

Proyecto Final de Carrera
Modalidad Científico-Técnico

ESTABILIDAD DE LAS FÁBRICAS DE LADRILLO, ANÁLISIS SEGÚN EL CTE



Autor:
Antonio Cruz Ros

Titulación:
Arquitecto Técnico

Director de Proyecto:
Enrique David Llacer

Junio 2011

INDICE

Capítulo 1. Introducción.....	4
1.1 Introducción.....	4
1.2 Objetivos.....	6
1.3 Organización del documento.....	7
Capítulo 2. Evolución de la fábrica de ladrillo.....	9
2.1 Introducción.....	9
2.2 La estática tradicional.....	10
2.3 La evolución constructiva de las fábricas.....	16
2.3.1 Muro de carga homogéneo y grueso.....	16
2.3.2 Finales del siglo XIX, “Cavity Wall” cargado.....	18
2.3.3 Centroeuropa durante el siglo XX, “Cavity Wall” cargado.....	19
2.3.4 España principio del siglo XX, muro de carga.....	21
2.3.5 España años 60, esqueleto de hormigón, muros de cerramiento.....	23
2.3.6 España años 70, sobrevuela el ladrillo respecto al pórtico.....	24
2.3.7 España años 80, ductilidad de la estructura, cerramiento de 1/2 pie.....	26
2.3.8 España años 90.....	28
Capítulo 3. Análisis de la estabilidad de la fábrica.....	30
3.1 Introducción.....	30
3.2 Elección del muro de fachada.....	32
3.2.1 Documento Básico Salubridad.....	32
3.2.2 Documento Básico Seguridad Estructural.....	35
3.2.3 Documento Básico Seguridad Estructural Fábricas.....	37

3.2.3.1 Muros sometidos a carga vertical.....	39
3.2.3.2 Muros con acciones laterales locales.....	55
3.3 Juntas de dilatación de los cerramientos de fábrica.....	65
3.3.1 Introducción.....	65
3.3.2 Disposición de las juntas.....	66
3.3.3 Distancias y detalles.....	68
3.4 Estabilidad conjunta.....	74
3.4.1 Introducción.....	74
3.4.2 Deformabilidad de la estructura.....	75
3.5 Patologías.....	80
3.5.1 Fallos en los cerramientos de fachada.....	80
3.5.2 Grietas y fisuras en los cerramientos de fábrica.....	83
3.5.2.1 Flechas de vigas y forjados.....	86
3.5.2.2 Deformaciones horizontales de la estructura por dilatación.....	89
3.5.3 Prevención.....	92
3.6 Cálculo de la estabilidad de las fábricas de ladrillo.....	94
3.6.1 Arco estribado en sus extremos.....	94
3.6.2 Cálculo.....	98
3.6.2.1 Parámetros generales.....	98
3.6.2.2 Ejemplo de vivienda en zona costera de Valencia.....	103
3.6.2.3 Ejemplo de vivienda en zona urbana de Valencia.....	109
3.6.2.4 Tabla de resultados.....	116
Capítulo 4. Muros con acciones laterales locales.....	117
4.1 Introducción.....	117
4.2 Método de bielas y tirantes.....	119

4.2.1 Estructura interna resistente: Bielas, Tirantes y Nudos.....	121
4.2.2 Modelización como material cuasifrágil.....	122
4.2.3 Análisis numérico de las obras de fábrica.....	124
4.2.4 La técnica de los elementos finitos.....	125
4.2.5 Micromodelamiento.....	126
4.2.6 Macromodelamiento.....	129
4.3 Métodos y criterios simples para el análisis en muros de obra de fábrica.....	130
4.3.1 Análisis del modelo.....	131
4.3.2 Modelo de Ganz y Thürlimann.....	133
4.3.3 Campaña experimental de Ganz y Thürlimann (1984).....	134
4.4.4 Campaña experimental UPM (2008).....	136
4.4 Ejemplo modélico del cálculo de la fábrica frente acciones laterales locales.....	156
4.4.1 Primera Modelización.....	157
4.4.1.1 Solución gráfica del análisis.....	166
4.4.2 Segunda Modelización.....	169
4.4.2.1 Solución gráfica del análisis.....	178
Capítulo 5. Detalles Constructivos.....	181
5.1 Análisis de los detalles constructivos.....	181
5.2 Soluciones constructivas cuando la hoja exterior de la fachada apoya en el forjado.....	185
5.3 Soluciones constructivas cuando la hoja exterior de la fachada pasa por delante del forjado.....	188
5.4 Conclusiones.....	195
Bibliografía.....	196

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción.

Las fábricas de ladrillo componen la visión constructiva de nuestro entorno, desde tiempos remotos y han evolucionado según los deseos de los proyectistas, pasando por estados muy diversos, pero siempre con un solo objetivo que es la de dar la piel a nuestro edificio.

Esos diversos motivos han implicado que pasan de ser tratadas como muros de carga, formando parte de la estructura y siendo soldaría con esta en la transmisión de esfuerzos, hasta llegar a día de hoy a ser meramente la piel del edificio dándole su aspecto visual definitivo y por tanto su cuidado debe ser especialmente riguroso, pues un fallo en la piel de nuestro edificio provocaría las tan temidas y costosas patologías.

Los cerramientos de ladrillo representan una de las unidades constructivas más importantes en las obras de edificación. Paradójicamente, sus prestaciones, soluciones y especificaciones técnicas no han sido suficientemente consideradas en la normativa de obligado cumplimiento en las últimas décadas. La forma de concebir, construir y proyectar los cerramientos de fachada ha evolucionado sin el respaldo de una evolución de la normativa, o al menos, de sus reglas de aplicación.

El Código Técnico ha supuesto un considerable esfuerzo para unificar las normas de obligado cumplimiento que regulan el proceso edificatorio de nuestro país, armonizándolas con las exigencias que impone la comunidad europea.

También ha supuesto un esfuerzo para cubrir algunas lagunas y dar respaldo legal a determinados sistemas y tipos constructivos que habían quedado sumidos en un vacío legal, entre los cuales estaban los cerramientos de fachada.

Aun siendo un paso importante en la unificación de criterios a nivel europeo, hemos de decir que tiene un compendio un poco lioso a la hora de analizar los muchos documentos que lo componen para un determinado caso a resolver, como ocurre cuando deseamos analizar los cerramientos de ladrillo y debemos analizar hasta 4 de estos documentos para poder sacar una conclusión definitiva de nuestro cerramiento.

El análisis que nos propone el Código Técnico de las fábricas de ladrillo, en concreto de los cerramientos de fachada lo encontramos en el DB SE-F en su capítulo 5 en su apartado dedicado a “Muros sometidos a acciones laterales locales” donde se establecen los modelos y procedimientos para verificar los requisitos de estabilidad, resistencia y aptitud al servicio de los cerramientos.

Como bien es sabido en la ejecución de nuestros muros de fachada, se ha pasado por desarrollar una idea de sustentación de la misma anclada en los conocimientos casi pre-científicos y no ha sido evolucionada hasta la entrada en vigor de ciertos aspectos del Código Técnico que cabe resaltar, pues es una idea a desarrollar por nuestros proyectistas de hoy en día que desconocemos y se debe conocer.

El artículo de dicho documento en su capítulo 5 nos invita a pensar que si la ejecución de nuestras fachadas está realizada entre forjados, como actualmente ocurre, debemos saber que nuestra fábrica de ladrillo se resistirá ante las acciones laterales de viento siempre y cuando se pueda inscribir en el interior de su espesor un arco con suficiente canto para que no aparezcan las tracciones y por tanto el fallo de nuestro cerramiento de ladrillo.

Si a estos detalles ignorados a lo largo del tiempo en las diversas normas existentes, le añadimos el agravante del desprecio de las acciones de viento sobre nuestras fachadas que se le ha otorgado en estos años a los cerramientos de ladrillo, obtenemos la gran existencia de patologías existentes en el parque constructivo que nos rodea.

Aun no siendo este la causa de la mayoría de las patologías existentes si nos debe hacer reflexionar sobre la manera de mejorar y analizar correctamente el uso correcto de nuestros muros de fábrica en especial los cerramientos de fachada, muy abandonados a la suerte de la ejecución histórica.

El análisis realizado sobre las fábricas de ladrillo en este proyecto, tiene como objetivo la reflexión sobre la ejecución que hoy en día realizamos a nuestras fachadas de ladrillo, sobre todo en los puntos y encuentros significativos ante la acción horizontal de viento y la respuesta que la fachada tiene ante dichos esfuerzos, para poder aproximar unas soluciones constructivas validadas por el Código Técnico.

1.2 Objetivos.

Ante la necesidad de una revisión de nuestras fachadas de ladrillo actualmente construidas y con la entrada en vigor del Código Técnico se abren nuevas vías de análisis en la ejecución de los muros de fábrica.

El siguiente proyecto tiene por objetivo analizar el modelo constructivo que nos ha llevado hasta hoy la ejecución de nuestras fachadas de ladrillo, siendo objeto imprescindible ante la creciente altura de nuestros edificios y por ende de las fachadas de ladrillo, analizar la capacidad resistente de las mismas ante las acciones laterales de viento que originan una preocupación creciente.

Un apartado tan significativo entrado en vigor con el nuevo Código Técnico, nos aporta en su documento DB SE-F, una relación de consideraciones a tener en cuenta desde el punto de vista analítico de la misma y a través de esos resultados calculados poder ejecutar unas soluciones constructivas acordes con las necesidades señaladas por dichos cálculos.

La investigación realizada a través de dicho apartado específico del Código Técnico además, se le ha introducido un nuevo análisis visual de concentración de cargas sufridas por el cerramiento de ladrillo, de modo que podamos ver y reflexionar sobre los puntos débiles de los muros de fábrica sometidos a estos esfuerzos de viento.

Este modelo de análisis de las fábricas de ladrillo a través de elementos finitos, ha sido desarrollado para elementos de hormigón, siendo así posible su estudio y su avance tan exponencial estos últimos años, gracias al desarrollo experimentado en este campo en contraposición de lo sucedido con las fábricas de ladrillo.

Como objetivo último de esta línea de investigación, el desarrollo de unos detalles constructivos derivados de los cálculos precedidos en el proyecto, se intenta resolver los defectos adquiridos en la ejecución de las fachadas actuales, para un mejor comportamiento ante las acciones de viento, evitando así la rotura del muro de fábrica

1.3 Organización del documento.

En el proyecto encontraremos los siguientes capítulos donde se explica el proceso final de esta investigación:

CAPITULO 1

Este capítulo presenta la idea general del proyecto, se define el tema de estudio y se sitúa el contexto general de la investigación, describiendo sus fases y sus objetivos.

CAPITULO 2

Este capítulo muestra la evolución de la fábrica de ladrillo a lo largo del tiempo, desde su carácter estructural, comportándose como muro de carga hasta la utilización actual de estructura no portante. Los diferentes estados por la que ha sido considerada los cerramientos de ladrillo e ilustrar mediante figuras el comportamiento y soluciones constructivas diseñadas en cada época, según la necesidad conceptual de las distintas fases de la evolución.

CAPITULO 3

Este capítulo analiza la estabilidad de las fábricas de ladrillo según el Código Técnico, realizando un recorrido a través de los distintos documentos de la norma, para poder primero, elegir la fachada adecuada a la norma y posteriormente evaluar los aspectos expuestos en el DB SE-F referidos a la estabilidad de los cerramientos de ladrillo ante las acciones horizontales de viento.

CAPITULO 4

Este capítulo ejemplariza el método de análisis mediante elementos finitos de los cerramientos de fábrica de ladrillo que corresponde a la fachada anteriormente calculada en base a la norma, introduciendo el concepto del propio método y repasando las investigaciones relacionadas sobre el método de elementos finitos aplicados a los cerramientos expuestos anteriormente.

CAPITULO 5

Este capítulo desarrolla las conclusiones analizadas en los cálculos de la fábrica analizada, de modo que, se propondrá una serie de detalles constructivos para el correcto funcionamiento entorno a la estabilidad de la fábrica de ladrillo ante las acciones horizontales de viento.

2. EVOLUCIÓN DE LA FÁBRICA DE LADRILLO

2.1 Introducción.

La fábrica de ladrillo a lo largo del tiempo ha ido variando la concepción de su uso, debido a las circunstancias y a las necesidades de los proyectistas a la hora de diseñar las grandes obras realizadas con fábrica.

Su uso tan generalizado como principio de las grandes estructuras de las obras diseñadas, se debe a su gran facilidad de construcción y su amplia disponibilidad de los materiales constituyentes necesarios para ello, así como su durabilidad de este tipo de construcciones, cuyas manifestaciones se pueden observar aún hoy en día. Basta con nombrar las grandes obras del imperio romano o las grandes iglesias y catedrales europeas, para darnos cuenta de la magnitud de las construcciones diseñadas con fábricas de ladrillo, que hoy en día podemos disfrutar.

La obra de fábrica está presente desde tiempos inmemoriales en diversos tipos de construcciones a través de la historia de la humanidad, las cuales forman parte del patrimonio histórico de la misma.

Su construcción consiste en la superposición de bloques de piedra o de unidades de ladrillo dispuestas unas sobre otras, bien sea con junta seca o con algún tipo de material ligante como el mortero.

La utilización de la fábrica de ladrillo como material estructural a la vez que se usaba de envolvente de los edificios, eso sí, utilizado como muros de carga, han ido evolucionando como se verá más adelante, por la necesidad de los proyectistas de dotar de menor espesor y mayor ligereza a la envolvente de los edificios que encierra.

El porqué de la utilización de la fábrica en sus inicios como elemento estructural, la evolución que ha presentado a lo largo del tiempo y la fábrica tal y como la entendemos hoy en día, es lo que se intenta tratar en el capítulo actual.

La evolución que ha sufrido la fábrica de ladrillo desde los usos primarios de sus orígenes hasta ahora ha sido muy importante, tanto es así, que no solo ha cambiado su forma de ejecución dentro del edificio, sino que, ha variado su manera

conceptual de uso, pasando de ser un elemento estructural a ser un elemento no portante cuya función principal es ser la piel del edificio.

La norma ha ido evolucionando con respecto a estas características cambiantes de uso que se le han ido atribuyendo según las necesidades respecto al comportamiento general del edificio.

La cuestión de este tema no es otro que analizar cómo hemos evolucionado la fachada de ladrillo desde el punto de vista de la estabilidad de la misma, pues es obvio que no solo ha evolucionado en este aspecto, pues existen numerosísimos aspectos sobre los cuales nuestras fachadas primitivas, de las actuales han sufrido modificaciones, pero no son desarrolladas en el siguiente proyecto.

Es bueno echar un vistazo a la evolución de nuestras fachadas, para darse cuenta de que no hemos adaptado del todo bien, las ideas tradicionales de estabilidad de las fábricas desde tiempos de nuestros primeros proyectistas.

Saber cuáles son las ideas de estabilidad tradicional de las fábricas de ladrillo que han ido pasando generación tras generación es un buen ejercicio para comprender en qué estado de comprensión de las fábricas estamos actualmente.

2.2 La Estática Tradicional.

Como bien es sabido el tema de hacer estructuras traccionadas está plagado de dificultades y complicaciones de las cuales todos los proyectistas desde los inicios de la construcción han ido huyendo.

Esto ocurre en especial cuando queremos hacer una estructura de más de una pieza de material, de forma que tengamos que enfrentarnos con el problema de impedir que se separe por las uniones. Es ese el motivo de que los primeros proyectistas evitaran las estructuras traccionadas tanto como pudieron, e intentaron usar construcciones en las que todo trabajaba a compresión.

Con mucho, la forma más satisfactoria y más antigua de conseguirlo es el uso de la fábrica. De hecho, el inmenso éxito que han tenido las construcciones de fábrica se debe realmente a dos factores.

- Se evitan las tensiones de tracción, en especial en las uniones.

- Las limitaciones de proyecto, pues los grandes edificios de fábrica son construidos en la mente pre-científica.

De todos los distintos tipos de estructuras que se pueden construir, los edificios de fábrica, son los únicos en los que una fe ciega en las proporciones tradicionales no conduce automáticamente al desastre.

Esta es la razón desde el punto de vista histórico por la cual los edificios de fábrica son con mucho los trabajos del hombre más importantes.

Debemos el inicio de la construcción estructural de la fábrica a su excepcional comportamiento a los esfuerzos de compresión de la misma y sobretodo como hemos visto antes a la mente pre-científica de los primeros proyectistas, pero como conocieron esas propiedades de la fábrica fue un simple acercamiento al conocimiento en base a unos ejercicios de ensayo, con el método de prueba error.

Ese fue el principio del uso de la fábrica como elemento estructural, pues si se pueden construir torres de fábrica de más de 2 kilómetros de altura, entenderemos que los esfuerzos de los edificios construidos normalmente, son tensiones realmente bajas. El ejemplo admitido de que se pueden construir fábricas de más de 2 kilómetros de altura capaces de soportar su peso propio sin aplastar su base, se demuestra con una simple operación matemática, siendo que la densidad del ladrillo es 200 kN/m³ y la tensión de rotura del material es en general 40 kN/m², se puede entender la altura tan exagerada a la que se puede llegar con la fábrica sin que se aplaste por su base.

Hoy en día si sabemos que el ladrillo nunca se aplastará por su base antes de que colapse de otra forma, no debida a los esfuerzos de compresión sometidos por el peso propio.

Cuál es la razón de la caída de los cerramientos si no es debido a la tensión de aplastamiento, es una pregunta que se han hecho muchos proyectistas que desde el principio de las construcciones de los cerramientos de fábrica no era tan fácil de comprender.

La causa simplemente era que si la tensión real de los bloques era despreciable, lo que ocurre es que la estabilidad de las fábricas dependía de la verticalidad de la misma y de su resistencia a los esfuerzos externos de desestabilización.

Sin embargo, una cosa es darse cuenta de esto en general y otra saber con detalle que es lo que ocurre exactamente y además ser capaz de predecir cuando un edificio es estable o no. Para ello, para conseguir una comprensión más científica del comportamiento de la fábrica es necesario tratarla como material elástico.

Se debe tener en cuenta el hecho de que las piezas de la fábrica se deforman cuando están cargadas y que obedecen la ley de Hooke, y también resulta de gran ayuda utilizar los conceptos de tensión y deformación unitaria.

En el pasado para el pensamiento de los primeros arquitectos e ingenieros parecía improbable que los sólidos ladrillos que componían la fábrica pudieran deformarse de forma significativa bajo las cargas que actúan en el edificio, y fueron tratadas como si las fábricas fueran perfectamente rígidas.

Para comprender la deformación que tiene el ladrillo bajo su peso propio en un edificio de viviendas común, es un aspecto fundamental para comprender que existen dichas deformaciones. Los módulos de Young del ladrillo no son particularmente altos y esto hace que los movimientos de la fábrica no son tan pequeños como se puede suponer.

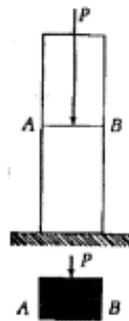
El análisis moderno de las estructuras de fábrica se basa en la simple elasticidad hookeana y además en cuatro hipótesis, que están justificadas por la experiencia son:

- Que las tensiones de compresión son tan bajas que el material no se romperá por aplastamiento.
- Que el uso de morteros ayuda a la transmisión de los esfuerzos de compresión sobre toda la superficie de unión y no a través de unos pocos puntos que sobresalen de su superficie.
- Que la fricción entre juntas es tan alta que no puede ocurrir una rotura debida a que los bloques se deslicen entre sí, de hecho no ocurre ningún tipo de movimiento debido al deslizamiento antes de que la estructura colapse.
- Que las juntas son incapaces de proporcionar ninguna clase de resistencia a tracción.

Por lo tanto el mortero no tiene como función pegar los ladrillos entre sí, sino que simplemente transmiten la carga de compresión más fácilmente.

Young estudió lo que ocurriría en un bloque de piedra, el cual se puede extrapolar el ejemplo como si se tratase de un muro, cuando soporta una carga vertical de compresión "P".

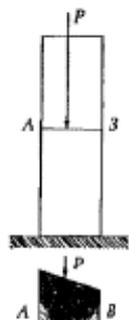
Si P actúa simétricamente a lo largo del eje de la pieza, es decir en el centro del muro, la fábrica estará uniformemente comprimida, y por tanto, la distribución de las correspondientes tensiones de compresión a lo largo del espesor del muro será también uniforme.



Distribución de las tensiones de compresión a lo largo de AB cuando P actúa en el centro.

Fuente: John E. Gordon "Estructuras o por qué las cosas no se caen"

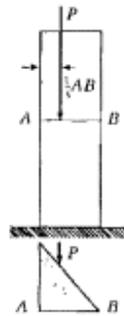
Supongamos ahora, que la carga vertical P se hace un poco excéntrica, es decir, ya no actúa exactamente a lo largo del eje del muro, las tensiones de compresión no pueden continuar siendo constantes y deben ser mayores a un lado que al otro de forma que puedan reaccionar adecuadamente contra la carga y mantenerla en equilibrio.



Distribución de la tensión de compresión a lo largo AB cuando P actúa de manera excéntrica pero dentro del tercio medio.

Fuente: John E. Gordon "Estructuras o por qué las cosas no se caen"

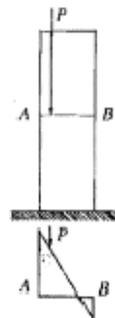
Hasta lo visto ahora, el mortero de la junta está bastante satisfecho porque todo el ancho de la junta trabaja de forma segura a compresión. Sin embargo si la carga se desplaza aún más del centro, de hecho al borde de lo que se llama el tercio medio del muro, puede aparecer el caso donde la distribución de tensiones es ahora triangular y la tensión es uno de los bordes de la pieza es nula.



Distribución de tensiones a lo largo de la sección y la tensión en B es nula cuando P actúa en el borde del tercio medio.

Fuente: John E. Gordon *“Estructuras o por qué las cosas no se caen”*

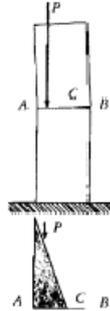
Cuando la carga se desplaza un poco más hacia afuera, pasa que la tensión en la cara opuesta del muro ha pasado de ser una compresión a ser una tracción. Como hemos dicho el mortero no soporta la tracción y la junta se agrieta. Con ello, no indicamos que el muro vaya a colapsarse de inmediato pero no debe ocurrir en el buen funcionamiento de las fábricas y por supuesto, no está permitido en las normas.



La tensión en B es ahora una tracción cuando P actúa fuera del tercio medio de la sección.

Fuente: John E. Gordon *“Estructuras o por qué las cosas no se caen”*

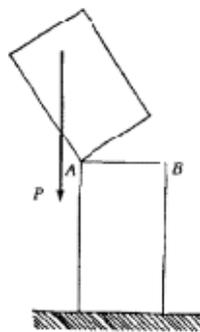
Lo que ocurre con esta situación es que la grieta se abre pero el muro continúa en pie descansando en las zonas que siguen en contacto.



La carga está soportada ahora por la superficie AC.

Fuente: John E. Gordon *“Estructuras o por qué las cosas no se caen”*

Que pasa entonces si la carga se sigue desplazando hacia afuera de la superficie del muro, se observa en el siguiente dibujo, y podemos darnos cuenta que como no es capaz de ningún tipo de esfuerzo de tracción, empezará a girar en una de sus juntas alrededor de uno de los bordes exteriores, se vencerá y caerá.



Cuando la carga P actúa fuera de A, el muro girará alrededor de A y caerá.

Fuente: John E. Gordon *“Estructuras o por qué las cosas no se caen”*

La conclusión que debemos sacar de la estática tradicional anteriormente analizada es lo que nos queda de ella en la normativa actual, y justamente nos queda que el apoyo de las piezas de ladrillo para su estabilidad, debe de ser de al menos 1/3 de la base del mismo, cuyo razonamiento no es explicado nada más que por razones puramente tradicionales y de que siempre se ha hecho así.

2.3 La Evolución constructiva de las Fábricas.

Suponemos que la solución constructiva de las fábricas que hoy en día usamos para edificar las fachadas de nuestros edificios es fruto de un largo proceso de prueba error confirmado por una amplia experiencia, pero más bien podemos decir que, la solución convencional actual es el resultado de recientes y sucesivas alteraciones del antiguo muro macizo y portante.

Modificaciones cuyo único objetivo eran optimizaciones parciales que fueron realizadas a lo largo de este siglo sin mayor análisis de las consecuencias que implicaban para su comportamiento global.

El muro tradicional macizo de 1 pie y 1/2 de espesor satisfacía básicamente las exigencias más importantes que se le pide a la fábrica de ladrillo que son, su resistencia y su confort en todos los ámbitos que este abarca en las normas actuales.

Durante el siglo XIX se empezaron a diseñar grandes transformaciones constructivas que iban a desembocar en las ideas de fachada de hoy en día. La idea de la economización de los planteamientos llevó al límite la delgadez de todos los elementos verticales y esa economización unido a la voluntad de ligereza de los arquitectos, introdujo la cerámica hueca en nuestras fachadas.

Más adelante con los planeamientos urbanísticos modernos, los edificios incrementaron su altura y multiplicaron su volumen, pero sin embargo las técnicas de construcción tradicionales se extrapolaron desde los edificios de menor compromiso estructural y además fueron reduciendo sus espesores de fachada.

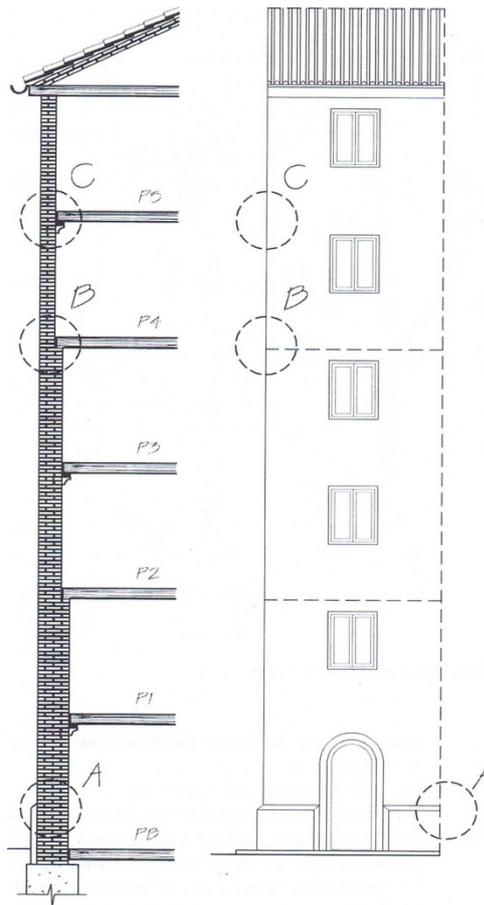
2.3.1 Muro de carga homogéneo y grueso.

Estamos hablando de las construcciones de mediados del siglo XIX, donde las estructuras de fábrica con muros de carga de hasta 6 plantas de altura con muros homogéneos y de gran espesor eran los más prolíficos de la época.

Los muros eran más gruesos en las plantas inferiores que en las sucesivas plantas superiores, ese espesor iba desde 1 pie y 1/2 de espesor en plantas bajas, para convertirse en muros de 1 pie de espesor en las plantas superiores.

El comportamiento de los forjados respecto a los muros, eran forjados que no generaban torsión a las fábricas, pues en su ejecución el forjado estaba construido mediante apoyo simple en los muros. Como es lógico en las plantas superiores, la superficie útil de las viviendas del edificio era superior a las de sus plantas inferiores, pues el espesor del muro era inferior.

La fachada y la estructura constituyen una unidad estabilizada por los muros ortogonales de arriostramiento. El muro macizo tradicional satisfacía las exigencias más importantes de la construcción y del confort gracias a su espesor. Soportaba importantes cargas y además era ampliamente capaz de garantizar la estanqueidad y proporcionar un aislamiento térmico aún mayor.



Esquema general de un edificio de mediados de siglo XIX

Fuente: Josep M^a Adell Argilés "Arquitectura sin fisuras"

2.3.2 Finales del siglo XIX, “Cavity Wall” cargado.

El inicio de la construcción del muro como una doble hoja unida entre sí por unas llaves de sujeción, dio su origen en Reino Unido a finales del siglo XIX, debido a la publicación del Buildings Journal en Inglaterra.

Es denominado el Hollow Wall y es utilizado como procedimiento para evitar la entrada de agua al interior de la edificación, en el duro clima británico, esto constituye lo que posteriormente se denominará el Cavity Wall en Centroeuropa a comienzos del siglo XX.

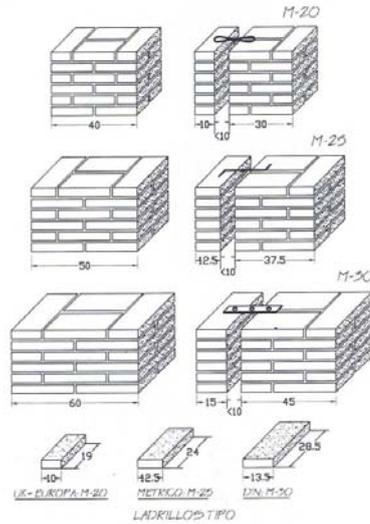
La estructura del muro de carga homogéneo se separa en dos hojas, con una cámara de aire intermedia, donde la hoja interior es gruesa y portante, y la hoja exterior es delgada y está atada a la interior con llaves que soportan las acciones de viento.

Las partes que componen ese muro llamado Cavity Wall, son las dos hojas nombradas anteriormente y unas llaves que los unen que están tratadas con productos anticorrosión de diversos tipos. Los gruesos de las fábricas son módulos del ancho del medio pie del ladrillo local. La hoja exterior tendrá el espesor mínimo del medio pie ingles que son 9 cm.

Como el espesor de la unidad de ladrillo inglés es distinto a la del resto de ladrillos usados en España, debemos saber que la capacidad resistente también varía para una misma altura de planta.

Según la revista inglesa Buildings Journal, para 3 plantas de altura de un edificio, es suficiente con un espesor de hoja interior de 1 pie, que es la que recibirá las cargas de la estructura pues es la parte del muro de dos hojas portante, la hoja exterior tiene libre movimiento y no está cargada.

La fachada y la estructura constituyen una unidad estabilizada por los muros ortogonales de arriostramiento.



Detalle de la realización del Cavity Wall a finales del siglo XIX

Fuente: Josep M^a Adell Argilés “Arquitectura sin fisuras”

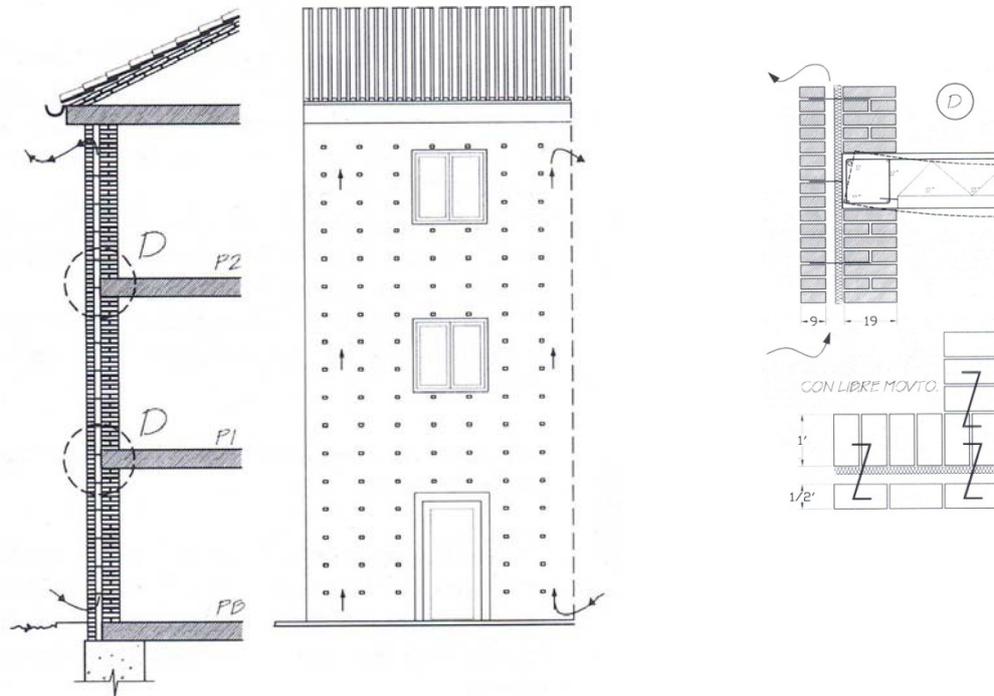
2.3.3 Centroeuropa durante el siglo XX, “Cavity Wall” cargado.

Las estructuras de hormigón armado empiezan a tomar en fuerza en las construcciones de la época y con ello los edificios en altura con estructuras reticulares, especialmente para edificios de oficinas y edificios singulares, donde si es verdad no se usa la fábrica de ladrillo.

Las fábricas en cambio se siguen empleando sólo para edificios de 3 o 4 plantas donde el muro de carga Cavity Wall se hace con los gruesos mínimos que ofrece el largo y el ancho de los ladrillos locales.

El Cavity Wall poseía las siguientes características:

- La hoja interior cargada de 1 pie de espesor
- Hoja exterior de 1/2 pie pasando delante del forjado
- Llaves de atado metálicas que atraviesan la cámara
- Ventilación de la cámara con huecos abajo y arriba
- Aislamiento en cámara junto a la hoja interior
- Hoja exterior sin juntas de movimiento
- Las llaves permiten movimientos diferenciales entre hojas

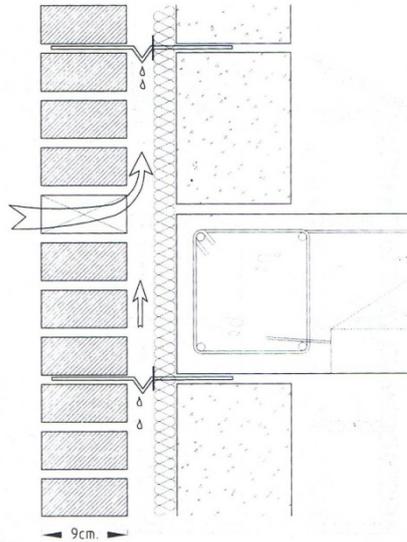


Esquema general de un edificio a principio del siglo XX con Cavity Wall

Fuente: Josep M^a Adell Argilés "Arquitectura sin fisuras"

Como características generales del Cavity Wall usado en esta época podemos valorar los siguientes puntos:

La hoja exterior es pasante con libre movimiento, los forjados que cargan apoyando en todo el ancho de la hoja interior del muro de carga, los posibles movimientos del forjado sobre su apoyo, no generan fisuración visible en fachada, el comportamiento higrotérmico de la fachada, es idóneo sin generarse puentes térmicos.



Detalle del funcionamiento del Cavity Wall

Fuente: Josep M^a Adell Argilés "Arquitectura sin fisuras"

2.3.4 España principios del siglo XX, muro de carga.

Las estructuras de hormigón y acero, así como en Centroeuropa ya empiezan a ser utilizadas, para nuestro país es todavía demasiado caro construir con ellas, por eso nuestros edificios continúan siendo ejecutados con muros de carga de hasta 6 plantas.

Las características del muro de carga español de la época reunían las siguientes propiedades de ejecución:

- Hoja exterior de carga y de espesor de 1 pie o 1 pie y 1/2.
- El forjado era visto con el zuncho perimetral del forjado enrasado a la fábrica de ladrillo.
- Hoja interior delgada entre forjados.
- No existía la cámara de ventilación entre hojas.
- Se ejecutaban arcos de fábrica sobre los huecos.

Los empujes ejercidos por el viento son soportados por la hoja exterior cargada, no se requieren llaves para transmitir los esfuerzos a la hoja interior, por ello,

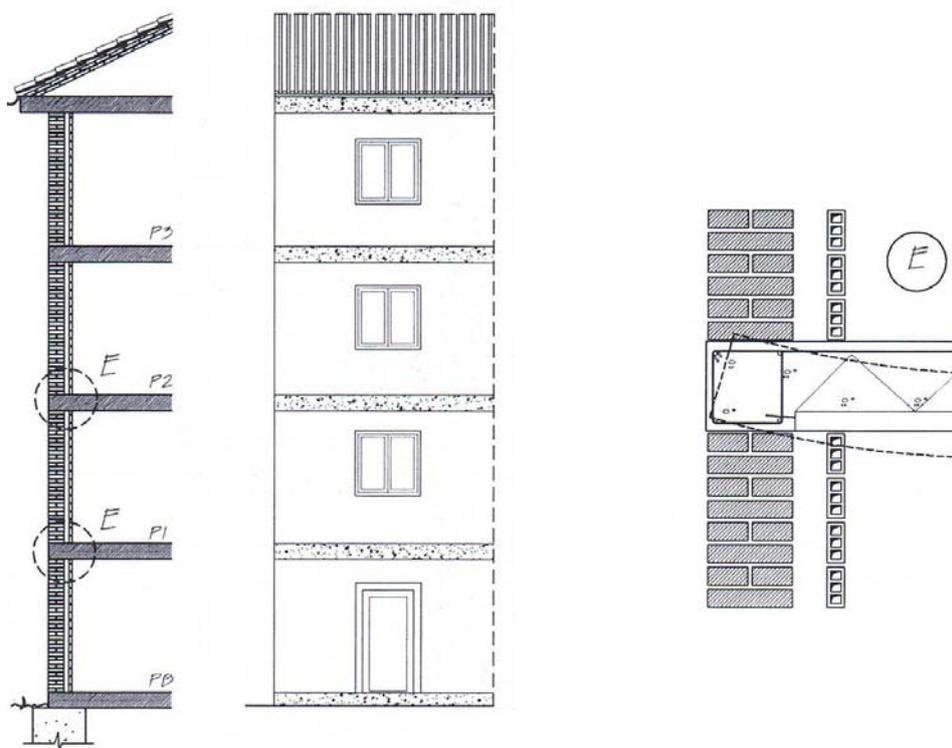
la hoja interior puede llegar a ser muy delgada. La humedad infiltrada entre las hojas se seca con el sol sin ventilar la cámara.

No había exigencias de aislamiento frente a los forjados, los forjados cargaban sobre todo el grueso del muro exterior y los muros de carga se traban con los muros de arriostramiento ortogonales a ellos.

Los movimientos del forjado pueden llegar a producir fisuras en el tendel justo debajo del apoyo, pero son poco apreciables visualmente.

La buena climatología española permite que los gruesos muros de carga desfasen la entrada de humedad a la cámara y permite desecarse por transpiración de la fábrica de ladrillo.

No existe el concepto de puente térmico, así pues los forjados generan las pérdidas de energía de los edificios.



Esquema general de un edificio a principio del siglo XX en España con muro de carga

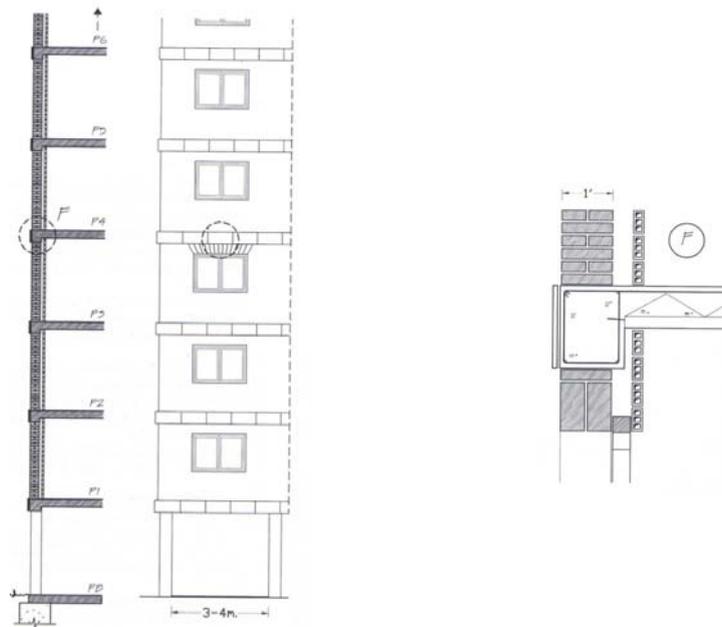
Fuente: Josep M^a Adell Argilés "Arquitectura sin fisuras"

2.3.5 España años 60, esqueleto de hormigón, muros de cerramiento.

En España empiezan a construirse edificios con estructuras porticadas de hormigón y acero, dando lugar a la aparición del muro de cerramiento único en Europa.

Dichos edificios poseen las siguientes características:

- Vigas de canto en bordes de forjado.
- Soportes distanciados entre sí sobre unas luces entre 3 - 4 m.
- Chapados pétreos en los frentes de forjado.
- La hoja exterior del cerramiento de 1 pie de espesor.
- La hoja interior del cerramiento ejecutada con ladrillo hueco sencillo.
- Sin juntas de cerramiento entre cerramiento y estructura.
- La hoja exterior queda semiempotrada en el pórtico, lo cual impide su movimiento, pero soporta los empujes de viento.
- No se utilizan llaves de atado entre las dos hojas que componen el cerramiento.
- Sobre los huecos de fachada se ejecutan arcos adintelados.



Esquema general de un edificio en España en los años 60 con cerramiento de 1 pie

Fuente: Josep M^a Adell Argilés "Arquitectura sin fisuras"

En los comienzos de las estructuras de hormigón aplicadas en los edificios, cabe decir que, los forjados eran mucho menos esbeltos que en la actualidad, con luces pequeñas entre pilares y con vigas de canto, lo que lo convertía en estructuras de escasa deformación.

Algo muy importante a tener en cuenta en esta época es que nace el cerramiento de 1 pie de espesor recatado a la estructura, algo que no ocurre en ningún lugar de Europa.

El muro en todo su espesor apoya sobre la gruesa viga de canto, las vigas de los forjados que quedan al descubierto como frentes de forjado se chapan posteriormente con aplacados de piedra cogidos con mortero y alambres galvanizados.

2.3.6 España años 70, sobrevuela el ladrillo respecto al pórtico.

Las estructuras porticadas crecen en los edificios de nuestro país, y sus esqueletos empiezan a crecer en altura ante la demanda de estos edificios en altura.

Ello conlleva a que los cerramientos de fábrica adelgacen su espesor, y se incrementen las luces estructurales.

Se exige a nuestros edificios de la época mayor aislamiento para mejorar energía. Como características de los edificios de la época destacamos:

- Vigas de canto en los bordes de forjado.
- Soportes distanciados a luces de 4 – 5 m.
- La hoja exterior del cerramiento empieza a estar semivolada para aislar el forjado, el espesor del cerramiento en su hoja exterior es de 1/2 pie y las mochetas de las ventanas de 3/4 pie.
- Se revoca la hoja interior contra la humedad.
- En las cámaras de aire se incorpora mantas de aislamiento.
- La hoja interior es de tabique hueco sencillo.
- No se ejecutan todavía juntas de movimiento entre el cerramiento y la estructura.

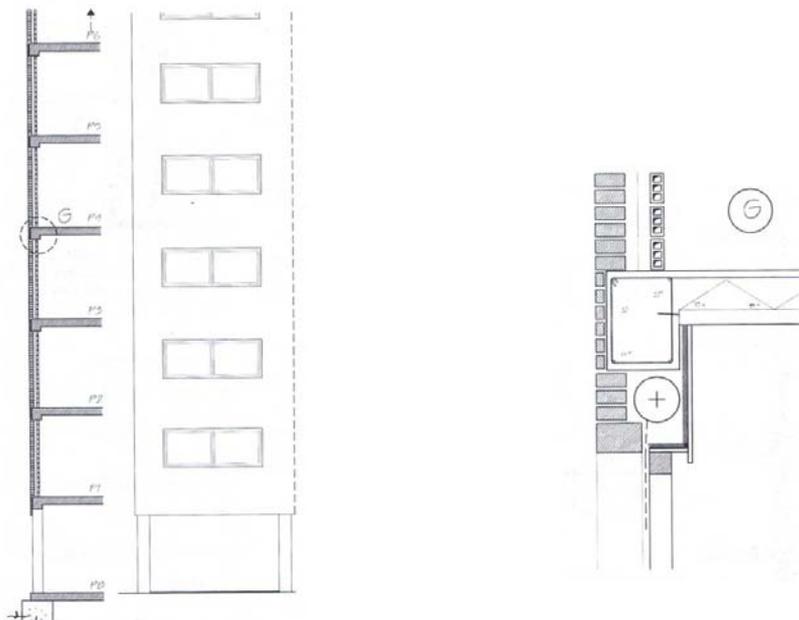
- La hoja exterior está empotrada en el pórtico, con el que se impide su movimiento pero le hace soportar las presiones de viento.
- No se utilizan llaves de atado entre las dos hojas.
- Se utilizan los cargaderos de acero o viguetas de hormigón pretensado.

La aparición de los cerramientos semivolados por el frente del forjado, surgen a raíz de que los forjados no deben ser puentes térmicos en el edificio y para protegerlos se chapa los frentes de forjado con la fachada semivolada.

Se compromete la estabilidad de la hoja de cerramiento por los lógicos desajustes en el frente del forjado y en la vertical de la estructura de hormigón.

Las jambas de los huecos que son de 1 pie o de 3/4 pie de espesor, donde se fija los cercos de la carpintería exterior, contribuyen a estabilizar el cerramiento.

Al crecer en altura los esqueletos de hormigón de nuestros edificios de la época, se les exige un mayor rigor en el replanteo de los frentes de forjados de cada planta, la cual cosa, no garantiza el apoyo adecuado en cada planta de la hoja de cerramiento semivolada sobre el forjado.



