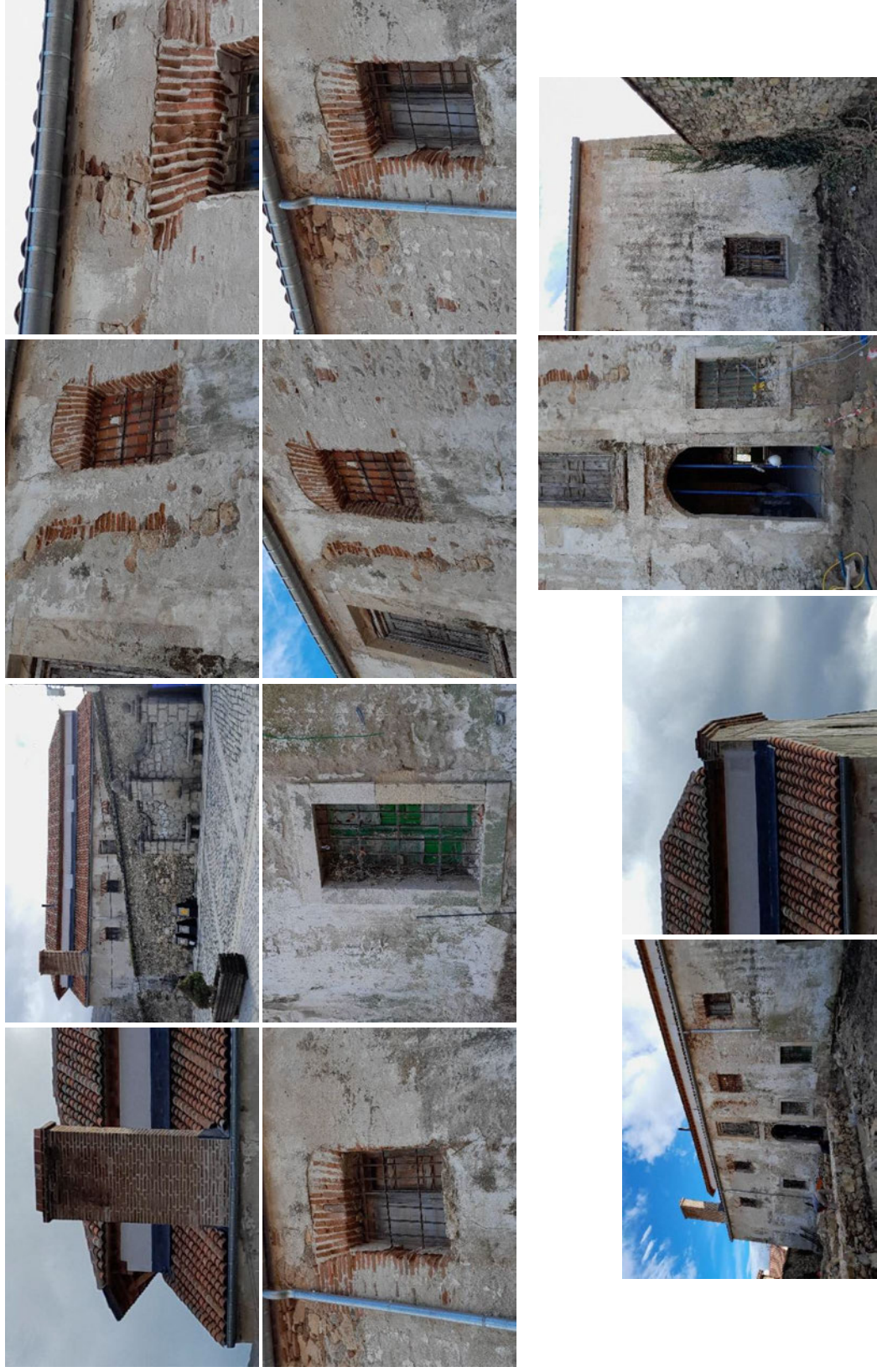


CALA 6

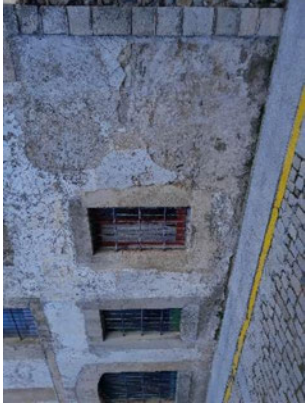




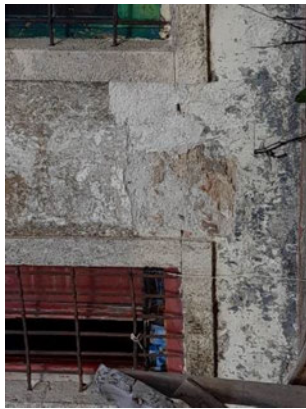
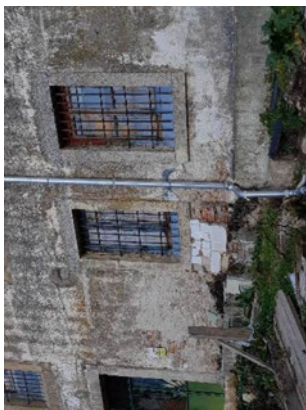
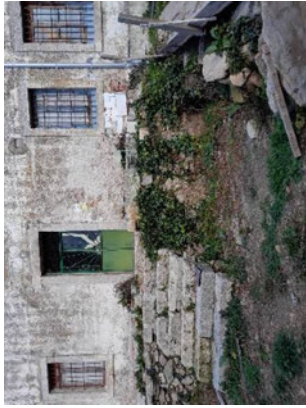
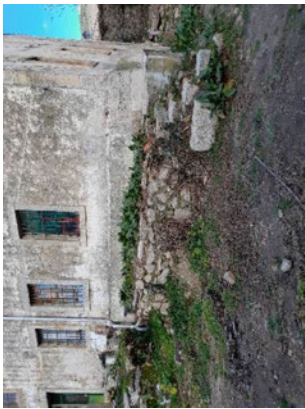
ALZADO 1



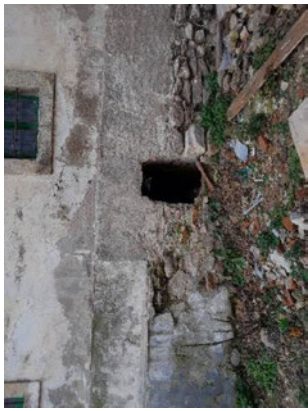
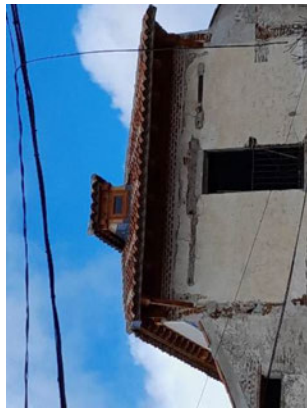
ALZADO 2



ALZADO 3



ALZADO 4





Muro 1



Muro 2



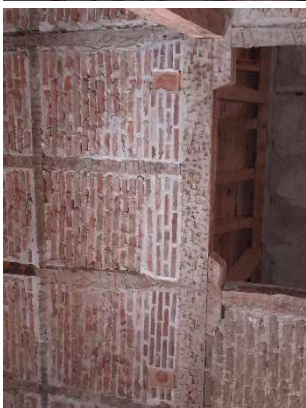
Muro 3



Muro 4







Muro 5



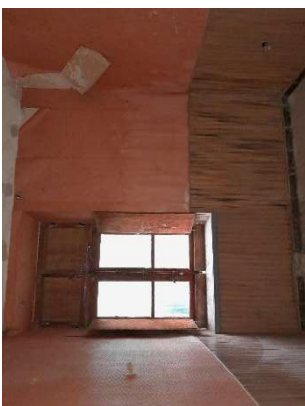
Muro 6



Muro 7



Muro 8



Muro 9





Muro 10





Muro 11





Muro 12





Muro 13





Muros 8 y 9 1ª Planta



Muros 7 y 10 1ª y 2ª Planta



Planta Tercera y Cubierta