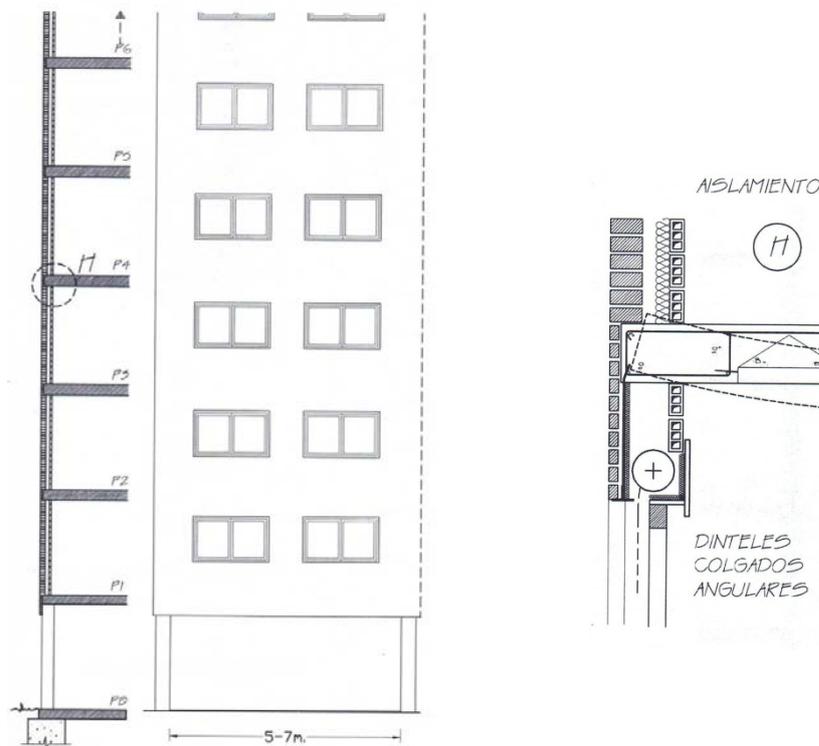
Esquema general de un edificio en España en los años 70 con hoja exterior del cerramiento semivolada de 1/2 pie

Fuente: Josep M^a Adell Argilés "Arquitectura sin fisuras"

2.3.7 España años 80, ductilidad de la estructura, cerramientos de 1/2 pie.

Las estructuras porticadas de los edificios, se convierten en mucho más altas y más ligeras, eso conlleva a unos cambios de ejecución de la estructura de hormigón de los edificios que afectará a los cerramientos de 1/2 pie de la época. Las características de los edificios de la época son:

- Vigas planas en el forjado.
- Soportes distanciados cada vez más, ahora a luces de 5 – 6 m.
- Hoja exterior del cerramiento sigue siendo semivolada para aislar el forjado, pero el espesor es de 1/2 pie, desapareciendo los 3/4 pie de las mochetas.
- Se prescinde del revoco de la cara interior.
- Se utilizan láminas de aislamiento en la cámara de aire existe entre las hojas del cerramiento.
- La hoja interior del cerramiento sigue realizándose con ladrillo hueco sencillo.
- No existen juntas de movimiento entre la estructura y el cerramiento.
- La hoja exterior está empotrada en el pórtico por lo que, se impide su movimiento pero se le hace resistente ante los empujes de viento.
- No se utilizan llaves de atado entre las dos hojas del cerramiento.



Esquema general de un edificio en España en los años 80 con hoja exterior del cerramiento semivolada de 1/2 pie

Fuente: Josep M^a Adell Argilés "Arquitectura sin fisuras"

El uso de las vigas planas en los forjados es inevitable, ante el creciente incremento de las luces estructurales, por ello, es mayor la deformación de la estructura de apoyo del cerramiento y por consecuencia el agrietamiento de la fábrica de ladrillo exterior.

Aparecen los cuelgues de los forjados de los petos de fábrica, con gruesos mínimos de 3 cm. Los cargaderos de los huecos corridos se aplican con angulares colgados. Para ello, se descarnan las armaduras de tracción de las vigas de borde, para soldar redondos de los que colgar los angulares.

2.3.8 España años 90.

En la actualidad los edificios de estructura de hormigón han aumentado su esbeltez y se han incrementado notablemente el número de plantas a ejecutar en los edificios.

Se sigue ejecutando la hoja exterior del cerramiento con ladrillo de 1/2 pie de espesor, y las características más generales de los edificios son:

- Vigas planas en los cantos de forjado.
- Luces entre pilares de 5 – 6 m.
- La hoja exterior del cerramiento se ejecuta semivolada para aislar los forjados, con espesor de 1/2 pie.
- Se coloca aislamiento en el trasdós de la hoja exterior, ya bien sea, proyectado o laminado.
- La cámara de aire sigue sin ventilar.
- Hoja interior de ladrillo hueco sencillo, aunque se empieza a utilizar la hoja interior del cerramiento con paneles de yeso laminado.
- Sin juntas entre estructura y cerramiento.
- Hoja exterior semiempotrada en el pórtico, que impide su movimiento pero que actúa correctamente ante las fuerzas de acción del viento.
- Sin llaves de atado entre hojas.
- Se recurre a angulares soldados en los extremos de los forjados, para lograr los apoyos del cerramiento cuando éste se queda sin el mismo.

Como podemos observar se agudizan los criterios de los años 80 y aparecen las lesiones de agrietamiento debido a las deformaciones estructurales excesivas, consecuencia de una normativa poco restrictiva ante las flechas de los forjados de hormigón armado.

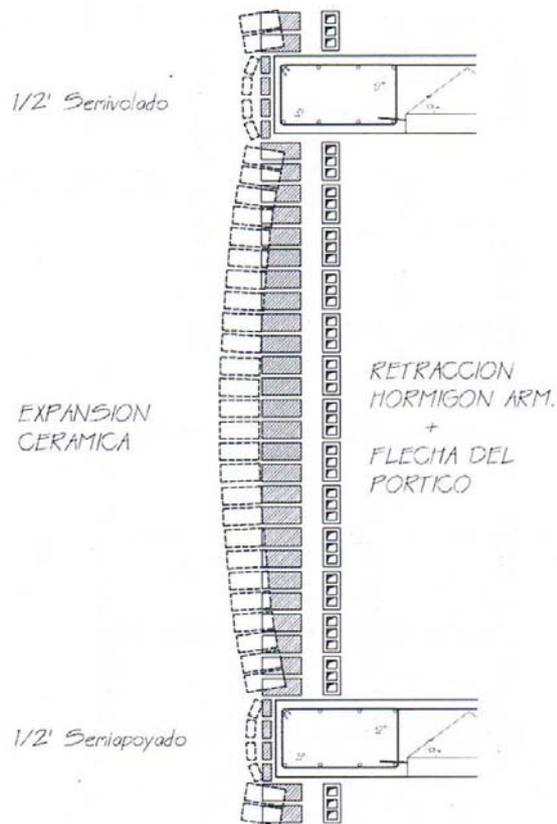
La acción del viento es soportada por los forjados por la menos luz vertical existente entre ellos, en relación con la mayor luz horizontal existente entre soportes.

No se emplean llaves de sujeción entre las dos hojas, aún siendo la hoja interior un tabique muy delgado y ligero o de panel de yeso laminado.

Se mantiene el tipo de construcción semiapoyada, sin juntas de movimiento horizontales bajo los forjados, se incrementan las alturas de edificación y la longitud de los voladizos.

Empiezan a aparecer los desprendimientos en las fachadas, debido a las causas anteriormente descritas, pues seguimos teniendo el mismo tipo de cerramiento para una estructura mucho más deformable.

Empieza a verse necesario el independizar la estructura del cerramiento, para liberalizar los movimientos independientes de cada uno.



Esquema general de un edificio en España en los años 90 con hoja exterior del cerramiento semivolada de 1/2 pie

Fuente: Josep M^a Adell Argilés "Arquitectura sin fisuras"

3. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA FÁBRICA

3.1 Introducción.

La comprensión de las condiciones que debe cumplir un cerramiento de fábrica de ladrillo a la hora de ser diseñado y construido requiere el conocimiento y aplicación de varios de los documentos que encontramos en el Código Técnico, dispersos y entrelazados, lo que dificulta mucho la labor del proyectista.

Así pues, habrá de comenzar por el diseño del espesor mínimo de la composición de las hojas de fachada y esto se encuentra en el libro 9 de dicho documento DB HS Salubridad.

Una vez esté decidido y cumpla con esas condiciones deberemos tener en cuenta las condiciones estáticas de la fábrica y esto lo encontraremos en el libro 5 de dicho documento DB SE-F Seguridad Estructural Fábricas, en donde para todos los cálculos requeridos en el documento deberemos apoyarnos en el DB SE y DB SE-AE el cual, nos aporta todas las bases de cálculo y acciones tanto externas como propias que soporta el edificio en condiciones normales.

Posteriormente el proyectista deberá comprobar la fachada bajo el aspecto higrotérmico con el documento DB HE Eficiencia Energética para saber si el aislamiento proyectado es suficiente para cumplir con las exigencias de dicho documento o debe aportar más soluciones al respecto y por último no debe olvidar la aplicación de un último documento el DB HR Protección contra el Ruido aunque este último cabe decir que la mayoría de soluciones de fábricas cumple con lo establecido, más aún si cabe cuando la forma de construir la fachada de ladrillo de nuestra época y más aún de nuestra zona levantina va encaminada a la construcción de la fachada de doble hoja constituida por una hoja de $\frac{1}{2}$ pie en su cara externa y otra hoja de ladrillo LH-7 en la parte posterior del muro y entre ambas un aislamiento ya bien sea de lana de roca u otro tipo de al menos 5 cm de espesor que asegura un conjunto del muro de al menos 24,5 cm.

En el documento básico DB HS Salubridad encontramos también unas soluciones constructivas de la fachada, sobretodo en los encuentros o puntos singulares donde la precaución debe ser extrema a la hora de diseñar y ejecutar

nuestro muro de fachada, pues es ahí donde se encuentran los mayores errores y por consiguiente se concentra el mayor número de patologías de la fachada de ladrillo.

Con todas estas indicaciones el proyectista debe conseguir el proyecto satisfactorio de la fachada de ladrillo ajustándose a los requerimientos necesarios por todos los documentos del nuevo Código Técnico, pero no por ello renunciar a lo que estéticamente establezca el proyectista para su edificio.

Para ello en este capítulo del proyecto se va a estudiar las exigencias de la fábrica de ladrillo con respecto a los documentos descritos para posteriormente poder ejecutar algunas de las soluciones constructivas más aconsejables sobretodo en los encuentros y puntos singulares, porque no debemos olvidar que la construcción satisfactoria de la fachada en conjunto con el resto del edificio nos proporcionará a tranquilidad de evitar las famosas patologías desprendidas de una mala ejecución y más aún, de una mala definición de nuestras soluciones en el proyecto de esta.

Como aplicación de uno de los puntos clave de este capítulo se hará hincapié en un apartado del DB SE-F en el que se habla del comportamiento resistente del muro de fábrica en fachada como un arco estribado en sus extremos en el que mediante unos cálculos sabremos cual es la distancia máxima permitida entre pilares o forjados, es decir, entre articulaciones, sobre la cual la fábrica de ladrillo es estable ante las acciones laterales que soporta la fachada.

Ese estudio es imprescindible, pues cabe recordar que antes de cualquier exigencia marcada por cualquiera de los documentos y libros normativos en los que se hace referencia a los muros de fábrica en este caso, aplicados a las fachadas, lo más importante es la propia estabilidad de la fábrica de ladrillo por sí mismo y ante las acciones que es capaz de soportar.

3.2 La elección del muro de fachada.

3.2.1 Documento Básico Salubridad.

La elección del muro que compone nuestra fachada del edificio, lo empezamos a confeccionar en nuestro proyecto en el Documento Básico DB HS como hemos comentado anteriormente, para ello en el artículo 2.3 de dicho documento describe a través de unas tablas el grado de impermeabilidad mínimo que debe tener dicho muro de fábrica exigido para fachadas frente a la penetración de las precipitaciones en función de la zona pluviométrica y el grado de exposición al viento.

Al empezar a elegir nuestro tipo de fachada debemos hacer referencia a la clasificación establecida en el código DB HS en el artículo 2.3.1 donde se indica el tipo de terreno sobre el cual está situado nuestro edificio, así pues la clasificación es la siguiente:

- Terreno Tipo I: Cerca del mar o de un lago con una zona despejada de agua en la dirección del viento de una extensión mínima de 5 Km.
- Terreno Tipo II: Terreno rural llano sin obstáculos.
- Terreno Tipo III: Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados tales como arboles o pequeñas construcciones.
- Terreno Tipo IV: Zona urbana, industrial o forestal.
- Terreno Tipo V: Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura.

Según la elección de nuestro tipo de terreno sobre el cual se encuentra expuesta nuestra fachada el artículo referenciado nos indica que se tratará de una zona E0 cuando nuestro terreno sea del tipo I, II, III y en todos los demás casos será una zona de tipo E1.

Con estos datos podemos entonces acercarnos a la tabla 2.6 del mismo artículo donde introduciremos este dato.

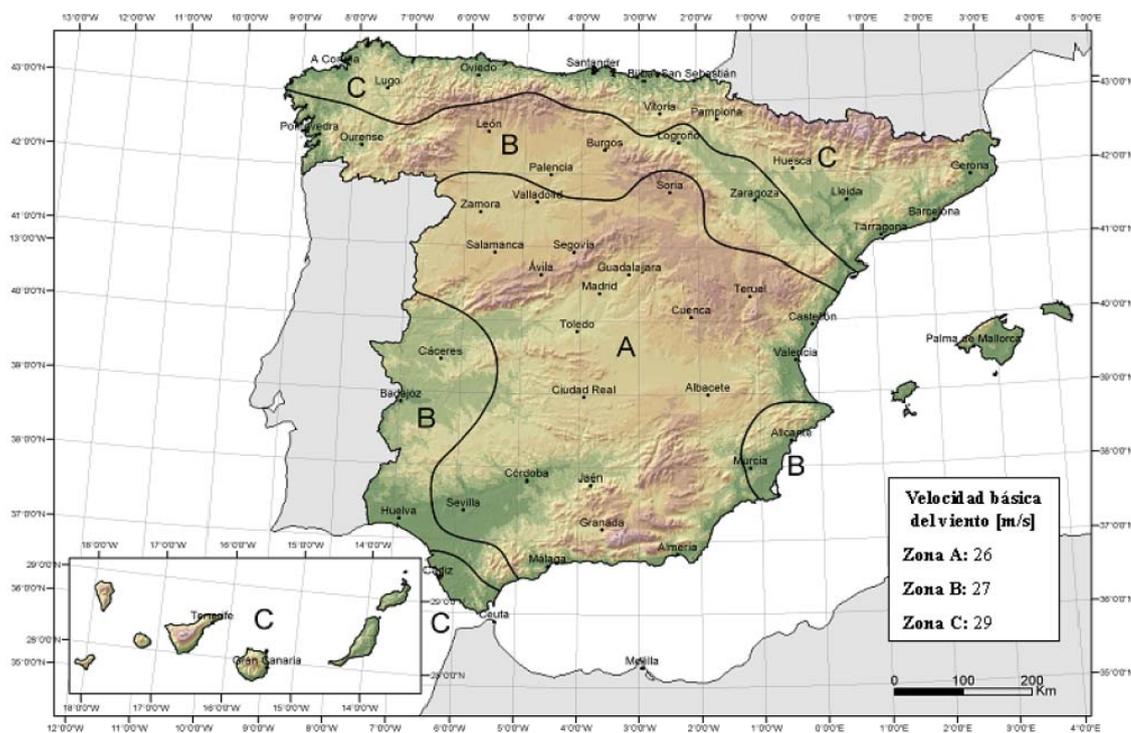
Tabla 2.6 Grado de exposición al viento

		Clase del entorno del edificio					
		E1			E0		
		Zona eólica			Zona eólica		
Altura del edificio en m	≤15	A	B	C	A	B	C
	16 - 40	V3	V3	V3	V2	V2	V2
	41 – 100 ⁽¹⁾	V3	V2	V2	V2	V2	V1
		V2	V2	V2	V1	V1	V1

⁽¹⁾ Para edificios de más de 100 m de altura y para aquellos que están próximos a un desnivel muy pronunciado, el grado de exposición al viento debe ser estudiada según lo dispuesto en el DB-SE-AE.

Tabla de grado de exposición

Esta tabla nos aportará el grado de exposición al viento sobre el cual nuestra fábrica de ladrillo será sometida, según también, a otros dos parámetros que es la altura del edificio como bien se ve en dicha tabla y a la zona eólica que se muestra en el siguiente mapa según el cual pueden ser tres tipos de zonas.



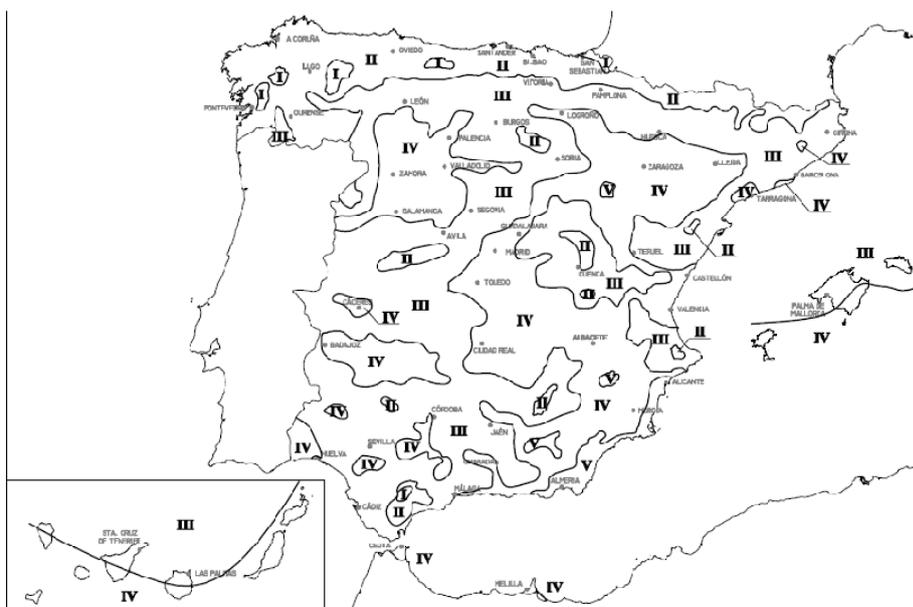
Mapa de valores de zonas eólicas

Una vez más introduciendo el valor de la altura total de nuestro edificio y el valor de nuestra zona eólica en la que está situado nuestro edificio, la tabla de grado de exposición al viento nos aportara un coeficiente que variará en función de los parámetros elegidos.

Nos pondríamos entonces a buscar nuevamente la tabla de las zonas pluviométricas que dependerá de un mapa de zonas acotadas con una clasificación según la situación geométrica de nuestro edificio, sobre la que introduciríamos los datos que ya hemos obtenido anteriormente para obtener el coeficiente que tendríamos que usar para poder calcular nuestra fachada de ladrillo en todas las operaciones que nos exija la norma.

		<i>Zona pluviométrica de promedios</i>				
		I	II	III	IV	V
Grado de exposición al viento	V1	5	5	4	3	2
	V2	5	4	3	3	2
	V3	5	4	3	2	1

Tabla de zonas pluviométricas de promedio



Mapa de índice pluviométrico anual

Lo que debemos extraer de todas estas tablas es, simplemente, coeficientes y parámetros sobre los cuales cuando vayamos al siguiente documento básico a analizar la entidad de nuestra fábrica de ladrillo deberemos incorporar a las fórmulas de cálculo especificadas.

3.2.2 Documento Básico Seguridad Estructural.

En este documento básico encontraremos el fundamento de las operaciones a realizar en la ejecución de nuestro muro de fábrica en fachadas, es imprescindible para el desarrollo de cualquier proyecto hacer operaciones de las que extraemos nuestro resultado final acorde con nuestra solución constructiva adoptada.

La acción sobre la cual basamos nuestras operaciones se debe a los aspectos relacionados con la acción del viento, no es el único obviamente, pero si es el aspecto que debe tener una relevancia mayor, más aún si lo que realmente estamos resaltando de este documento básico es el cálculo de la fábrica, pues no hay que olvidar que la primera premisa que debemos exigir a nuestra fachada es la estabilidad por encima de las demás exigencias de la norma.

Anteriormente se ha explicado la capacidad de la fábrica de ladrillo de resistir las fuerzas de compresión, a las que se le somete dentro de un conjunto estructural. Tampoco debemos olvidar que una fábrica de ladrillo analizada como fachada, si está bien resuelta, no debería ser portante de ninguna carga transmitida por la estructura del edificio, pues es simplemente la piel del mismo, por lo tanto, lo que le afecta directamente en cuanto a esfuerzos que debe soportar es la acción horizontal (el viento).

El artículo 3.3.1 en el párrafo 1 nos dice que “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 el racheo del viento”.

Como anteriormente, en el proceso que hemos seguido se ha determinado la ubicación sobre el cual va estar construido nuestro edificio y los factores que van a

ejercer sobre la fábrica, podemos conocer la distribución y el valor de las presiones que va ejercer el viento sobre nuestra fachada de ladrillo.

Para ello el documento básico de Seguridad Estructural Acciones en la Edificación nos aporta las bases de cálculo a realizar en nuestro proyecto para la confección satisfactoria de nuestra fachada de ladrillo.

En el artículo 3.3.2 párrafo 1 se explica “La acción del viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b c_e c_p$$

Siendo:

- q_b La presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ KN/m}^2$.
- 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 el artículo 3.3.3. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura de 2,0.
- 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.

Con la fórmula anteriormente descrita se comprueba la acción del viento sobre nuestra fachada y los empujes que va a recibir por motivo de esa acción de fuerza.

En las siguientes tablas podremos comprobar el valor que debemos aportar a la fórmula anterior para continuar nuestro cálculo.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

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

Tabla de valores de coeficiente de exposición

La tabla de coeficiente de exposición sustituirá en la fórmula de acción del viento al concepto c_e según el caso, que en esta tabla viene determinada por el grado de aspereza del entorno, o sea, la ubicación de nuestro edificio.

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltéz en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coefficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coefficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Tabla de coeficiente eólico

3.2.3 Documento Básico Seguridad Estructural Fábricas.

Hemos determinado con la búsqueda en los diferentes apartados del código técnico que factores nos impone la norma para el deseado cumplimiento de la misma, pero necesitamos valorar la necesidad de un documento básico dedicado en exclusiva a la fábrica de ladrillo.

Es curioso que el Documento Básico de Seguridad Estructural Fábricas no solamente nos pretenda asimilar los parámetros necesarios para confección de elementos estructurales de nuestro edificio compuestos de fábrica de ladrillo

propiamente, sino que nos diga que los elementos no portantes de nuestro edificio, contruidos por elementos de ladrillo, como bien son, las particiones interiores y las fachadas (que no son portantes), sean también tratadas en este Documento Básico.

La finalidad de ese aspecto de la norma, nos aporta una visión más allá de la propia fuerza que debe soportar las fábricas y los elementos no portantes, ya que, la mera consecuencia de un fallo en otro de los puntos si portantes en este caso de nuestro estructura, tendría la consecuencia de hacer pasar nuestro elemento no portante a ser un elemento que debe soportar cargas.

No todo esto es así realmente, en el Documento Básico de Seguridad estructural Fábricas, pues el compendio de soluciones y cálculos referenciados la norma hace referencia principalmente a los muros de carga. El análisis de las fachadas en esta norma viene dado por la posible resistencia de las mismas a una fuerza muy pocas veces considerada, por ser despreciable en muchos casos y por ser despreciada en muchos otros, que es la resistencia que ejerce sobre la fábrica la fuerza horizontal viento.

La estabilidad de la fábrica de ladrillo ante las acciones a las que se ve sometida por esfuerzos propios y externos en su interacción con el conjunto de la estructura debe concentrar la intensidad de nuestra búsqueda a la hora de analizar en profundidad los diferentes detalles constructivos como solución de nuestra fachada de ladrillo.

Como anteriormente se ha dicho, el análisis que nos ofrece el Documento Básico Seguridad Estructural Fábricas sobre la estabilidad de las fábricas comienza con una frase situada en el artículo 1.2 en el párrafo 1, donde nos dice “Este DB establece condiciones tanto para elementos de fábrica sustentante, la que forma parte de la estructura general del edificio, como para elementos de fábrica sustentada, destinada sólo a soportar las acciones directamente aplicadas sobre ella, y que debe transmitir a la estructura general”.

Con ello como más adelante se tratará en el proyecto se ha incluido de forma novedosa con respecto a las anteriores normativas, la influencia que tiene sobre las fábricas sustentadas y sustentantes el resto de la estructura del edificio, pues como bien dice la norma, no está exenta de transformarse las fábricas sustentadas en

fábricas sustentantes, ante el fallo o la mala ejecución de una de las partes de la estructura general del edificio, y así pues, que por esa razón pudiera ocurrir.

Es un gran avance con respecto a las anteriores normas de las cuales solo se hacía referencia a las fábricas de ladrillo que tenían una función estructural o resistente dentro del conjunto de nuestro edificio.

En la anterior norma de obligado cumplimiento NBE-FL-90 se explica en el artículo 1.1 el ámbito de aplicación de la norma y nos dice “La norma NBE-FL-90 se aplicará en el proyecto y en la ejecución de los muros resistentes de fábrica de ladrillo de toda la edificación, cualquiera que sea la clase y destino de esta”.

Así pues hemos visto que en el campo de aplicación de ambas normas reside una diferencia sustancial en cuanto al tratamiento que se le es conferido a la fábrica de ladrillo en ambas normas de obligado cumplimiento.

En el DB SE-F hace referencia a la diferenciación de cargas a la cual es sometido la fábrica, por lo que analizaremos su comportamiento estructural según lo establecido en sus dos artículos de comportamiento estructural ya bien sean muros sometidos predominantemente a carga vertical o muros sometidos a cortante. En este proyecto el análisis prioritario de la fábrica de ladrillo, se va a realizar sobre el segundo punto de comportamiento a cortante, pero si vamos a ver unos aspectos de los muros sometidos predominantemente a carga vertical.

3.2.3.1 Muros sometidos predominantemente a carga vertical.

En el DB SE-F nos proporciona unas bases de cálculo de los muros debido a la carga que este va a ser sometido dentro de la estructura del edificio, así pues, los muros sometidos predominantemente a carga vertical son aquellos que directamente reciben cargas a través de los forjados, como son el caso de los muros de carga.

En este apartado se va a tratar de dirigir un poco las bases de dichos cálculos los cuales no van a ser desarrollados posteriormente con un ejemplo numérico. Ese apartado de ejemplo de cálculo numérico y posterior análisis recaerá sobre la función de los muros sometidos a cortante como son los muros de fachada donde allí sí va a verse un ejemplo, cálculo y conclusiones.

Proceso General de Cálculo

El artículo 3.1 párrafo 4 del DB SE establece tres situaciones de dimensionado sobre las que deben aplicarse las condiciones de verificación correspondientes. Las dos primeras se refieren a situaciones persistentes y transitorias, respectivamente. La tercera se refiere a situaciones accidentales.

La combinación de carga utilizada es la correspondiente a las acciones permanentes y una acción gravitatoria variable.

La acción permanente considerada es el peso propio, tanto de los elementos estructurales (forjados y muros), como de los elementos constructivos que gravitan sobre ellos (solados, tabiquerías y revestimientos).

Es importante destacar que el peso propio de la tabiquería aparece explícitamente incluido dentro del grupo de acciones permanentes, en el DB SE-AE, lo que supone un cambio en el tratamiento de este tipo de acción, respecto de la normativa anterior. Para obtener el valor del peso de la tabiquería estipulado en este Documento Básico se debe ir al artículo 2.1 párrafo 4.

La acción variable que se debe introducir es la de sobrecarga de uso, para edificios de vivienda.

Todas estas acciones consideradas son de naturaleza gravitatoria, por lo que nos referiremos a esta combinación con el nombre de acción vertical.

El objetivo de los cálculos a realizar es sentar estas bases fundamentales del dimensionamiento de los muros de carga, debido a que, para estos tipos de muros, la acción vertical constituye la combinación fundamental que condiciona la validez de su capacidad portante.

El procedimiento consiste, esencialmente, en comparar la capacidad resistente de las secciones más significativas del muro, con el estado de sollicitaciones ante la combinación de cargas indicada.

Como nos dice la norma, la condición de verificación de la capacidad portante de un muro de carga es:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

Donde:

N_{sd} Es el valor de cálculo de la sollicitación

N_{Rd} Es el valor de cálculo de la capacidad resistente deducido de las propiedades del material

El tipo de sollicitación en las secciones de los muros de carga, ante acción vertical, es de compresión compuesta. Los esfuerzos proceden de la transmisión de la carga de los forjados y del peso propio del muro, considerando los nudos muro-forjado con un cierto nivel de rigidez.

La capacidad resistente de las secciones se obtiene con una hipótesis de comportamiento no lineal, suponiendo ausencia total de tracciones, y bloque comprimido con tensión constante igual al valor de cálculo de la resistencia del material.

La comprobación se deberá hacer en segundo orden, introduciendo la amplificación de excentricidad que supone el pandeo y las imperfecciones de ejecución, deducida, a su vez, la esbeltez y condiciones de arriostramiento de cada muro.

Así pues, el proceso general de cálculo, esquemáticamente, comprende las siguientes fases:

- Evaluación de acciones: debe calcularse la carga procedente de los forjados que gravitan sobre cada muro, así como la carga debida de su propio peso.
- Obtención de esfuerzo normal: en las tres secciones significativas, que son, sección de cabeza, sección de base y sección central.
- Obtención del momento flector: (expresado en términos de excentricidad del esfuerzo normal) en las secciones indicadas. El momento flector en la cabeza y en la base de cada muro se obtiene realizando el análisis de nudo correspondiente, admitiendo plastificación total o parcial, según los casos; en la sección central, se deduce del diagrama de momentos flectores a lo largo de la longitud del muro.

- Comprobación en primer orden: de las secciones de extremo, a compresión compuesta, con las sollicitaciones obtenidas anteriormente. Esta primera comprobación es necesaria para reconsiderar el predimensionado de los elementos o el resto de las condiciones de proyecto, si fuere necesario; lo cual implicaría un nuevo análisis con las modificaciones introducidas.
- Comprobación en segundo orden: de las secciones indicadas, con los esfuerzos amplificados por efecto del pandeo y las imperfecciones de ejecución. El DB SE-F plantea el tratamiento del cálculo en segundo orden en términos de incremento de la excentricidad debida a las cargas. El efecto de pandeo propiamente dicho sólo afecta a la sección central. En las secciones de extremo basta con introducir el incremento de excentricidad por ejecución.

Como valorar los distintos puntos enumerados anteriormente de una manera un poco superficial, pues no se va a realizar un ejemplo numérico, se describe a continuación.

Evaluación de Acciones

Las acciones gravitatorias sobre los muros de carga proceden de su propio peso y de los forados que apoyan en ellos.

La acción debida al propio peso de cada muro es función del peso específico de la fábrica y de su espesor. El valor de cálculo de la carga, por unidad de superficie, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$p_d = \gamma_g \rho t$$

Donde:

p_d Es el valor de cálculo de la carga debida a peso propio.

γ_g Es el coeficiente parcial de seguridad para acciones permanentes.

ρ Es el peso específico de la fábrica.

t Es el espesor del muro.

El valor de cálculo de la carga debida el peso propio del muro, en una sección determinada, para un metro de longitud es:

$$P_{d,i} = p_d h_i$$

Donde:

$P_{d,i}$ Es el valor de cálculo de la carga en la sección "i" por unidad de longitud.

p_d Es el valor de cálculo de la carga superficial debida al peso propio.

h_i Es la altura de la sección considerada, medida desde la cabeza del muro.

La carga debida a los forjados puede evaluarse, sólo a efectos de conocer el orden de magnitud, suponiendo que cada forjado transmite la mitad de la carga total a cada uno de los muros donde apoya. Con esta simplificación, puede obtenerse el valor aproximado de la reacción de los muros sobre el forjado, con las expresiones siguientes:

$$R_d = 1/2 q_d L \quad (\text{Muro extremo})$$

$$R_d = 1/2 q_d (L_{izq} + L_{der}) \quad (\text{Muro interior})$$

Donde:

R_d Es el valor de cálculo de la reacción sobre el forjado, por metro de longitud.

q_d Es el valor de cálculo de la carga superficial del forjado.

L Es la luz de cálculo de los tramos.

Sin embargo estas dos fórmulas sólo consideran la reacción isostática de los muros sobre los forjados, pero debido a que lo habitual, es que los forjados sean de hormigón, y ya bien sean, de ejecuciones unidireccionales, bidireccionales o losas macizas, es preciso comprobar la componente hiperestática de la reacción, debida a la continuidad de los apoyos y a la rigidez de los nudos. Para una evaluación exacta es preciso tener la estructura totalmente dimensionada y analizada, lo cual no es posible

en esta primera fase. Según el modelo de análisis utilizado para el dimensionado de los forjados, se puede obtener el valor del momento de continuidad en los apoyos.

El valor de la reacción sobre cada muro es la suma de los cortantes del forjado a ambos lados del apoyo.

El efecto hiperestático debido a la continuidad de los forjados sólo tiene ligera influencia en los apoyos extremos, por otra parte, en los muros extremos, la magnitud de la carga no es el parámetro fundamental que condiciona su dimensionado, sino la excentricidad en el apoyo. La magnitud de la carga sólo es un parámetro decisivo en los muros interiores.

Cálculo de excentricidades en primer orden

El procedimiento general para el cálculo de las excentricidades de la carga se establece en el artículo 5.2.1 del DB SE-F, donde dice textualmente en el primer párrafo que “la determinación de esfuerzos se realizará de acuerdo con los métodos generales estructurales, utilizando modelos planos o espaciales”.

En el resto de los párrafos del mismo artículo se indican las pautas para la determinación de los esfuerzos mediante un análisis simplificado de nudos rígidos, se indica explícitamente que el análisis nudo a nudo debe hacerse en hipótesis elástica con secciones de la fábrica no fisuradas.

El análisis de nudo requiere calcular los parámetros de rigidez (modulo de elasticidad, momento de inercia y longitud) de cada barra (muros y forjados de ancho unidad). El momento en el nudo, procedente del empotramiento de los forjados, se equilibra generando momentos en cada barra de valores proporcionales a sus respectivas rigideces.

Según el artículo 5.2.1 párrafo 3 del DB SE-F, la suma de los momentos en los tramos superior e inferior de un nudo de piso intermedio, puede calcularse según la siguiente fórmula:

$$M = M_{emp,i} - M_{emp,j} K/K_T$$

Donde:

$M_{emp,i} - M_{emp,j}$ Los momentos de empotramiento perfecto del forjado a un lado y a otro. Para la cual $M_{emp} = q L^2/12$, siendo "L" la luz del forjado.

K La suma de rigideces de los tramos de muro en cuestión, igual a $4 E I/h$

Siendo:

E El módulo de elasticidad del muro ($= 1000f_k$), siendo f_k el valor característico de la resistencia a compresión de la fábrica.

I Es el momento de inercia del muro.

h Es la altura libre del paño.

K_T La suma de rigideces de las piezas que concurren en el nudo analizado.

Comprobación de Secciones

La comprobación de secciones consiste en comparar los valores de la sollicitación obtenida con la capacidad resistente de la sección de muro.

La comprobación de la validez del muro exige determinar la capacidad resistente, utilizando los parámetros geométricos (en primer orden sólo interviene el espesor "t"), y los parámetros mecánicos (en comprobación frente a estado límite último sólo interviene la resistencia), todos ellos definidos en proyecto.

La fase de comprobación de secciones exige utilizar el valor de cálculo de la resistencia a compresión " f_d ", en el que interviene el coeficiente de seguridad parcial del material, " γ_M ".

El valor de cálculo de la resistencia a compresión se obtiene según la expresión siguiente:

$$f_d = f_k/\gamma_M$$

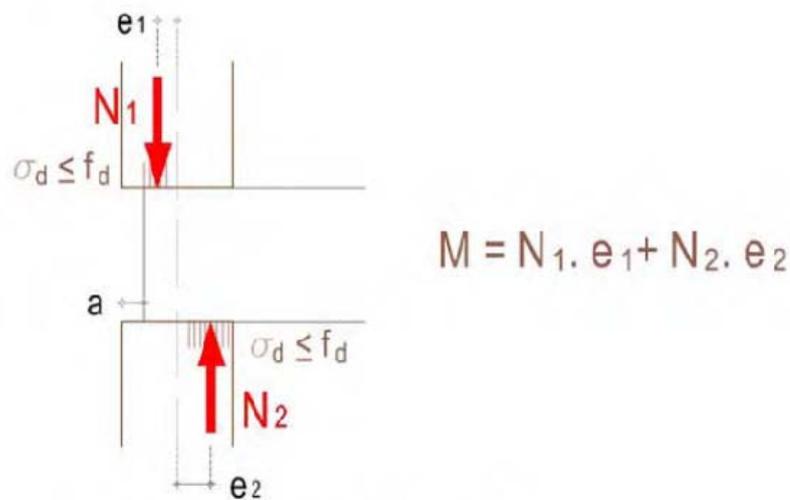
Donde:

f_d Es el valor de cálculo de la resistencia a compresión, a utilizar en fase de comprobación.

f_k Es el valor característico de la resistencia a compresión.

γ_M Es el coeficiente parcial de seguridad del material.

El proceso general de comprobación de secciones, en términos de tensión, consiste en conseguir el equilibrio del nudo, con bloque de tensión rectangular en las secciones extremas de los muros implicados, sin superar el valor de cálculo de la resistencia de la fábrica.



Esquema de equilibrio de nudos intermedios

Fuente: UNED "Ejemplo de cálculo de muros de ladrillo"

El proceso operativo comprende los siguientes pasos:

- **Nudos superiores de última planta**

Se obtiene directamente la excentricidad de la carga según las expresiones siguientes expuestas en el DB SE-F en el artículo 5.2.1 párrafo 6.

Muros extremos $e = 0,25 t + 0,25 a$

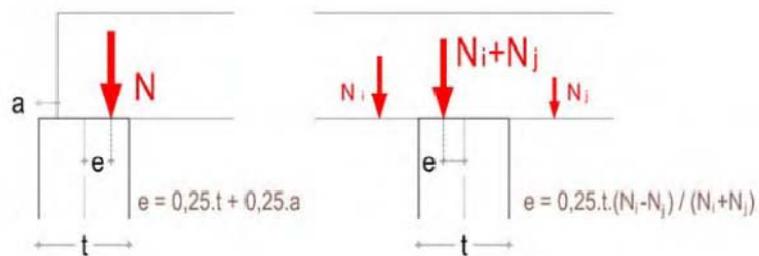
Muros interiores $e = 0,25 t (N_i - N_j) / (N_i + N_j)$

Donde:

t Es el grueso del muro.

a Es el retranqueo de la fábrica del forjado respecto del borde exterior.

$N_i; N_j$ Es la carga que acomete por cada lado.



Excentricidad de apoyo en cabeza de muro superior

Fuente: UNED "Ejemplo de cálculo de muros de ladrillo"

- **Nudos de plantas intermedias**

Se determina el valor de cálculo de la tensión media en la sección:

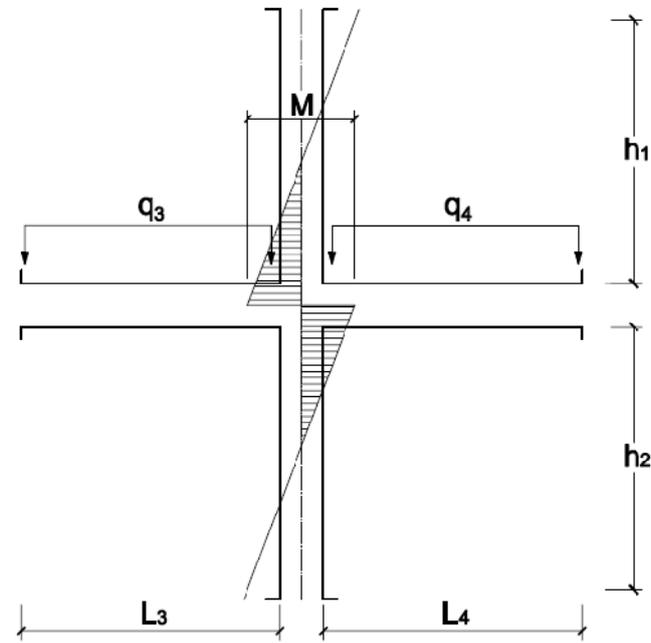
$$\sigma_{d,med} = N_d / t$$

Donde:

$\sigma_{d,med}$ Es el valor de cálculo de la tensión media de la sección.

N_d Es el valor de cálculo del esfuerzo normal por la unidad de longitud

t Es el espesor del muro.



Análisis simplificado de un nudo

Para continuar con el proceso del cálculo de los nudos, se obtiene el momento flector a repartir entre los muros, por el análisis simplificado de nudo.

$$M_{Sd,sup} + M_{Sd,inf} = [(K_{muro\ sup} + K_{muro\ inf})/K_{total}] (q_{d,izq} L_{izq}^2/12 - q_{d,der} L_{der}^2/12)$$

Donde:

$M_{Sd,sup}, M_{Sd,inf}$ Son los momentos flectores a obtener en los muros

$K_{muro\ sup} + K_{muro\ inf}$ Son las rigideces de los muros

K_{total} Es la suma de las rigideces de muros y forjados

$q_{d,izq}, q_{d,der}$ Son las cargas uniformes en cada tramo del forjado

L_{izq}, L_{der} Son las luces libres de forjado a cada lado

A continuación se obtiene la capacidad resistente de cada muro:

$$\text{Muro extremo superior} \quad M_{Rd} = N_d(t - 2a - N_d/f_d) / 2$$

$$\text{Muro extremo inferior y interiores} \quad M_{Rd} = N_d(t - N_d/f_d) / 2$$

Donde:

M_{Rd} Es el valor de cálculo de la capacidad resistente de cada muro

N_d Es el valor de cálculo del esfuerzo normal por unidad de longitud

a Es el retranqueo de la fábrica del forjado respecto del borde exterior

t Es el espesor del muro

f_d Es el valor de cálculo de la resistencia a compresión de la fábrica

Pasaremos entonces al proceso de comprobación si se cumple que $\sigma_{d,med} \geq 0,25 N/mm^2$, para ello, se calcula la excentricidad de la carga.

$$e = M_{Sd}/N_d$$

Donde:

M_{Sd} Es el momento flector en la sección de muro considerado

N_d Es el valor del esfuerzo normal por unidad de longitud

Para avanzar en el proceso de cálculo de las secciones se debe comprobar y comparar el valor de la excentricidad con $0,4t$ como nos indica el artículo 5.2.1 en el párrafo 8. Así pues:

Si $e > 0,4t$ se admite el cálculo por capacidad y no se precisa comprobación

Si $e < 0,4t$ se continúa el proceso

Debemos obtener el valor de cálculo de la tensión normal del bloque comprimido

$$\sigma_d = N_d/c$$

Donde:

σ_d Es la tensión normal del bloque comprimido

N_d Es el valor de cálculo del esfuerzo normal por unidad de longitud

c Es la profundidad del bloque comprimido

Una vez obtenido el valor de la tensión normal del bloque comprimido " σ_d ", se comparará con la resistencia de cálculo de la fábrica, " f_d ".

La validez de la sección implica que $\sigma_d \leq f_d$.

- **Nudos de arranque en la cimentación**

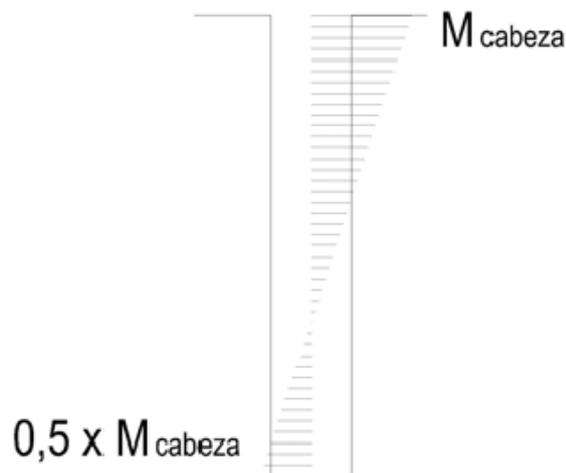
Se debe obtener el momento flector suponiendo empotramiento perfecto.

$$M_{Sd,arranque} = -M_{Sd,cima}/2$$

Donde:

$M_{Sd,arranque}$ Es el momento flector en la sección de arranque

$M_{Sd,cima}$ Es el momento flector en la sección superior del muro



Análisis de nudo de arranque en cimentación

Como resumen de todo lo expuesto anteriormente se debe indicar que en las secciones a las que les corresponde el análisis de nudo, se obtiene primero el momento, después la excentricidad de las cargas y, posteriormente, la dimensión del bloque comprimido y el valor de la tensión, para poder así, proceder a su comprobación.

El análisis de la primera fase de comprobación de los cálculos realizados para determinar la capacidad de estabilidad de los muros de carga según el DB SE-F, aplicable sobre todo a luces y alturas habituales de construcción, nos remite a prestar cierta atención a los diversos puntos que a continuación se detallan.

- Los muros de extremo, en plantas altas, cumplen las condiciones para poder aplicar el análisis por capacidad.
- Las secciones de estos muros extremos son las que mayor riesgo tienen de fisuración, circunstancia que se indica específicamente en el artículo 5.2.1 del DB SE-F en el párrafo 8 “Este procedimiento de garantizar la capacidad portante no permite descartar que los giros producidos provoquen fisuras en el lado opuesto al de aplicación de la carga”.
- Los muros de extremo de plantas bajas tienen condicionado su dimensionamiento a los parámetros relacionados con la rigidez.
- Los muros interiores se deben dimensionar fundamentalmente por resistencia.
- El retranqueo de los apoyos de los forjados en los muros de extremo disminuye drásticamente, tanto la capacidad resistente de los muros de plantas bajas, como el comportamiento frente a la fisuración en los muros de plantas altas.
- El comportamiento de los muros de extremo es muy sensible a la organización constructiva de los nudos.
- El estado tensional de los muros interiores corresponden a muros comprimidos de gran amplitud, por lo que, el único parámetro decisivo para verificar su validez es el espesor de los mismos.

Cálculo de excentricidades de segundo orden

La introducción de los efectos de segundo orden en los muros de carga, según el DB SE-F, se realiza mediante dos incrementos de la excentricidad de primer orden debido a las cargas.

En el siguiente punto del proyecto se va a analizar la influencia del conjunto de la estructura en el comportamiento de nuestra fachada y, por consiguiente, la buena realización de nuestra ejecución de obra influirá y condicionará las cargas que podemos transmitir a nuestro muro. El DB SE-F nos incide en las excentricidades de las cargas, pues es fundamental para el correcto funcionamiento a compresión de nuestros muros.

Debemos incidir en que el análisis en segundo orden se basa en dos incrementos de las excentricidades:

- “ e_a ” Que representa el efecto de las imperfecciones de ejecución. Este término aditivo se denomina “incremento de la excentricidad por ejecución” y debe sumarse a la excentricidad debida a las cargas en todas las secciones.
- “ e_p ” Se denomina “excentricidad debida a pandeo” que representa los efectos de segundo orden, propiamente dichos, y que debe sumarse sólo a las excentricidades de las secciones centrales.

Ambos incrementos de la excentricidad dependen de la altura de cálculo del muro, es decir, de la altura a considerar a efectos de introducir los efectos de segundo orden. La altura de cálculo del muro se establece en el artículo 5.2.5 DB SE-F en el Anejo E.

La altura de cálculo del muro “ h_d ” depende fundamentalmente de sus condiciones de coacción en los extremos, de la eficacia de los muros transversos actuando como elementos de arriostramiento, y de la excentricidad de la carga en cabeza. Todas estas variables se representan mediante un único factor “ ρ ” que se reduce la altura real del muro a efectos de considerar su “altura de cálculo”.

En general la altura de cálculo “ h_d ” de un muro puede tomarse igual a:

$$h_d = \rho_n h$$

Donde:

h_d Es la altura de cálculo del muro a efectos de introducir los efectos de segundo orden

ρ_n Es un factor de reducción, según el número de bordes arriostrados.

h Es la altura libre del muro.

La excentricidad por ejecución se calcula mediante las siguientes expresiones, definidas en el artículo 5.2.4 del DB SE-F. Se presenta en función de la categoría de ejecución establecida.

El incremento de excentricidad por pandeo debe aplicarse únicamente a las secciones centrales. Su valor depende fundamentalmente de la esbeltez, definida mediante la siguiente relación:

$$\lambda = h_d/t_d$$

Donde:

λ Es la esbeltez del muro

h_d Es la altura de cálculo del muro, en función de las coacciones al movimiento

t_d Es el espesor de cálculo del muro

Como resumen de los parámetros que intervienen en la determinación de los efectos de segundo orden, la altura de cálculo " h_d ", la esbeltez " λ ", la excentricidad de ejecución " e_a " y la excentricidad de pandeo " e_p ".

A partir de los valores de excentricidad en las secciones significativas del muro, incrementadas por los efectos de segundo orden, debe procederse a realizar la comprobación de validez definitiva.

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

Donde:

N_{sd} Es el valor de cálculo del esfuerzo normal que solicita la sección por unidad de longitud de muro

N_{Rd} Es el valor de cálculo de la capacidad resistente de la sección por unidad de longitud de muro

Estrategias de Dimensionado.

Para entender las estrategias establecidas del dimensionado de los muros de carga, debemos diferenciar las diferentes fases del análisis que se han realizado a lo largo del proceso de cálculo del mismo.

En la fase de análisis en primer orden, las variables fundamentales que determinan la validez de los muros de carga son dos, el espesor del muro y la rigidez de los forjados que sustenta. La validez de los muros interiores sólo puede conseguirse a base de sección, es decir dotando al muro del espesor necesario, directamente relacionado con la magnitud de la carga que debe soportar.

Por el contrario los muros exteriores tienen limitada su capacidad resistente fundamentalmente por la excentricidad de la entrada en carga. Aumentado el espesor del muro se puede mejorar poco el comportamiento de un muro exterior, porque, aunque de ese modo se consigue más capacidad para resistir el momento correspondiente, también es cierto que al aumentar su rigidez se aumenta la fracción de momento que le corresponde en el análisis de nudo. En este caso un aumento de la rigidez de los forjados hace que disminuya la excentricidad de la carga casi en la misma proporción.

En los muros exteriores existe, además, una circunstancia que disminuye drásticamente su capacidad resistente. Esta circunstancia es el retranqueo que, habitualmente, existe en el apoyo de los forjados respecto de la cara exterior del muro. El retranqueo disminuye la sección de respuesta, pero no disminuye la rigidez del muro, así pues, reducir el retranqueo de apoyo de los forjados mejora notablemente el comportamiento del muro.

En la fase de comprobación de segundo orden, las estrategias a seguir para mejorar la respuesta de los muros están relacionadas con los parámetros que

modifican la esbeltez, se interviene en las condiciones de coacción de movimiento, para conseguir reducir la esbeltez sin modificar el espesor.

Por último, sin atender tanto a las condiciones de cálculo, se puede intervenir en las condiciones de control de ejecución de la fábrica. Pudiendo mejorar lo relacionado con los coeficientes de reducción y de seguridad establecidos, para que de esta forma aumente notablemente la capacidad portante del muro, sin modificar condiciones de proyecto.

Se podría establecer unos puntos básicos en la estrategia de mejora en el comportamiento de los muros de carga y serian los siguientes:

- Aumentar la capacidad resistente aumentando el espesor (muros interiores)
- Disminuir la excentricidad de la carga aumentando la rigidez de los forjados (muros exteriores)
- Disminuir el retranqueo del apoyo del forjado (muros exteriores)
- Disminuir la distancia entre muros de arriostramiento (esbeltez)
- Mejorar la calidad del control de ejecución de la fábrica (siempre)

3.2.3.2 Muros con acciones laterales locales.

La estabilidad general ante acciones horizontales debe garantizarse incluso en ausencia de fuerzas significativas.

En el caso de estructuras de muros de carga paralelos es imprescindible garantizar su estabilidad frente a movimientos de dirección perpendicular a su plano. Es notable el hecho de que basta una fuerza pequeñísima en esa dirección para provocar el abatimiento del muro, pero también basta una fuerza muy pequeña para evitarlo.

Los esfuerzos ante la acción de viento en los elementos implicados proceden del traslado de la fuerza, que puede actuar en cualquier punto de la superficie exterior del edificio, hasta la cimentación.

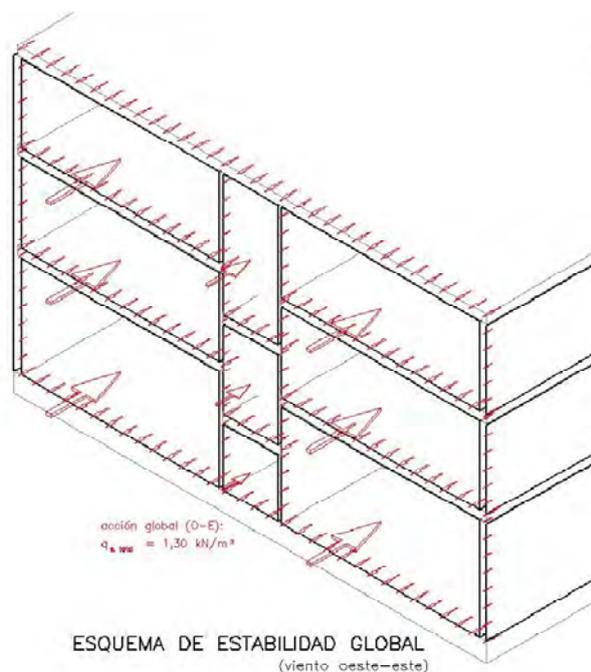
El primer traslado de fuerzas debe producirse a través de los propios paños de los muros de fachada, tanto si son de carga como si no lo son y son sólo de

cerramiento, a los elementos rígidos situados en los bordes, como son los forjados y los muros perpendiculares. Este primer traslado de fuerzas se realiza por flexión bidireccional, comportándose el paño como una placa sustentada en sus bordes. El trabajo estructural debe realizarse en adecuadas condiciones de resistencia a flexión horizontal y vertical del paño correspondiente.

El siguiente traslado se realiza a través de los muros perpendiculares. Se debe transmitir la totalidad de la acción, parte de la cual llega a través de los forjados, y parte llega directamente repartida a lo largo de los propios muros. El trabajo estructural que se genera es en ménsula, para el cual los muros son enormemente eficaces.

Desde el punto de vista de las solicitaciones que se generan en los muros al transmitir la acción de viento, cabe clasificar los muros existentes en tres grupos distintos:

- Muros de carga exteriores
- Muros de arriostramiento interiores
- Muros de cerramiento no cargados (fachadas)



Dibujo representativo del esquema general de los muros frente a las acciones del viento

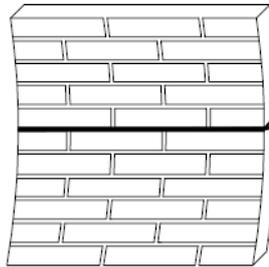
Fuente: Fundación FIDAS

Muros de carga exteriores

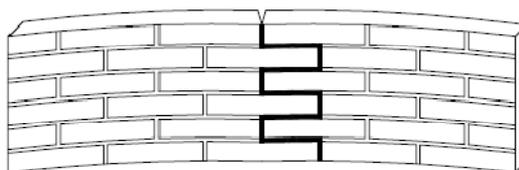
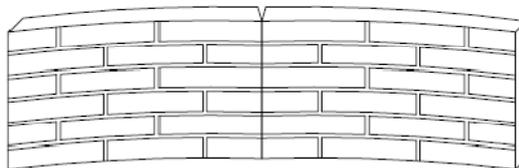
Los muros de carga exteriores reciben directamente la acción del viento cuando incide en la dirección perpendicular a su plano. La acción será de presión o de succión según el sentido del viento. Basta con estudiar el caso de la presión, debido a que la magnitud del esfuerzo es mayor.

Para verificar la validez del muro es preciso determinar el valor de cálculo del momento flector en cada una de las dos direcciones (horizontal y vertical), y comparándolo con las respectivas capacidades resistentes a flexión de la fábrica.

Los parámetros que intervienen son los respectivos valores de resistencia a flexión en cada una de las dos direcciones, denominadas como “flexión vertical con rotura paralela a los tendeles, f_{xk1} ” y “flexión horizontal con rotura perpendicular a los tendeles, f_{xk2} ”.



Plano de rotura paralelo a tendeles



Plano de rotura perpendicular a los tendeles

En los muros de carga no se puede contar con la resistencia a tracción por tendeles, por lo que, la capacidad resistente a flexión vertical debe deducirse a partir de la carga vertical, contando su posible excentricidad.

Para seguir un poco el proceso de cómo realizaríamos la comprobación del estado de los muros de carga exteriores respecto a las acciones horizontales, describo unos pasos:

- Determinar la capacidad resistente a flexión del muro tanto en sentido vertical M_{Rd1} como en sentido horizontal M_{Rd2} .
- Obtener la relación entre ambas:

$$\mu = M_{Rd1}/M_{Rd2}$$

- Obtener el coeficiente de flexión “ α ”, que depende de μ , de las condiciones de continuidad en los bordes y de la relación de dimensiones altura / longitud del paño. Este coeficiente de flexión “ α ”, se facilita en el DB SE-F en el Anejo G.
- Se compara el momento flector correspondiente a flexión horizontal con la capacidad resistente de la fábrica en esa dirección.

La comprobación del muro a flexión horizontal exige el cumplimiento de la siguiente condición:

$$M_{Sd2} \leq M_{Rd2}$$

Siendo:

$$M_{Sd2} = \alpha \cdot q_e \cdot \gamma_Q \cdot L^2 \quad (\text{Valor de cálculo del momento flector por unidad de altura de muro})$$

$$M_{Rd2} = (t^2/6) \cdot f_{xk2}/\gamma_M \quad (\text{Valor de cálculo de la capacidad resistente por unidad de altura del muro})$$

Donde:

α Es el coeficiente de flexión, obtenido en el Anejo G del DB SE-F.

q_e Es el valor característico de la presión estática de viento.

γ_Q Es el coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables.

- L Es la longitud del paño entre muros perpendiculares.
- t Es el espesor del muro.
- f_{xk2} Es la resistencia característica de la fábrica a flexión horizontal.
- γ_M Es el coeficiente parcial de seguridad del material.

En el artículo 4.6.4 del DB SE-F se muestra una tabla donde el valor de la resistencia característica de la fábrica está tipificado con los siguientes valores de acuerdo con el tipo de material sobre el cual está ejecutado nuestro muro.

Tabla 4.6 Resistencia a flexión de la fábrica (N/mm²)

Tipo de pieza	Morteros ordinarios				Morteros de junta delgada		Morteros ligeros	
	$f_m < 5 \text{ N/mm}^2$		$f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$		f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}
	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}				
Cerámica	0,10	0,20	0,10	0,40	0,15	0,15	0,10	0,10
Sílico-calcareos	0,05	0,20	0,10	0,40	0,20	0,30	-	-
Hormigón ordinario	0,05	0,20	0,10	0,40	0,20	0,30	-	-
Hormigón celular de autoclave	0,05	0,40	0,10	0,40	0,15	0,20	0,10	0,15
Piedra artificial	0,05	0,40	0,10	0,40	-	-	-	-
Piedra natural	0,05	0,20	0,10	0,40	0,15	0,15	-	-

Tabla de resistencia a flexión de la fábrica

Muros de arriostramiento

Los muros de arriostramiento deben transmitir hasta la cimentación, en ménsula, la reacción generada por el apoyo sobre los mismos de los muros que reciben directamente la acción del viento.

Debido a que el muro de arriostramiento sirve de sustentación, tanto al paño que está a barlovento como al que está a sotavento, debe comprobarse para la totalidad de la acción de viento (presión + succión) en la dirección en la que arriostra.

Para el procedimiento de análisis y comprobación de los muros de arriostramiento se detallan en el artículo 5.3 “Muros sometidos a cortante” del DB SE-F. En este artículo se indica explícitamente que se comprobarán a compresión y a corte.

El estado de sollicitaciones de un muro transverso es el que corresponde a una pieza en ménsula, con cargas concentradas en los nudos de encuentro con los forjados. Por consiguiente el tramo más desfavorable que es preciso comprobar, en caso de sección constante, es el correspondiente a la planta baja.

Dentro del tramo de planta baja, la sección más desfavorable para la comprobación al corte es la situada en la cabeza del muro. La razón es que la resistencia al corte se incrementa con la presencia de tensiones de compresión, y la sección de cabeza es la que tiene, a igualdad de esfuerzo cortante, menor carga vertical.

El proceso general de cálculo para la comprobación comprende estos pasos:

- Determinar los esfuerzos en la cabeza y en la base del tramo de planta baja del muro. Los esfuerzos a determinar son, el esfuerzo normal en cabeza de la sección debido al peso propio, la parte de la carga del forjado transmitida a 45° , el esfuerzo de cortante en la cabeza y el momento flector en la base, debido a la totalidad de la acción del viento.
- Calcular la tensión de compresión vertical en la cabeza, dividiendo el esfuerzo normal entre el área de la sección.
- Obtener la capacidad resistente al corte en la cabeza, en función de la tensión de compresión vertical, y las características del material, según el artículo 4.6.3 “Resistencia a cortante” del DB SE-F.
- Comparar el valor de cálculo del esfuerzo cortante en la cabeza del muro con la capacidad resistente al corte.
- Obtener el valor de cálculo de la tensión máxima de compresión compuesta en la base del muro, con los valores de esfuerzo normal y momento flector obtenido anteriormente, suponiendo distribución lineal de tensiones, en incluir las tracciones.
- Comparar el valor de la tensión máxima con la resistencia a compresión del material.

La comprobación al corte exige que el esfuerzo cortante aplicado sea menor que el esfuerzo cortante resistente:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

Siendo:

$$V_{Rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_d / \gamma_M$$

Donde:

f_{vk} Es la resistencia característica al corte con tensión vertical.

t Es el espesor del muro.

L_d Es la longitud de cálculo comprimida del muro.

γ_M Es el coeficiente parcial de seguridad del material.

Muros de cerramiento no cargados

La comprobación de los muros de cerramiento no cargados, tiene por referencia, a los muros exteriores perpendiculares a los muros de carga.

Los muros de cerramiento reciben directamente la acción del viento cuando actúa en dirección perpendicular a su plano, y deben transmitirla a los forjados y a los muros de carga, que funcionan como muros transversos en este caso.

La carga vertical que actúa sobre ellos tiene un valor considerablemente menor que la correspondiente a los muros de carga. Esto se traduce en que la resistencia a flexión vertical que les corresponde es menor, aunque, como contrapartida, puede utilizarse la resistencia a tracción por tendeles.

La flexión vertical procedente de la acción del viento no se combina con ninguna otra sollicitación procedente de los forjados, por lo que hay que comprobar la resistencia a flexión a ambos ejes.

Se comprobará que el muro puede resistir las sollicitaciones en función de los dos planos de flexión resistentes tanto en flexión vertical como en flexión horizontal. Si no cumpliera alguna de las dos condiciones anteriores, la acción de viento deberá

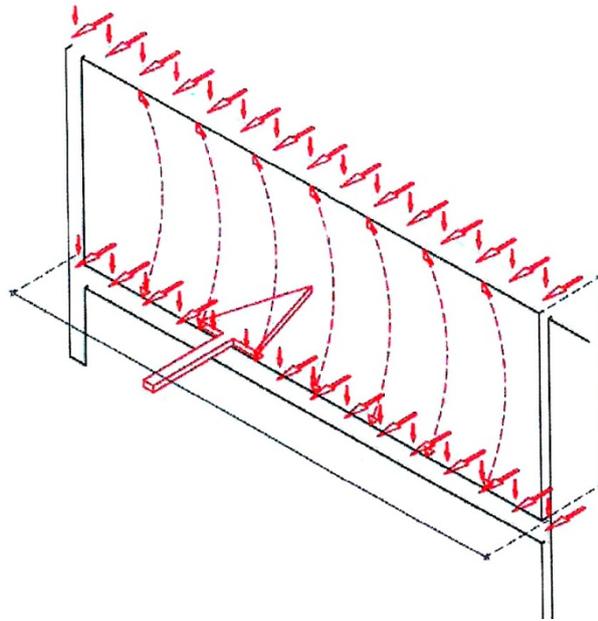
transmitirse por flexión unidireccional, renunciando al efecto placa y considerando el muro como un arco entre apoyos, verticales u horizontales, según el caso.

Parámetros fundamentales

Para un correcto proceso de comprobación de la estabilidad de los muros según el Código Técnico podemos decir que existen unos parámetros fundamentales que debemos tener en cuenta:

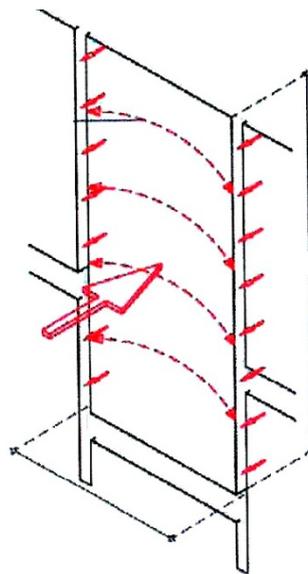
- El espesor es un parámetro fundamental para predimensionar los muros de carga interiores.
- La rigidez del forjado es parámetro decisivo en la validez de los muros exteriores.
- La acción del viento no es un parámetro que condiciona el dimensionado de los muros de carga.
- Los muros de arriostramiento conviene colocarlos a distancias cortas.
- La acción de viento y la altura del edificio son las variables relevantes en el dimensionado de los muros de arriostramiento.
- La altura de planta y la distancia entre soportes son fundamentales en el dimensionado de los muros de fachada.

Esquema de fuerzas según funcionamiento del muro



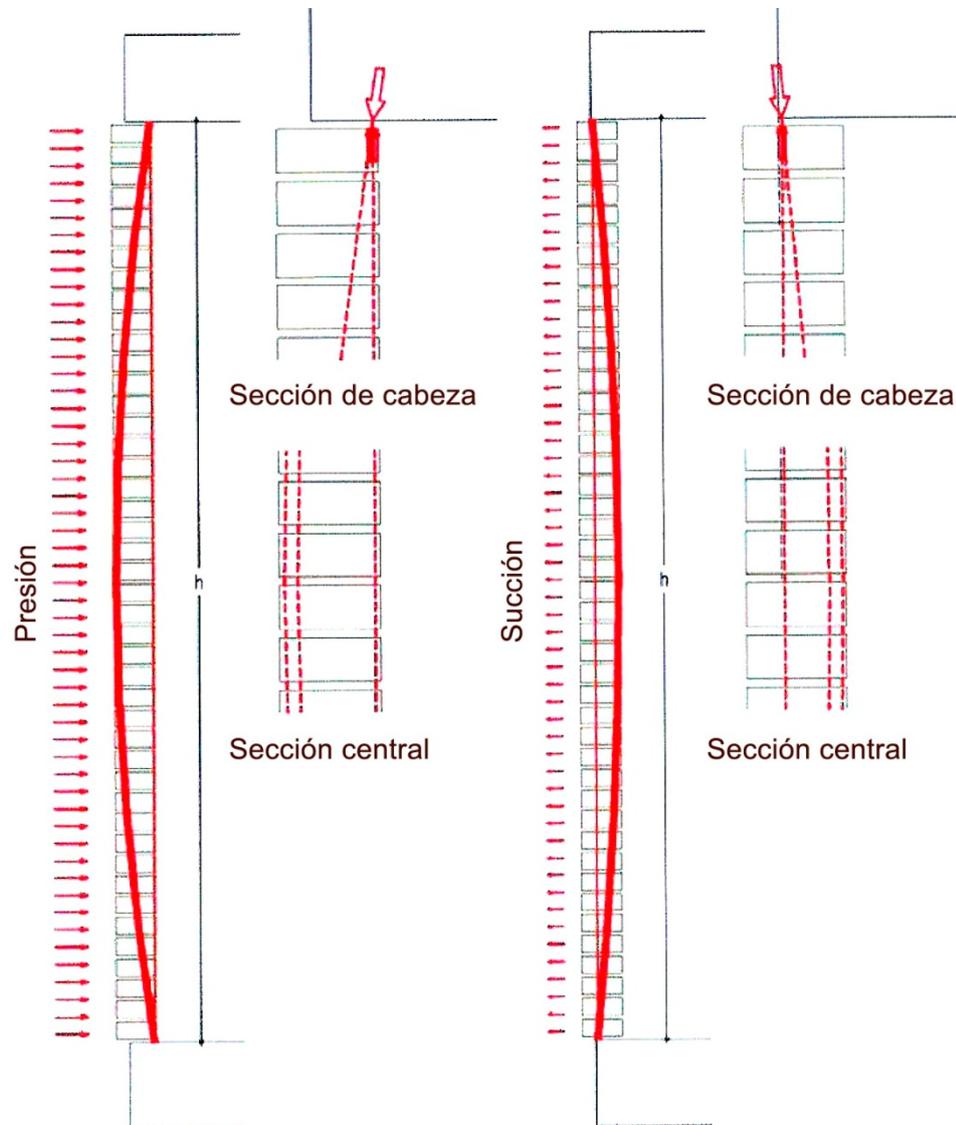
Funcionamiento en placa

Fuente: Hispalyt "Ejemplo de cálculo de muros de ladrillo"



Funcionamiento en viga

Fuente: Hispalyt "Ejemplo de cálculo de muros de ladrillo"



Funcionamiento como Arco de los cerramientos de Fachada

Fuente: Hispalyt "Ejemplo de cálculo de muros de ladrillo"

3.3 Juntas de Dilatación en Cerramientos de Fábrica.

3.3.1 Introducción.

Desde hace años, en las fábricas de ladrillo que conforman la hoja exterior de los cerramientos de fachada se vienen manifestando, principalmente fisuras y desplazamientos respecto al plano de fachada, motivadas por falta de juntas de dilatación.

Debido a los muy buenos avances en los cálculos de estructuras de hormigón, estos problemas se han agravado, pues la mala práctica de solo hacer coincidir las juntas de los cerramientos con las estructurales, han conducido que estas estén muchísimo más separadas de lo que debieran originariamente, esto conlleva a un incremento de los problemas.

La principal duda de la disposición de las juntas puede ser debido a la conservación de las fachadas antiguas, como en muchos países europeos, no solamente españoles, que no disponían de esas juntas de dilatación y las divergencias existentes entre las normativas anteriores. Si bien es cierto que, la actual normativa si hace referencia explícita de sus dimensiones, materiales y longitudes a disponer en distancias tanto verticales como horizontales.

Haciendo un repaso por la normativa española hasta el día de hoy, podemos observar las deficiencias en este sentido que ofrecen dichas normas, pues hasta la entrada en vigor del Código Técnico, únicamente en el Eurocódigo 6, se aportaba información suficiente sobre las juntas de dilatación. En la NTE-FFL sólo se hace referencia a que los cerramientos deben mantenerse las juntas estructurales del edificio, insuficiente como se puede ver hoy en día y que posteriormente analizaré con profundidad. La NBE FL-90 aunque sólo es de obligado cumplimiento para muros de carácter resistente de obra de fábrica, señala que se deben disponer de juntas de dilatación para evitar la fisuración producida por la retracción del mortero y variaciones higrotérmicas, en unas distancias que varían de 30 a 50 m, en función del tipo de mortero y clima, y de la geometría en planta del edificio, así pues, en esta normativa aunque puede parecer ilógico, no se nombra las acciones del edificio sobre el muro

que además no es exento a esas cargas, pues es un muro de carga y menos todavía se nombra las acciones laterales que sufren los muros debido a acciones de viento.

Esta deficiencia de normativa en el apartado de juntas de dilatación, puede hacer pensar el porqué anteriormente no se hacía necesario preocuparse por las acciones que pudiera sufrir el muro de fábrica o porqué si ahora en nuestro tiempo se hace imprescindible el uso de juntas en las fábricas de ladrillo.

Estas dos preguntas tienen una aclaración relativamente sencilla y es determinante saber el factor de construcción de esos muros para poder entenderlas. En la normativa de la NBE FL-90 los muros de fábrica destinados a cargar el edificio poseían un grosor mayor que los habituales cerramientos de fachada de medio pie, en estos muros era práctica habitual realizar los muros con doble hoja de 11,5 donde no se hacía necesario el uso de cámara intermedia, por lo que, estamos hablando de muros de fábrica de 23 cm trabados entre si, ya bien sea por los distintos modelos de aparejo reflejados en la NBE FL-90. Teniendo en cuenta estos grosores de muro no es que no hiciesen falta juntas, sino que eran necesarias menor número de juntas.

Ya en el Eurocódigo 6 se recogen con algo más de detalle, los aspectos que hacen necesaria la disposición de juntas, en los apartados de la UNE-ENV 1996-1-1 y en la UNE-ENV 1996-2, se establecen unas tablas que recomiendan las separaciones entre las juntas verticales según el tipo de muro de fábrica seleccionado.

Por último ya, en el Código Técnico se aporta, en su artículo 2.2 Juntas de Movimiento, unos comentarios muy similares a los del Eurocódigo 6 en donde exigen esas juntas de movimiento.

3.3.2 Disposición de las Juntas.

Existen diversos factores por el cual se hacen necesarios la disposición de juntas en las fábricas de ladrillo, unos son los propios del material como podemos ver en las especificaciones de las tablas del código técnico y en el Eurocódigo, pues según sea el material de ejecución de la fábrica necesita unas dimensiones de distancia entre juntas distinta, pero a su vez hay que añadir la influencia de los tipos de mortero con los que se realiza el muro y por supuesto los elementos relacionados con los propios de la estabilidad del conjunto debido a su contacto con el resto de

elementos edificio, pues la deformabilidad de la estructura debe tenerse en cuenta así como lo referenciado a la variación higrotérmica de los distintos materiales en contacto de todo el edificio.

Unos de los principales factores de la diferencia entre los antiguos muros de obra de fábrica y los actuales es la rigidez de los morteros empleados en la ejecución de dichos muros, estos morteros empleados están compuestos, como ya hemos visto en uno de los apartados de este proyecto, por cemento y arena, siendo el contenido en cemento relativamente alto, resultando así que el mortero sea de gran resistencia y poca ductilidad.

Antiguamente este mortero estaba compuesto con menor cantidad de cemento y mezclado con cal, constituyendo un mortero bastardo de menor retracción, menos rígido y más trabajable.

Otro tipo de factor influyente en la colocación de juntas deriva de la dilatación térmica de las propias fábricas, por supuesto que este factor como ya he anunciado anteriormente es dependiente del material con el que este compuesto la fábrica, así como del aparejo de esta y de las condiciones térmicas a las que este expuesta la fachada.

El contacto de las fábricas de ladrillo con el resto de la estructura hace que el factor de movimiento de la estructura sea un factor determinante a la hora de disposición de las juntas de dilatación de las fábricas de ladrillo, su apoyo sobre los elementos horizontales y especialmente el chapado de los forjados con piezas de ladrillo, que como explicaremos es una muy mala práctica de las fachadas de ladrillo pero que es lo que actualmente se usa, son condicionantes esenciales para las juntas.

Como es sabido, una de las causas más habituales de daños en la tabiquería interior de fábrica de ladrillo de los edificios es la fisuración debida a la incompatibilidad entre la deformación por la flecha de los elementos estructurales y la rigidez de las fábricas, esto era más habitual en épocas pasadas cuando la unión entre la última hilada de ladrillo y el encuentro con el forjado se realizaba con mortero, en vez de utilizar yeso que es lo correcto para absorber este movimiento del forjado.

La fachada, en general dispone de mayor resistencia cuando está formada por ladrillos macizos o perforados, lo que hace que la incidencia sea algo menor, pero cuando la fachada está compuesta por ladrillo hueco, muy utilizado cuando el acabado

de la misma va a ser un revestimiento con mortero monocapa, revoco o pintura, tiene mayor incidencia en las deformaciones.

3.3.3 Distancias y Detalles.

Los tipos de juntas que deben preverse para limitar en lo posible la incidencia de los factores anteriormente descritos en el comportamiento de una fábrica de ladrillo, deben cumplir con los caracteres exigidos en el CTE, pero parece que esos valores pueden resultar genéricos e insuficientes.

Es necesario ampliar esos valores para los habituales muros de medio pie.

Tabla 2.1 Distancia entre juntas de movimiento de fábricas sustentadas

Tipo de fábrica			Distancia entre las juntas (m)
de piedra natural			30
de piezas de hormigón celular en autoclave			22
de piezas de hormigón ordinario			20
de piedra artificial			20
de piezas de árido ligero (excepto piedra pómez o arcilla expandida)			20
de piezas de hormigón ligerode piedra pómez o arcilla expandida			15
de ladrillo cerámico ⁽¹⁾	Retracción final (mm/m)	Expansión final por humedad (mm/m)	
	≤ 0,15	≤ 0,15	30
	≤ 0,20	≤ 0,30	20
	≤ 0,20	≤ 0,50	15
	≤ 0,20	≤ 0,75	12
	≤ 0,20	≤ 1,00	8

⁽¹⁾ Puede interpolarse linealmente

Tabla de distancia entre juntas de movimiento

Juntas Verticales.

Como indica el DB SE-F en la tabla anteriormente expuesta, las juntas verticales dependerán del material de la fábrica, pues los distintos materiales varían las distancias de dilatación de la fábrica.

Se deben disponer juntas verticales a las siguientes distancias:

- La distancia horizontal máxima entre juntas verticales no debe sobrepasar, los 20 m en paños rectos. Esta afirmación viene dada, pues la retracción final de

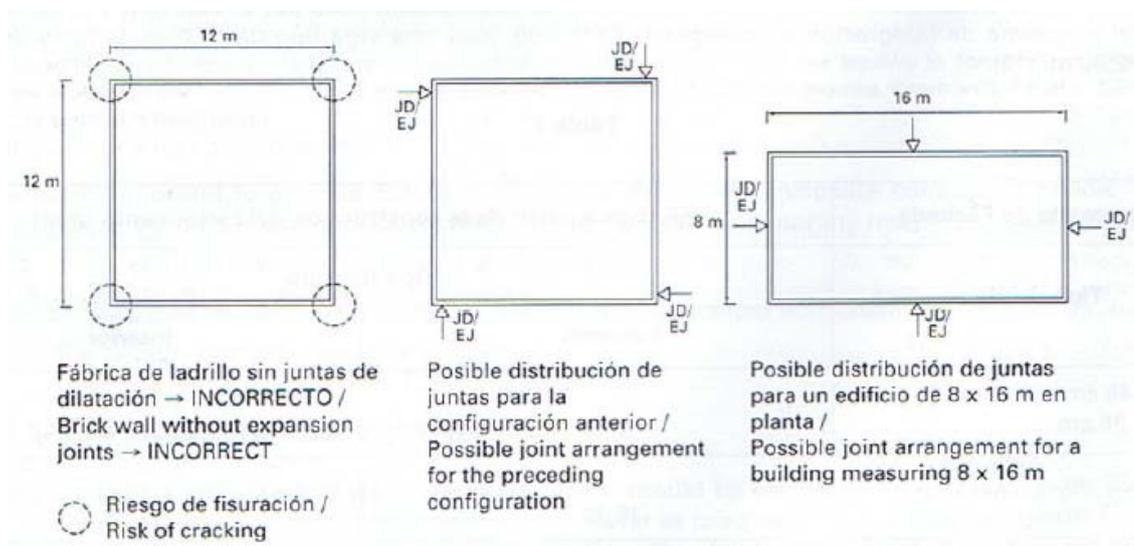
los ladrillos usados habitualmente en la construcción no sobrepasa los 0,20 y en piezas de baja expansión por humedad no es mayor que el 0,30.

En el DB SE-F la referencia a los petos y muretes rectos no se indica en la norma, pero haciendo caso de la norma UNE-ENV_1996-2/2000, se debe disminuir la distancia hasta los 8 m y en fachadas curvas hasta los 6 m.

En el Eurocódigo 6 existe la regulación de las juntas en fachadas curvas, punto en el cual la DB SE-F no hace referencia y no por ello debemos dejar olvidado, las fachadas curvas convexas por cuanto existen mayores tensiones en ellas, su distanciamiento entre las juntas verticales debe ser mucho menor como se expone anteriormente reduciendo esta distancia a 6 m, sino se pueden provocar no sólo fisuras además de desplazamientos de la fábrica en el plano horizontal susceptibles de originar problemas de estabilidad.

La localización de estas juntas aparte de fraccionar en longitud los paños largos de fachada, deben disponerse en los siguientes puntos:

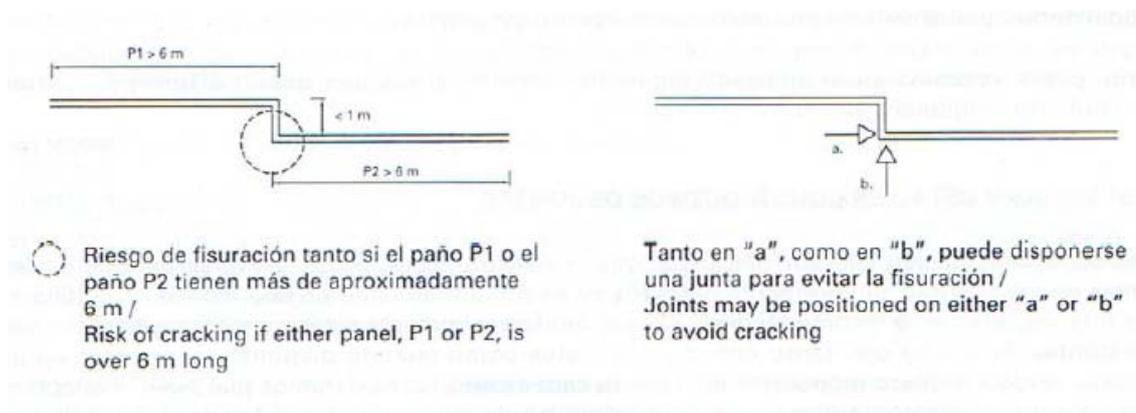
- Esquinas: Es un error considerar que una esquina supone un punto capaz de absorber las tensiones, al contrario las esquinas son un punto donde suelen manifestarse las fisuras.



Esquema de diferentes soluciones de esquina

Fuente: Cuadernos INTEMAC "Distancia y detalles constructivos para la ejecución de juntas de cerramientos de fachada de ladrillo"

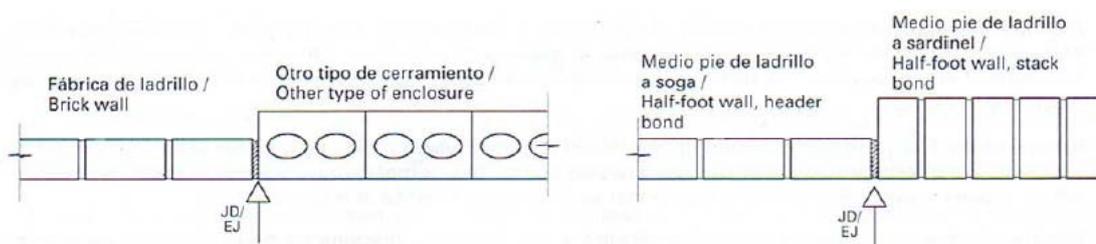
- Pequeños quiebros: Deben disponerse juntas en los paños de más de 6 m de longitud en el que se producen pequeños quiebros entendiéndose por estos, los que tienen menos de 1 m de longitud.



Esquema de diferentes soluciones de quiebros

Fuente: Cuadernos INTEMAC "Distancia y detalles constructivos para la ejecución de juntas de cerramientos de fachada de ladrillo"

- Encuentros con otro tipo de cerramientos o otros paños de ladrillo, sin que exista traba.



Esquema de diferentes soluciones de encuentros con otro tipo de cerramientos

Fuente: Cuadernos INTEMAC "Distancia y detalles constructivos para la ejecución de juntas de cerramientos de fachada de ladrillo"

- En cambios de altura del edificio y en la prolongación de ventanas alargadas.

El ancho de la junta debe disponerse para absorber los movimientos, sin dañar la fábrica.

Las juntas de movimiento deben atravesar el espesor total de la hoja, a ser posible tal y como indica el DB SE-F con solape.

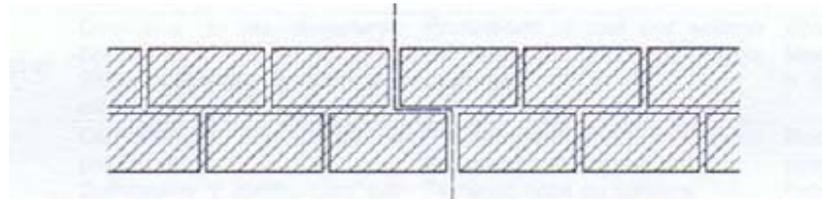


Figura 2.1 Junta de dilatación con solape. Esquema en planta

Se debe especificar el relleno y los sellantes de juntas teniendo en cuenta el comportamiento exigido al muro, a los materiales de fábrica y al rango previsto de movimiento.

Se debe utilizar un cordón de separación entre el sellante y el relleno si existiese incompatibilidad entre ambos, así evitaremos que el sellante se adhiera al relleno.



Dibujo de cordón de separación

Fuente: Cuadernos INTEMAC "Distancia y detalles constructivos para la ejecución de juntas de cerramientos de fachada de ladrillo"

Juntas Horizontales.

Un apartado obviado en el CTE es la distancia entre juntas horizontales, es más, no sólo la distancia sino la colocación de dichas juntas, parece ser que no es de

obligado cumplimiento para el código técnico, ya que no se hace referencia ninguna sobre este aspecto.

Se ha de decir que para ladrillos cerámicos también se producen variaciones dimensionales de origen termo-higrométrico aunque sensiblemente menores en sentido horizontal, ya que, la menor relación del ladrillo cerámico, en general 7,5 cm, respecto al grueso del tendel, aproximadamente 1 cm, respecto a la soga del ladrillo 24-29 cm y la llaga 1 cm.

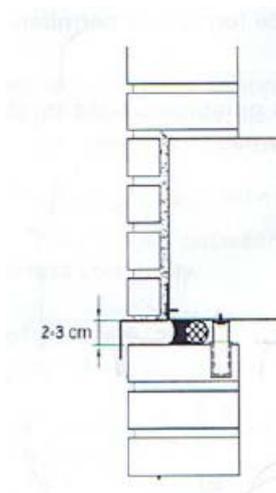
Para las habituales disposiciones de las fábricas, con apoyo en los forjados, los citados movimientos quedan coartados por los forjados.

Sin embargo deben considerarse las tensiones que puedan generarse como consecuencia de la transmisión de las cargas verticales debida a la deformación por fluencia del hormigón.

Por eso sería buena práctica la colocación de juntas horizontales en las fábricas de ladrillo a distancias máximas entre sí de 15 m, lo que equivale a cada 5 plantas de un edificio.

Su localización debería disponer en el encuentro entre el forjado y la fábrica.

Una posible solución a lo anteriormente descrito de las juntas horizontales se muestra en el siguiente ejemplo.



Esquema de posible solución de junta horizontal

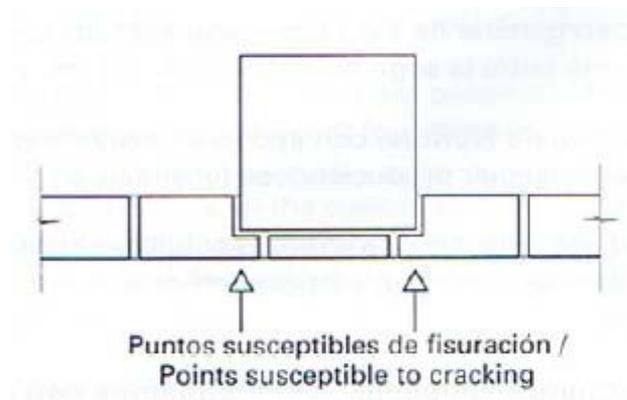
Fuente: Cuadernos INTEMAC "Distancia y detalles constructivos para la ejecución de juntas de cerramientos de fachada de ladrillo"

Desde el punto de vista de la estanqueidad frente al agua consideramos proteger el sellado con un elemento que actúe como barrera, pues si, en una junta vertical la estanqueidad es importante en una junta horizontal el riesgo de entrada de agua es mayor.

Encuentro con los pilares.

La disposición más frecuentemente empleada en los pasos de la fachada con los pilares, consiste en el chapado de estos mediante LH-4 o incluso de dimensiones menores y tomadas a los pilares con mortero.

Esta solución es muy susceptible de crear fisuraciones ante los movimientos diferenciales entre ambos elementos, además el problema se agrava sí, la disposición de las juntas verticales es insuficiente pues la unión de la fábrica con el pilar coarta los movimientos de la fachada.



Puntos de posible fisuración de la fábrica

Fuente: Cuadernos INTEMAC "Distancia y detalles constructivos para la ejecución de juntas de cerramientos de fachada de ladrillo"

Con base a lo expuesto anteriormente lo más indicado para resolver estos encuentros, ante los problemas descritos, es pasar la fábrica de ladrillo entera por delante de los pilares de fachada, independizándola con un panel intermedio que bien puede ser el panel de aislamiento utilizado en obra.

3.4 Estabilidad conjunta.

3.4.1 Introducción.

La estabilidad conjunta de las fábricas de ladrillo viene a reflejar el comportamiento que tiene la fachada con respecto a la estructura de nuestro edificio, y las posibles repercusiones que la estructura genera en nuestra fachada debido a su distinto comportamiento dentro del mismo.

Es obvio que la estructura tiene una relevancia importante en el comportamiento de nuestra fachada, y que debido a su distinto comportamiento estructural de por sí, se debe tener en cuenta los aspectos que nos dificulten la posible conservación adecuada de nuestra fachada.

Los problemas que podemos encontrarnos con nuestra estructura son diversos, pues ya bien sea, que hayamos realizado un mal replanteo de forjados, o bien, la propia diferencia térmica en cuanto a dilataciones se refiere de un comportamiento distinto de materiales de uno sobre otro, puede crear las tan costosas y difíciles de solucionar, patologías en nuestra fachada.

Una mala colocación y ejecución de nuestra fachada, respecto a la unión con nuestra estructura y una mala interacción entre ambas también nos lleva al posible colapso de nuestra fachada, sino, totalmente si parcialmente y suficiente como para que la reparación de estos problemas sea muy costoso y dificultoso en cuanto a su posible reparación.

Es una verdad muy extendida que los métodos usados para la realización de nuestras fachadas en los edificios actuales, llevan consigo unas normas no escritas que a través de los años han ido pasando de generación en generación, sin razón ninguna y sin mayor prueba de su veracidad que el método empírico.

No por eso se tiene que decir que la manera de ejecutar nuestras fachadas sea incorrecta, sino, que no es del todo precisa y deberíamos poner un poco más de atención a las soluciones, que otorgarán al edificio de la piel que se merece.

Dejar a un lado la problemática existente en un buen número de edificios que actualmente constituyen nuestras poblaciones, no se debe admitir, y sobre todo lo que

se debe luchar es por las futuras edificaciones, las cuales deberíamos conseguir que el nivel de patologías existentes sea casi nulo.

En este punto se va a intentar ver los comportamientos que tiene la estructura con referencia nuestra fachada y los posibles daños que puede afectar a esta si no se tienen en cuenta algunos factores tan simples como ignorados.



El cuidado por la correcta interacción de la fachada con la estructura es lo que debemos conseguir para evitar las posibles posteriores patologías en nuestra fachada.

3.4.2 La deformabilidad de la estructura

Puesto que las estructuras de hormigón son las que principalmente predominan nuestra manera de construcción de los edificios actuales, nos centraremos en esta tipología, aunque es posible la extrapolación a las estructuras de acero.

De acuerdo también con la realidad de que la tipología comúnmente edificada es la que, el cerramiento no es portante dentro de la estructura del edificio, actuará de

manera independiente de la estructura, por lo que, se tratará la fachada no como muro de carga exterior.

La evolución sufrida por las estructuras de hormigón, referencian que debido al mayor conocimiento de su comportamiento y el avance en tecnología de su fabricación, realizando así hormigones de mayor calidad para nuestros edificios y procesos de cálculo más acertados, se ha pasado de estructuras porticadas de 3 – 4m y cantos de viga del orden de $L/10$, $L/12$ a luces de 7 – 8m con cantos de viga de $L/22$, $L/24$ y aceros de 255 a 500 MPa.

Consecuencia de lo anterior es que se consiguen estructuras más ligeras pero mucho más flexibles, condición esta que afecta directamente a los otros elementos implicados en la ejecución del edificio y especialmente a los cerramientos de fachada.

El propio Código Técnico ya dice que para módulos bajos-medios de elasticidad de las fábricas (2000 a 3000 N/mm^2), es difícil garantizar la no fisuración de tabiques cuando las luces son superiores a 5m en tramos extremos y de 6m en partes centrales.

La EHE también nos refiere a que “La deformación total producida por un elemento de hormigón es suma de diferentes deformaciones parciales que se producen a lo largo del tiempo por efecto de las cargas que se introducen, de la fluencia y de la retracción del hormigón”

La influencia de las flechas instantáneas respecto de las fábricas, debidas al peso propio de la estructura y en algunos casos (según el proceso constructivo) las del solado y las del propio peso del cerramiento, podemos evitarlas, pero las flechas instantáneas producidas por la sobre carga de uso y las diferidas en todos los casos, no serán eludibles por un proceso constructivo determinado, sino que, será necesario tomar medidas complementarias.

La EHE ya hace hincapié en que, las flechas activas deben estar limitadas para intentar evitar daños en las fábricas sustentadas por ellas. Esta limitación no hay que extenderla a que, las fábricas que atestan por debajo a la estructura tampoco serán dañadas con la verificación de esta limitación, lo cual es rotundamente falso y origina grandes errores.

Parámetros que influyen en el cerramiento debido a los cambios sufridos por la estructura pueden ser:

- Asientos diferenciales, los cuales, originan una distorsión angular entre vigas y pilares que afectan a nuestro cerramiento.
- La flexión horizontal de la estructura, la cual, en los edificios en altura afecta debido al viento o al sismo, principalmente a plantas superiores.
- Dilatación y retracción de las estructuras.

Este último punto vamos a tratarlo con más detenimiento, pues como todo cuerpo físico, las estructuras de hormigón están sometidas a la variación dimensional por efecto de la temperatura.

Asimismo el hormigón sufre los efectos de la retracción hidráulica que tiene una duración de 4 – 5 años, aunque se manifieste mayormente en los primeros meses de vida útil.

Como consecuencia de los enunciados anteriores, será la compatibilidad o la incompatibilidad de las deformaciones de la estructura con los cerramientos en determinadas posiciones, la que obligará a modificar o redefinir los sistemas de apoyo y anclaje de estos respecto a los cerramientos.

Las tolerancias permitidas en las diferentes normas de la construcción aplicadas a la edificación son inevitables pues siempre existe una desviación entre la solución teórica y la ejecución real, dándose por buena, la realización de los trabajos que admitan dichas desviaciones estimadas permitidas por la norma.

En las estructuras de hormigón, la EHE considera las desviaciones como lógicas y admisibles, en el momento actual, para estructuras construidas “in situ” las siguientes:

a) Desviación de la vertical (Δ =Desviación admisible)

a.1) Líneas y superficies en general:

$$H \leq 6 \text{ m} \qquad \Delta = \pm 24 \text{ mm}$$

$$6 \text{ m} < H \leq 30 \text{ m} \qquad \Delta = \pm 4H \text{ No mayor de } \pm 50 \text{ mm}$$

$$H \geq 30 \text{ m} \qquad \Delta = \pm \frac{5H}{3} \text{ No mayor de } \pm 150 \text{ mm}$$

a.2) Aristas exteriores de pilares de esquina vistos:

$$H \leq 6 \text{ m} \qquad \Delta = \pm 12 \text{ mm}$$

$$6 \text{ m} < H \leq 30 \text{ m} \qquad \Delta = \pm 2H \text{ No mayor de } \pm 24 \text{ mm}$$

$$H \geq 30 \text{ m} \qquad \Delta = \pm \frac{4H}{5} \text{ No mayor de } \pm 80 \text{ mm}$$

Con H en m y Δ en mm, siendo H la altura del punto respecto al plano horizontal que se tome como referencia.

El CTE limita el desplome de las fábricas entre pisos en 20mm y en 50mm para la altura total del edificio, cifras que van bastante acorde con las establecidas en la EHE para la estructura de hormigón.

En esta situación, podemos decir que en la ejecución de una estructura de hormigón, los bordes de los forjados estarán contenidos en un sólido, de sección vertical idéntica al alzado del edificio, y de espesor igual a la tolerancia, considerada esta como la suma de los valores absolutos de las desviaciones admisibles.

Consecuencia de esta realidad, es que los cerramientos que se ejecuten en estas estructuras, tendrán que estar dotados de elementos capaces de absorber las correspondientes tolerancias.

Como ejemplo tenemos este detalle constructivo, en el que se observa la diferencia entre el dibujo teóricamente a seguir descrito en proyecto, y la realidad a la hora de ejecutar la fachada en el paso por el frente de forjado.

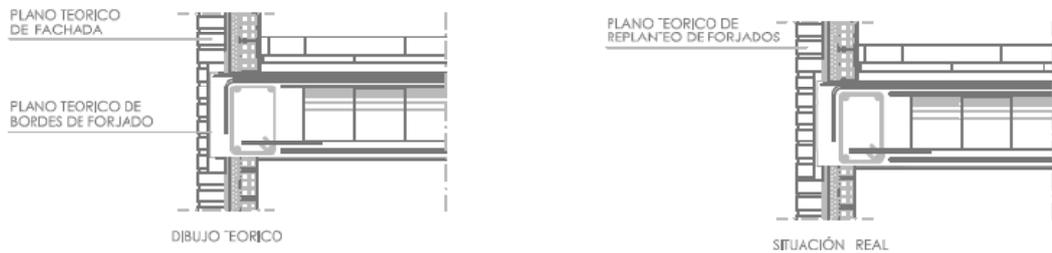
En el diseño de la estabilidad vertical de los cerramientos, se da por supuesto única y exclusivamente la posición teórica más favorable que es que el apoyo $2/3 = 7,5 \text{ cm}$ y el vuelo $1/3 = 4 \text{ cm}$, como acabamos de ver en el ejemplo se produce tantas veces como la posición más desfavorable.

Decimos la posición más favorable al espesor mínimo con el que se puede forrar el frente del forjado y es del orden de 4 cm, luego el resto del tizón es lo máximo que apoyará en el forjado.

Por eso se ha resaltar que en absoluto, una fábrica de $1/2$ pie es estable por el mero hecho de apoyar en el forjado 7,5 cm. Una fábrica de $1/2$ pie con altura de una

planta no es estable al viento ni apoyando la totalidad del tizón si no se introducen mecanismos que lo estabilicen frente al mismo.

La buena ejecución del replanteo de la estructura es fundamental para comprender una creencia muy extendida en el mundo de la construcción y que consiste en aceptar que la fábrica de ladrillo, será estable siempre que la componente del peso propio pase por el interior del borde del forjado donde se apoya, para lo cual un ladrillo de 11,5 cm considerando un grueso mínimo para el aplacado de 4 cm, tiene solamente una holgura de 1,75 cm (entre los 4 cm y el 50% del tizón).



Ejemplo de la tolerancia permitida según el artículo de *“La estabilidad de los cerramientos de ladrillo, luces y sombras”*

Como se puede observar en el ejemplo mostrado anteriormente la desviación $\Delta = \pm 0,875$ cm o lo que es lo mismo la tolerancia $T = 1,75$ cm, cosa absolutamente imposible de conseguir y muy difícil de exigir.

La extensión de esta regla heredada de que para garantizar la estabilidad de un cerramiento es condición necesaria y suficiente el apoyo de 2/3 del tizón, queda bastante en entredicho, pues para que fuera condición necesaria deberíamos conseguir tolerancia $\pm 0,00$ en la ejecución de la estructura, o absorber la tolerancia con el falseo de la planeidad y verticalidad de las fachadas.

3.5 Patologías en Cerramientos de Fábrica.

3.5.1. Fallos en los Cerramientos de Fachada.

Los procesos patológicos comúnmente aparecidos en los cerramientos de fábrica de ladrillo sobre estructuras porticadas, en los últimos años, han hecho replantearse el diseño y la construcción de los cerramientos de fábrica en nuestro país.

Son muchos los factores y las causas que pueden inducir a la fisuración de las fábricas de ladrillo, siendo esta causa, la de la fisuración junto con la de las humedades, los procesos patológicos más frecuentes que nos podemos encontrar en los cerramientos actuales.

En todos los casos la fisuración deriva de la rotura a tracción de las fábricas, como consecuencia de la escasa capacidad resistente de la misma frente a estas sollicitaciones.

Los cerramientos actuales de ladrillo, se sustentan apoyados en los forjados sobrevolando su borde, lo que conlleva a ejecutar perfectamente el problema constructivo que de ello se deriva, pues ejerce su estabilidad por el efecto arco y lo que sobrelleva la inevitable acumulación de cargas en el cerramiento.

En el siguiente gráfico se observan las diferentes causas, por orden de frecuencia en la aparición de dichas lesiones. Los datos son extraídos de la mutua de seguros ASEMAS donde podemos ver los siguientes resultados:

1. Humedades	34,09 %	(Azul)
2. Grietas	25,26 %	(Rojo)
3. Fisuras	21,31 %	(Verde)
4. Desprendimientos	7,77 %	(Morado)
5. Deformaciones	4,26 %	(Celeste)
6. Otros	7,31 %	(Naranja)

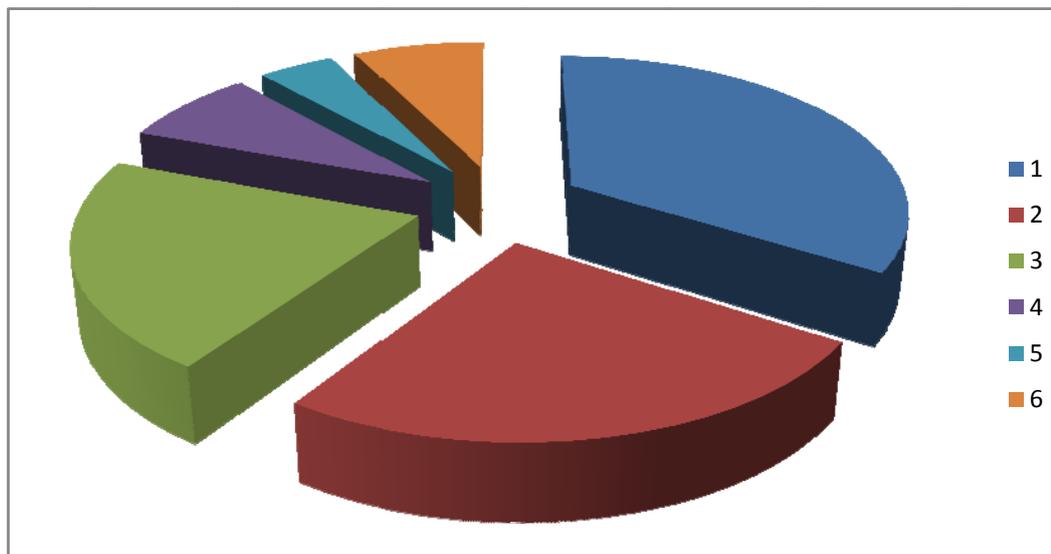


Gráfico de lesiones en cerramientos de fábrica según ASEMAS

Las causas de los procesos patológicos ya mencionados se pueden dividir en dos grandes familias, por causas directas o por causas indirectas. Aquí se va a tratar de analizar las causas directas sobre las cuales existen estas patologías y más concretamente al apartado de causas mecánicas, además de las causas directas, existen las causas indirectas que son la consecuencia de los procesos patológicos derivados de una mala ejecución de las fábricas de ladrillo o bien de una mala concepción de proyecto de las mismas.

Las causas mecánicas engloban todo tipo de acciones que impliquen una actuación mecánica sobre la unidad, no prevista o superior a la calculada o superior a la que la unidad en concreto sea capaz de soportar.

El número y clase de este tipo de esfuerzos es muy elevado pero se puede mencionar los más representativos para entender esta tipología. Así pues, empezaremos por las acciones mecánicas sobre elementos estructurales, superiores a las previstas en cálculo, como sobrecargas de uso temporales o cargas dinámicas, que superan la capacidad resistente de dicho elemento, provocando simples deformaciones, o grietas y fisuras adicionales.

Estas acciones podrán ser previstas en el proyecto, pero si existen defectos de cálculo, diseño o ejecución, lo que conllevará a superar las admisibles por el elemento estructural en cuestión, provocará las lesiones anteriormente mencionadas.

Pueden aparecer acciones de este tipo actuando también sobre elementos no estructurales, como elementos de cerramiento o de tabiquería, que normalmente no están preparados para recibir este tipo de cargas. El resultado será también la aparición de grietas y fisuras.

También podemos considerar en este apartado la transmisión de las acciones mecánicas por deformación, desde los elementos estructurales a los de cerramiento, que acaban en grietas, fisuras y desprendimientos.

Las causas indirectas son aquellas que permanecen latentes hasta recibir la chispa que le hace explotar, iniciando el proceso patológico. Son cada uno de los factores inherentes a la unidad constructiva consecuencia de su selección o de su diseño defectuoso que, al aunarse con la acción de la causa directa, posibilitan la aparición del proceso.

Como se ha comentado anteriormente estos factores influyentes vienen determinados por fallos, bien en el proyecto, o bien en la ejecución de las fábricas.

En el proyecto engloba el conjunto de errores cometidos, tanto en la toma de decisiones del material a emplear, como a la técnica o sistema constructivo empleado, de este modo podemos distinguir:

Estos defectos pueden darse, no sólo por el error en el diseño o de selección, sino, simplemente, por la falta de definición suficiente, lo que se traduce en un pliego de condiciones técnicas defectuosas o incompletas.

En el nivel de ejecución comprende todos aquellos factores inherentes a la obra construida que provienen de errores en la ejecución de la misma o cada una de sus unidades, partiendo de la base que están salvados los posibles errores de proyecto mencionados en el punto anterior.

En general, se trata de la falta de cumplimiento de las condiciones técnicas, o especificaciones indicadas en el pliego o aceptadas como normas de la buena práctica (que se están demostrando que pueden ser equivocadas en muchos casos).

Como muestra gráfica del análisis simplificado que acabamos de describir, se muestra una serie de datos estadísticos, en las que se resume el porcentaje de las causas indirectas generadoras de dichos procesos.

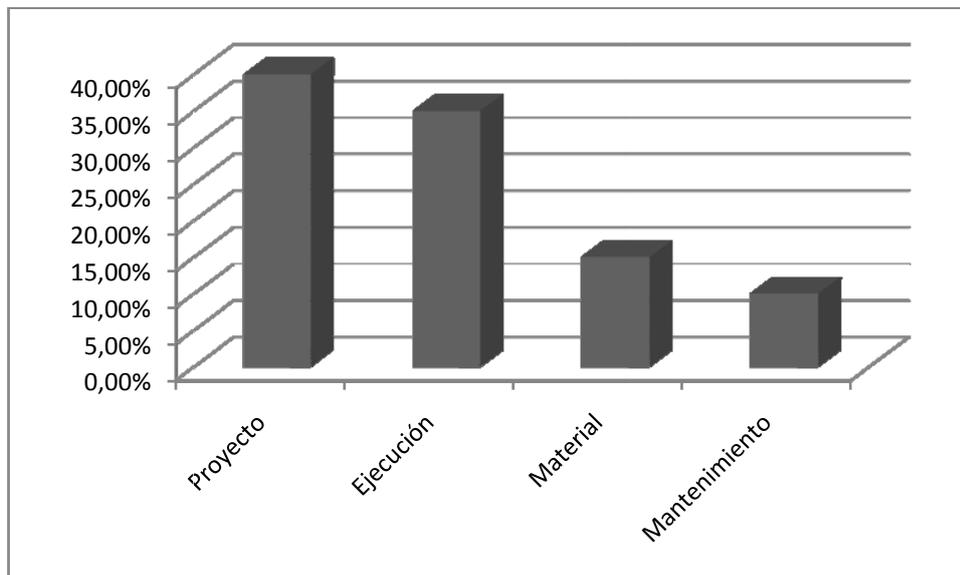


Gráfico de causas de las patologías

Los resultados mostrados en la gráfica anterior deben hacer reflexionar sobre la responsabilidad de los proyectos y su definición correcta de la ejecución para evitar las patologías que encontramos en las obras.

3.5.2. Grietas y Fisuras en los cerramientos de fábrica.

Definimos como grietas todas aquellas aberturas incontroladas de un elemento que afecta a todo su espesor.

Definiremos como fisura a todas aquellas aberturas que afectan solamente a la superficie del elemento o su acabado superficial, del tipo que sea.

Ambos tipos de lesiones son muy frecuentes en los elementos superficiales de fábrica, por dos razones básicas, por un lado, por su propia técnica constructiva resultan unidades poco preparadas para resistir esfuerzos de tracción, que naturalmente, son el origen de estas aberturas. Por otro, el hecho de ser elementos básicamente superficiales y estar colocados en vertical, ayuda a la aparición de estas lesiones que, tanto por la necesidad de un apoyo lineal continuo en su base, como por su poco espesor, permite su rotura, atravesando todo su espesor en el caso de las grietas.

Las roturas ya bien sean en forma de grietas o fisuras, se producen al superar el mencionado esfuerzo y provocan la división del elemento unitario original (el cerramiento en cuestión) en dos o más partes que empiezan a actuar de un modo independiente, tanto física como mecánicamente.

La causa directa de grietas y fisuras más clara y abundante, que se transforma en esfuerzos internos de la fábrica, de tracción, cortantes o rasantes, según ya hemos visto.

Las posibles acciones mecánicas son muy variadas, por lo que habrá que agruparlas en una serie de tipos, según debidas a movimientos de la estructura soporte, o a movimientos del propio elemento. En cualquier caso, los efectos y el proceso son repetitivos y, por tanto, se pueden agrupar en unos pocos casos, independientemente del análisis que hagamos a continuación de los distintos casos particulares.

En este sentido podemos agrupar las causas considerando los siguientes tipos de grietas:

Por fallo de asiento puntual

Que provoca, bien la grieta vertical en el eje del asiento por aparición de tracciones horizontales en la base, bien grietas superpuestas inclinadas debidas al esfuerzo cortante.

Por fallo de asiento continuo

Que provoca grietas en arco de descarga, bien completo, si el asiento es central, bien semiarco, si el asiento es lateral.

Si el asiento es uniforme en toda la longitud del cerramiento, y la fábrica es de hiladas horizontales, puede producirse una grieta horizontal, coincidiendo con una hilada en la parte baja del mismo, por descenso del cuerpo inferior del elemento.

Por empuje vertical

Que provoca distintas grietas en función de su localización. Si en el centro, puede producir un simple aplastamiento, con alguna grieta horizontal en la parte superior, o si es importante, puede llegar al pandeo del elemento.

En este caso, distinguimos dos tipos, según exista, pandeo fuera del plano, que es el más frecuente y produce grietas horizontales coincidiendo con los tendeles en el lado traccionado, o pandeo en el propio plano, que se transforma en esfuerzos de tracción horizontales que provocan grietas verticales.

En el caso de los muros de dos hojas, muros capuchinos, si la trabazón no es suficiente, pueden producirse pandeos fuera del plano, opuestos en cada una de las hojas, por lo que nos aparecen grietas en ambas caras del muro claramente horizontales.

Si el empuje vertical es en un extremo, además de los esfuerzos y las grietas mencionadas, es fácil que aparezcan esfuerzos de tracción horizontales en la parte alta que se traducen en grietas verticales en "V".

Por empuje horizontal

Donde aquí tenemos que distinguir dos posibilidades: que el empuje sea perpendicular al elemento o que esté en su propio plano. Asimismo, habrá que tener en cuenta la sujeción perimetral del cerramiento.

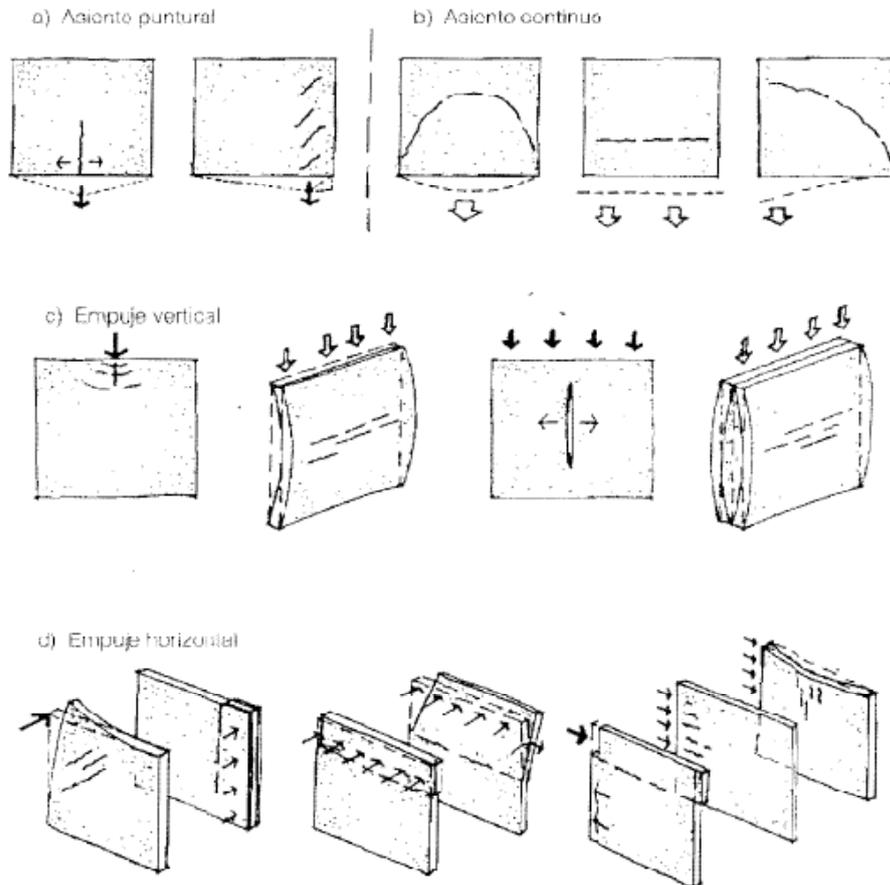
Si es perpendicular y puntual, provocará un alabeo que, en función de la sujeción del cerramiento en su perímetro, producirá un esfuerzo de tracción en una de las caras, con grieta según una línea más o menos inclinada.

Si es perpendicular y lineal, producirá una rotura más o menos limpia según el empuje, es decir, vertical, en caso de pilares u otros muros perpendiculares, u horizontal en el caso de los forjados.

Si el empuje está en el mismo plano y es puntual, producirá, grieta horizontal coincidiendo con las hiladas.

Si es lineal, puede producir aplastamiento, con grietas horizontales en todo el frente o un pandeo horizontal, con posibles grietas verticales.

En las siguientes figuras se pueden ver los distintos comportamientos del muro de fábrica y los tipos grietas por acciones mecánicas externas.



Tipos de grietas por acciones mecánicas externas

Fuente: Juan Monjo Carrio en "Patología de cerramientos y acabados arquitectónicos"

3.5.2.1. Flechas de vigas y forjados.

El conjunto de casos más frecuente en el origen de las grietas de cerramientos y tabiques, por lo que conviene distinguir varias opciones.

Flechas de Vigas

Pueden afectar directamente a los cerramientos que están en contacto con ellas o, indirectamente, a través de los forjados que se apoyan en las mismas, a otros cerramientos o tabiques que descansan sobre ellos.

Los cerramientos que se apoyan sobre las vigas sufren un fallo de asiento, por lo que se provocarán grietas en arco, o semi arco, de descarga, en función de su situación relativa.

Los cerramientos localizados bajo esas vigas, pueden llegar a sufrir un empuje vertical, centrado o lateral, que producirá aplastamientos o pandeos y por tanto, grietas verticales u horizontales según se ha comentado.

Flechas de Forjados

Sus efectos son prácticamente iguales a los vistos para las vigas, es decir, aparición de arcos de descarga, y empujes verticales, con producción de aplastamientos y pandeos, tanto en el plano, como perpendiculares al mismo y provocando, por tanto, los mismos tipos de grietas.

Hay que decir que los cerramientos más afectados por este tipo de acciones son los de tabiquería que normalmente son de menor rigidez que los de fachada, por lo que la aparición de estas lesiones son más rápidas.



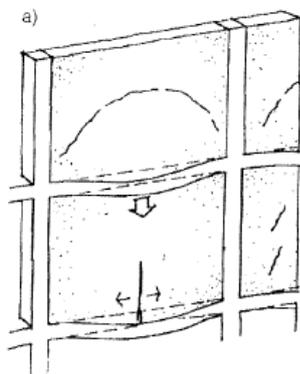
Otro efecto, aunque puntual, de las flechas de forjados aparece en el apoyo de los muros en un zuncho de fachada, cuando la flecha de aquél produce un giro en el zuncho donde apoya el cerramiento de fachada, provocando varios efectos:

- Empuje vertical hacia abajo en la línea de borde inferior del cerramiento, con posible aplastamiento.
- Pandeo fuera de plano, tanto en el cerramiento inferior, como del superior, en función de la penetración de la estructura en el espesor del cerramiento.

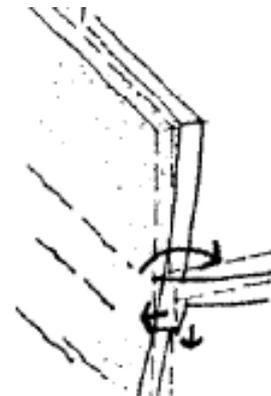


- Empuje horizontal, hacia afuera, del borde inferior del forjado, lo que produce grieta horizontal en el cerramiento coincidiendo con la hilada horizontal correspondiente a ese borde

En las siguientes figuras se puede observar los distintos comportamientos del muro de fábrica de ladrillo respecto a las flechas de vigas y forjados.



Flecha de los forjados



La flecha + giro en el zuncho

Fuente: Juan Monjo Carrio en "Patología de cerramientos y acabados arquitectónicos"

3.5.2.2. Deformaciones horizontales de la estructura por dilatación.

Son casos también bastantes frecuentes en los que conviene distinguir algunas situaciones destacadas:

Dilatación de la estructura

La dilatación de la estructura provoca empujes normalmente perpendiculares, a los cerramientos de fachada, produciendo, por un lado, grietas horizontales coincidiendo con una hilada de cerramientos situada, bien en el borde inferior o bien en el borde superior, del forjado que empuja, según la construcción del encuentro.



Por otro lado, grietas verticales en el cerramiento que rodea los pilares de las esquinas, aunque en este caso distinguimos:

- Que la grieta se produzca en el plano perpendicular al de dilatación, caso frecuente en la esquina de una fachada con distintas orientaciones.



- Que la grieta se produzca en el mismo plano de la dilatación, por la aparición de esfuerzos importantes de tracción horizontal al estar excesivamente trabado el cerramiento con la estructura. La grieta puede aparecer en cualquier punto intermedio entre los dos elementos estructurales a los que este anclado el cerramiento. No obstante suelen localizarse en las líneas más debilitadas, a saber, el propio encuentro con la estructura, ventanas, encuentro con otros cerramientos perpendiculares.



- Un caso más especial se produce cuando la deformación de la estructura horizontal no provoca la grieta en la misma línea de apoyo, sino que produce un giro del cerramiento alrededor de un eje horizontal situado más abajo, en función de la técnica constructiva del mismo. Ello produce una fisura interior horizontal en el muro, cuya profundidad depende del ángulo de giro y de la constitución del cerramiento.

Pandeos de la estructura vertical

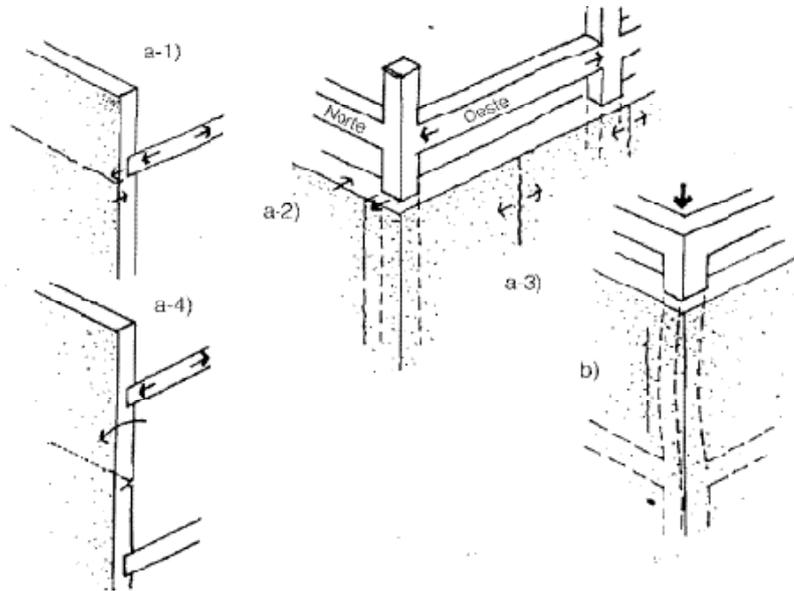
Producen grietas muy localizadas, tanto en cerramientos de fachadas como en tabiques interiores, siempre que exista contacto entre los dos elementos.

El tipo de grieta que se produce permite su fácil reconocimiento, consecuencia del esfuerzo lineal del borde del pilar en cuestión y de la sujeción del resto del cerramiento.



Por otra parte, el pandeo de un pilar puede provocar, además, el giro de una viga o la flecha de una viga o de un forjado, lo cual tendría las consecuencias que hemos visto anteriormente.

En las siguientes figuras se puede observar los distintos comportamientos del muro de fábrica de ladrillo respecto a las deformaciones horizontales de la estructura, por dilatación o por pandeo.



Deformaciones horizontales de la estructura

Fuente: Juan Monjo Carrio en *“Patología de cerramientos y acabados arquitectónicos”*

3.5.3. Prevención.

Vistos los distintos procesos patológicos que producen las grietas y las fisuras de los cerramientos de fábrica, debemos establecer medidas de prevención necesarias, entendiendo por estas, aquellas que debemos tomar en la fase de proyecto y de ejecución, para evitar que se originen la aparición de lesiones en el cerramiento.

Se entiende que las medidas de prevención estarán orientadas a anular las causas indirectas que tienen su origen en algunas de las etapas del proceso de edificación, ya bien sea, en fase de proyecto o ejecución, y que al aparecer la causa directa dan comienzo al proceso patológico.

Limitación de deformaciones estructurales elásticas

Las flechas de vigas y forjados que puedan afectar a cerramientos de fábrica, bien por actuar de sustentación o bien por ejercer esfuerzos verticales.

Debemos delimitar la flecha de las vigas y forjados en valores absolutos, ya que la grieta se produce a partir de un determinado asiento, independientemente de la luz del forjado o viga.

Sería bueno considerar que para elementos horizontales sustentantes de cerramiento de fábrica no estabilizados por cargas verticales (elementos no portantes) las flechas deben limitarse a 5mm, en valor absoluto. Si se superase este valor, los tabiques y muros de ladrillo pueden sufrir la lesión por asiento en arco de descarga o en hilada horizontal.

Por otro lado, tenemos los pandeos de los elementos verticales, sobre todo pilares, que pueden introducir empujes horizontales a cerramientos próximos.

Normalmente la solución en este caso pasará por la independencia entre estructura y cerramiento, pero cuando la problemática, sea el encuentro a tope entre pilares y cerramiento, tendremos también que delimitar su movimiento, que en este caso podemos delimitarlo en 3mm.

Estos dos valores de delimitación de movimiento y flechas son valores que se han extraído del libro "*Patología de cerramientos y acabados arquitectónicos*" y son valores que el propio autor "*Juan Monjo Carrio*" aconseja y estima oportuno para la prevención de grietas y fisuras en los cerramientos debido a los problemas descritos.

Deberemos delimitar cualquier posible deformación elástica de un elemento estructural cuando esté en contacto con un elemento de cerramiento no portante y su independencia sea problemática.

Independencia entre la estructura y el cerramiento

Será obligada en encuentros que no necesiten contacto directo, como elementos estructurales verticales y muros. Dicha independencia se debe asegurar constructivamente dejando una holgura mínima e introduciendo un material plástico en dicho espacio, como poliestireno expandido o similar.

La independencia de entre el cerramiento de fachada y la estructura debe ser nuestro objetivo, pues la mayor parte de las patologías sufridas en los cerramientos de fachadas vienen derivadas de la falta de independencia en esta parte.

Incluso tratar la fachada de fábrica no portante como si fuera un muro cortina, con posible estructura auxiliar de apoyo conectada al edificio, aunque con independencia de movimientos.

En cualquier caso hay que huir de la interdependencia que supone el encastrar, la estructura en el cerramiento de fachada a base de debilitar este, entonces no solamente no conseguimos la independencia de movimientos que buscamos, sino que facilitamos las zonas donde se puede producir la lesión.

3.6 Cálculo de la Estabilidad de las Fábricas de Ladrillo.

3.6.1. Arco estribado en sus extremos.

Después del análisis que se ha realizado en los distintos puntos anteriormente citados, vamos a realizar los cálculos necesarios para considerar óptimo la estabilidad de nuestra fábrica de ladrillo, respecto a lo establecido en el Código Técnico de la Edificación.

En el artículo 5.4.4 del DB SE-F se analiza la estabilidad de las fábricas ante las acciones laterales locales que recibe el muro, la principal fuerza a la que la fábrica de ladrillo es sometido que es el viento.

La concepción estructural de una fábrica de ladrillo sometida a acciones horizontales debe hacerse según este mismo artículo 5.4.4 del DB SE-F en el que explica que “Cuando un muro se ejecuta entre extremos capaces de resistir empuje, puede suponerse que las acciones perpendiculares a su plano se resisten mediante arcos verticales u horizontales, si se adoptan las medidas constructivas adecuadas a ese comportamiento”.

En los distintos apartados anteriores se ha aportado la consideración a cálculo ante acciones verticales y se han introducido los pasos para calcular las acciones horizontales a los que está sometido la fábrica de ladrillo.

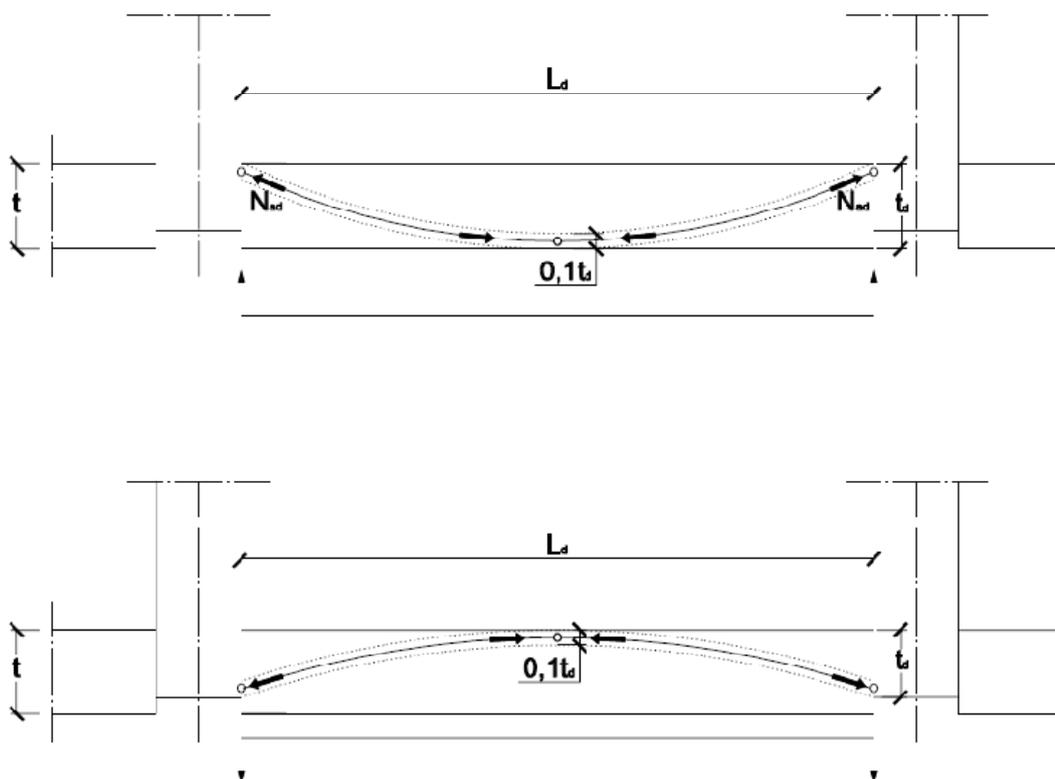
Ahora vamos a ver un ejemplo de cálculo para adaptar nuestra fábrica de ladrillo a la necesidad de resistencia que nos indica la norma, en uno de sus artículos

menos entendidos o más olvidados pero fundamentales para ejecutar correctamente nuestra fachada de ladrillo ante las acciones horizontales.

Según el artículo 5.4.4 del DB SE-F nos dice que “El cálculo como arco se basa en el de tres articulaciones, dos en los extremos y uno en una sección intermedia, situadas en el centro de bielas de ancho $0,1 \cdot t_d$, siendo t_d el canto del sólido capaz en donde se puede inscribir el arco”

El porque calcular la fábrica de ladrillo como arco además de porque la norma lo exige así, para solventar los esfuerzos a las acciones horizontales, su razón viene de la ejecución de nuestras fachadas de ladrillo y sobre todo de la manera que tiene esta de interactuar con nuestra estructura.

En la norma aparece como ejemplo ilustrativo del funcionamiento en arco el siguiente ejemplo:



Comportamiento del muro como arco

En la explicación gráfica de la norma nos damos cuenta que la ejecución de las fachadas confinadas entre pilares, nos lleva a articular esos puntos sobre los cuales la fábrica no puede desplazar y los empujes de viento se concentran en una tercera articulación en el centro del vano, así existe una trayectoria en arco de la resistencia que ejerce el paño de la fábrica de ladrillo ante dichas acciones horizontales.

Para una determinada fuerza de viento aplicada en nuestra fachada, se ejerce una resistencia a la misma dependiendo de la longitud de vano que tengamos en esta.

Así pues a mayor distancia entre pilares, menor resistencia de la fábrica de ladrillo ante los empujes horizontales, pero no solamente de la distancia horizontal deberíamos hacer hincapié pues la norma indica que tanto el arco horizontal como el vertical actúan de la misma forma en relación a la resistencia que deseamos obtener.

Es así, por tanto que la comprobación de la capacidad resistente de la fábrica de ladrillo como arco debe comprobarse en ambos sentidos, tanto horizontal (distancia entre pilares), como vertical (distancia entre forjados).

En el artículo 5.4.4 del DB SE-F en el párrafo 3 nos indica la altura del arco que es:

$$r = 2/3 \cdot (t_d - d)$$

Siendo:

t_d El canto del arco

d La deformación del arco debida a al valor de cálculo de la acción lateral; puede despreciarse para paños con una relación de longitud a canto de no más de 25. En otro caso resulta del lado de la seguridad adoptar $d = t_d/4$

Por lo tanto, dependerá de las condiciones constructivas del edificio que podamos encontrar el arco capaz de resistir las acciones horizontales (basta uno solo de ellos ya bien sea el vertical u horizontal) comprobando que q_{rd} que es la resistencia de cálculo de la fábrica, sea superior a q_d que es la acción horizontal de cálculo sobre la fábrica.

Con este análisis por el método de elementos finitos y la modelización de bielas y tirantes que nos ofrece la norma, utilizada para explicar el trayecto de tensiones de tracción y compresión en una pieza resistente, se pueden trazar las trayectorias de tensiones de compresión, a modo de arco de descarga, llevan los esfuerzos horizontales hasta sus apoyos.

Evidentemente la fábrica se sostendrá con el más eficiente sistema que encontramos para ello, como se ha explicado anteriormente.

3.6.2. Cálculo.

El proceso de cálculo de la estabilidad de las fábricas según el DB SE-F queda establecido en el párrafo 4 del artículo 5.4.4 donde expone que:

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot f_d \cdot \frac{\left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}}\right)^2}{L^2}$$

Siendo:

f_d La resistencia de cálculo de la fábrica

t_d El canto del arco

L La longitud o altura del arco

3.6.2.1 Parámetros generales.

En este primer supuesto vamos a considerar que nuestro edificio está situado en Valencia, en la zona de playa. La fachada está realizada con ladrillo de 1/2 pie = 11,5 cm.

Los parámetros a introducir en la fórmula anteriormente descrita se encuentran en la norma tal y como hemos visto antes en los distintos apartados relacionados con la consideración y elección de nuestra fachada.

Así pues los valores comunes a todos los casos expuestos en el ejemplo son la carga del viento y la dimensión de nuestra fachada, los cuales obtenemos de la siguiente manera:

Carga de Viento

Viene determinada en el artículo 3.3.2 párrafo 1 del DB SE-AE por la siguiente ecuación:

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

Siendo:

- q_b La presión dinámica de viento
- c_e El coeficiente de exposición, variable con la altura del punto determinado
- c_p El coeficiente eólico o de presión

Necesitamos por tanto el valor de la presión dinámica de viento que se obtiene en el Anejo D de la DB SE-AE en el párrafo 1 donde se expone que “El valor básico de la presión dinámica de viento puede obtenerse con la expresión”

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

Siendo:

- δ Densidad del aire
- v_b El valor básico de la velocidad del viento

Obtenemos estos valores siguiendo la tabla establecida en el mismo Anejo D del DB SE-AE donde:



Mapa del valor básico de la velocidad del viento

En el propio Anejo D párrafo 4 del DB SE-AE nos indica directamente que el valor de la presión dinámica del viento es respectivamente:

- Zona A: $0,42 \text{ kN/m}^2$
- Zona B: $0,45 \text{ kN/m}^2$
- Zona C: $0,52 \text{ kN/m}^2$

Una vez obtenido el valor de q_b como hemos visto, deberemos conseguir el valor del coeficiente de exposición c_e y este se obtiene del artículo 3.3.3 del DB SE-AE en la tabla 3.4 de valores del coeficiente de exposición.

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

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

Tabla de valores de coeficiente de exposición

En esta tabla podemos observar los diferentes valores asignados al coeficiente de exposición según la altura del punto asignado de nuestro edificio, en este caso que nos ocupa en el ejemplo de cálculo, donde estamos hablando de una planta 10º, consideraremos que nuestro valor de $c_e = 3,5$.

El último parámetro para poder cifrar nuestra acción de viento en este ejemplo, es el coeficiente eólico, el cual como la fachada solo recibe simultáneamente una dirección de viento optaremos por el coeficiente eólico de presión c_p que además resulta el más restrictivo.

Este valor lo obtendremos del artículo 3.3.4 del DB SE-AE en la tabla 3.5 donde establece dicho valor.

Tabla 3.5. Coeficiente eólico en edificios de pisos

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Tabla de valores de coeficiente eólico

Según nos indica la tabla señalada anteriormente el coeficiente de presión de nuestro ejemplo para aplicar en la fórmula de acción del viento es $c_p = 0,8$.

Así pues el análisis de los diversos valores a utilizar son:

$$q_b = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$c_e = 3,5$$

$$c_p = 0,8$$

Sustituimos los valores en la fórmula inicial de acción de viento y obtenemos:

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

$$q_e = 0,42 \cdot 3,5 \cdot 0,8$$

$$q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

Además de la fuerza de acción del viento, tenemos como valor común de todos los casos a exponer el valor de la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica f_d que se obtiene a partir de lo establecido en el artículo 4.6.2 del DB SE-F donde expone que:

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

Siendo:

f_k Resistencia característica a compresión de las fábricas

γ_m Coeficiente de seguridad

Obtenemos estos valores de las tablas establecidas en el articulado de la norma, como es el valor de la resistencia a compresión de la fábrica, obtenida de la tabla 4.4 del artículo 4.6.2 del DB SE-F.

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	7,5	10	10	15	15
Ladrillo macizo con junta delgada	-	-	3	3	3	3	3	3	3
Ladrillo macizo	2	2	4	4	6	6	8	8	10
Ladrillo perforado	2	2	4	4	5	6	7	8	9
Bloques aligerados	2	2	3	4	5	5	6	7	8
Bloques huecos	1	1	2	3	4	4	5	6	6

Tabla de resistencias características a compresión de las fábricas

Así pues, el valor de la resistencia característica a compresión de fábricas es $f_k = 4,0 \text{ N/mm}^2$

El valor del coeficiente parcial de seguridad γ_m , lo obtenemos de la tabla 4.8 del artículo 4.6.7 del DB SE-F.

Tabla 4.8 Coeficientes parciales de seguridad (γ_m)

Situaciones persistentes y transitorias ⁽¹⁾			Categoría de la ejecución		
			A	B	C
Resistencia de la fábrica	Categoría del control de fabricación ⁽²⁾	I	1,7	2,2	2,7
		II	2,0	2,5	3,0
Resistencia de llaves y amarres			2,5	2,5	2,5
Anclaje del acero de armar.			1,7	2,2	
Acero (armadura activa y armadura pasiva)			1,15	1,15	

⁽¹⁾ Para las comprobaciones en situación extraordinaria, los coeficientes de llaves y amarres son los mismos; de las fábricas los coeficientes son 1,2 1,5 y 1,8 respectivamente para las categorías A B y C.

⁽²⁾ Categorías según 8.1.1

Tabla de coeficientes parciales de seguridad

Sabemos pues que el valor de seguridad que establecemos a nuestra ecuación para la obtención de resistencia de cálculo a compresión es $\gamma_m = 2,5$

Sustituimos los valores en la fórmula inicial de la resistencia de cálculo a compresión de la fábrica y obtenemos:

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

$$f_d = 4,0 / 2,5$$

$$f_d = 1,8 \text{ N/mm}^2$$

El último valor establecido que sirve para todos los casos de nuestro ejemplo es el módulo de elasticidad secante instantáneo de una fábrica que es

$$E = 1000 f_k$$

$$E = 4000 \text{ N/mm}^2$$

3.6.2.2 Ejemplo de vivienda en zona costera de Valencia.

CASO 1

Distancia entre pilares 3,5 m

$$q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

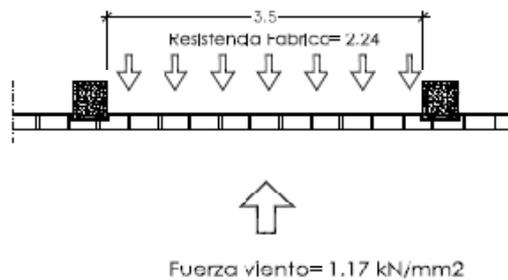
$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot 3500^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{3500^2}$$

$$q_{rd} = 2,244 \text{ kN/mm}^2$$

Por tanto comprobamos que:

$$q_{rd} = 2,244 \text{ kN/mm}^2 > q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia de la fábrica de ladrillo es muy superior a la acción horizontal de viento por lo tanto cumple con las exigencias establecidas.



CASO 2

Distancia entre pilares 3,8 m

$$q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

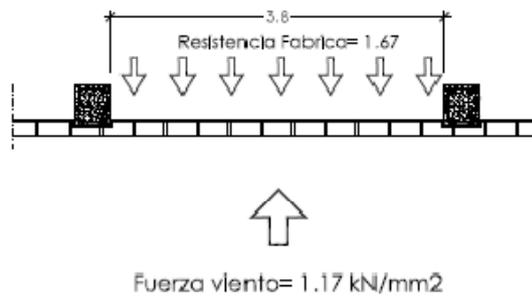
$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot 3800^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{3800^2}$$

$$q_{rd} = 1,676 \text{ kN/mm}^2$$

Por tanto comprobamos que:

$$q_{rd} = 1,676 \text{ kN/mm}^2 > q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia de la fábrica de ladrillo es muy superior a la acción horizontal de viento por lo tanto cumple con las exigencias establecidas.



CASO 3

Distancia entre pilares 4,0 m

$$q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

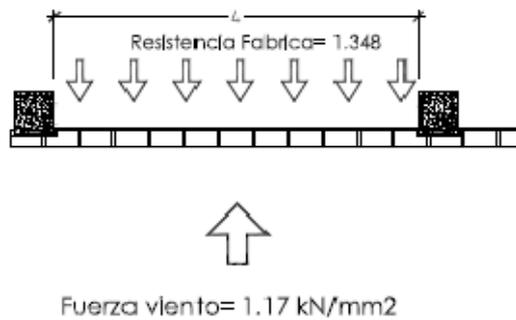
$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot 4000^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{4000^2}$$

$$q_{rd} = 1,348 \text{ kN/mm}^2$$

Por tanto comprobamos que:

$$q_{rd} = 1,348 \text{ kN/mm}^2 > q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia de la fábrica de ladrillo es superior a la acción horizontal de viento por lo tanto cumple con las exigencias establecidas.



CASO 4

Distancia entre pilares 4,1 m

$$q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

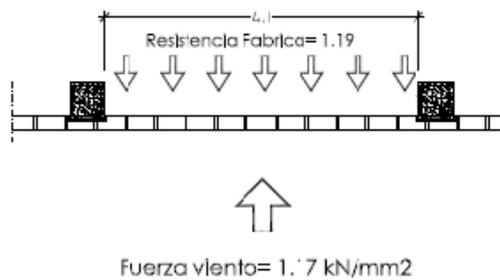
$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot 4100^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{4100^2}$$

$$q_{rd} = 1,19 \text{ kN/mm}^2$$

Por tanto comprobamos que:

$$q_{rd} = 1,19 \text{ kN/mm}^2 > q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia de la fábrica de ladrillo es superior a la acción horizontal de viento por lo tanto cumple con las exigencias establecidas.



CASO 5

Distancia entre pilares 4,2 m

$$q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

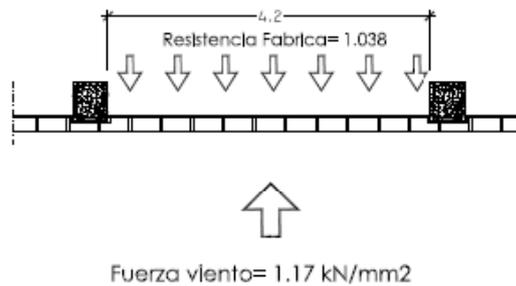
$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot 4200^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{4200^2}$$

$$q_{rd} = 1,038 \text{ kN/mm}^2$$

Por tanto comprobamos que:

$$q_{rd} = 1,038 \text{ kN/mm}^2 < q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia de la fábrica de ladrillo es inferior a la acción horizontal de viento por lo tanto no cumple con las exigencias establecidas.



CASO LÍMITE

Distancia entre pilares L m

$$q_e = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

$$0,00117 = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{L^2}$$

$$L = 4,115 \text{ m}$$

Por tanto comprobamos que:

La resistencia de la fábrica de ladrillo es inferior a la acción horizontal de viento por lo tanto no cumple con las exigencias establecidas.

La longitud máxima a la cual podemos estar seguros, según la norma, que nuestra fachada de ladrillo no romperá es la establecida en $L=4,115$ m, así pues el arco que se describe en el interior de la fábrica de ladrillo sobre el cual actúan las fuerzas de resistencia al empuje de viento, en ese punto invertirá su arco y traccionará la fábrica, provocando así la aparición de fisuras en la fachada.

Eso no quiere decir nada más que deberemos comprobar la acción del arco en sentido vertical de trabajo, si deseamos aumentar la distancia entre pilares.

3.6.2.3 Ejemplo de vivienda en zona urbana de Valencia.

En el ejemplo siguiente el edificio donde estará situada nuestra vivienda, será en el casco urbano de Valencia donde se analizará una planta 8º de nuestra fachada de 1/2 pie y donde el parámetro de empuje del viento será otra de las variables que afecten a nuestro edificio.

Así pues los datos que varían respecto a los parámetros generales establecidos para el primer ejemplo son:

$$q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

CASO 1

Distancia entre pilares 4,0 m

$$q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

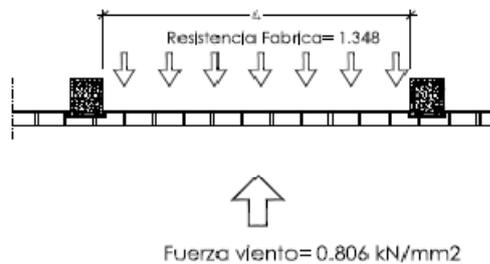
$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot 4000^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{4000^2}$$

$$q_{rd} = 1,348 \text{ kN/mm}^2$$

Por tanto comprobamos que:

$$q_{rd} = 1,348 \text{ kN/mm}^2 > q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia de la fábrica de ladrillo es superior a la acción horizontal de viento por lo tanto cumple con las exigencias establecidas.



CASO 2

Distancia entre pilares 4,1 m

$$q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

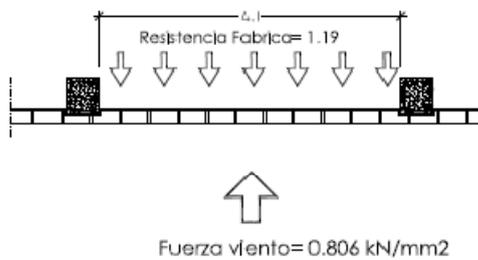
$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot 4100^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{4100^2}$$

$$q_{rd} = 1,193 \text{ kN/mm}^2$$

Por tanto comprobamos que:

$$q_{rd} = 1,193 \text{ kN/mm}^2 > q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia de la fábrica de ladrillo es superior a la acción horizontal de viento por lo tanto cumple con las exigencias establecidas.



CASO 3

Distancia entre pilares 4,2 m

$$q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

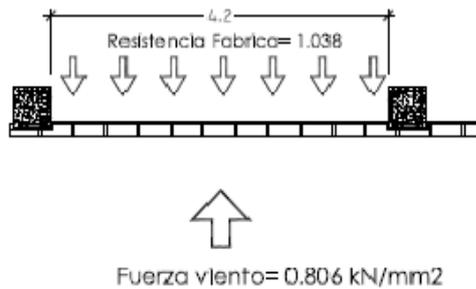
$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot 4200^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{4200^2}$$

$$q_{rd} = 1,038 \text{ kN/mm}^2$$

Por tanto comprobamos que:

$$q_{rd} = 1,038 \text{ kN/mm}^2 > q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia de la fábrica de ladrillo es superior a la acción horizontal de viento por lo tanto cumple con las exigencias establecidas.



CASO 4

Distancia entre pilares 4,3 m

$$q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

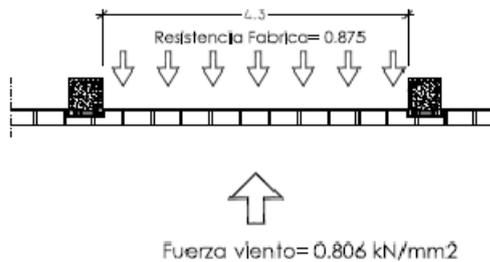
$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot 4300^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{4300^2}$$

$$q_{rd} = 0,875 \text{ kN/mm}^2$$

Por tanto comprobamos que:

$$q_{rd} = 0,875 \text{ kN/mm}^2 > q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia de la fábrica de ladrillo es superior a la acción horizontal de viento por lo tanto cumple con las exigencias establecidas.



CASO 5

Distancia entre pilares 4,4 m

$$q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

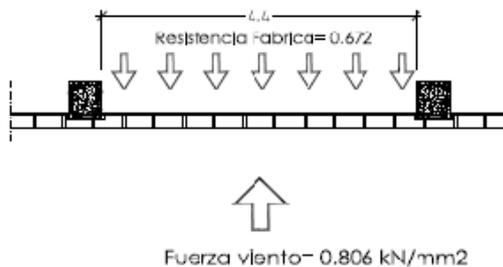
$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot 4400^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{4400^2}$$

$$q_{rd} = 0,672 \text{ kN/mm}^2$$

Por tanto comprobamos que:

$$q_{rd} = 0,672 \text{ kN/mm}^2 < q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

La resistencia de la fábrica de ladrillo es inferior a la acción horizontal de viento por lo tanto no cumple con las exigencias establecidas.



CASO LÍMITE

Distancia entre pilares L m

$$q_e = 0,806 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{rd} = \frac{16}{9} \cdot \frac{f_d \left(\frac{t_d}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{t_d^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot f_d}{2 \cdot E}} \right)^2}{L^2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, teniendo en cuenta siempre que las unidades estén introducidas de forma correcta en la fórmula referida obtenemos:

$$0,0008064 = \frac{16}{9} \cdot \frac{1,8 \left(\frac{115}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{115^2 - \frac{3 \cdot L^2 \cdot 1,8}{2 \cdot 4000}} \right)^2}{L^2}$$

$$L = 4,33 \text{ m}$$

Por tanto comprobamos que:

La resistencia de la fábrica de ladrillo es inferior a la acción horizontal de viento por lo tanto no cumple con las exigencias establecidas.

La longitud máxima a la cual podemos estar seguros, según la norma, que nuestra fachada de ladrillo no romperá es la establecida en $L=4,33$ m, así pues el arco que se describe en el interior de la fábrica de ladrillo sobre el cual actúan las fuerzas de resistencia al empuje de viento, en ese punto invertirá su arco y traccionará la fábrica, provocando así la aparición de fisuras en la fachada.

Eso no quiere decir nada más que deberemos comprobar la acción del arco en sentido vertical de trabajo, si deseamos aumentar la distancia entre pilares.

3.6.2.4 Tabla de Resultados.

En resumen se exponen los resultados obtenidos en los dos ejemplos para los distintos casos estudiados.

Tabla de resultados correspondientes a los casos del ejemplo 1:

	RESISTENCIA (kN/mm ²)		
	Viento	Fábrica	
Caso 1	1,17	2,244	Cumple
Caso 2	1,17	1,676	Cumple
Caso 3	1,17	1,348	Cumple
Caso 4	1,17	1,19	Cumple
Caso 5	1,17	1,038	No Cumple

	LONGITUD (m)
Caso límite	4,115

Tabla de resultados para los casos del ejemplo 2:

	RESISTENCIA (kN/mm ²)		
	Viento	Fábrica	
Caso 1	0,806	1,348	Cumple
Caso 2	0,806	1,19	Cumple
Caso 3	0,806	1,038	Cumple
Caso 4	0,806	0,875	Cumple
Caso 5	0,806	0,672	No Cumple

	LONGITUD (m)
Caso límite	4,33

4. MUROS CON ACCIONES LATERALES LOCALES

4.1 Introducción.

Para analizar el comportamiento estructural de la fábrica de ladrillo actualmente, y visto desde el punto de vista del nuevo Código Técnico en sus Documentos Básicos, hemos de echar la vista un poco más atrás y analizar el cambio sufrido de estas estructuras con respecto a su uso tradicional dentro del conjunto del edificio.

La evolución de las estructuras portantes en edificios ha llevado a la desaparición de los antiguos muros portantes de gran espesor (compuestos por diversos esquemas combinados con fábricas de ladrillo) que servían a su vez de cerramiento, cumpliendo sobradamente las exigencias de aislamiento higrotérmico para interiores.

Paralelamente, las estructuras de hormigón han alcanzado formas aporricadas de grandes luces y numerosas alturas, ocupando la misión resistente de las viejas fábricas de carga.

Se llega entonces a las soluciones actuales (usadas mayoritariamente) de fachadas con fábricas de ladrillo de doble hoja (citara y tabique) con una cámara intermedia donde se ubica un aislamiento térmico, sistema éste sobradamente conocido.

Con ello el cerramiento cobra un papel exclusivo acorde con su nombre (cerrar el edificio y aislarlo del exterior). Pero condicionantes técnico-económicos hacen que las fachadas de fábrica de ladrillo hereden una serie de particularidades como son:

- El uso de mampuestos de pequeño tamaño y mano de obra costosa.
- Las necesidades formales y estéticas para superficies exteriores continuas hacen que la hoja exterior vuele ligeramente sobre el extremo del forjado, permitiendo así forrar con plaquetas el frente de éste (llamado habitualmente emparchado) realizando el mismo esquema en los pilares de la fachada. La citara exterior queda así semi-apoyada en su base, lo que hace ciertamente inestable su comportamiento estático, sobre todo si concurren pequeños e

inevitables errores de replanteo y/o ejecución, así como deformaciones o tensiones no previstas para la fábrica (asientos del cimiento, por ejemplo).

- La solución recomendada en numerosos textos y teóricamente estable fija el apoyo de la citara exterior en 2/3 de su espesor sobre el forjado. Esta disposición queda en entredicho a través de la experiencia, ya que considerando que el tizón de los ladrillos existentes en el mercado se sitúa en torno a 10-11 cm, no es posible garantizar, (con los sistemas de ejecución actuales), una precisión casi milimétrica en la ejecución de tabicas de forjado y aristas estructurales.
- Por otro lado, los frentes de la estructura, (pilares y forjados), emparchados con plaquetas de ladrillo, constituyen un verdadero punto débil que se extiende en una trama reticulada por toda la fachada. Estas superficies no aisladas, forman puentes térmicos al interior (que no suelen considerarse para los cálculos del KG); puentes acústicos; así como posibles "puentes húmedos", esto es, puerta de entrada de humedades. Asimismo la estabilidad de estos forros queda confiada exclusivamente a la adherencia.
- Además las tendencias de diseño de los edificios hacen que los huecos hayan aumentado notablemente sus dimensiones, y que se prevean frecuentemente formas geométricas no siempre fácilmente solucionables con los procesos tradicionales.
- El hecho de que, el cerramiento quede encajado en la estructura aporticada, hace que ésta transmita solicitaciones de diversa índole, que no pueden ser soportadas por unas fábricas de ladrillo muy frágiles, produciéndose fisuras y deformaciones a lo largo del tiempo en muchas áreas.

Con todas estas premisas y soluciones actuales de ejecución de dichas fábricas de ladrillo en las edificaciones actuales, debemos adaptar en base a los cálculos que nos indican el presente Documento Básico SE-F unas soluciones apropiadas que contribuyan a la adecuada construcción y mantenimiento de las fábricas de ladrillo.

El DB SE-F nos permite analizar independientemente elementos o partes aislados de la estructura de la fábrica, con la consideración de que debemos trasladar

esos resultados con interacción con el resto del edificio, ya bien sea, la fabrica en su conjunto como los elementos de hormigón y acero que constituyen el esqueleto del edificio.

Otro de los elementos que debemos analizar con profundidad a la hora de dar unas soluciones constructivas adecuadas, es la interacción que va a soportar dicha fachada en este caso, con el resto de la estructura propiamente dicha pues como ya he hablado anteriormente, las oscilaciones de los forjados debido a los cambios y movimientos, tolerables en todo caso, de la estructura afectan directamente en el encuentro de estos con las fachadas.

En este proyecto vamos a tratar los diversos muros dependiendo de las cargas a los que estén solicitados, tal y como indica el Documento Básico SE-F, así pues trataremos los siguientes apartados:

1. Muros sometidos predominantemente a carga vertical.
2. Muros sometidos a cortante.
3. Muros con acciones laterales locales.

4.2 Método de bielas y tirantes.

El desarrollo de métodos para el análisis estructural de elementos de hormigón se haya muy avanzado con respecto a las otra partes del edificio, en este proyecto en el que intento analizar la estabilidad de las fábricas de ladrillo, he decidido utilizar estos métodos de análisis de elementos finitos a través de bielas y tirantes para determinar su resistencia.

Para poder entender el sistema de elementos finitos, hemos de describir como se comporta este método de cálculo ante secciones de hormigón para posteriormente extrapolarlo hacia las regiones y secciones de cálculo deseados en estructuras de fabrica de ladrillo. Estos modelos nacieron a comienzos del siglo XX con las ideas de Ritter y Mörsh, y que posteriormente fueron mejoradas gracias a la labor de investigación llevada a cabo en las décadas de los 60 y 70. Un buen ejemplo de esas investigaciones las representan los ensayos de Stuttgart (Leonhardt y Walter en el

1964) y también los numerosísimos ensayos realizados en los años 80 de Vecchio, Mitchell y Collins, los cuales reproducen con bastante exactitud el comportamiento del hormigón sometido a esfuerzo cortante.

Actualmente el método de bielas y tirantes es aceptado como un método aplicable para el cálculo resistente de regiones D y ha sido incorporado tanto por la EHE como por los códigos ACI-318 (2002), CSA (1994), AASHTO (1994) y Eurocódigo 2 (2003).

Definiremos las regiones D según la EHE según las distintas causas:

1. Discontinuidad Estática, (por aplicación de cargas concentradas) que pueden ser generadas por la actuación de una acción exterior, una reacción o un anclaje pretensado.
2. Discontinuidad Geométrica, (por un cambio brusco en la geometría de la pieza) un ejemplo de esta situación es un cambio en el canto de una sección o el encuentro de los elementos estructurales en un pórtico.
3. Discontinuidad Generalizada, (porque no cumple la hipótesis de Navier-Bernouilli en ninguna de las secciones de la pieza.

El método de bielas y tirantes, se basa en la utilización de un modelo simplificado de comportamiento resistente, formado por una estructura interna de bielas y tirantes, que representa los esfuerzos internos que equilibran las cargas aplicadas.

Este sencillo modelo permite un tratamiento de las regiones D completamente similar al realizado en el caso de las regiones B. Es decir, escogida la magnitud escalar de comparación (esfuerzo, tensión o deformación), se calcularía por un lado el valor de esa magnitud producido por las cargas aplicadas y, por otro, el valor que corresponde a la situación de estado límite de acuerdo con el modelo de comportamiento resistente.

Para poder entender mejor esta idea un ejemplo sencillo de aplicación podría ser el expuesto en el siguiente ejemplo de región D.

En la región D generada en el entorno de una carga concentrada, la configuración de cargas aplicadas se puede expresar mediante cuatro fuerzas aplicadas en su contorno. El modelo de bielas y tirantes adoptado proporciona los esfuerzos internos de tracción y compresión que se equilibran con las cuatro fuerzas aplicadas.

Por otro lado, el método de las bielas y tirantes proporciona los esfuerzos que producen el agotamiento en los puntos más críticos de la región, es decir, en las secciones más desfavorables de las bielas y de los tirantes o en las zonas de encuentro entre estos elementos (nudos).

Así, los esfuerzos aplicados pueden ser comparados con los que producen el agotamiento de alguna de las partes de la región. Más adelante se verá como el modelo de bielas y tirantes proporciona los esfuerzos de agotamiento de las bielas, tirantes y nudos.

4.2.1 Estructura interna resistente: Bielas, Tirantes, Nudos.

La analogía de la estructura interna resistente formada por bielas y tirantes, es una manera de representar de forma discreta el campo de tensiones de la región estudiada.

Las bielas representan las trayectorias de los esfuerzos de compresión y los tirantes los esfuerzos de tracciones dentro de la región. El equilibrio entre los esfuerzos internos representados por estas bielas y tirantes se produce, según esta analogía, en un punto o nudo de la estructura interna. Sin embargo, en realidad el equilibrio de estos esfuerzos se produce en una zona cuyo volumen está determinado por las secciones de apoyo de las bielas y los tirantes. Puede decirse, por tanto, que el nudo de una estructura de bielas y tirantes es la representación de una zona, llamada zona nodal, sobre la que actúan las bielas y los tirantes.

La distribución de tensiones en esta zona nodal puede ser compleja, y puede llegar a ser crítica a los efectos de la comprobación del agotamiento de la estructura. Por ello, la comprobación frente a la rotura de una estructura utilizando el método de las bielas y los tirantes debe extenderse a la comprobación de las bielas los tirantes y las zonas nodales. Vamos a distinguir las tres partes fundamentales del modelo:

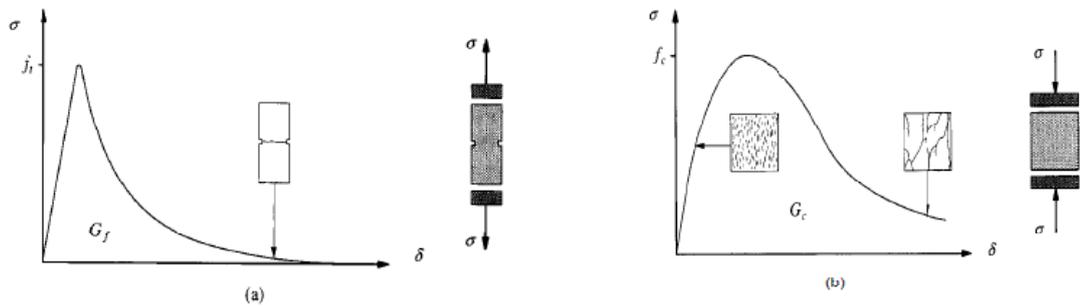
- Las Bielas: que corresponden a los tramos rectos de trayectoria de los esfuerzos de compresión. Su capacidad resistente debe comprobarse en los estados de las secciones más desfavorables y esta condicionada por la fisuración
- Los Tirantes: que corresponden a los tramos de trayectoria de los esfuerzos de tracción
- Las Zonas Nodales: son las zonas de encuentro entre las bielas y los tirantes. Se representa por los puntos de intersección entre estos elementos, pero corresponden a la región de la estructura donde se materializa el equilibrio entre ellos. En estas zonas las regiones están sometidas a un estado de tensiones biaxial o triaxial.

Debido al gran interés mostrado por entender el comportamiento de las fabricas de ladrillo bajo el sometimiento de las diversas cargas que le afectan dentro del entorno del edificio, se han ido aplicando modelos o teorías provenientes muchas veces de otros campos, pero que debido a similitudes de comportamiento se pueden utilizar en esta área.

4.2.2 Modelización como material cuasifrágil.

Los materiales cuasifrágiles son aquellos como el hormigón, hielo, materiales cerámicos, rocas... que pese a tener unas composiciones muy distintas entre sí, presentan un comportamiento mecánico similar bajo los mismos estados de carga. Este comportamiento se encuentra muy influenciado por la heterogeneidad del material debido a la presencia de diferentes fases y defectos materiales, como las microfisuras y vacíos (Lourenço, 1996)

Esta heterogeneidad que presentan los materiales cuasifrágiles da lugar a un comportamiento mecánico diferente que consiste en una disminución gradual de su resistencia mecánica bajo un aumento continuo de la deformación. Este fenómeno es la manifestación resistente de toda una serie de procesos internos.



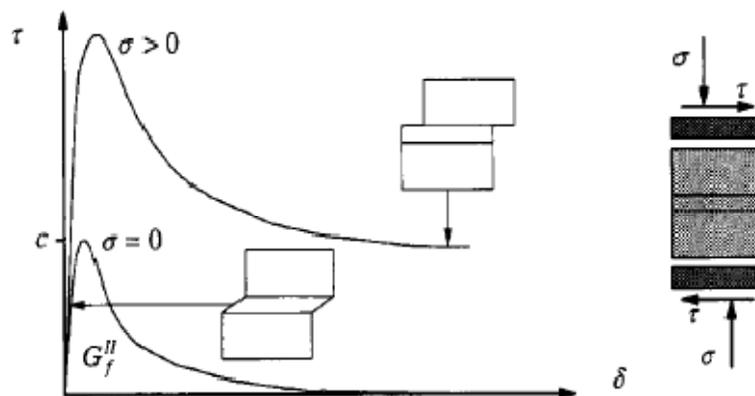
Comportamiento típico de los materiales cuasifrágiles bajo carga uniaxial

(a) carga a tracción (b) carga a compresión

Fuente: Alvaro Viviescas Jaimes en "Modelos simples para el análisis de muros de obra de fábrica cargados en su plano"

El fenómeno ha sido bien identificado en el caso de fallo a tracción, Hordijk (1991) como se puede ver en la figura (a)

Cuando el fallo se produce a compresión, el fenómeno tiene gran dependencia de las condiciones de contorno y del tamaño de la muestra Mier (1984) y Vonk (1992)



Comportamiento de la obra de fábrica bajo cargas de precompresión y corte

Fuente: Alvaro Viviescas Jaimes en "Modelos simples para el análisis de muros de obra de fábrica cargados en su plano"

Este fallo por cortante representa uno de los fallos más típicos en la obra de fábrica, el cual consiste en el deslizamiento de la unidad entre ladrillo y mortero bajo carga de cortante. Se puede asumir que el comportamiento inelástico en cortante puede ser descrito por la energía de fractura en modo II G_f^{11} definida por la integral del diagrama τ - σ en ausencia de carga normal de confinamiento.

4.2.3 Análisis numérico de las obras de Fábrica

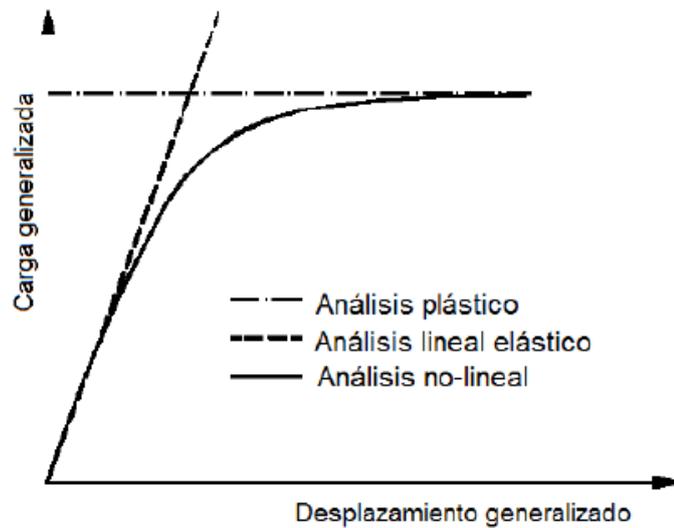
Existe diversidad de técnicas que han sido adecuadas e implementadas para su aplicación para el análisis de estructuras compuestas por obras de fábrica. La utilización de una técnica u otra para el problema en cuestión radica en la precisión buscada, los datos disponibles para los parámetros del modelo, la capacidad computacional y los resultados buscados (Lourenço 2002). Sin embargo, debido al alto grado de comportamiento no lineal de la obra de fábrica, que ha sido claramente demostrado en todas las campañas experimentales realizadas, es necesario hacer uso de los modelos de éste tipo, para poder entender y describir más apropiadamente los fenómenos presentes. No obstante un análisis lineal es sin lugar a dudas una buena y necesaria primera inmersión en el problema que nos demanda poco tiempo y esfuerzo computacional, pero que permite formarnos una idea básica del comportamiento de la estructura y de los sitios de concentración de tensiones u otros fenómenos que después serán modelados y resueltos con mayor precisión valiéndonos del análisis no lineal.

El análisis límite o el análisis plástico, también ha sido aplicado al análisis de la obra de fábrica, Heyman (1969), Livesley (1978), Gilbert y Melbourne (1994) y más recientemente Orduña y Lourenço (2003), quienes han propuesto un método general para el análisis límite de las estructuras bidimensionales formado por bloques rígidos interactuando a través de juntas.

Una de las técnicas de análisis que más aceptación han tenido dentro de la comunidad científica en los últimos años, para la aplicación al estudio de las obras de fábrica, es el método de los elementos finitos, el cual presenta dos enfoques conocidos como micro o macromodelos, Page (1978), Chiostini y Vignoli (1989), Ali y Page (1988), Rost (1991), Lofti y Shing (1994), Lourenço (1996), entre otros.

Desde el punto de vista del comportamiento estructural, se puede decir que para el análisis de la obra de fábrica se dispone de tres aproximaciones:

- Análisis lineal elástico
- Análisis no lineal
- Análisis plástico



Diagramas generales de carga-desplazamiento de un análisis estructural

Fuente: Alvaro Viviescas Jaimes en "Modelos simples para el análisis de muros de obra de fábrica cargados en su plano"

4.2.4 La Técnica de los Elementos Finitos

La técnica de los elementos finitos ha recibido una amplia aceptación en el campo del análisis del comportamiento estructural de la obra de fábrica. Debido a esto su implementación ha tenido avances significativos y hoy en día se pueden observar enfoques y estrategias claramente definidas y diferenciadas que dependen básicamente del objetivo del estudio a realizar, así como de los datos disponibles para el modelo.

En primer lugar se encuentra el micromodelamiento, donde se busca modelar detalladamente cada uno de los componentes de la obra de fábrica como un componente de modelamiento numérico.

En segundo lugar se encuentra el macromodelamiento, donde se busca el modelamiento de la obra de fábrica mediante elementos finitos, que es una técnica enfocada a un menor detalle y complejidad pero que permite el estudio de estructuras de mayores dimensiones.

4.2.5 Micromodelamiento

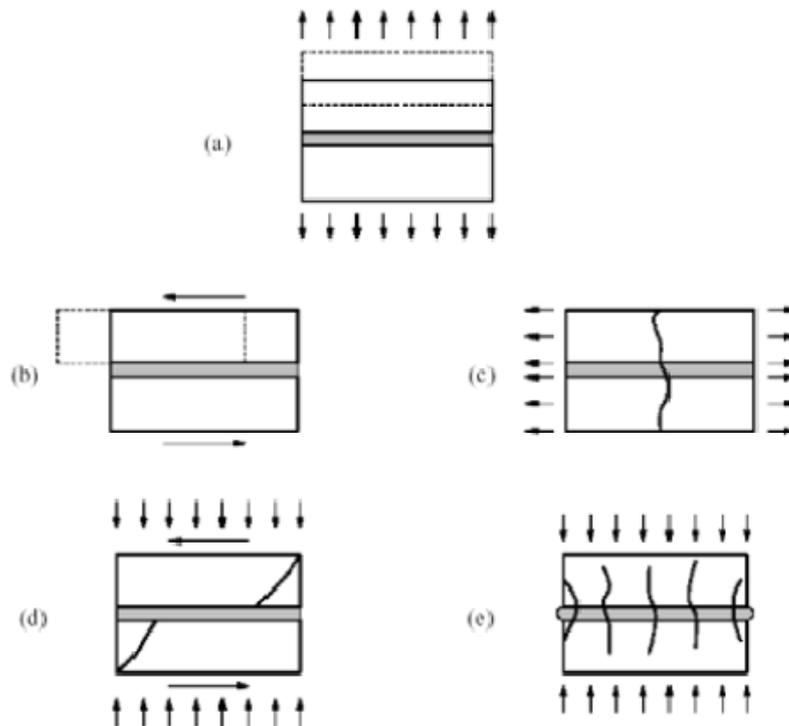
De acuerdo con experimentos anteriores para establecer la estabilidad de las fábricas, se ha evidenciado la localización de mayor daño en las obras de fábrica. Se ha intentado entender a un nivel elemental el fenómeno de debilidad impuesto por las juntas en las obras de fábrica, lo que deriva en que estas sean la fuente de mayor no linealidad de la misma y se hace necesario para el estudio del comportamiento de la obra de fábrica bajo el estado de carga biaxial de la misma. Igualmente es necesario involucrar los diversos mecanismos de rotura observados experimentalmente y que caracterizan el comportamiento de la obra de fábrica:

- A. Fisuración en las juntas.
- B. Deslizamiento a lo largo de las juntas horizontales o verticales.
- C. Fisuración de las unidades en tracción directa.
- D. Fisuración por tracción diagonal de las unidades que generan fricción en las juntas.
- E. Aplastamiento

Teniendo en cuenta el hecho de que los fenómenos dados en (A) y (B) son fenómenos debidos a mecanismos de juntas, el fenómeno (C) es debido a las unidades y los fenómenos (D) y (E) son mecanismos combinados que involucran tanto a unidades como a juntas, es necesario poder involucrar en el modelo todos los

componentes de la obra de fábrica a un nivel de detalle lo suficientemente apropiado para poder observar estos fenómenos y entender su desarrollo.

El micromodelamiento numérico se concibe como una técnica que da respuesta a estas necesidades y que permite gracias a su capacidad poder modelar la obra de fábrica ante cargas biaxiales a un nivel de amplio detalle para así poder comprender la incidencia en la respuesta y el comportamiento de cada uno de sus constituyentes más primarios (unidad, junta y unidad-junta)

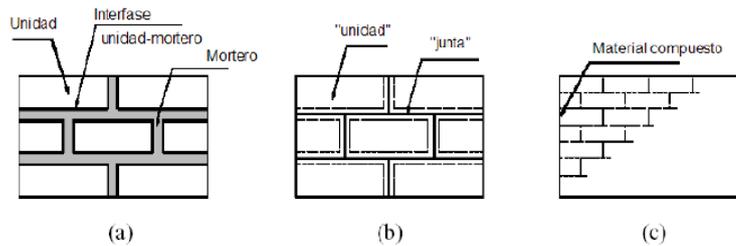


Mecanismos de rotura en la obra de fábrica

- (a) Fisuración por tracción de la junta, (b) Deslizamiento, (c) Fisuración de la unidad por tracción, (d) Fisuración de la unidad por tracción diagonal, (e) Aplastamiento

Fuente: Alvaro Viviescas Jaimes en “Modelos simples para el análisis de muros de obra de fábrica cargados en su plano”

Un factor a considerar es que para el micromodelamiento se deben realizar ensayos que caractericen las diferentes propiedades mecánicas de la obra de fábrica a nivel de sus elementos constituyentes, los cuales lamentablemente en la mayoría de los casos no son representativos y presentan una gran dispersión.



Modelos numéricos de obra de fábrica para diferentes estrategias

Fuente: Alvaro Viviescas Jaimes en *"Modelos simples para el análisis de muros de obra de fábrica cargados en su plano"*

Con el micromodelamiento detallado se busca poder incorporar en el modelo numérico cada uno de los elementos constituyentes de la obra de fábrica con sus diferentes propiedades y comportamientos. (Figura a)

Mediante el micromodelamiento simplificado se pretende disminuir la complejidad del modelo numérico, pero conservando una adecuada capacidad para representar el fenómeno estudiado. (Figura b)

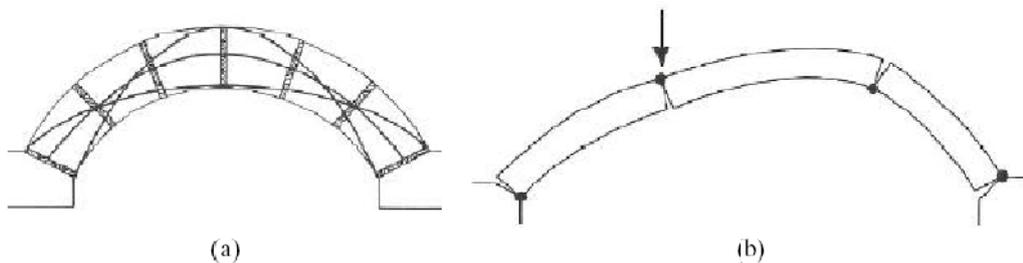
El macromodelamiento se ha desarrollado debido a la necesidad de estudiar estructuras de gran escala, con esta técnica se considera la obra de fábrica como un compuesto anisótropo homogéneo, utilizando tensiones y deformaciones medias para describir el comportamiento de esta. (Figura c)

Como modelos de micromodelamiento se pueden destacar los modelos de Page (1978) y Lourenço (1996), pero la intención es de buscar el comportamiento de la obra de fábrica a un nivel de conjunto de sus componentes constituyentes y por eso trataremos algún ejemplo significativo de campaña experimental de macromodelamiento.

4.2.6 Macromodelamiento

Esta técnica no establece distinción entre los diversos componentes de la obra de fábrica y es aplicable en estructuras de dimensiones lo suficientemente grandes para mantener un estado uniforme de tensiones, convirtiéndose en más atractiva por el menor refinamiento necesario en las mallas de elementos finitos así como por el menor tiempo de cálculo y capacidad de procesamiento.

El análisis plástico o análisis límite, se aplica en el campo de la obra de fábrica de ladrillo y permite determinar la máxima carga o carga de rotura que puede ser resistida por una estructura. El análisis plástico presenta dos enfoques para su aplicación, el del límite inferior (estático) y el del límite superior (cinemático). Los dos tienen por objetivo determinar el multiplicador de una distribución de carga preestablecida sobre la estructura que conduce a la rotura. Para resolver el problema utilizando el método estático se hace uso de las ecuaciones de equilibrio que al resolverlas nos dan el multiplicador buscado, el cual será el valor del límite inferior para la carga límite a soportar por la estructura. Para aplicar el método cinemático, es necesario transformar la estructura en un mecanismo introduciéndole rótulas plásticas o líneas de fluencia, posteriormente utilizando el principio de los desplazamientos virtuales, cada mecanismo se asocia con un multiplicador de carga, siendo este multiplicador el límite superior para la carga límite a soportar por la estructura.



Análisis plástico en estructuras de fábrica

(a) Método estático, (b) Método cinemático

Fuente: Jaques Heyman en "El esqueleto de piedra"

4.3 Métodos y criterios simples para el análisis en muros de obra de fábrica.

Las técnicas de análisis anteriormente presentadas, en muchas ocasiones presentan inconvenientes como la necesidad de conocimientos muy avanzados en el campo no lineal y necesidad de gran cantidad de ensayos para caracterizar los numerosos parámetros necesarios para los modelos. Esto hace que su aplicabilidad real sea limitada. Por ese motivo se han estudiado otras técnicas de análisis que permitido proponer algunos métodos y criterios simples para el análisis de la obra de fábrica, los cuales han sido validados tanto con datos experimentales como con modelos provenientes de técnicas complejas de análisis.

Ganz y Thürlimann (1983), propusieron un modelo que simplifica los campos de compresión a los que se encuentra sometido un muro de cortante, en un conjunto de bielas paralelas que forman un mecanismo resistente. Posteriormente Giffre (1994), utilizando el método del elemento discreto propone su aplicación al diseño de muros de obra de fábrica. De Buhan y De Felice (1997), plantean un modelo continuo simplificado el comportamiento de la obra de fábrica como un material continuo y expresando la carga última resistida por un muro en función de parámetros fácilmente caracterizables como son el ángulo de fricción, cohesión de las juntas y geometría de las unidades.

De Tomassi (2003) presenta un modelo sencillo para evaluar fachadas en obra de fábrica, en el cual incorpora tirantes para ajustar la desviación que sufren los campos de compresión esos elementos estructurales. Roca (2006) presenta una propuesta, que basada en los modelos de bielas y tirantes, pretende ser una herramienta para el análisis de muros de obra de fábrica bajo cargas verticales parciales o uniformes.

De igual forma existen una serie de criterios normativos para su aplicación a la obra de fábrica EHE (1999), EC-6 (2003), CTE-DB-SE F (2007).

A continuación se detallan una breve descripción de algunos modelos mencionados anteriormente con la intención de presentar una relación como antecedentes del estudio de este proyecto.

4.3.1 Análisis del modelo.

Los modelos de bielas y tirantes han sido originariamente utilizados para modelar la condición última del hormigón reforzado. Para ello se utilizan bielas que representan los campos de las tensiones de compresión y tirante para representar las barras de refuerzo.

Los principios fundamentales del modelo propuesto están basados en las siguientes consideraciones:

- Los modelos deben ser tan sencillos como sea posible, para así proveer enfoques prácticos y eficientes.
- Las bielas utilizadas en el modelo describen campos de compresión cubriendo un cierto volumen.
- Las cargas parciales o concentradas aplicadas sobre el muro, así como las reacciones concentradas que se generan, causarán que los campos de compresión experimenten un efecto de cuello botella, descrito mediante un mecanismo combinado, formado por un mínimo de dos bielas que se abren con un tirante balanceador.
- La pendiente máxima de una biela con respecto a la vertical está limitada por la respuesta friccional de las juntas, si se utiliza el criterio de Mohr-Coulomb estará dada por:

$$\tan \alpha = \tan \phi + \frac{c}{\sigma_n}$$

Donde c es la cohesión y σ_n es la compresión vertical media.

- El ángulo de los tirantes con respecto a la horizontal está limitado por la resistencia a tracción en la dirección normal a las juntas horizontales. Sin embargo, teniendo en cuenta la baja resistencia a tracción de la interfase unidad-mortero, característico en los muros de obra de fábrica, es de esperar que los tirantes se encuentren definidos generalmente en la dirección horizontal.
- La máxima fuerza a tracción T que puede ser resistida por un tirante está dada por las dos condiciones siguientes:

$$T \leq V_i \tan \alpha$$

$$T \leq A_b \sigma_{bt}$$

Donde V_i puede ser tomado como la mínima de las fuerzas verticales resistidas por las dos bielas enlazadas al tirante, A_b el área seccional de las hiladas (filas horizontales de unidades de ladrillo) que contribuyen a resistir la fuerza de tracción (normalmente considerada como la mitad de la altura del muro debido a presencia de juntas verticales) y σ_{bt} incremento medio de las tensiones de tracción que pueden ser resistidas por las unidades en la dirección horizontal.

- Existen dos tipos diferentes de nodos (o conexión entre elementos lineales), la primera es la conexión entre dos bielas y un tirante, en el cual una fuerza interna de tracción es anclada con una desviación de un campo de tensiones de compresión. La siguiente condición asegura la capacidad de las bielas para anclar la fuerza de tracción de un tirante horizontal:

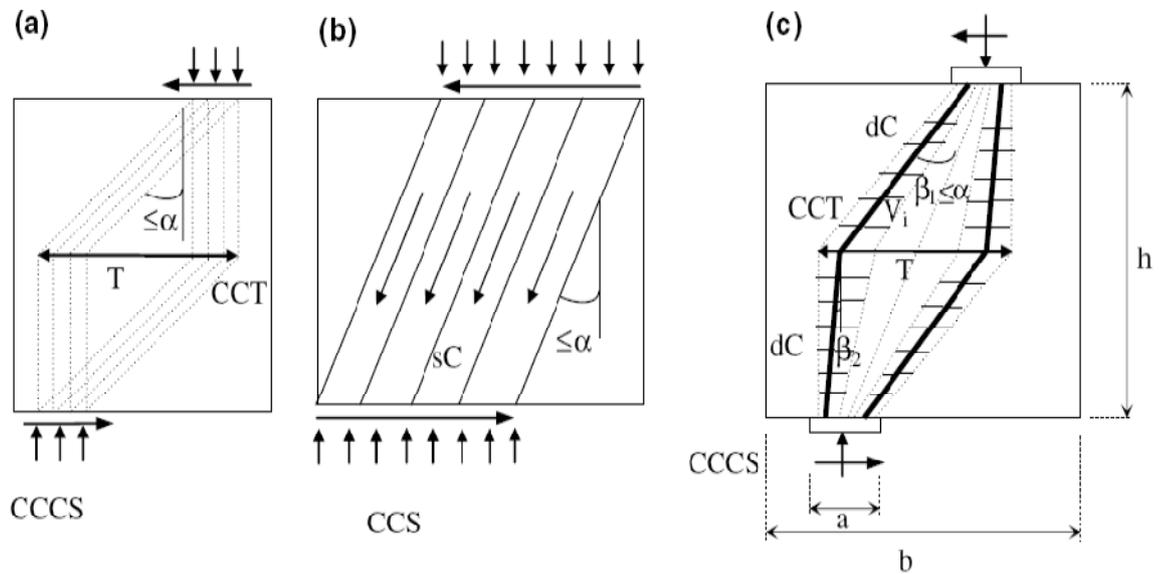
$$T \leq V_i (\tan \beta_1 - \tan \beta_2) \leq V_i \tan \alpha$$

Donde $\tan \beta_1$, $\tan \beta_2$ son las pendientes de las bielas y V_i es la fuerza vertical soportadas por ellas. El segundo tipo de nodo es la región donde una o más fuerzas de compresión convergen con una reacción. Este nodo está representado por una región finita cuya dimensión mínima, se encuentra determinada por la resistencia a compresión de la fábrica en la parte inferior o base del muro de acuerdo a

$$\alpha \geq \frac{V}{t f_c}$$

Donde t es el espesor del muro y V es la carga vertical total recibida en el nodo.

- Los mecanismos resistentes propuestos deben ser consistentes con la evidencia experimental en términos de distribución de tensiones, fisuración y otros aspectos medibles u observables.



Características de los modelos

Fuente: Alvaro Viviescas Jaimes en "Modelos simples para el análisis de muros de obra de fábrica cargados en su plano"

4.3.2 Modelo de Ganz y Thürlimann (1983)

Proponen un criterio simple para predecir el estado de carga última de muros de cortante utilizando los teoremas anteriormente descritos del límite inferior y superior de la teoría de la plasticidad. Se asume que el material presenta características tensión-deformación plásticas perfectamente rígidas.

Considerando la naturaleza compuesta de la obra de fábrica, los autores buscan que la respuesta del conjunto permita incorporar los mecanismos de rotura, que a nivel individual, presentan sus materiales constituyentes. No se tiene en cuenta la aportación de las juntas verticales en la respuesta resistente del muro. La reducción, que en la capacidad global del muro, genera la presencia de las juntas horizontales, se considera en los criterios propuestos condicionando la resistencia a compresión a la resistencia de la obra de fábrica, antes que alcanzar la resistencia a compresión de la unidad.

Como resultado de los criterios anteriores, el modelo propone que la mayor fuerza de corte que puede ser soportada por un muro de ladrillo no armado es:

$$V_{max} = \frac{1}{2} f_{my} l t \tan\left(\frac{\gamma}{2}\right)$$

$$\gamma = 2\beta = \arctan\left(\frac{1}{h}\right)$$

La correspondiente fuerza normal tiene que ser por lo menos:

$$N \leq -f_{my} l t \cos^2\left(\frac{\gamma}{2}\right)$$

Donde:

f_{my} Es la resistencia a compresión vertical de la obra de fábrica.

l Ancho del muro.

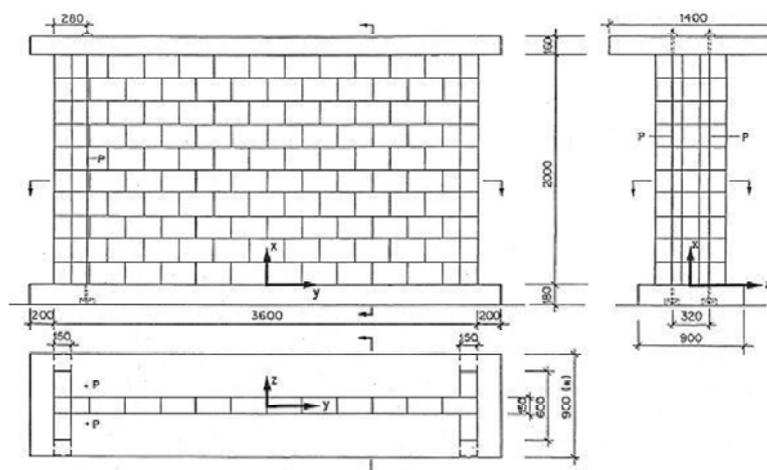
t Espesor del muro.

h Altura del mismo.

4.3.3 Campaña Experimental de Ganz y Thürlimann (1984)

Realizaron una campaña experimental sobre paneles de obra de fábrica a escala real, sometidos a condiciones de carga biaxial uniforme.

Los paneles de obra de fábrica son de: 3600 x 2000 x 150 mm^3 y dos alas de 150 x 2000 x 600 mm^3 . Los paneles se encuentran ubicados entre dos losas situadas en su parte superior y en su parte inferior.



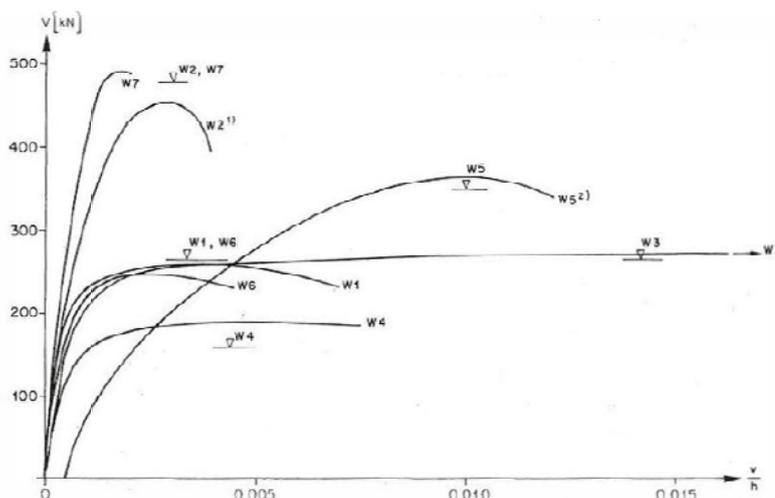
Geometría para muros de cortante

Inicialmente y con el fin de obtener un estado de precompresión vertical que es muy común en las obras de fábrica, se aplica una carga vertical p uniformemente distribuida sobre toda la longitud del muro con una resultante P .

A continuación, para generar la fuerza horizontal F , se aplica un desplazamiento horizontal p sobre la losa superior. Los paneles están formados por ladrillos huecos de arcilla, representados por la letra W .

Ganz y Thürlimann realizaron una serie de ensayos para caracterizar las propiedades del material compuesto utilizado en esta campaña. Una de las premisas utilizadas en este ensayo es que sabiendo que las obras de fábrica muestra debilidad impuesta por la presencia de las juntas, se le aplica un valor bajo para la resistencia a tracción en la dirección normal a las juntas horizontales $f_{ty} = 0,05 \text{ N/mm}^2$. Las alas del panel tienen de ancho una unidad de ladrillo y el fallo en la dirección x (equivale a la dirección fuera del plano del papel) está determinado por la resistencia a tracción y compresión del ladrillo de arcilla. Las propiedades inelásticas de estas alas son $f_{tx} = 0,68 \text{ N/mm}^2$ y $f_{my} = 9,5 \text{ N/mm}^2$.

En la campaña experimental los diferentes tipos de muros fueron nombrados con W1, W2, W3, W4, estos son los resultados que fueron obtenidos por todos los muros.



Curvas cargas-desplazamiento horizontal para muros de cortante

Los resultados del ensayo realizado por Ganz y Thürlimann que presenta el gráfico anteriormente visto, es de donde obtenemos las siguientes conclusiones:

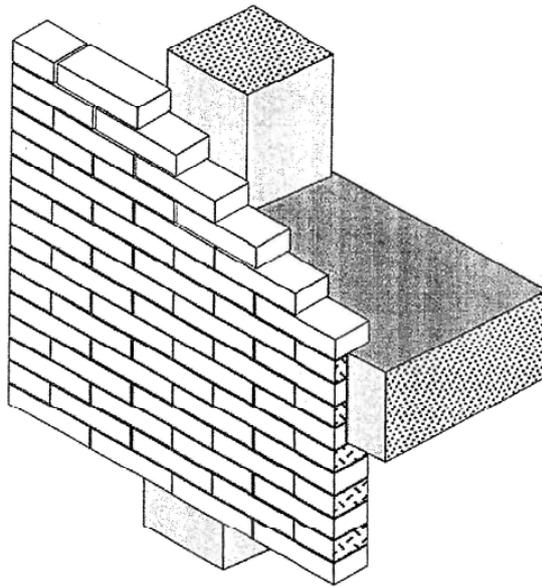
Los muros W1 y W4 que se encuentran sometidos a una baja presión de confinamiento, presentan un comportamiento marcadamente dúctil, mientras que el muro W2 que está sometido a altas presiones de confinamiento, se observa una pequeña meseta seguida de una falla frágil. El muro W3 presenta refuerzos en las juntas horizontales.

4.3.4 Campaña Experimental de UPM (2008)

Como ejemplo introductorio al proceso de análisis que se va a realizar en este proyecto sobre las fábricas de ladrillo ante acciones laterales locales y su respuesta como arco estribado entre ambos bordes, cabe mencionar un estudio realizado por la UPM donde, a través de un desarrollo experimental basado en programas de elementos finitos se analiza los posibles fallos de fractura en el muro.

Introducción

Uno de los más utilizados del sistema de pared de mampostería está basado en no tener paneles soportados parcialmente, cerca de 2/3 de la anchura del ladrillo, sobre las vigas de borde del esqueleto estructural. La viga de borde es chapada con ladrillos especiales delgados (LH-4) para lograr la continuidad visual de la fachada.

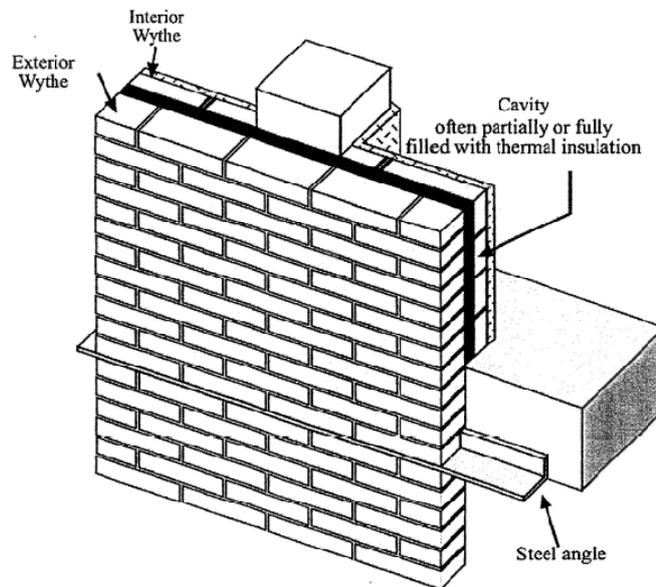


Fachada de ladrillo en frente de forjado para continuidad visual

Un número considerable de estas paredes muestran grietas. En este trabajo, simulación por elementos finitos se realizaron con el fin de obtener una visión sobre las causas del agrietamiento. Un elemento finito especial, basado en el análisis de la fuerte discontinuidad y la rotura de cohesión se utiliza en las simulaciones numéricas. Los resultados coinciden con los patrones generales de rotura observados.

Desde un punto de vista estructural las paredes se clasifican como muros de carga o de partición. A esta última categoría pertenecen los cierres y las particiones, vallas, parapetos, y la cara exterior del muro o múltiples caras exteriores del muro están sometidas principalmente a cargas horizontales perpendiculares al plano de la pared.

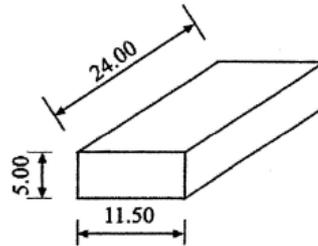
Uno de los sistemas más utilizados en para los edificios de viviendas, se basa en un esqueleto de hormigón armado con pilares de acero o de hormigón armado y losas ya bien sean unidireccionales o bidireccionales. Los muros de fábrica son usados como particiones. La fachada se construye normalmente con doble hoja (capuchino) con aislamiento térmico entre las los hojas. La buena calidad de las unidades de albañilería ha forzado que su uso sea la cara exterior de los muros capuchinos sin ser necesaria la aparición de pinturas ni de mortero como recubrimiento. La pared de mampostería puede ser construida total o parcialmente soportada sobre las vigas de borde. Asimismo, la hoja exterior del muro puede ser construida fuera del plano definido por las vigas de borde.



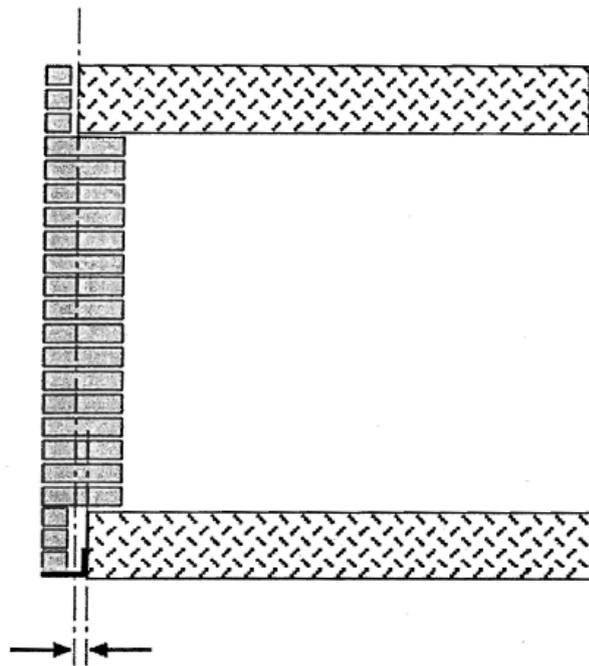
Muro de doble hoja (capuchino)

En este caso el angular de acero es el elemento que se utiliza para apoyar la pared. En la práctica los extremos de bordes de viga no coinciden cada piso con la línea virtual vertical entre ellas por las inexactitudes de la propia construcción. Las excentricidades horizontales en los diferentes planos y así pues los muros son apoyados parcialmente sobre los extremos de vigas de borde como solución. Así el ángulo de acero se utilizara en toda la longitud del muro para garantizar el apoyo necesario.

El apoyo parcial de la pared es la solución más utilizada en España. Las unidades de mampostería suelen organizarse con dos tercios de la anchura de ladrillo apoyado en la viga de borde. Dimensiones de las unidades de ladrillo normalizado, métricas y DIN se muestra a continuación.



Dimensión de ladrillo castellano



Distancia horizontal entre forjado y fachada

No hay ninguna norma española para este sistema de construcción. Por lo general se utilizan las normas NBE FL 90, NTE FFL, NTE EFL. La primera da las instrucciones sobre las propiedades de los morteros y las unidades de fábrica utilizadas en los muros y las dos últimas normas prevén reglas para el diseño

estructural de los muros. Un número considerable de estos edificios muestran grietas en diferentes zonas de los muros de la fachada. Como resultado de la falta de normas, cada empresa constructora utiliza su propia experiencia para establecer las recomendaciones necesarias para reducir al mínimo la anchura y la extensión de las grietas.

Hay muchos patrones de carga posible que pueden causar esas fisuras. La mayor parte de la expansión prevista en los ladrillos cerámicos se desarrolla en tres o cuatro años, pero alrededor del 75% de los que tiene lugar en los primeros quince días después de la fabricación. Los valores y las tasas de expansión total dependerán en gran medida del tipo de las arcillas utilizadas.

La mayoría de estas fachadas se construyeron sin juntas de expansión horizontal. Las paredes están atadas a las columnas con elementos metálicos especiales. La articulación entre la última fila de unidades de mampostería y las vigas de borde está totalmente llena con mortero. Este tipo de construcción y las variaciones de volumen de las unidades de albañilería, debido a la absorción de agua o las variaciones de temperatura pueden provocar grietas.

El apoyo parcial de la cara exterior del muro genera momentos de torsión en las vigas de borde. La rotación de las vigas de borde también pueden provocar los agrietamientos de las fábricas. En los Estados Unidos, es muy utilizada las paredes de chapa de ladrillo, pero la pared está totalmente construida a partir del plano de la viga de borde. La diferencia es una junta de dilatación horizontal justo por debajo del ángulo de acero que sostiene la pared.

El movimiento horizontal de la construcción debido a las fuerzas aplicadas por el viento es otra de las causas del agrietamiento de las fábricas especialmente en el último piso.

Los autores desarrollaron el sistema especial de los elementos finitos, basados en la fuerte discontinuidad y la teoría de la fisura cohesiva, que es muy eficaz en la simulación numérica de la fisuración en materiales casi frágiles como el hormigón y la mampostería. Los autores aplicaron dicho elemento para el análisis de las grietas que aparecen en los muros de mampostería, todo ello, con el fin de comprender mejor los fenómenos de craqueo de las fábricas de ladrillo.

Estrategia

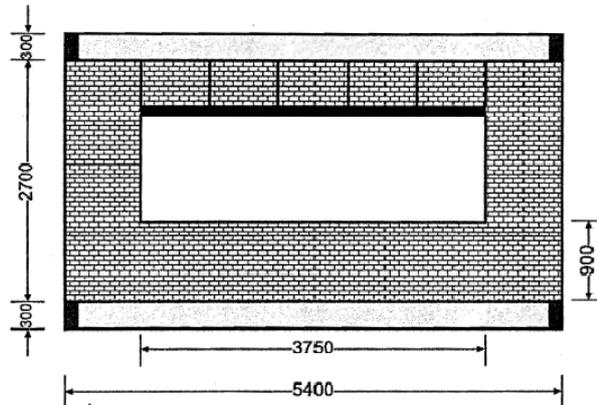
Como un gran número de paredes fueron simuladas, un programa de pre-procesador con una interfaz de usuario fácil fue desarrollado para automatizar el proceso de generación de malla, llevada a cabo fundamentalmente mediante el programa ANSYS. Los elementos finitos especial se llevó a cabo en tres programas diferentes, es decir, como un elemento de usuario en la FEAP, como material de usuario especial en ABAQUS y finalmente en un objeto orientado especial código de elementos finitos propósito (cálculos en este trabajo utiliza la aplicación en la FEAP).

En este estudio se considera unos paneles representativos lejos de los límites de la fachada (es decir, se supone que hay un gran número de paneles que rodean el panel estudiado en todas las direcciones). En la primera serie de análisis, un análisis sensible fue llevado a cabo por una geometría para encontrar el mejor conjunto de parámetros de cálculo (tales como la densidad de los elementos de malla, el incremento de carga o el cálculo de la tolerancia). Los valores correspondientes se mantienen constantes en los cálculos restantes.

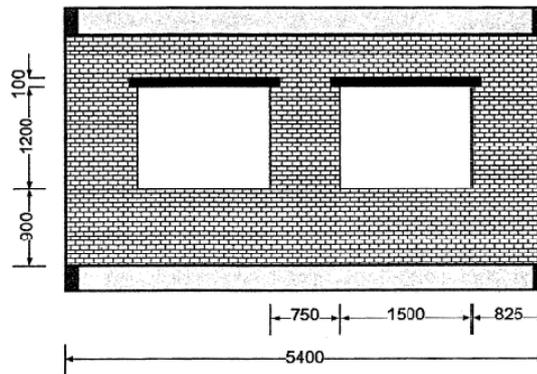
Introducción de Datos

I. Diseño geométrico del muro:

Dos muros de diferentes geometrías fueron estudiados. La Fig.9 muestra las geometrías de los muros probados. Los dos modelos tienen la misma dimensión externa, pero el diseño de la ventana es diferente. Una junta de expansión vertical se supone que existe cada 2 paneles. Un panel debe estudiarse cuando existe una simetría total. Para uno de los casos de carga, se estudiaron dos grupos, como se muestra a continuación, porque no hay simetría.



Geometría I



Geometría II

II. Los Casos de Carga:

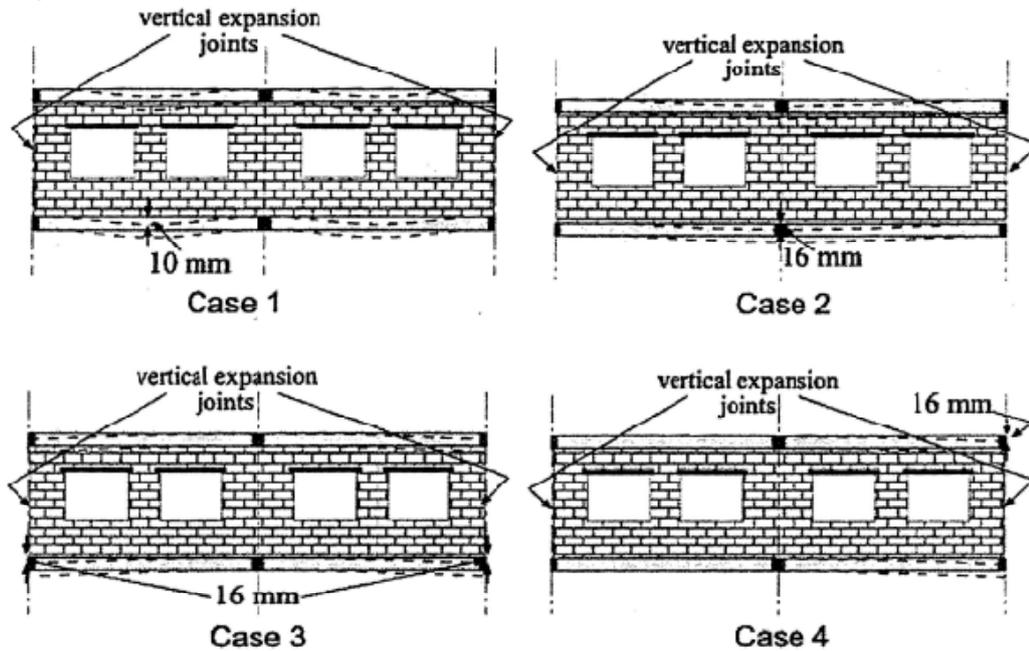
Cuatro casos de carga diferente se utilizaron como muestra:

Caso 1: supone impuesta una deflexión de 10 mm. en medio del periodo de intervalo de las vigas divididas estas vigas en cuartos. Esto es equivalente a una carga uniformemente distribuida aplicada a la viga.

Caso 2: supone una solución de 16mm. de deflexión en el eje de columnas. Este eje de columnas esta en el punto medio de las juntas de dilatación.

Caso 3: la solución se aplica a los dos ejes de columnas que coinciden en las juntas de dilatación.

Caso 4: es el mismo que el caso 3, pero la solución se aplica en un solo eje, coincidiendo con la junta de dilatación.



Casos de Carga

III. Propiedades de los materiales:

Todos los paneles de prueba constan de dos materiales diferentes, el acero y el ladrillo. El acero se usa para vigas, columnas, dinteles y sus vínculos. El módulo de elasticidad del acero se toma como 200 GPa. Hay muchos artículos en la literatura dedicados a la conducta del ladrillo y el mortero. La mayoría de los documentos dedicados a los bloques de hormigón.

Existen muchas referencias donde se demuestra que la fuerza total de la pared depende principalmente de la resistencia a compresión de la unidad, y muy poco de la resistencia a la compresión del mortero. Otros documentos de análisis utilizan la técnica de la homogeneización a dar las relaciones entre la fuerza de la unidad de mampostería y argamasa con la fuerza total de la pared. El mismo concepto fue investigado experimentalmente. Como la pared de mampostería no es un material

homogéneo, varios trabajos investigan la resistencia de la pared de mampostería en distintas direcciones.

De todos los artículos mencionados se puede concluir que un material homogéneo equivalente puede ser usado para muros de mampostería. La resistencia equivalente depende de la fuerza de la unidad y el mortero, así como en la dirección de la carga con respecto a la articulación de la cama donde los cambios de fuerza en un 20%. Así, en este papel, material isotrópico homogéneo se presupone para el muro de mampostería de Pentecostés módulo de elasticidad de 3 GPa, energía de fractura de 100 N / m, y resistencia a la tracción de 1,0 MPa.

IV. Condiciones de contorno:

Para el estado de cargas del caso 1, la línea de columnas coincide con el eje vertical de simetría de la estructura y de la pared de ladrillo, como se muestra en la figura 10. Por lo tanto, en este caso, solo uno de los paneles debe ser analizado.

En los casos 2, 3, aunque hay dos ejes de simetría a lo largo del panel de la pared, solo hay un eje de simetría de la estructura, que se encuentra en el punto medio entre las dos juntas adyacentes. Las condiciones de contorno exacto de las vigas en los extremos que coinciden con las articulaciones no se conocen con exactitud debido a la rigidez desconocida de la parte restante de la estructura en ambos lados del panel.

Para hacer el cálculo más rápido con el menor número posible de nodos, uno de los paneles se utilizó dos condiciones extremas en el extremo de la viga considerando:

- Rotación sin restricciones (bisagra, momento 0)
- Totalmente restringida la rotación (Extremo fijo, rotación 0)

La condición exacta se encuentra entre estas dos condiciones extremas.

El caso 4 es como los casos 2 y 3 en cuanto a las condiciones de contorno de las vigas, pero el eje de simetría de la pared coincide con la línea de columnas de la derecha. En este caso se usan los dos paneles. 

Los extremos fijos y con bisagras para el extremo izquierdo de las vigas fueron considerados como antes. La geometría 1 en caso de carga 1 se utiliza para hacer los análisis de sensibilidad para encontrar los valores adecuados para los parámetros de cálculo.

V. Adaptación de factores del programa:

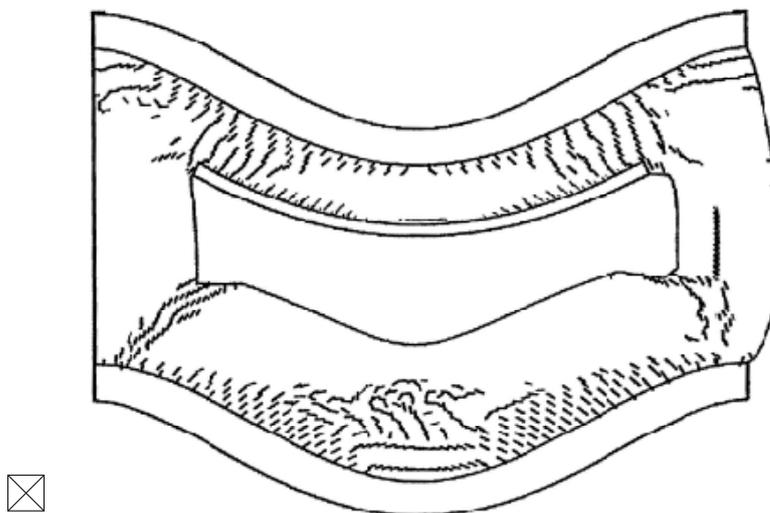
Para evitar que la grieta de bloqueo de programa, el propio programa permite que las grietas con un ancho menor que $\alpha G_f l f_t$ adaptar su orientación permanece perpendicular a la dirección de la máxima tensión principal, donde G_f es la energía de fractura y f_t es la resistencia a la tracción. El factor α es el factor de adaptación. El dibujo 23 muestra que un valor de 0.2 para el factor de adaptación es suficiente para prevenir el crack de bloqueo. Este valor se utiliza en todos los cálculos.

Resultados

I. Geometría I, cargas del caso 1:

Elementos triangulares se utilizaron para la malla de la pared y elementos especiales con las grietas incorporadas se utilizan para el cálculo. Cuatro elementos de nodo cuadráticos se utilizan para las mallas de viga y dintel. Reforzada cepa elementos cuadrilátero desarrollado por Simo y Taylor fueron utilizados para los cálculos, ya que este tipo de elementos permite calcular el estrés y la tensión de flexión con precisión y con pocos elementos en toda la profundidad del haz.

El siguiente dibujo muestra el agrietamiento resultante de una desviación de 10mm para un cálculo realizado a cargar pasos de 0.1 mm, con una tolerancia de 1e-6 y un tamaño de malla de 2100 elementos.



Agrietamiento de la Geometría I, Caso de Carga I

Agrietamiento de la geometría 1, caso de carga 1 (flexión máxima = 10 mm, incremento de desviación = 0,1 mm, tolerancia = $1e-6$) Las líneas negras y grises corresponden a aperturas de grietas, respectivamente, mayor y menor que 0,02 mm.

Las líneas negras y grises corresponden a aperturas de grietas, respectivamente, mayor y menor que 0,02 mm (corresponde a un factor de adaptación de $\alpha=0.2$).

La pared parece que se observa que es ampliamente agrietada para la flexión máxima de 10 mm por lo que en los cálculos posteriores, se utilizó una flexión máxima de 2.5 mm. Para aumentar la precisión, el paso de la desviación se redujo a 0.01 mm. El agrietamiento resultante se muestra en la figura (a).

Después, para disminuir el tiempo de cálculo, las vigas de hormigón que las rodean fueron eliminadas y los desplazamientos verticales parabólicos se aplican directamente a los bordes superior e inferior del panel de ladrillo. El resultado de las grietas se distribuye claramente diferente al anterior, lo que demuestra que las dos formas de aplicar las condiciones de contorno no son equivalentes y que los resultados son sensibles a los detalles de cálculo.

Además el tiempo necesario para el último tipo de cálculo es más largo que para el de la participación de las vigas, a pesar de que el número de grados de libertad es menor, lo cual es contrario a la intuición.

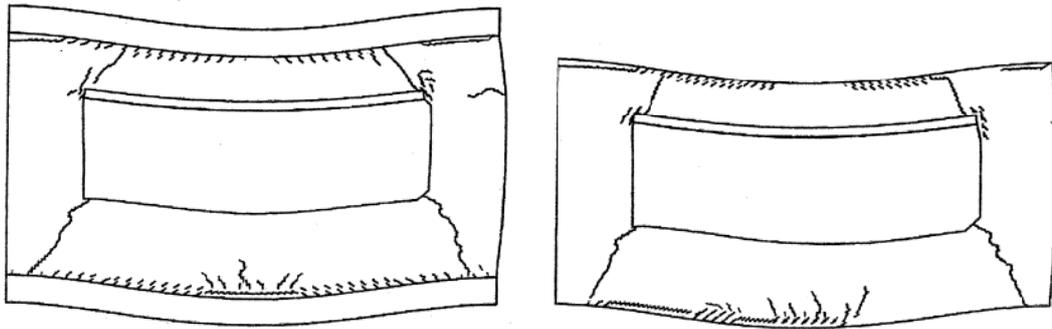


Figura (a)

Figura (b)

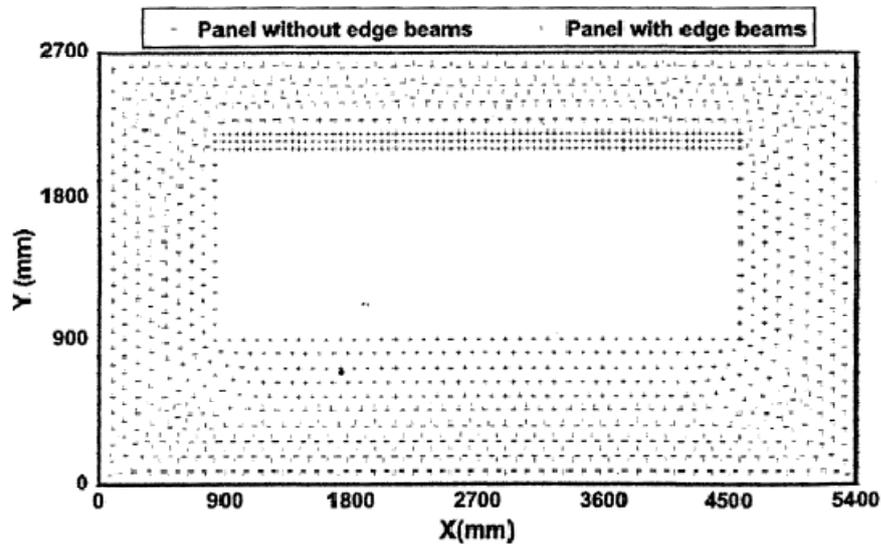
Agrietamiento de los muros con o sin vigas de borde

Agrietamiento con o sin vigas de borde (flexión máxima = 2.5 mm, incremento de desviación = 0.01 mm, tolerancia = $1e-6$)

Se identificaron 4 posibles causas de las diferencias:

- Las mallas utilizadas para la mampostería fueron muy similares pero no idénticas.
- Los desplazamientos horizontales de los bordes de la mampostería tanto inferior como superior no eran los mismos (En el segundo caso el desplazamiento horizontal es 0.)
- Los resultados pueden ser sensibles a la tolerancia
- Los resultados pueden ser sensibles al incremento de desviación

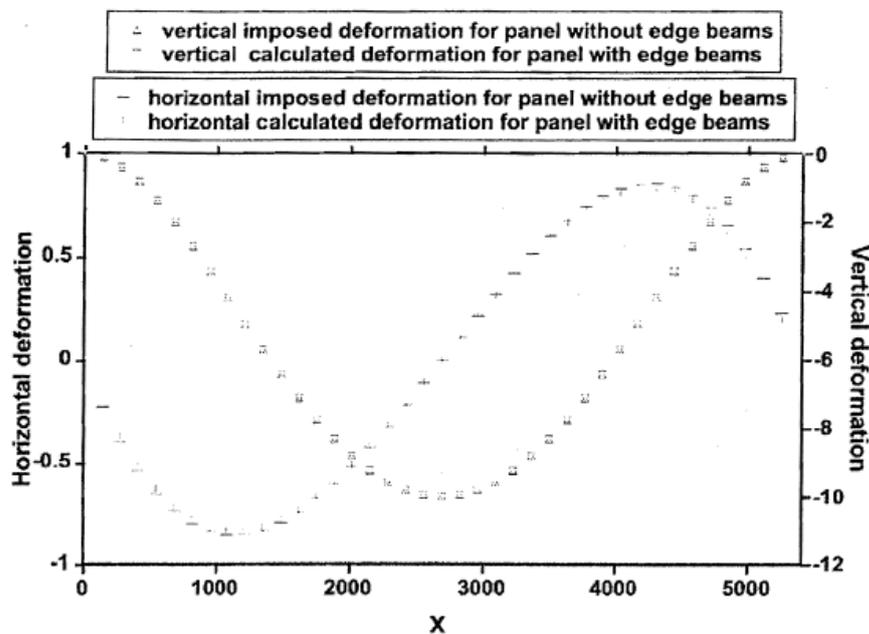
Los nodos para el caso de la figura (a) y (b) anteriormente vista, están en realidad muy cercanos (en la siguiente figura se muestra diferencias en las posiciones de los nodos). Sin embargo, se completa para evitar este problema, en todos los cálculos posteriores, la viga y la pared son siempre de malla y luego se retiran las vigas.



Posiciones de los nodos en el panel sin vigas y con vigas de borde

Adecuadamente en cuenta para los desplazamientos horizontales a lo largo de los bordes superior e inferior de la albañilería, el desplazamiento horizontal de los bordes superior e inferior de las vigas fueron calculados utilizando la teoría clásica de viga y de la hipótesis de Navier, de la sección transversal de las vigas. Entonces, el desplazamiento horizontal en la parte superior e inferior del panel se incluyó para el cálculo del segundo.

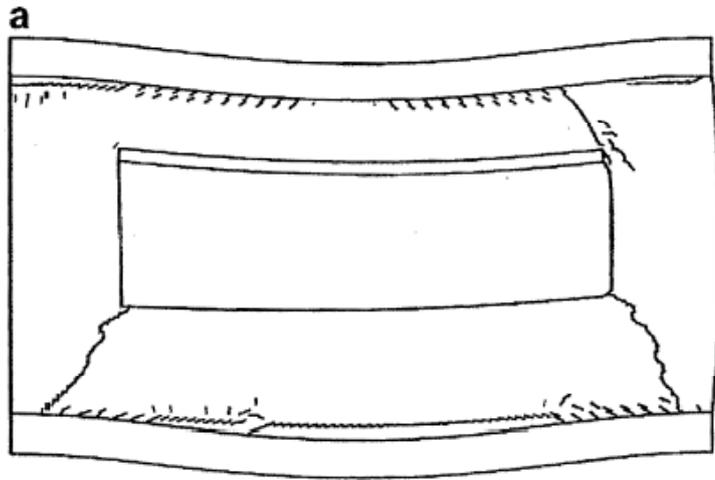
En la siguiente figura se muestra las deformaciones impuestas horizontales y verticales para el panel sin vigas de borde y la deformación calculada para el panel con vigas de borde en la línea inferior de contacto. Al reducir el margen de tolerancia hasta 10-12, el tiempo de cálculo de los paneles sin vigas fue menor que el de los paneles con vigas, como se esperaba.



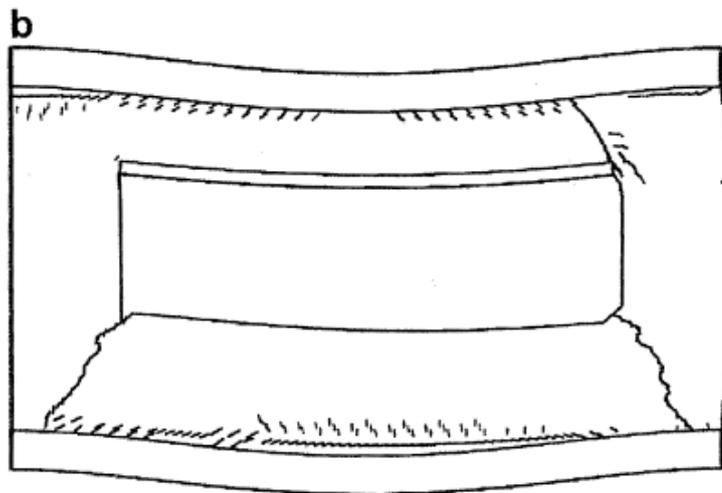
Deformaciones verticales y horizontales en los paneles anteriores

La explicación de este comportamiento es que, en el panel con las vigas, la rigidez del acero es mucho mayor que el de la mampostería y por lo tanto el desequilibrio de fuerzas nodales al comienzo de la etapa es mayor, lo que significa que las tolerancias idénticas relativos (tal como se usa) corresponden a las tolerancias más absoluta para el panel con las vigas. Para estudiar el efecto del tamaño de paso, se estudiaron cuatro casos (dos para el panel con vigas de borde y otro dos para el grupo sin la viga de borde y el uso de dos valores diferentes del incremento de paso de 0,01 y 0,002 mm).

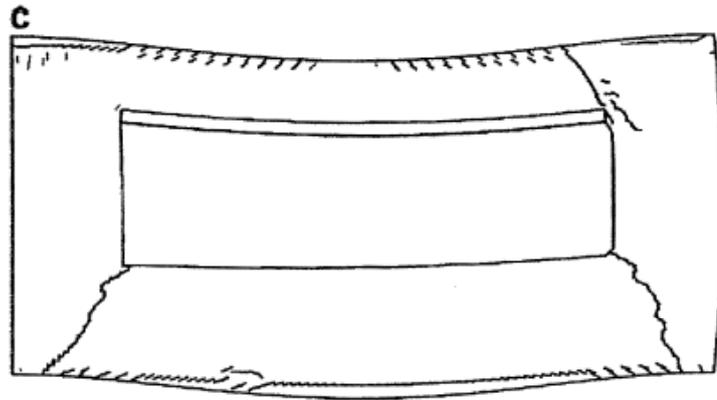
La siguiente figura muestra que, con las modificaciones, los resultados son idénticos para los cálculos con y sin la inclusión explícita de las vigas. Los resultados son esencialmente idénticas para los tamaños de paso igual o inferior a 0,01 mm (equivalente a 0,001 de los desplazamientos impuestas como máximo), y por lo tanto el tamaño de paso se establece en ese valor en todos los cálculos posteriores. Tras este análisis, se utilizaron en el resto de los grupos de investigación de mampostería fueron estudiados con un incremento de 0,001 paso de los desplazamientos impuestas máximo y una tolerancia de 10.



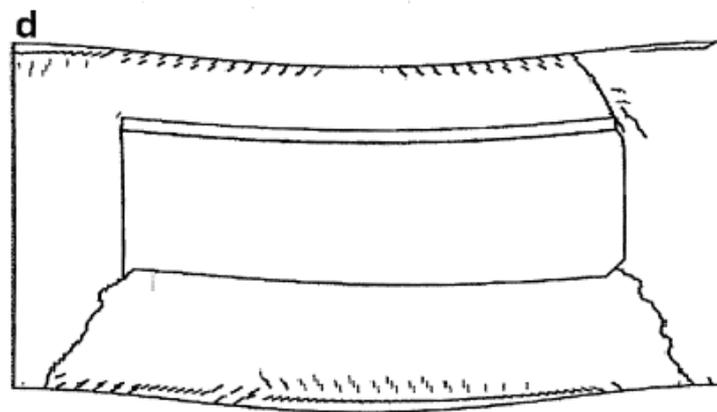
Panel con vigas de borde (incremento= 0,01 mm)



Panel con vigas de borde (incremento= 0,002 mm)



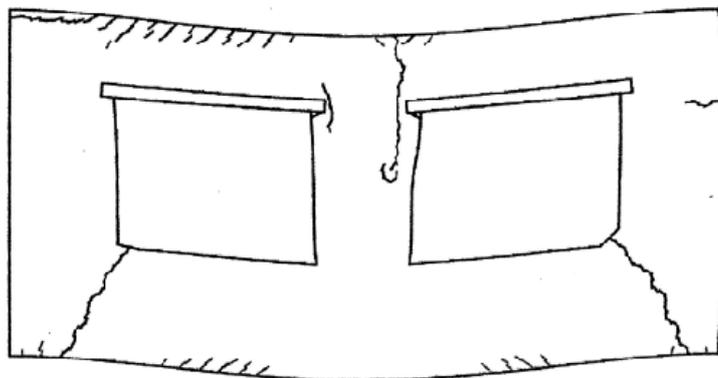
Panel sin vigas de borde (incremento= 0,01 mm)



Panel sin vigas de borde (incremento= 0,002 mm)

II. Geometría II, cargas del caso 1:

Aplicando las cargas del caso 1 para la geometría II en de la figura anteriormente vista, con los parámetros de cálculo definidos con anterioridad, el resultado obtenido se muestra en la siguiente figura.



Agrietamiento de la Geometría II, Caso de Carga I

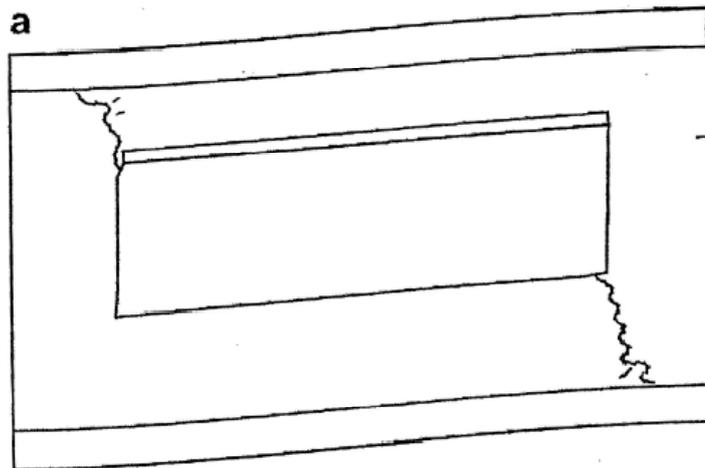
La figura que describe la Geometría I para el caso de Carga I, muestra que para la geometría I la grieta dominante es la grieta horizontal en la parte inferior de la albañilería, mientras que la figura que describe la Geometría II para el caso de Carga I, muestra que para la geometría II este tipo de grieta no aparece por el puntal de compresión que conecta la parte inferior y el tirante de arriba. Una grieta vertical aparece en la parte media alta que no está presente en la geometría I. Sin embargo, las grietas más abiertas se sitúan en la parte inferior izquierda e inferior derecha de las esquinas de las ventanas.

III. Caso de Carga 2, 3 y 4:

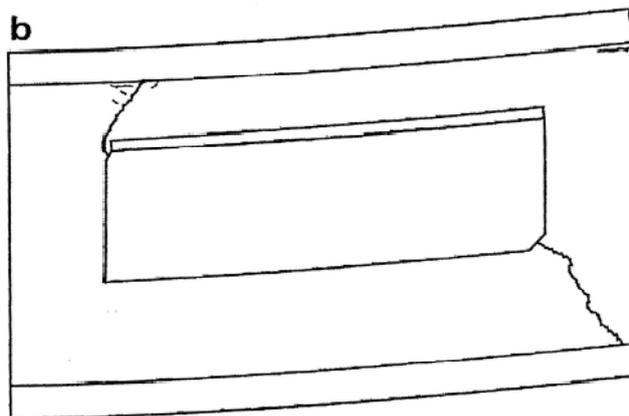
Los cálculos se llevaron a cabo para determinar el comportamiento de craqueo de las geometrías I y II bajo cargas de 2-4. Dado que los patrones de crack fueron muy similares para ambas geometrías, solo los resultados para la geometría I se dan aquí.

Las dos primeras figuras (a) y (b) muestra los resultados para el caso de carga de 2 y la tercera y cuarta figura para el caso de carga de 3. Como se explicó anteriormente, dos condiciones límite extremas se asumieron en el extremo opuesto a la que experimenta la población: extremo fijo (A) o el extremo articulado (B). Como puede verse, dos grietas diagonalmente opuestas en la esquina de la ventana aparecen en todos los casos, y las condiciones de contorno exacto sólo influyen ligeramente la dirección de la trayectoria de la grieta.

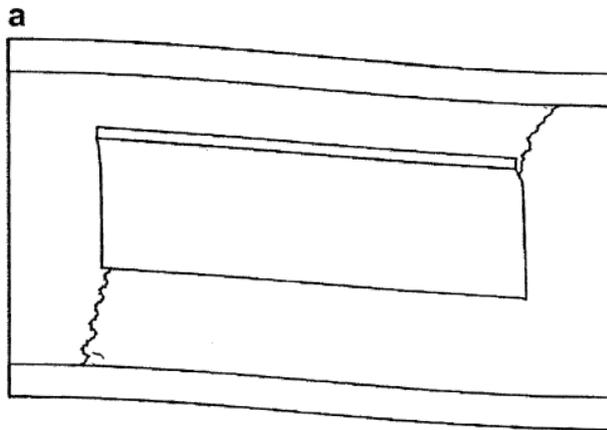
Las quinta y sexta figura muestra los resultados para la carga de caso 4. Como en los casos anteriores, dos condiciones límite extremo se suponían: Extremo fijo (A) y extremo articulado (B). Los resultados son casi idénticos, en este caso y similares a las de los casos de carga 2 y 3.



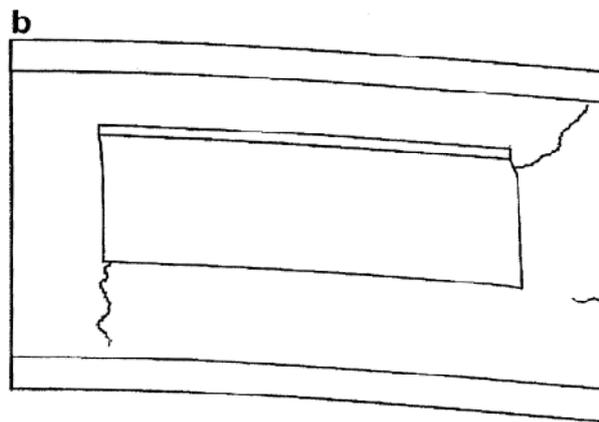
Agrietamiento para Geometría I, Carga II (extremo fijo)



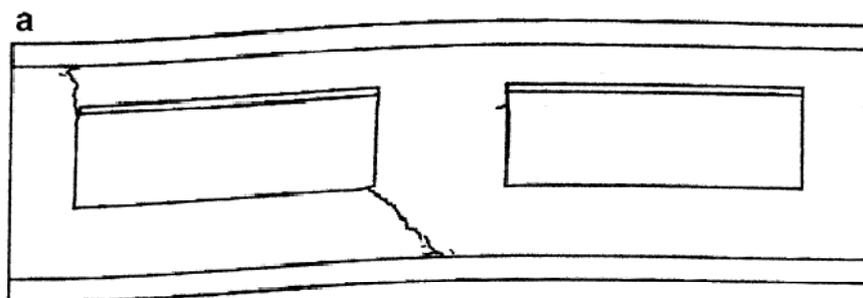
Agrietamiento para Geometría I, Carga II (extremo articulado)



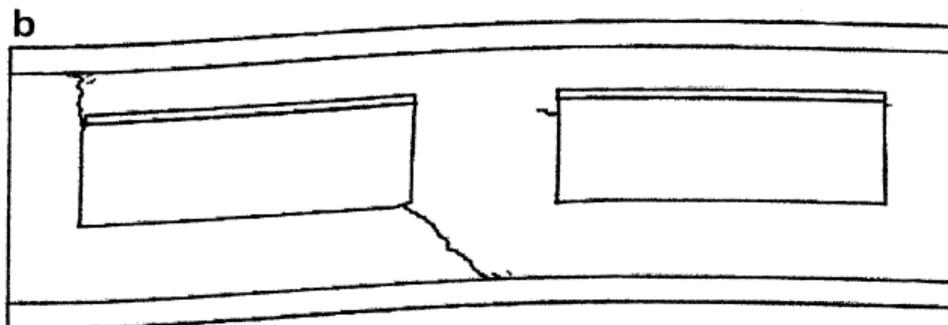
Agrietamiento para Geometría I, Carga III (extremo fijo)



Agrietamiento para Geometría I, Carga III (extremo articulado)



Agrietamiento para Geometría I, Carga IV (extremo fijo)



Agrietamiento para Geometría I, Carga IV (extremo articulado)

Conclusiones

De los resultados anteriores, pueden extraerse las siguientes conclusiones:

Los elementos finitos con grietas coherentes incrustados puede describir la relación de complejos patrones que surgen grietas en fachadas de mampostería, con múltiples grietas cada vez más de forma simultánea. Como se describe en otra parte, este tipo de elementos pueden ser esencialmente prácticos en general para el propósito del código de elementos finitos.

Un ajuste cuidadoso de los parámetros de cálculo es necesario para lograr resultados consistentes. Un método sencillo para hacerlo se describe en este documento.

La influencia de la geometría en el patrón de crack es importante sólo para la carga del caso 1 (deformación excesiva de las vigas). Los casos restantes 2-4 (solución de apoyos) dan lugar a patrones similares crack.

Para las desviaciones o asentamientos en el rango de 1/500 a 1/300 del tramo (en el primer intento de la Geometría 1, caso de Carga 1), la fábrica parece estar plenamente agrietada con aberturas crack del mismo orden de magnitud que las deflexiones en vigas.

Aunque los resultados mostrados corresponden a un conjunto determinado de propiedades de los materiales de albañilería, el agrietamiento final es similar para cualquier conjunto de propiedades de los materiales realistas (iniciación crack puede cambiar, pero las grietas finales son esencialmente las mismas).

Ya que los valores permitidos para el diseño o las desviaciones de los asentamientos es generalmente en el rango de 1/500 ó 1/300 de la duración, los resultados anteriores implica que las desviaciones reales o asentamientos son en realidad mucho menor que el diseño de los valores en la mayoría de los edificios, desde la aparición de patologías de craqueo, como el de la figura de la Geometría I en los casos tanto para Carga I, como para Carga IV, es afortunadamente, escaso.

4.4 Ejemplo modélico del cálculo de la fábrica frente acciones laterales locales

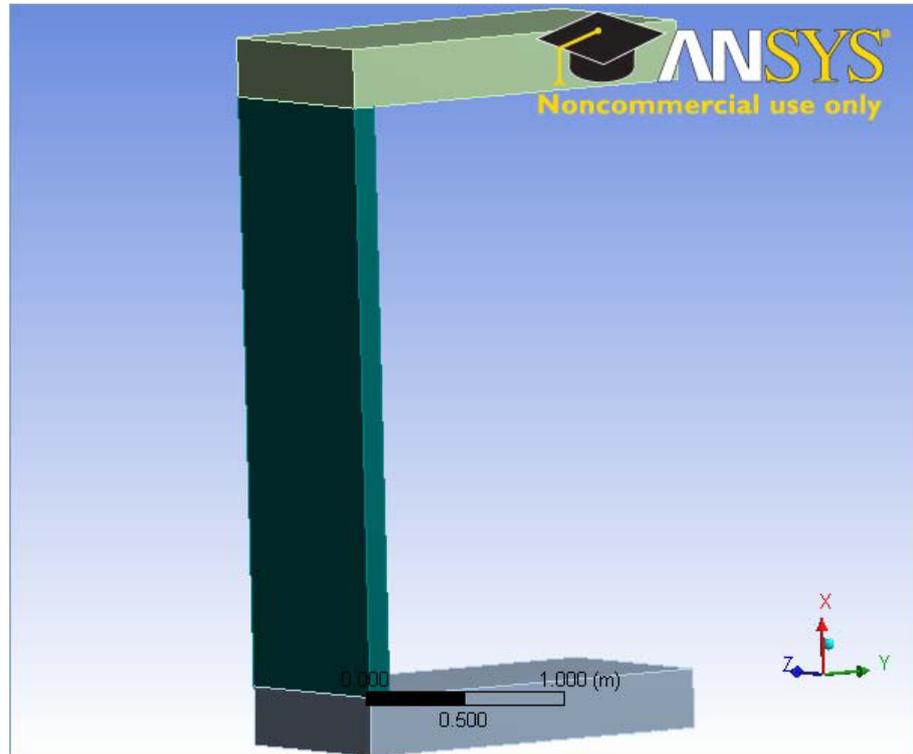
A continuación se expone un ejemplo gráfico de los resultados obtenidos en la modelización de una fachada de ladrillo ante acciones laterales locales, donde visualmente se va a poder observar a través de unas imágenes los esfuerzos a los que están sometidas las fábricas de ladrillo ante las acciones laterales locales.

Los resultados numéricos están en las tablas de resultados que nos aporta el programa ANSYS de elementos finitos y posteriormente modeliza unos resultados gráficos donde se observa claramente dichas deformaciones y los diferentes estados de la fábrica conforme va incrementándose la carga aplicada.

Comentar que el programa está en el idioma inglés y por eso los todo lo expuesto a continuación está en inglés.

4.4.1 Primera Modelización.

Modelo analizado



Modelo en el análisis de elementos finitos

Unidades

Unit System	Metric (m, kg, N, s, V, A) Degrees rad/s Celsius
Angle	Degrees
Rotational Velocity	rad/s
Temperature	Celsius

Tabla de unidades

Geometría

Object Name	Geometry
State	Fully Defined
Definition	
Source	C:\caca\tesis\fachadas\fachada-01_files\dp0\SYS\DM\SYS.agdb
Type	DesignModeler
Length Unit	Centimeters
Element Control	Program Controlled
Display Style	Part Color
Bounding Box	
Length X	3.6 m
Length Y	2. m
Length Z	1. m
Properties	
Volume	1.56 m ³
Mass	3588. kg
Scale Factor Value	1.
Statistics	
Bodies	3
Active Bodies	3
Nodes	6914
Elements	1156
Mesh Metric	None
Preferences	
Parameter Processing	Yes
Personal Parameter Key	DS
CAD Attribute Transfer	No
Named Selection Processing	No
Material Properties Transfer	No
CAD Associativity	Yes
Import Coordinate Systems	No
Reader Save Part File	No
Import Using Instances	Yes
Do Smart Update	No
Attach File Via Temp File	Yes
Temporary Directory	C:\Users\Enrique\AppData\Local\Temp
Analysis Type	3-D
Enclosure and Symmetry Processing	Yes

Tabla de la geometría del modelo analizado

Object Name	Solid	Solid	Solid
State	Meshed		
Graphics Properties			
Visible	Yes		
Transparency	1		
Definition			
Suppressed	No		
Stiffness Behavior	Flexible		
Coordinate System	Default Coordinate System		
Reference Temperature	By Environment		
Material			
Assignment	Fabrica ladrillo silicocalcáreo		
Nonlinear Effects	Yes		
Thermal Strain Effects	Yes		
Bounding Box			
Length X	3. m	0.3 m	
Length Y	0.12 m	2. m	
Length Z	1. m		
Properties			
Volume	0.36 m ³	0.6 m ³	
Mass	828. kg	1380. kg	
Centroid X	1.5 m	-0.15 m	3.15 m
Centroid Y	6.e-002 m	1. m	
Centroid Z	0.5 m		
Moment of Inertia Ip1	69.994 kg·m ²	575. kg·m ²	
Moment of Inertia Ip2	690. kg·m ²	125.35 kg·m ²	
Moment of Inertia Ip3	621.99 kg·m ²	470.35 kg·m ²	
Statistics			
Nodes	1446	2734	
Elements	184	486	
Mesh Metric	None		

Tabla de la geometría y las partes del elemento analizado

Coordenadas del Sistema

Object Name	Global Coordinate System
State	Fully Defined
Definition	
Type	Cartesian
Coordinate System ID	0.
Origin	
Origin X	0. m
Origin Y	0. m
Origin Z	0. m
Directional Vectors	
X Axis Data	[1. 0. 0.]
Y Axis Data	[0. 1. 0.]
Z Axis Data	[0. 0. 1.]

Tabla de coordenadas del sistema

Conexiones

Object Name	Connections
State	Fully Defined
Auto Detection	
Generate Automatic Connection On Refresh	Yes
Transparency	
Enabled	Yes

Tabla de conexiones del cerramiento

Object Name	Contacts
State	Fully Defined
Definition	
Connection Type	Contact
Scope	
Scoping Method	Geometry Selection
Geometry	All Bodies
Auto Detection	
Tolerance Type	Slider
Tolerance Slider	0.
Tolerance Value	1.0595e-002 m
Face/Face	Yes
Face/Edge	No
Edge/Edge	No
Priority	Include All
Group By	Bodies
Search Across	Bodies

Tabla de tipo de contacto del cerramiento

Object Name	Rough - Solid To Solid	Rough - Solid To Solid
State	Fully Defined	
Scope		
Scoping Method	Geometry Selection	
Contact	1 Face	
Target	1 Body	
Contact Bodies	Solid	
Target Bodies	Solid	
Definition		
Type	Rough	
Scope Mode	Manual	
Behavior	Symmetric	
Suppressed	No	
Advanced		
Formulation	Pure Penalty	
Interface Treatment	Add Offset, No Ramping	
Offset	0. m	
Normal Stiffness	Program Controlled	
Update Stiffness	Never	
Pinball Region	Program Controlled	
Time Step Controls	None	

Tabla de regiones de contacto

Objeto

Object Name	Mesh
State	Solved
Defaults	
Physics Preference	Mechanical
Relevance	65
Sizing	
Use Advanced Size Function	Off
Relevance Center	Coarse
Element Size	Default
Initial Size Seed	Active Assembly
Smoothing	High
Transition	Fast
Span Angle Center	Coarse
Minimum Edge Length	0.120 m
Inflation	
Use Automatic Inflation	None
Inflation Option	Smooth Transition
Transition Ratio	0.272
Maximum Layers	5
Growth Rate	1.2
Inflation Algorithm	Pre
View Advanced Options	No
Advanced	
Shape Checking	Standard Mechanical
Element Midside Nodes	Program Controlled
Straight Sided Elements	No
Number of Retries	Default (4)
Extra Retries For Assembly	Yes
Rigid Body Behavior	Dimensionally Reduced
Mesh Morphing	Disabled
Defeaturing	
Pinch Tolerance	Please Define
Generate Pinch on Refresh	No
Automatic Mesh Based Defeaturing	On
Defeaturing Tolerance	Default
Statistics	
Nodes	6914
Elements	1156
Mesh Metric	None

Tabla de valores del objeto

Estructura

Object Name	<i>Static Structural (A5)</i>
State	Solved
Definition	
Physics Type	Structural
Analysis Type	Static Structural
Solver Target	Mechanical APDL
Options	
Environment Temperature	22. °C
Generate Input Only	No

Tabla de análisis de la estructura

Object Name	<i>Analysis Settings</i>
State	Fully Defined
Step Controls	
Number Of Steps	1.
Current Step Number	1.
Step End Time	1. s
Auto Time Stepping	Program Controlled
Solver Controls	
Solver Type	Program Controlled
Weak Springs	Program Controlled
Large Deflection	Off
Inertia Relief	Off
Restart Controls	
Generate Restart Points	Program Controlled
Retain Files After Full Solve	No
Nonlinear Controls	
Force Convergence	Program Controlled
Moment Convergence	Program Controlled
Displacement Convergence	Program Controlled
Rotation Convergence	Program Controlled
Line Search	Program Controlled
Stabilization	Off
Output Controls	
Calculate Stress	Yes
Calculate Strain	Yes
Calculate Contact	No
Calculate Results At	All Time Points
Analysis Data Management	
Solver Files Directory	C:\caca\tesis\fachadas\fachada-01_files\dp0\SYS\MECH\
Future Analysis	None
Scratch Solver Files Directory	
Save MAPDL db	No
Delete Unneeded Files	Yes
Nonlinear Solution	Yes
Solver Units	Active System
Solver Unit System	mks

Tabla de condiciones de contorno de la estructura

Object Name	Fixed Support 3	Fixed Support 4	Frictionless Support	Frictionless Support 2	Pressure
State	Fully Defined				
Scope					
Scoping Method	Geometry Selection				
Geometry	1 Face				
Definition					
Type	Fixed Support		Frictionless Support		Pressure
Suppressed	No				
Define By					Normal To
Magnitude					80. Pa (ramped)

Tabla de cargas aplicadas

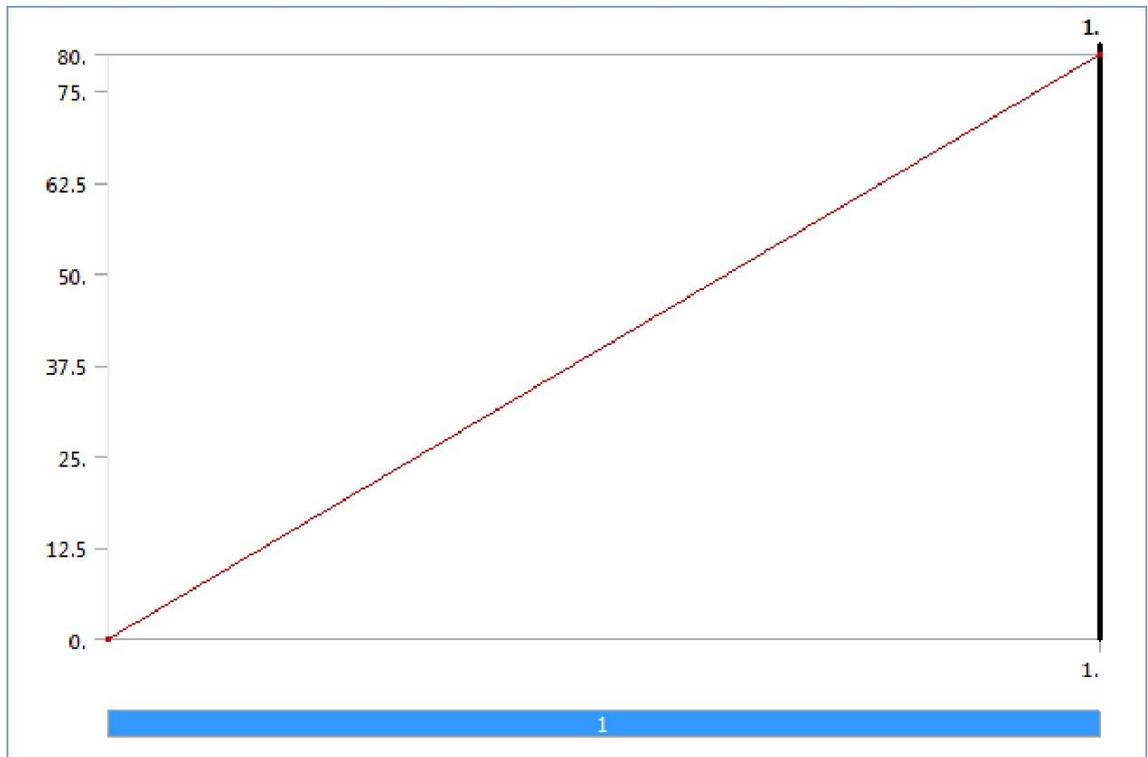


Gráfico de la presión aplicada

Soluciones

Object Name	<i>Solution (A6)</i>
State	Solved
Adaptive Mesh Refinement	
Max Refinement Loops	1.
Refinement Depth	2.
Information	
Status	Done

Object Name	<i>Solution Information</i>
State	Solved
Solution Information	
Solution Output	Solver Output
Newton-Raphson Residuals	0
Update Interval	2.5 s
Display Points	All

Tabla de valores de solución del sistema

Object Name	<i>Maximum Principal Elastic Strain</i>	<i>Maximum Principal Stress</i>
State	Solved	
Scope		
Scoping Method	Geometry Selection	
Geometry	All Bodies	
Definition		
Type	Maximum Principal Elastic Strain	Maximum Principal Stress
By	Time	
Display Time	Last	
Calculate Time History	Yes	
Identifier		
Integration Point Results		
Display Option	Averaged	
Results		
Minimum	-9.2503e-011 m/m	-389.35 Pa
Maximum	8.7049e-007 m/m	27411 Pa
Minimum Occurs On	Solid	
Maximum Occurs On	Solid	
Information		
Time	1. s	
Load Step	1	
Substep	1	
Iteration Number	5	

Tabla de resultados del sistema

Datos del material Fábrica de Ladrillo

Fabrica ladrillo silicocalcareo > Constants

Density	2300 kg m ⁻³
Coefficient of Thermal Expansion	1.4e-005 C ⁻¹
Specific Heat	780 J kg ⁻¹ C ⁻¹
Thermal Conductivity	0.72 W m ⁻¹ C ⁻¹

Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Compressive Ultimate Strength

Compressive Ultimate Strength Pa	4.2e+006
----------------------------------	----------

Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Compressive Yield Strength

Compressive Yield Strength Pa	4.e+006
-------------------------------	---------

Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Tensile Yield Strength

Tensile Yield Strength Pa	1.e+005
---------------------------	---------

Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Tensile Ultimate Strength

Tensile Ultimate Strength Pa	1.2e+005
------------------------------	----------

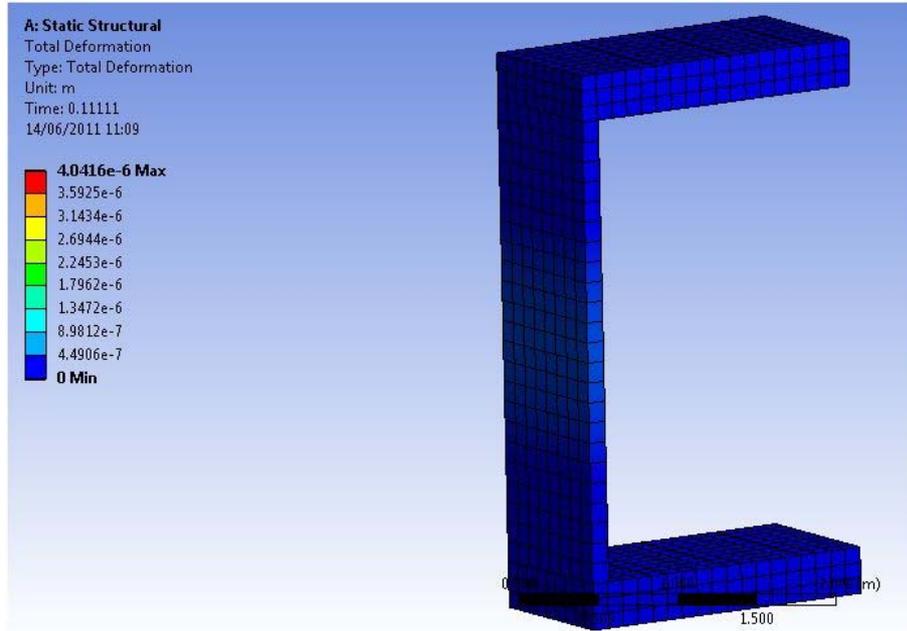
Fabrica ladrillo silicocalcareo > Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion

Reference Temperature C	22
-------------------------	----

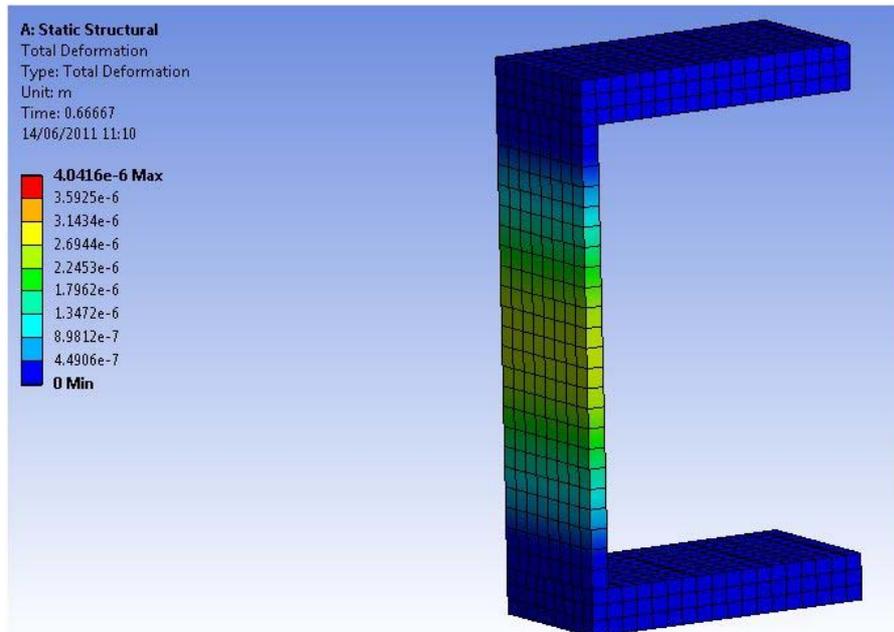
Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Isotropic Elasticity

Temperature C	Young's Modulus Pa	Poisson's Ratio	Bulk Modulus Pa	Shear Modulus Pa
	3.e+010	0.18	1.5625e+010	1.2712e+010

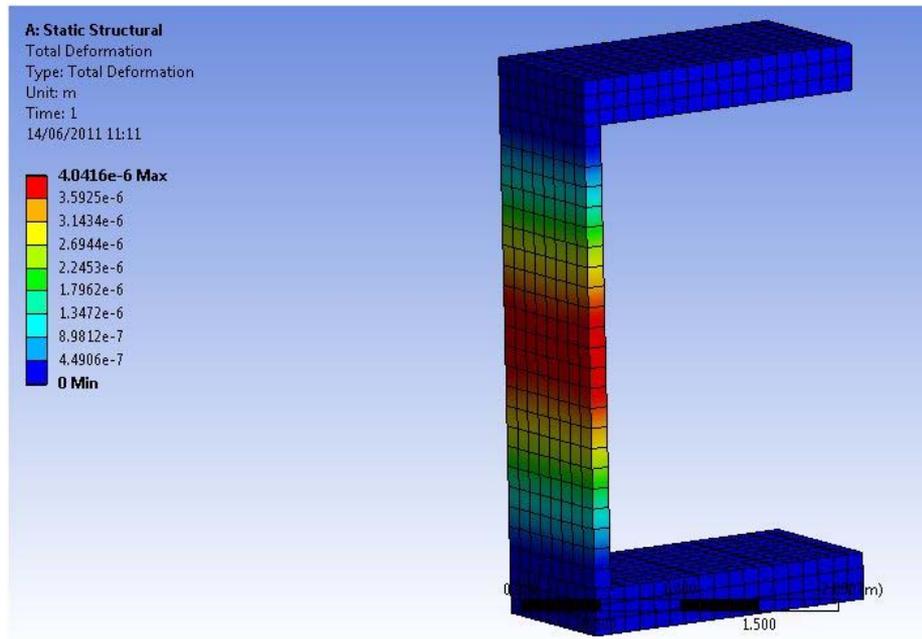
4.4.1.1 Solución Gráfica del Análisis.



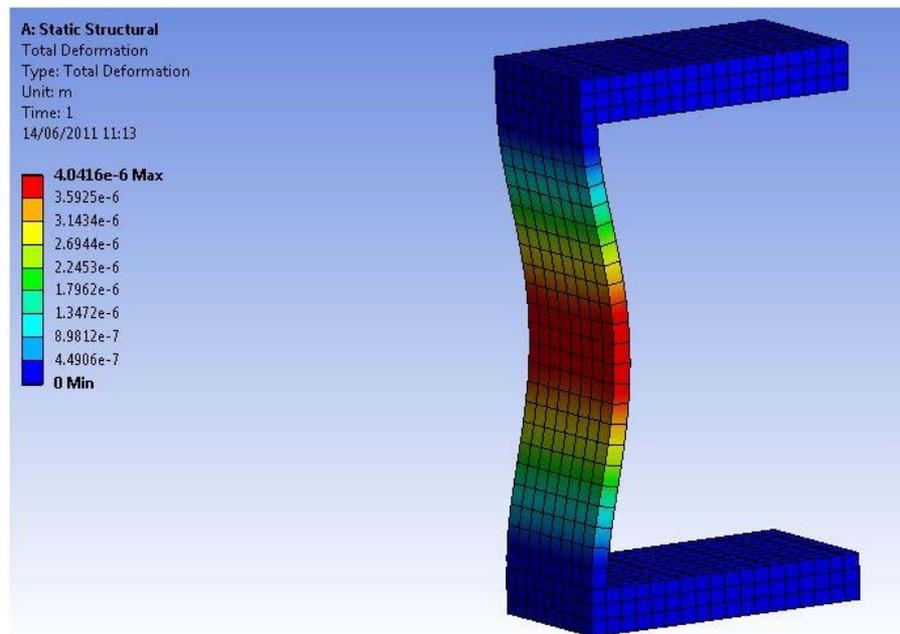
Muro deformado a escala real 1:1, instante 1



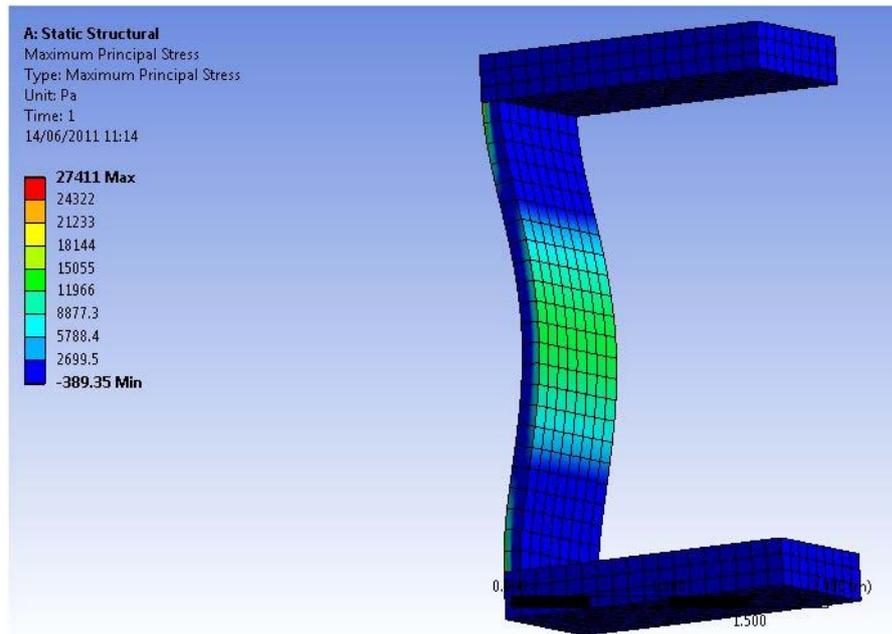
Muro deformado a escala real 1:1, instante 2



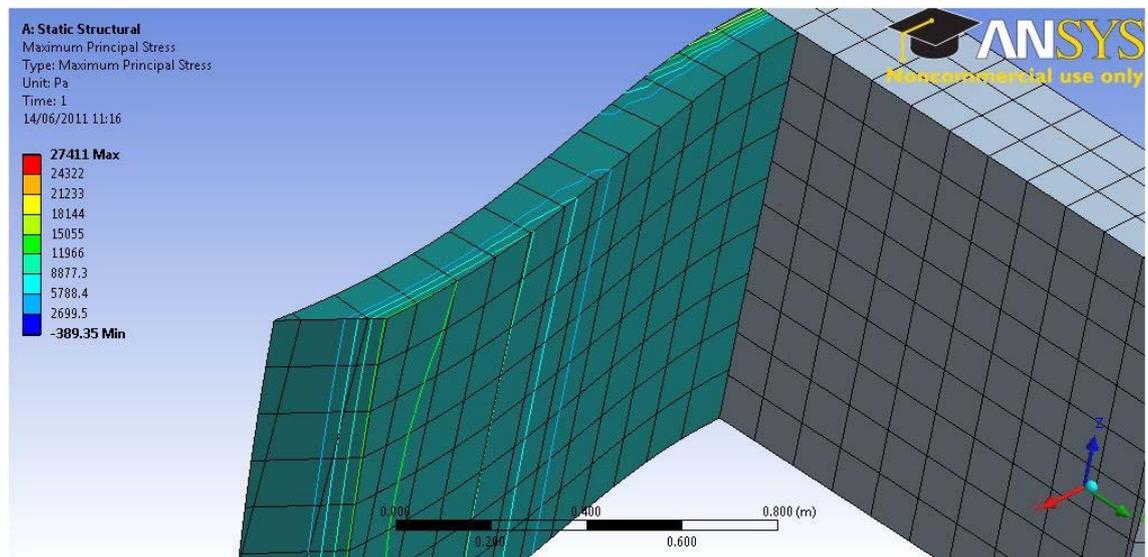
Muro deformado a escala real 1:1, instante 3



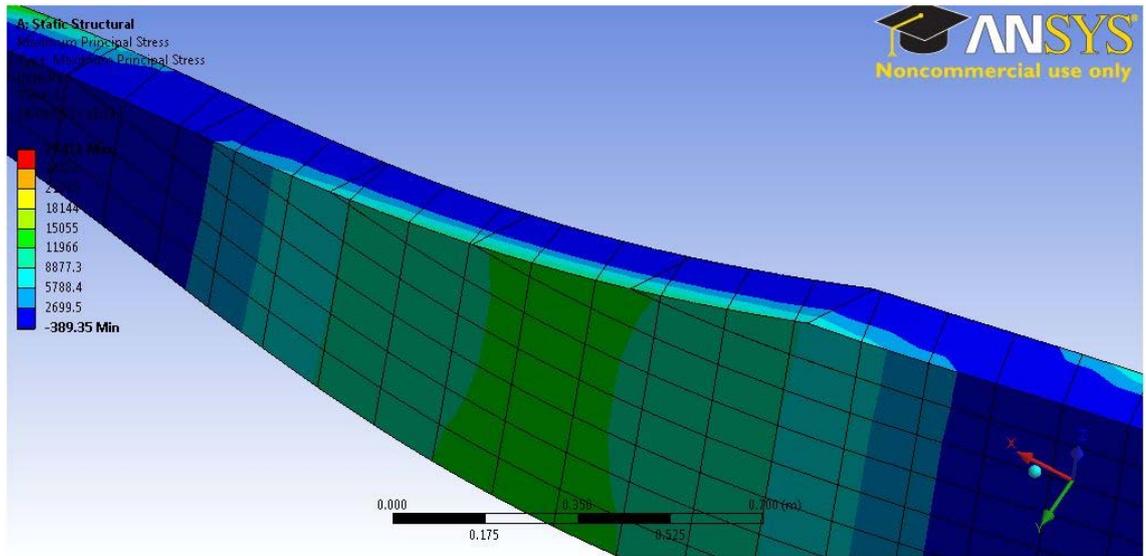
Deformado a escala proporcional, instante 3



Máximas tensiones principales a carga de rotura



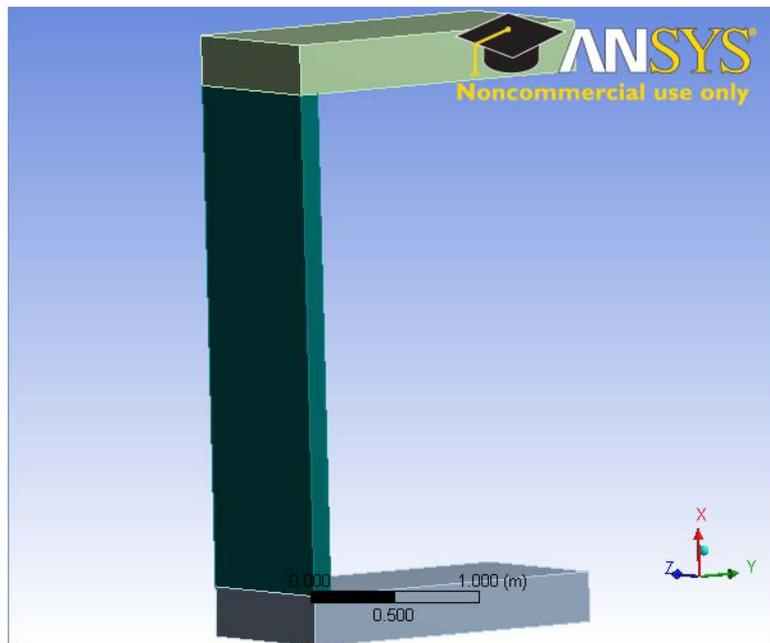
Isólineas de las máximas tensiones principales, sección de corte central



Sección central, punto de aplicación de máximas tensiones y aparición de grieta

4.4.2 Segunda Modelización.

Modelo analizado



Modelo en el análisis de elementos finitos

Unidades

Unit System	Metric (m, kg, N, s, V, A) Degrees rad/s Celsius
Angle	Degrees
Rotational Velocity	rad/s
Temperature	Celsius

Tabla de unidades

Geometría

Object Name	Geometry
State	Fully Defined
Definition	
Source	C:\caca\tesis\fachadas\fachada-01_files\dp0\SYS\DM\SYS.agdb
Type	DesignModeler
Length Unit	Centimeters
Element Control	Program Controlled
Display Style	Part Color
Bounding Box	
Length X	3.6 m
Length Y	2. m
Length Z	1. m
Properties	
Volume	1.56 m ³
Mass	3588. kg
Scale Factor Value	1.
Statistics	
Bodies	3
Active Bodies	3
Nodes	25620
Elements	5032
Mesh Metric	None
Preferences	
Parameter Processing	Yes
Personal Parameter Key	DS
CAD Attribute Transfer	No
Named Selection Processing	No
Material Properties Transfer	No
CAD Associativity	Yes
Import Coordinate Systems	No
Reader Save Part File	No
Import Using Instances	Yes
Do Smart Update	No
Attach File Via Temp File	Yes
Temporary Directory	C:\Users\Enrique\AppData\Local\Temp
Analysis Type	3-D
Enclosure and Symmetry Processing	Yes

Tabla de la geometría del modelo analizado

Object Name	<i>Solid</i>	<i>Solid</i>	<i>Solid</i>
State	Meshed		
Graphics Properties			
Visible	Yes		
Transparency	1		
Definition			
Suppressed	No		
Stiffness Behavior	Flexible		
Coordinate System	Default Coordinate System		
Reference Temperature	By Environment		
Material			
Assignment	Fabrica ladrillo silicocalcáreo		
Nonlinear Effects	Yes		
Thermal Strain Effects	Yes		
Bounding Box			
Length X	3. m	0.3 m	
Length Y	0.12 m	2. m	
Length Z	1. m		
Properties			
Volume	0.36 m ³	0.6 m ³	
Mass	828. kg	1380. kg	
Centroid X	1.5 m	-0.15 m	3.15 m
Centroid Y	6.e-002 m	1. m	
Centroid Z	0.5 m		
Moment of Inertia Ip1	69.994 kg·m ²	575. kg·m ²	
Moment of Inertia Ip2	690. kg·m ²	125.35 kg·m ²	
Moment of Inertia Ip3	621.99 kg·m ²	470.35 kg·m ²	
Statistics			
Nodes	4092	10764	
Elements	682	2175	
Mesh Metric	None		

Tabla de la geometría y las partes del elemento analizado

Coordenadas del Sistema

Object Name	<i>Global Coordinate System</i>
State	Fully Defined
Definition	
Type	Cartesian
Coordinate System ID	0.
Origin	
Origin X	0. m
Origin Y	0. m
Origin Z	0. m
Directional Vectors	
X Axis Data	[1. 0. 0.]
Y Axis Data	[0. 1. 0.]
Z Axis Data	[0. 0. 1.]

Tabla de coordenadas del sistema

Conexiones

Object Name	<i>Connections</i>
State	Fully Defined
Auto Detection	
Generate Automatic Connection On Refresh	Yes
Transparency	
Enabled	Yes

Tabla de conexiones del cerramiento

Object Name	<i>Contacts</i>
State	Fully Defined
Definition	
Connection Type	Contact
Scope	
Scoping Method	Geometry Selection
Geometry	All Bodies
Auto Detection	
Tolerance Type	Slider
Tolerance Slider	0.
Tolerance Value	1.0595e-002 m
Face/Face	Yes
Face/Edge	No
Edge/Edge	No
Priority	Include All
Group By	Bodies
Search Across	Bodies

Tabla de tipo de contacto del cerramiento

Object Name	<i>Bonded - Solid To Solid</i>	<i>Bonded - Solid To Solid</i>
State	Fully Defined	
Scope		
Scoping Method	Geometry Selection	
Contact	1 Face	
Target	1 Body	
Contact Bodies	Solid	
Target Bodies	Solid	
Definition		
Type	Bonded	
Scope Mode	Manual	
Behavior	Symmetric	
Suppressed	No	
Advanced		
Formulation	Pure Penalty	
Normal Stiffness	Program Controlled	
Update Stiffness	Never	Each Iteration
Pinball Region	Program Controlled	

Tabla de regiones de contacto

Objeto

Object Name	<i>Mesh</i>
State	Solved
Defaults	
Physics Preference	Mechanical
Relevance	100
Sizing	
Use Advanced Size Function	Off
Relevance Center	Coarse
Element Size	Default
Initial Size Seed	Active Assembly
Smoothing	High
Transition	Fast
Span Angle Center	Coarse
Minimum Edge Length	0.120 m
Inflation	
Use Automatic Inflation	None
Inflation Option	Smooth Transition
Transition Ratio	0.272
Maximum Layers	5
Growth Rate	1.2
Inflation Algorithm	Pre
View Advanced Options	No
Advanced	
Shape Checking	Standard Mechanical
Element Midside Nodes	Program Controlled
Sizing (continued)	
Straight Sided Elements	No
Number of Retries	0
Extra Retries For Assembly	Yes
Rigid Body Behavior	Dimensionally Reduced
Mesh Morphing	Disabled
Defeaturing	
Pinch Tolerance	Please Define
Generate Pinch on Refresh	No
Automatic Mesh Based Defeaturing	On
Defeaturing Tolerance	Default
Statistics	
Nodes	25620
Elements	5032
Mesh Metric	None

Tabla de valores del objeto

Estructura

Object Name	Static Structural (A5)
State	Solved
Definition	
Physics Type	Structural
Analysis Type	Static Structural
Solver Target	Mechanical APDL
Options	
Environment Temperature	22. °C
Generate Input Only	No

Tabla de análisis de la estructura

Object Name	Analysis Settings
State	Fully Defined
Step Controls	
Number Of Steps	1.
Current Step Number	1.
Step End Time	1. s
Auto Time Stepping	Program Controlled
Solver Controls	
Solver Type	Program Controlled
Weak Springs	Program Controlled
Large Deflection	Off
Inertia Relief	Off
Restart Controls	
Generate Restart Points	Program Controlled
Retain Files After Full Solve	No
Nonlinear Controls	
Force Convergence	Program Controlled
Moment Convergence	Program Controlled
Displacement Convergence	Program Controlled
Rotation Convergence	Program Controlled
Line Search	Program Controlled
Stabilization	Off
Output Controls	
Calculate Stress	Yes
Calculate Strain	Yes
Calculate Contact	No
Calculate Results At	All Time Points
Analysis Data Management	
Solver Files Directory	C:\caca\tesis\fachadas\fachada-01_files\dp0\SYS\MECH\
Future Analysis	None
Scratch Solver Files Directory	
Save MAPDL db	No
Delete Unneeded Files	Yes
Nonlinear Solution	No
Solver Units	Active System
Solver Unit System	mks

Tabla de condiciones de contorno de la estructura

Object Name	<i>Fixed Support</i>	<i>Fixed Support 2</i>	<i>Force</i>
State	Fully Defined		
Scope			
Scoping Method	Geometry Selection		
Geometry	1 Face		
Definition			
Type	Fixed Support		Force
Suppressed	No		
Define By			Vector
Magnitude			2400. N (ramped)
Direction			Defined

Tabla de cargas aplicadas

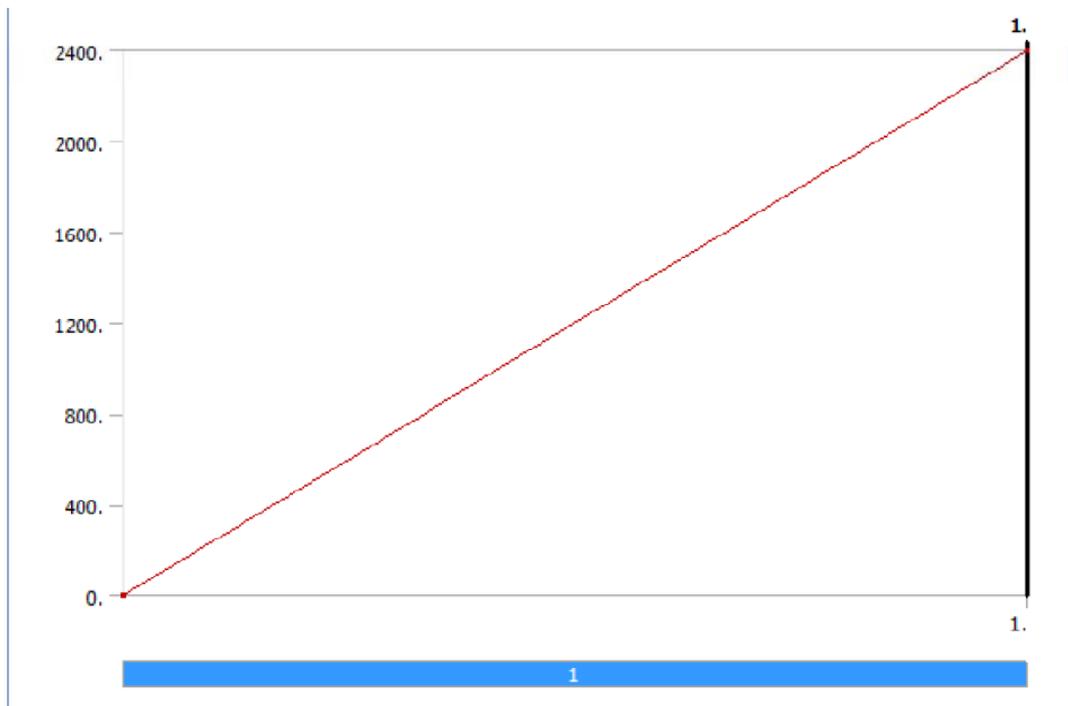


Gráfico de la presión aplicada

Soluciones

Object Name	<i>Solution (A6)</i>
State	Solved
Adaptive Mesh Refinement	
Max Refinement Loops	1.
Refinement Depth	2.
Information	
Status	Done

Object Name	<i>Solution Information</i>
State	Solved
Solution Information	
Solution Output	Solver Output
Newton-Raphson Residuals	0
Update Interval	2.5 s
Display Points	All

Tabla de valores de solución del sistema

Object Name	<i>Maximum Principal Elastic Strain</i>	<i>Maximum Principal Stress</i>	<i>Total Deformation</i>
State	Solved		
Scope			
Scoping Method	Geometry Selection		
Geometry	All Bodies		
Definition			
Type	Maximum Principal Elastic Strain	Maximum Principal Stress	Total Deformation
By	Time		
Display Time	Last		
Calculate Time History	Yes		
Identifier			
Integration Point Results			
Display Option	Averaged		
Results			
Minimum	-1.7892e-008 m/m	-45307 Pa	0. m
Maximum	6.8753e-006 m/m	2.155e+005 Pa	5.1326e-005 m
Minimum Occurs On	Solid		
Maximum Occurs On	Solid		
Information			
Time	1. s		
Load Step	1		
Substep	1		
Iteration Number	1		

Tabla de resultados del sistema

Datos del material Fábrica de Ladrillo

Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Constants

Density	2300 kg m ⁻³
Coefficient of Thermal Expansion	1.4e-005 C ⁻¹
Specific Heat	780 J kg ⁻¹ C ⁻¹
Thermal Conductivity	0.72 W m ⁻¹ C ⁻¹

Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Compressive Ultimate Strength

Compressive Ultimate Strength Pa
4.2e+006

Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Compressive Yield Strength

Compressive Yield Strength Pa
4.e+006

Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Tensile Yield Strength

Tensile Yield Strength Pa
1.e+005

Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Tensile Ultimate Strength

Tensile Ultimate Strength Pa
1.2e+005

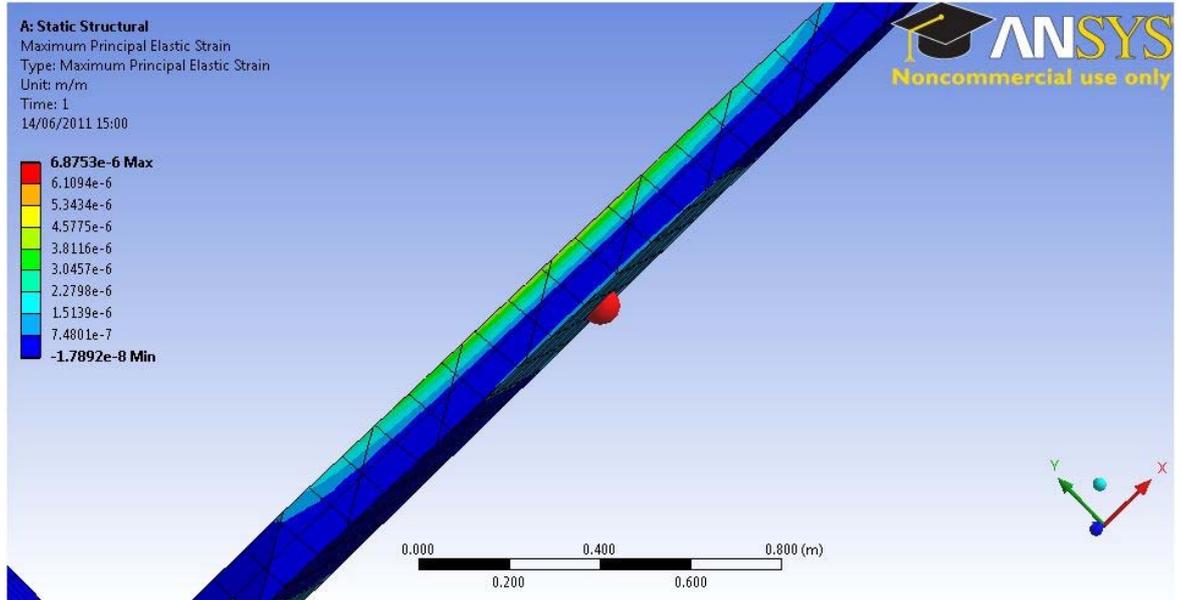
Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion

Reference Temperature C
22

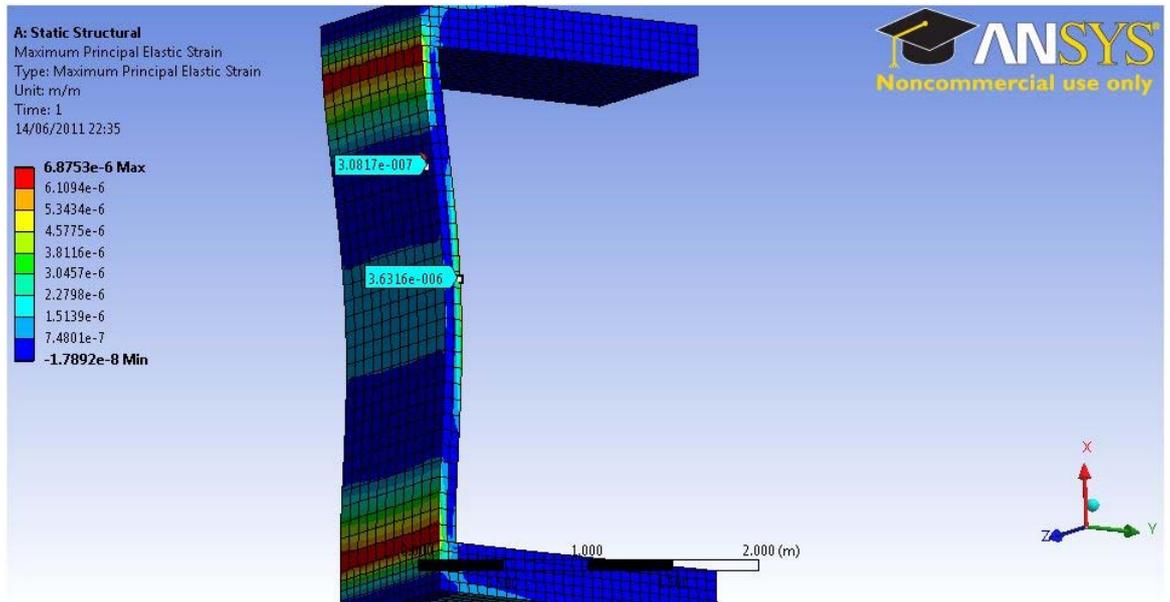
Fabrica ladrillo silicocalcáreo > Isotropic Elasticity

Temperature C	Young's Modulus Pa	Poisson's Ratio	Bulk Modulus Pa	Shear Modulus Pa
	3.e+010	0.18	1.5625e+010	1.2712e+010

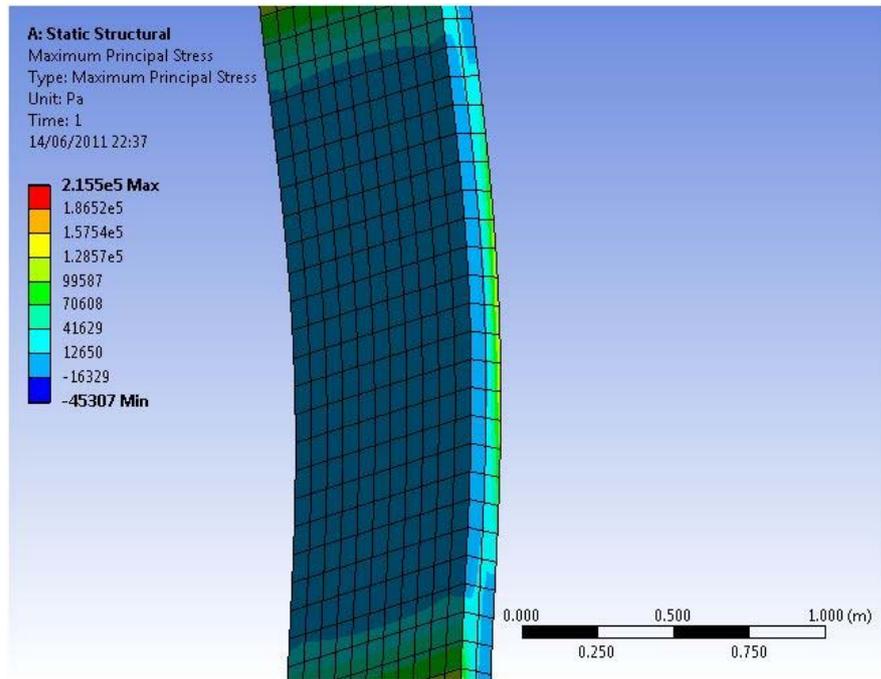
4.4.2.1 Solución Gráfica del Análisis.



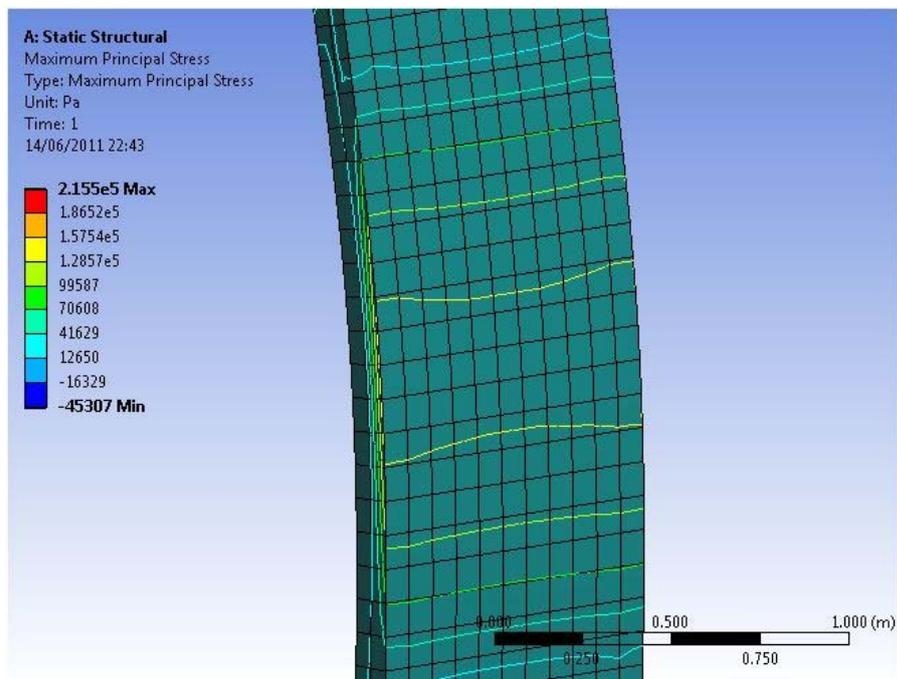
Área afectada por tensiones de tracción en el centro de la pieza



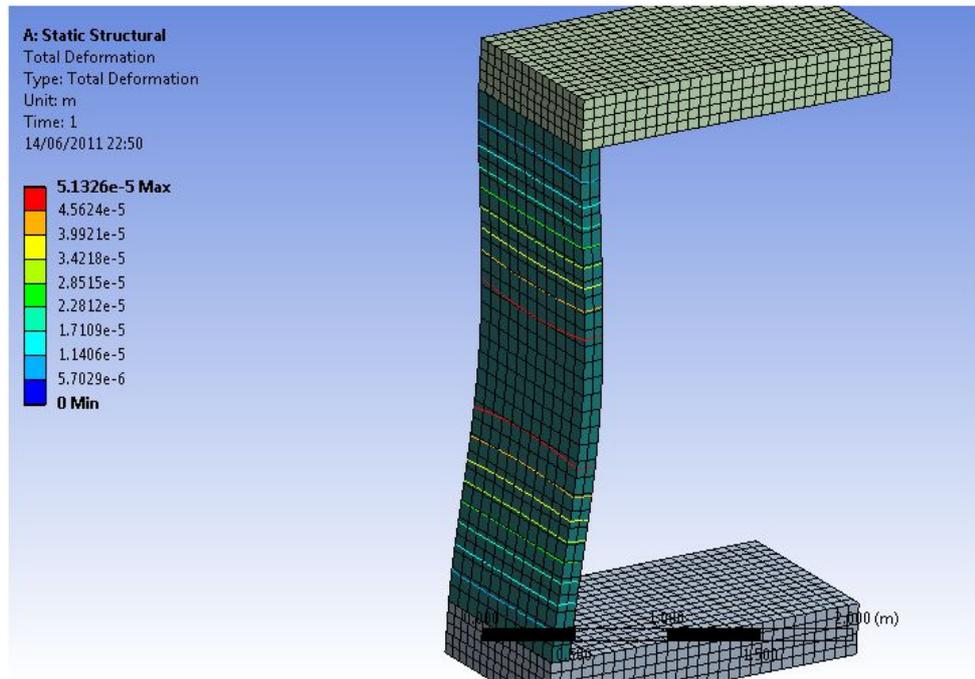
Modelización con dos elementos finitos en el espesor de la pared de la fábrica



Traza de presiones y compresiones en el espesor de la hoja de la fábrica



Mapa de tensiones de tracción en el centro de la cara opuesta a la de aplicación de la fuerza



Isolíneas de distribución de deformaciones tras la aplicación de la carga

5. DETALLES CONSTRUCTIVOS

5.1 Análisis de los detalles constructivos.

Los detalles constructivos que se van a analizar en este capítulo, dan una posible solución a los problemas que se han comentado en este proyecto.

Sabemos que la ejecución hasta ahora empleada para la satisfacer la estabilidad de las fábricas de ladrillo no son las más adecuadas en cuanto al estudio de las acciones horizontales de viento a las que son sometidas, así pues, se trata de ver que posibles soluciones podemos aportar para que, el sistema elegido a nivel de detalle del encuentro entre fachada y estructura, permita una solución viable y adecuada según los establecido anteriormente.

Se ha visto a lo largo del proyecto cuales fueron las causas de construir el tipo de fachada de doble hoja actual, tal y como hoy lo conocemos, por eso cabe decir que, ha sido una evolución mal concebida de un origen de fachada de doble hoja derivada del Cavity Wall europeo.

Así pues, las soluciones constructivas que se van a detallar a continuación, son mejoras a las soluciones constructivas actuales, sin variar el modelo actual del muro de doble hoja y contemplando todas las exigencias que el Código Técnico nos exige para satisfacer correctamente cada uno de los apartados que nos dice la norma.

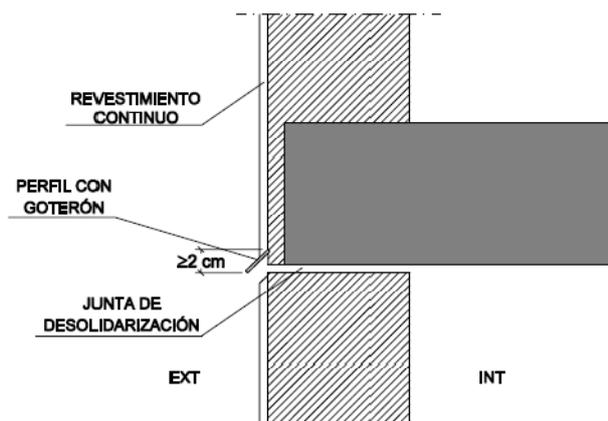
A la hora de analizar los detalles constructivos que se van a exponer a continuación debemos tener en cuenta la evolución que ha sufrido nuestras estructuras con respecto al conjunto del edificio, siendo por tanto, una parte importantísima del objeto de estos detalles.

La interactuación de la estructura con el muro de fachada es el encuentro más importante que nos podemos encontrar en la construcción de las fachadas, es por eso que, el especial cuidado que debemos tener en la ejecución de esos encuentros sea la clave para poder evitar las patologías derivadas de su mala ejecución.

El Código Técnico como ya hemos observado en la realización de la investigación de este proyecto nos aporta unos detalles constructivos de manera muy

superficial de las cuales, podemos obtener una idea generalizada del porque es necesario la desolidarización de la fachada con los bordes de los forjados.

Como ejemplo de lo expuesto anteriormente podemos observar en el documento DB HS el detalle muy generalizado de desolidarización de la fachada con la estructura.



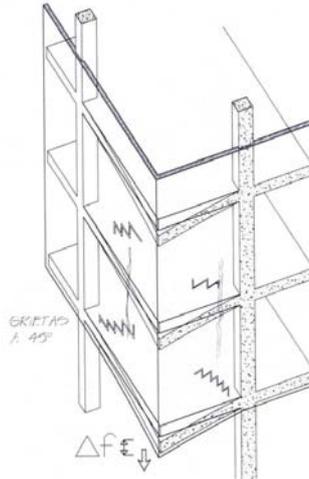
Encuentro de fachada con el forjado

Este detalle simplemente viene a significar de manera gráfica una ejecución de las fachadas que evitará los problemas existentes en los edificios en altura cuando esa desolidarización entre fachada y forjado no existe.

Los resultados obtenidos con el cálculo de las fábricas de ladrillo ante las acciones horizontales, nos deriva a la conclusión de las fachadas de ladrillo deben estar en contacto con la estructura si queremos un comportamiento correcto frente a las acciones de viento que deben soportar, pero también debemos tener la precaución de dejar juntas horizontales en las fachadas.

El porqué de dejar las juntas horizontales se debe a que, si no se dejan, las cargas acumuladas por los distintos forjados al entrar en carga con los distintos niveles de fábrica de ladrillo que vamos construyendo, los distintos forjados van sumando en el borde de voladizo una flecha que, si no tenemos la precaución necesaria flexionará hasta el punto en que la estructura puede acarrear graves patologías e incluso colapsar la estructura.

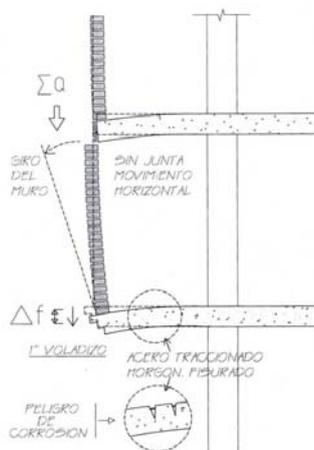
En el siguiente dibujo comprenderemos el gran problema de los edificios en altura cuando esa junta horizontal entre fachada y forjado no es ejecutada correctamente o directamente es ignorada.



Dibujo de la acumulación de flechas de los forjados

Fuente: Josep M^a Adell Argilés en "Arquitectura sin fisuras"

Con absoluta claridad observamos que la acumulación de cargas en los bordes de los forjados si no se desolidariza el muro de cerramiento con la estructura en voladizo del edificio, crearemos un fallo estructural debido a nuestra mala ejecución de la fachada.



Detalle de la flecha del forjado y su repercusión en el muro de cerramiento

Fuente: Josep M^a Adell Argilés en "Arquitectura sin fisuras"

Como ejemplo real de las consecuencias antes mencionadas de la acumulación de cargas y por tanto de la flecha de forjado sucesiva hasta el punto que el último forjado inferior, es decir el de la planta baja, sufre un descendimiento suficiente como para debilitar la estructura, se observa en las siguientes fotos.





Foto de edificios de vivienda en Alzira

Este edificio de viviendas está situado en la Av/ Luis Suñer (Alzira) y se aprecia que como solución ante el inminente descenso del último forjado de planta baja, se ha tenido que reforzar con perfiles metálicos el apoyo del borde del forjado en el edificio.

Con todo ello, los detalles constructivos expuestos a continuación se separan en dos opciones validas cada una de ellas y acordes con el sistema de ejecución de fachadas actuales.

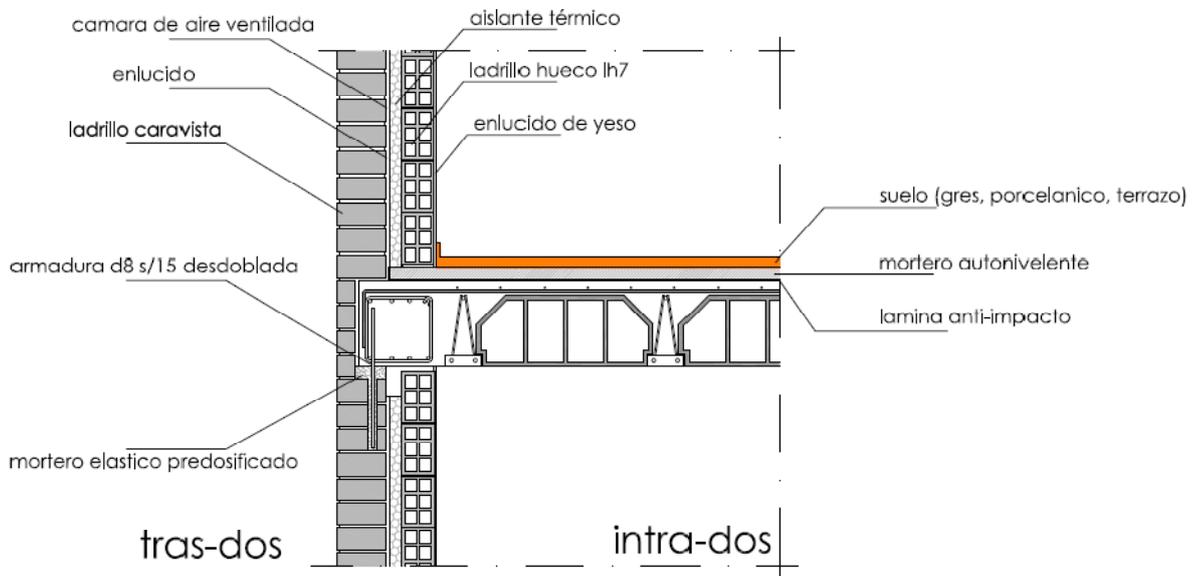
5.2 Soluciones constructivas cuando la hoja exterior de la fachada apoya en el forjado.

En este caso de soluciones constructivas, se aportan ideas de mejora para el comportamiento de los muros de cerramiento, cuando estos se encuentran ejecutados en apoyo de 1/3 de la base en el forjado.

Se dan dos opciones, las cuales no quiere decir que sean las únicas ni las más correctas, simplemente son mejoras que se deberían implantar en el buen hacer de

nuestras construcciones de muros de cerramiento, con respecto a lo investigado en este proyecto.

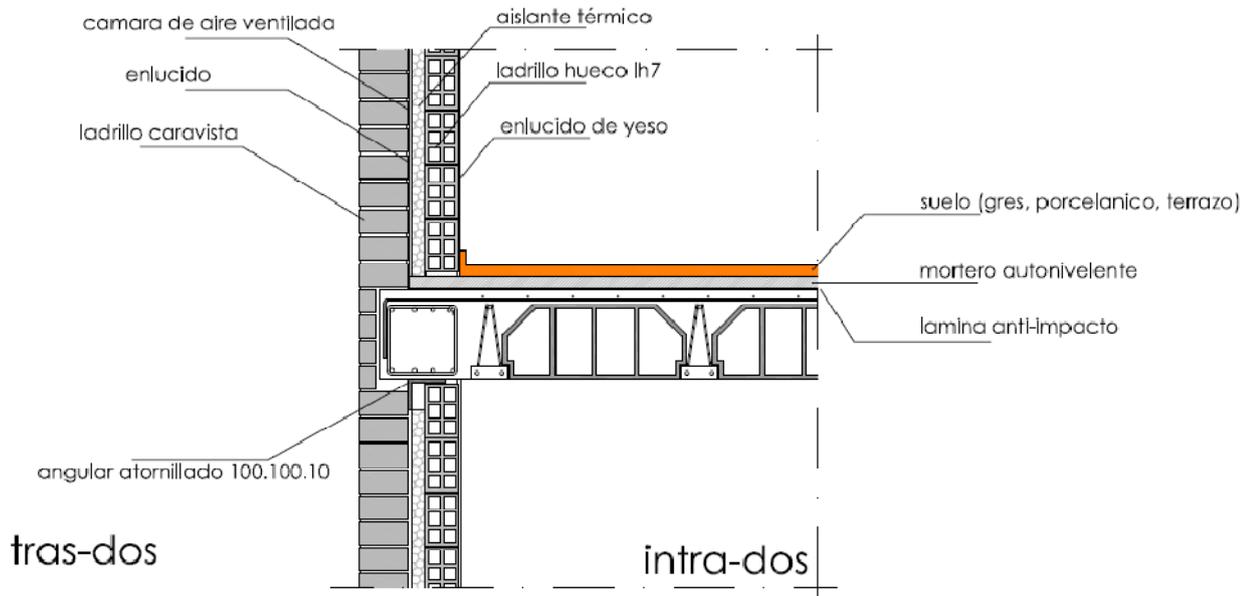
OPCIÓN A



Sección tipo de la solución adoptada para la Opción A

Analizando la solución propuesta, observamos que la armadura que penetra en la fachada de ladrillo, es dejada en espera en el zuncho perimetral del forjado, desdoblada posteriormente para poder ejecutar correctamente la sujeción de la fachada con la estructura, pero dejando la suficiente maniobra al forjado para poder flexar lo necesario acorde con las exigencias establecidas.

Se permite esa flecha de forjado debido a que, el mortero predosificado que envuelve la armadura y une la última hilada del muro de cerramiento antes de su encuentro con el forjado, es lo suficientemente elástico, como para absorber las deformaciones relativas a la flecha del forjado.

OPCIÓN B

Sección tipo de la solución adoptada para Opción B

En esta ocasión la sujeción la encontramos en el angular que se coloca en la cara posterior de la hoja exterior del muro de cerramiento, el mortero de la última junta debe ser elástico predosificado y por lo tanto el apoyo de la fábrica no puede confiarse al mismo.

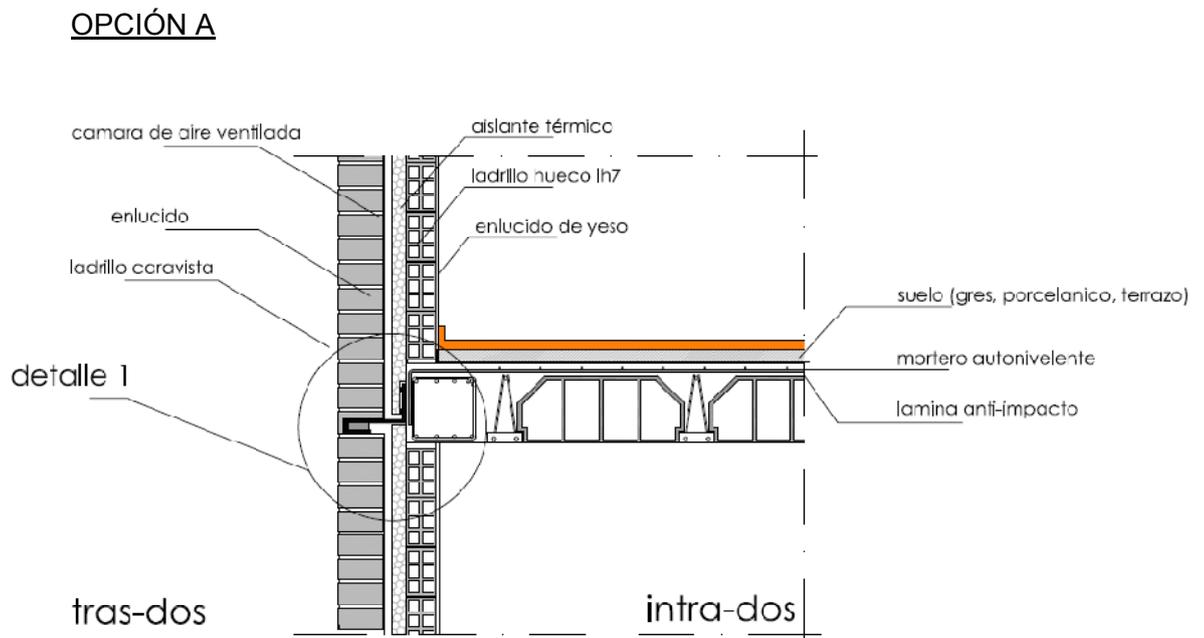
Por eso colocamos una estructura auxiliar en este caso un angular atornillado al forjado sobre el que actúa por simple apoyo la fábrica de la fachada.

Cabe decir que es una solución adecuada para edificación de viviendas, pues el viento ejerce una presión sobre la fachada la cual si podrá ser soportada, pero en edificios diáfanos (construcción de naves industriales), no sería posible pues la succión que ejerce el viento si debe ser considerada y puede desestabilizar la fachada en sentido contrario al apoyo del angular diseñado.

5.3 Soluciones constructivas cuando la hoja exterior de la fachada pasa por delante del forjado.

En este caso de soluciones mejoramos la estabilidad de la fábrica de ladrillo, pero también mejoramos el gran problema del apoyo de la hoja exterior de la fachada con respecto al forjado, que tantas patologías causan a nuestras fachadas.

Se intenta en estos dos detalles pasar la hoja exterior de la fachada totalmente por delante del forjado, así pues, debemos tener precaución en el apoyo de la hoja exterior para asegurar su estabilidad.



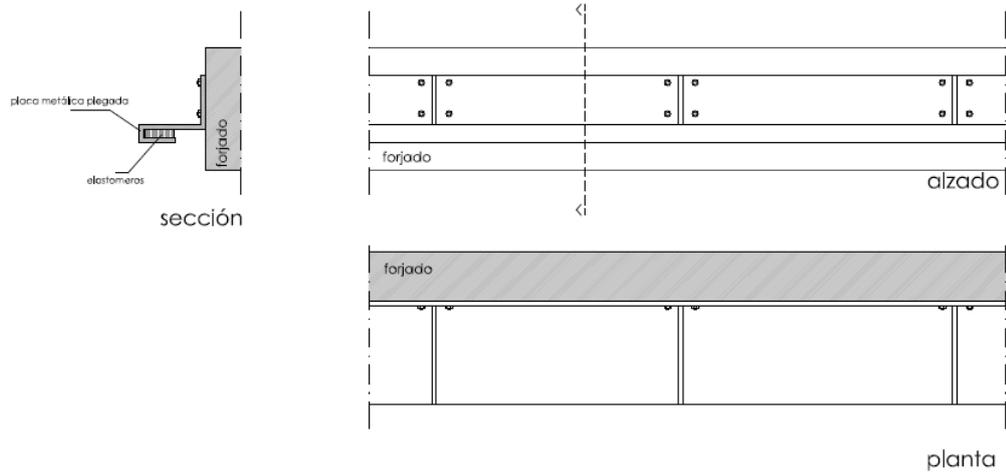
Sección tipo de la solución adoptada para Opción A

En este caso podemos ver como la hoja exterior de la fachada pasa por delante de la estructura, sujeta o apoyada por una placa metálica plegada, donde en el pliegue de la placa se colocará un elastómero que permita así el movimiento de la fábrica pero a su vez se encuentre correctamente apoyada en toda su base.

La placa metálica irá atornillada en todo el frente del forjado y podrá llevar rigidizadores los cuales evitarán que el peso de la fábrica termine por doblar o partir

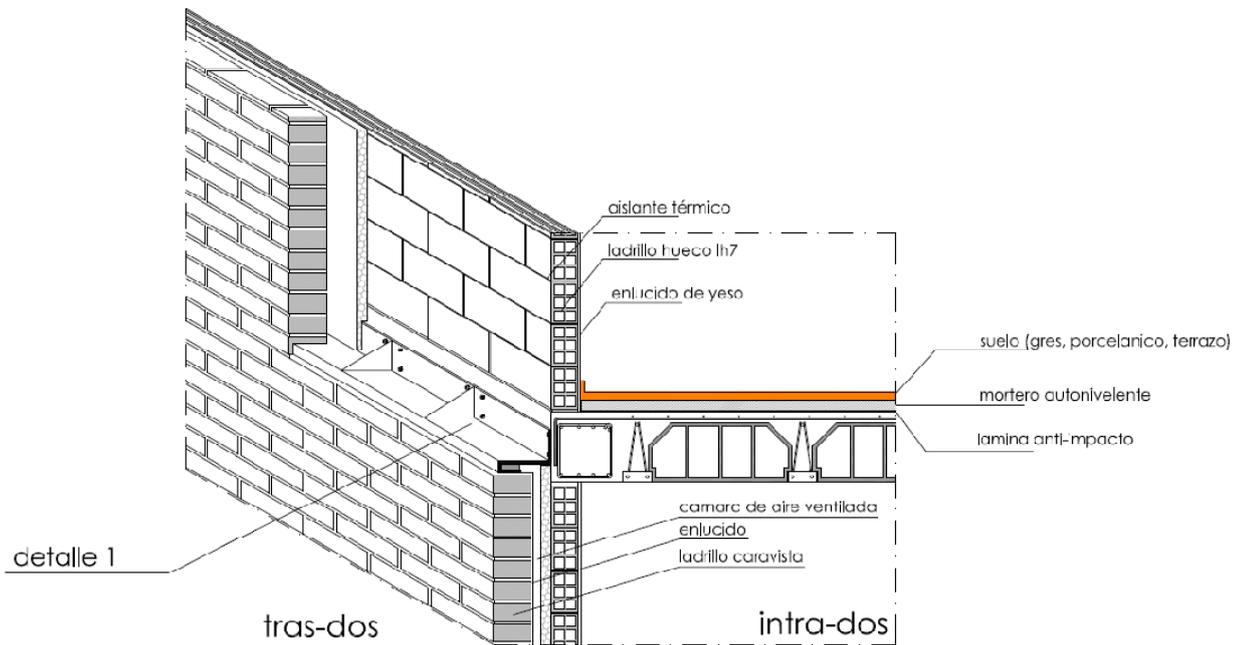
dicha placa metálica. Los puntos donde se situarán los rigidizadores serán cada cierta distancia según considere el proyectista.

En el siguiente detalle se observa con más claridad el angular en cuestión que va a servir de apoyo a la hoja exterior del cerramiento de ladrillo.



Alzado, planta y sección del detalle 1

Para más claridad de la solución constructiva dibujada, se ha realizado también una perspectiva donde con claridad se observa el nivel de apoyo de la hoja exterior y la conexión del angular con la estructura.

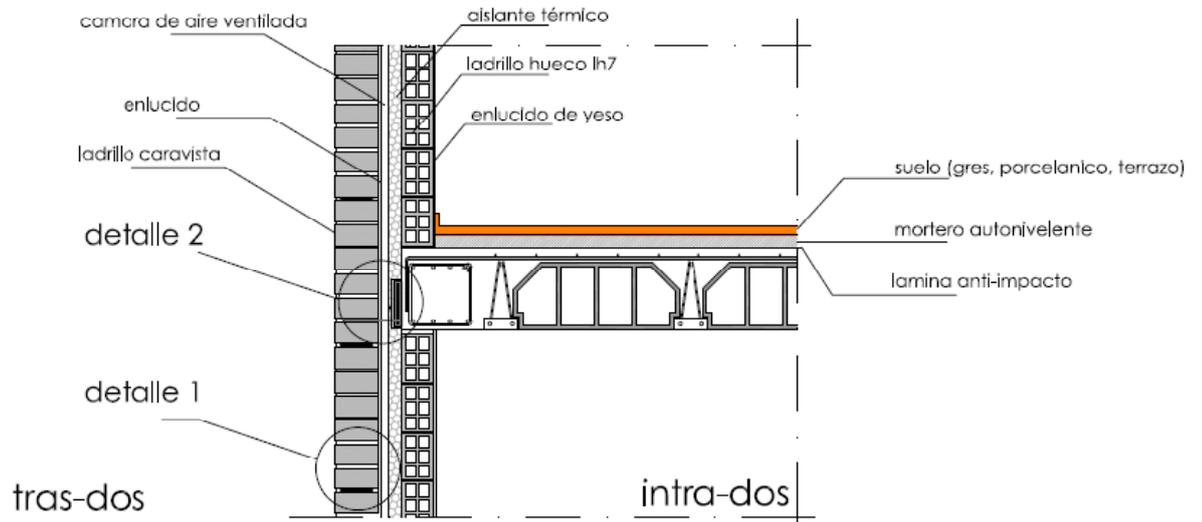


Perspectiva del detalle

Se ha de decir que con esta solución conseguimos dar libertad a la hoja exterior del cerramiento de fachada, por lo que no soportará ninguna carga resistente originaria de nuestra estructura, eso sí, deberá soportar la carga a compresión derivada de su peso propio que como hemos visto durante el proyecto no es un inconveniente para la fábrica de ladrillo.

Otra de las características de esta solución de fachada, nos aporta la estética visual que comprende el observar la fachada continua por delante de nuestra estructura, ya que las juntas horizontales que se deben poner en las fachadas, queda en este caso en el interior de la hoja exterior.

Al estar situada completamente fuera del plano de borde del forjado, obtenemos también una gran ventaja respecto a las fachadas actuales, porque el error de replanteo que se pueda realizar en el edificio mientras se ejecuta la fase estructural, queda asimilado por la placa metálica plegada que siempre dará a la hoja exterior de la fachada un apoyo completo de toda la base del ladrillo.

OPCIÓN B

Sección tipo de la solución adoptada para Opción B

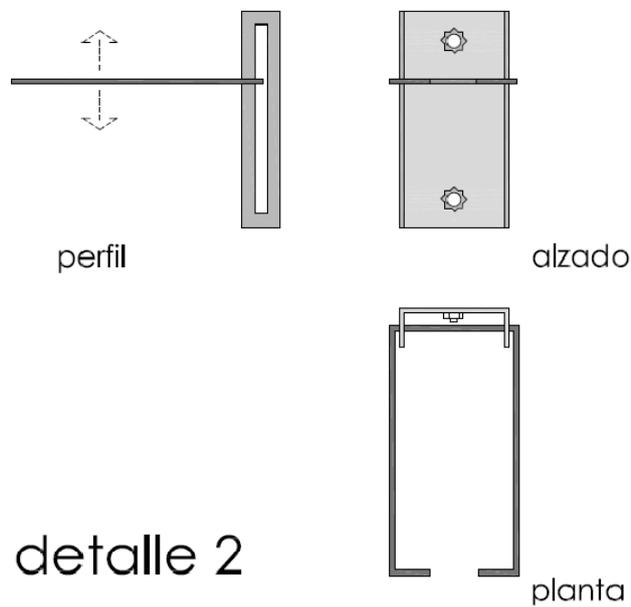
En este detalle volvemos a encontrarnos con la hoja exterior de la fachada totalmente volada por delante de la estructura, la transmisión del peso se realiza a través de la propia fábrica aprovechando sus capacidad resistente a compresión y contribuyendo a la resistencia ante las acciones horizontales.

Con esta solución conseguimos soluciones importantes, primero aprovechar todo el peso de la hoja exterior de la fábrica en el análisis frente a las acciones horizontales y segundo eliminar el conflicto constructivo que provoca el confinamiento del muro entre los elementos estructurales del edificio.

El elemento auxiliar imprescindible lo componen unos anclajes que cumplen dos misiones fundamentales, la primera es la de garantizar la estabilidad de la hoja exterior suministrando la totalidad de la reacción ante las acciones horizontales y segundo limitan la esbeltez del paño frente al fenómeno de pandeo.

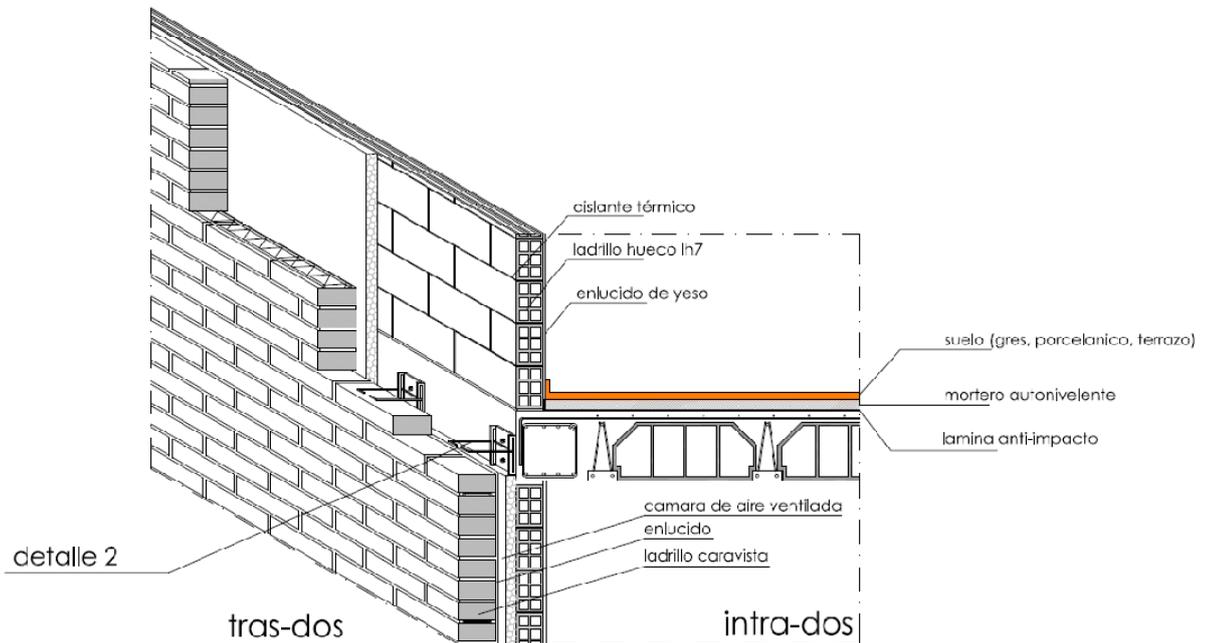
Los dispositivos de anclaje deben conectar la hoja exterior a los elementos estructurales previstos para resistir y transmitir las acciones horizontales, pueden por tanto anclarse a soportes o frentes de forjado.

La precaución a tener es la transmisión de la carga de los elementos estructurales al cerramiento por el único punto de contacto existente que es los anclajes y esto se consigue, a través de impedir determinados movimientos y permitiendo otros, como se observa en el siguiente detalle:



Detalle del sistema de anclaje

Para más claridad de la solución constructiva dibujada, se ha realizado también una perspectiva donde con claridad se observan los puntos de anclaje y la armadura en los tendeles de la fábrica.



Perspectiva del detalle

La principal característica constructiva es la eliminación del punto de conflicto que supone el encuentro de la hoja exterior del cerramiento con la estructura. La hoja exterior es continua en toda su altura y longitud, interrumpida únicamente por las juntas de dilatación proyectadas para el edificio.

Como en el caso anterior como pasamos toda la hoja exterior por delante del edificio, no estrangulamos la dimensión de la hoja y podemos absorber los errores de replanteo realizados en la fase estructural.

El elemento de arranque de la hoja exterior del muro se realizara sobre un elemento estructural, que bien puede ser, cabeza de muro de sótano, solera de hormigón, zapata corrida de cimentación.

Si la hoja exterior se separa convenientemente de la estructura del edificio se puede conseguir una cámara de aire continua, que puede ser ventilada o no según las necesidades.

La manera de construir este sistema es:

- Revestimos previamente los frentes de forjados y soportes con material aislante.
- La hembra de los anclajes se ejecuta con anterioridad a la ejecución de la fachada.
- Levantamos la hoja exterior de la fachada colocando, las garras y la armadura cuando precise y estimada por cálculo entre las hiladas correspondientes sin necesidad de que coincida con los anclajes dejados en la estructura.
- Por último levantamos la hoja interior, a la cual le quedará adosada en su cara exterior el aislamiento.



Foto de la construcción del sistema

5.4 Conclusiones.

De la investigación realizada en el proyecto, se ha podido extraer que la concepción de la ejecución de las fachadas de doble hoja actualmente construidas no son resultas ciertamente y con toda seguridad en el aspecto de la estabilidad de la fábrica de ladrillo.

Es por ello que se ha analizado la evolución del sistema constructivo empleado para la ejecución de las fachadas actuales y se ha analizado el cambio sufrido por los cerramientos tanto en su forma conceptual, como de diseño del mismo.

La entrada en vigor del Código Técnico nos aporta un documento básico solamente para las fábricas de ladrillo y en sus diversos apartados encontramos la estabilidad frente a las acciones horizontales, las cuales como se ha venido desarrollando en toda la investigación es fundamental conocer y saber actuar de forma constructiva correctamente, algo que en la actualidad no siempre ocurre.

El proyecto después de analizar el comportamiento de los cerramientos de ladrillo respecto a la estabilidad horizontal en sus diversos apartados, concluye con la necesidad de revisar conceptualmente los detalles constructivos necesarios en el encuentro entre la estructura y la fachada.

El proyecto propone 4 soluciones constructivas distintas y para distintos casos de apoyos y relación con los forjados, punto clave en el éxito de la construcción de las fachadas.

Las soluciones aportadas en este proyecto son unas pocas, de la cantidad de soluciones constructivas que se pueden adoptar para realizar una buena ejecución de las fachadas de ladrillo, pero sí que hace reflexionar sobre las deficiencias conceptuales y las pocas opciones que actualmente se están ejecutando en obra sobre los cerramientos de ladrillo que hoy en día existen en la obra, siendo esta la causa de los problemas en la ejecución de las fachadas de ladrillo.

BIBLIOGRAFIA

1. Ejemplo De Cálculo De Muros De Ladrillo, Según El Código Técnico De La Edificación, Septiembre 2006.
2. *Ladrillo Cara Vista En Cerramiento Estructural.*
3. A.M., Fathy; J., Planasand J.M., Sancho. A Numerical Study of Masonry Cracks. *Engineering Failure Analysis*, 2009, vol. 16, no. 2. pp. 675-689. ISSN 1350-6307.
4. ABLANQUE, C.; ALBERTO, J.and FABREGAT, R. *Estudio Experimental Del Comportamiento De Paredes De Obra De Fábrica De Ladrillo Ante La Acción De Cargas Laterales.* Universitat Politècnica de Catalunya, 2010.
5. ADELL, J. M. *Arquitectura Sin Fisuras. Madrid: Munilla-Lería, 2000.*
6. ADELL, J. M.; and VEGA, S. La Fachada Contemporánea Con Ladrillo: Cerramientos Tipo. *Informes De La Construcción*, 2005, vol. 56, no. 495.
7. ADELL, JM. *La Fábrica Armada. Munilla-Lería.Madrid, 2000.*
8. ADELL, JM, et al. Ensayos De Dinteles De Fábrica De Ladrillo Atirantada Sobre Los Nuevos Apoyos Pi, Distanciados 6m Entre sí, 2008.
9. APARICIO, J. M. *V Premio De Arquitectura De Ladrillo, 1997-1999.* Hispalyt, El Croquis, 2000.
10. ARJONA, F. J. C.; and TOMÁS, Á. M. *Cerramientos De Obra De Fábrica: Diseño y Tipología.* Ed. Univ. Politéc. Valencia.
11. ARROYO, P. La Piel Del Armadillo. *Informes De La Construcción*, 2000, vol. 52, no. 468. pp. 55-60.
12. AVELLANEDA, J. La Necesaria Reconversión De Un Tipo Constructivo= A Necessary Transformation of a Construction Type. *Quaderns d'Arquitectura i Urbanisme*, 1985, no. 164. pp. 110-113.
13. Carlos Puertas del Rio; and Jose Blanco Perrín. *La Estabilidad De Los Cerramientos De Ladrillo, Luces y Sombras, Marzo 2003.*
14. CARRIÓ, M. *La Evolución De Los Sistemas Constructivos En La Edificación. Procedimientos Para Su Industrialización, 2005.*
15. Climent Molins i Borrel. *Un Model Per a l'anàlisi Del Comportament Resistent De Construccions De Maçoneria.* . Pere Roca i Fabregat ed., Barcelona: Universidad Politecnica de Catalunya, Febrero 2006.

16. CRISTINI, V. Estudio De Las Fábricas De Ladrillo En Valencia: Análisis Mensiocronológico y Técnicas De Acabado (s. XVII-XVIII). *Arqueología De La Arquitectura*, 2008, no. 5. pp. 243.
17. DAVID LLÁCER, Enrique. Cálculo De Estructuras Mediante El Método De Las Bielas y Tirantes: Planteamiento y Ejemplos De Aplicación Práctica, Octubre, 2009.
18. DAVID LLÁCER, Enrique. Patologías Estructurales y Sistemas De Fachadas En Edificación: Repercusiones En La Aplicación Del Código Técnico De La Edificación, Mayo, 2009.
19. DE BOBADILLA, E. M. Y. F. Cerramientos Convencionales De Fábrica De Cerámica Vista, 2003.
20. DE LA EDIFICACIÓN, C. T. Documento Básico SE-AE–Seguridad Estructural. Acciones En La Edificación, 2003.
21. DE LA EDIFICACIÓN, C. T. Seguridad Estructural: Bases De Cálculo y Acciones En La Edificación.
22. DE LA EDIFICACIÓN, C. T. Ministerio De Vivienda. *Disponible Para Su Descarga*.
23. FREIRE TELLADO, M. J.; and PÉREZ VALCÁRCEL, J. B. Diseño De Nudos En Estructuras De Fabrica: Análisis Comparativo. *Informes De La Construcción*, 2003, vol. 55, no. 487. pp. 23.
24. FREIRÉ, MJ. La Sección Eficaz En La Estructura De Fábrica. *Informes De La Construcción*, 1997, vol. 49, no. 449.
25. FRUTOS, B.; and OLAYA, M. El Sistema De Fachada Transventilada Como Elemento De Contribución Al Control De La Transferencia De Energía En El Cerramiento Del Edificio. *Frío-Calor y Aire Acondicionado*, 2005. pp. 42.
26. GARCÍA, R.; and MANUEL, J. La Fábrica De Doble Hoja En Madrid, Un Siglo De Cerramiento Moderno. *Informes De La Construcción*, 2005, vol. 56, no. 495. pp. 57-71.
27. GONZÁLEZ VALLE, E.; and CALAVERA VAYÁ, A. Los Cuadernos INTEMAC. *Informes De La Construcción*, 2008, vol. 60, no. 510. pp. 49-56.
28. GONZÁLEZ, F. Proyecto De Ensayo En Laboratorio De Un Modelo a Escala Reducida De Edificio De Estructura De Paredes De Carga, 2005.
29. GONZÁLEZ, J. L.; PEIRETTI, H. C. and ESPEJO, S. OBRAS DE FÁBRICA. SOSTENIBILIDAD E INGENIERÍA.
30. GORDON, J. E. *Estructuras o Por Qué Las Cosas no Se Caen*. Celeste Ediciones, 1999.

31. HEYMAN, J. *El Esqueleto De Piedra: Mecánica De La Arquitectura De Fábrica*. Reverte, 1999.
32. HEYMAN, J. *Teoría, Historia y Restauración De Estructuras De Fabrica*. Reverte, 1999.
33. I RIBAS, B.; CASADEMUNT, P. and I MARTINEZ, V. *Reconocimiento, Diagnósis e Intervención En Fachadas: Línea De Investigación De La Construcción Existente.* , 2000.
34. JAIMES, A. V.; and FABREGAT, P. R. *Modelos Simples Para El Análisis De Muros De Obra De Fábrica Cargados En Su Plano*. Universitat Politècnica de Catalunya, 2009.
35. JIMÉNEZ, G.; PEDRO, J. and SAN JOSÉ, O. Estudio Del Comportamiento Mecánico De Los Muros no Portantes De Fábrica De Ladrillo, En Fachadas, 2008.
36. LITEAM, E. *Código Técnico De La Edificación. CTE. SE-F. Seguridad Estructural. Fábrica*. Ediciones Liteam SL.
37. LOURENÇO, PB. Simulations of Size Effect in Masonry Structures. *AEDIFICATIO Publishers, Fracture Mechanics of Concrete Structures*, 1998, vol. 3. pp. 2001-2010.
38. MARRERO, M.; DE ARELLANO, A. R. and RUIZ, Y. R. L. Distribución De Tensiones En Fachadas De Azulejos Sujetas a Dilataciones Térmicas. *Editores Asociados*. pp. 259.
39. NORMA, U. 1-1: "Eurocódigo 6. *Proyecto De Estructuras De Fábrica. Parte*, 1996. pp. 1-1.
40. PARDAL, C.; and PARICIO, I. Evolución De La Fachada Ventilada y Propuesta De Futuro. *IAU 2006: Segundas Jornadas Sobre Investigación En Arquitectura y Urbanismo, 21-23 De Septiembre De 2006. Sant Cugat Del Vallès: Escuela De Arquitectura Del Vallès, 2006.*, 2006.
41. PARICIO, I. *La Fachada De Ladrillo*. Bisagra, 1998.
42. PARICIO, I. La Fachada Ventilada Con Ladrillo Cara Vista. *NA*, 1995, no. 2. pp. 37.
43. Pedro F. Miguel Sosa, Miguel A. Fernandez Prada, Jose Luis Bonet Senach, José R. Martí Vargas, Juan Navarro Gregori, M. Carmen Castro Bugallo, Luis Pallarés Rubio. *Proyecto De Estructuras De Hormigón Mediante El Método De Las Bielas y Tirantes*. Ediciones VJ, 2008. ISBN 978-849693782-b.
44. Pere Roca, Climens Molins, Antonio R. Marí. Strength Capacity of Masonry Wall Structures by the Equivalent Frame Method. *Journal of Structural Engineering*, 2005.

45. REYES POZO, E.; CASATI CALZADA, MJand GÁLVEZ RUIZ, JC. Estudio Experimental De La Fisuración De La Fábrica De Ladrillo Bajo Solicitaciones De Tracción y Cortante En Modelos Reducidos. *Materiales De Construcción*, 2008, vol. 58, no. 291.
46. RÍOS, J. A. T., et al. Los Requisitos Del Código Técnico De La Edificación. Eficiencia Energética e Incremento De La Sostenibilidad. Aplicación a Los Edificios De Hormigón. *Revista Técnica*, 2010, vol. 937. pp. 60.
47. ROCA, P. Assessment of Masonry Shear-Walls by Simple Equilibrium Models. *Construction and Building Materials*, 2006, vol. 20, no. 4. pp. 229-238.
48. ROLANDO, A. Resistencia Característica a Compresión De Una Fábrica De Ladrillo En Función De La Resistencia De Sus Componentes. Comprobación Experimental De Expresiones Analíticas De La Normativa Europea. *Materiales De Construcción*, 2006, vol. 56, no. 283.
49. SOTO, S. *Cerramientos Verticales Fachadas*. Planeta Pub Corp, 2005.
50. VEGA, R. Métodos De Análisis Para Verificar La Estabilidad y Resistencia De Los Cerramientos De Ladrillo. *ConArquitectura*, 2004, no. 10. pp. 65.