



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

PROYECTO FINAL DE CARRERA

CONSERVACION DE FACHADAS EN
PROYECTOS DE DERRIBO

Autor: Pedro Muñoz Martínez
Tutor: D. Rafael Vicente Benedito Zamora
Convocatoria Junio 2013



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
INGENIERÍA DE
EDIFICACIÓN

Índice

1.- Introducción

2.- Análisis de la edificación inicial. Actuaciones previas y criterios de actuación.

2.1.- Estudio del entorno y la estructura inicial.

2.1.1.- Reconocimiento del subsuelo y el entorno del edificio.

2.1.2.- Sistema estructural y constructivo.

2.2.- Estudio de Patologías

2.3.- Criterios generales sobre medidas de seguridad en edificación.

2.3.1.- Seguridad en edificios.

2.3.2.- El Umbral de seguridad.

2.3.3.- La vida efectiva de la edificación.

2.4.- Actuaciones previas a la demolición del edificio.

2.4.1.- Medidas de seguridad previas.

2.4.2.- Medidas de seguridad durante la demolición.

2.4.3.- Medidas de seguridad posteriores.

3.- Análisis del muro. Características y parámetros de cálculo.

3.1.- Características del muro.

3.2.- Parámetros de cálculo.

3.2.1.- Antecedentes.

3.2.2.- Cálculo de la capacidad resistente.

4.- Los apeos industrializados: El sistema Soldier

4.1.- Características del sistema Soldier. Despiece.

4.2.- Cálculo de la estructura que conforma el sistema Soldier.

4.2.1.- Cálculo de las piezas de fuste sometidas a esfuerzos axiales.

4.2.2.- Cálculo de piezas sometidas a flexión en dirección X-X'

4.2.3.- Cálculo de piezas de fuste sometidas a compresión y flexión.

4.2.4.- Restricción de capacidad de carga ante elementos específicos.

4.3.- Elementos de apeo compuestos con piezas aligeradas.

5.- Estabilización y fijación de fachadas para vaciado de edificios.

5.1.- El muro de fachada. Análisis, patologías y su entorno.

5.1.1.- Análisis del muro. Características de la fachada.

5.1.2.- Estado de conservación y posibles patologías.

5.1.3.- Conocimiento del suelo y subsuelo, base sobre el que asienta el apeo.

5.2.- El sistema de estabilización.

5.2.1.- Definición de sistema de sustentación.

5.2.2.- Actuación sobre las patologías detectadas.

5.3.- Definición y cálculo de la estructura estabilizadora de fachada.

5.3.1.- Acciones a contrarrestar con la estructura estabilizadora

5.3.2.- Elección del sistema estabilizador de fachada.

6.- Seguridad y salud.

6.1.- Análisis de riesgos y factores de riesgo.

6.2.- Protecciones individuales.

6.3.- Señalización

6.4.- Legislación básica

7.- Aplicaciones reales de apeos industrializados

7.1.- Visita a una empresa en Murcia

7.2.- Ejemplo gráfico 1

7.3.- Ejemplo gráfico 2

Anexo I: Ejemplo práctico.

Bibliografía y Normativa

1. Introducción.

La definición de apeo es la de aquel elemento que se utiliza para sostener provisionalmente con armazones, maderos o fábricas el todo o parte de algún edificio, construcción o terreno.

Los apeos son construcciones auxiliares y se emplean para detener movimientos de elementos constructivos, lesiones o edificaciones que amenazan ruina, que van a sufrir una reforma o que aún no han conseguido la resistencia adecuada.

El apeo como elemento auxiliar tiene una importancia vital a la hora de proteger la construcción o la seguridad de las personas, ya sean usuarios del inmueble, operarios o simplemente transeúntes.

El planteamiento del apeo depende en gran parte del tiempo durante el que tenga que ejercer su acción y de la importancia o riesgo de la misma, no será por lo tanto igual el apeo de un edificio en el que se va a excavar una planta bajo rasante o el de un elemento que se va a demoler o a consolidar en un espacio breve de tiempo.

El apeo objeto de estudio en el desarrollo de este proyecto final de carrera es aquel utilizado para la estabilización de fachadas, utilizando sistemas y materiales que han ido evolucionando de un elemento más sencillo como puede ser un puntal o un sistema tubular, hasta los perfiles aligerados de los sistema Soldier con grandes capacidades mecánicas y posibilidades de montaje y desmontaje tan sencillas como atornillar varios elementos entre sí para conformar un entramado de gran resistencia.

Aunque si bien, es de gran importancia la labor de demolición en este tipo de actuaciones, se mantendrá en segundo plano y nos centraremos en el análisis del edificio, los condicionantes que nos llevan a la utilización de estos sistemas, los procedimientos generales a seguir en la preparación de este tipo de apeo, la elección y el análisis de estas estructuras complementarias, apoyándonos siempre en ejemplos teóricos y prácticos. Teniendo bien presente, por supuesto, la seguridad de los trabajadores, del entorno y del propio muro.

2.- Análisis de la edificación inicial. Actuaciones previas y criterios de actuación.

Al partir de una edificación ya ejecutada, el técnico parte con la ventaja de poder evaluar los niveles de seguridad de ésta basándose en los materiales empleados en su construcción y las técnicas constructivas aplicadas. Pero en este tipo de actuaciones es raro el caso en el que la edificación no presenta daños, y estos daños modifican los niveles de seguridad. Por tanto, en cada caso los niveles de seguridad dependerán también del tipo de daño, la extensión de éstos y su incidencia en el sistema estructural y constructivo.

Además de las características intrínsecas a la edificación objeto de nuestro proyecto, también hemos de atender con la misma importancia al entorno que rodea al edificio, edificaciones colindantes, subsuelo donde apoya y la vía pública.

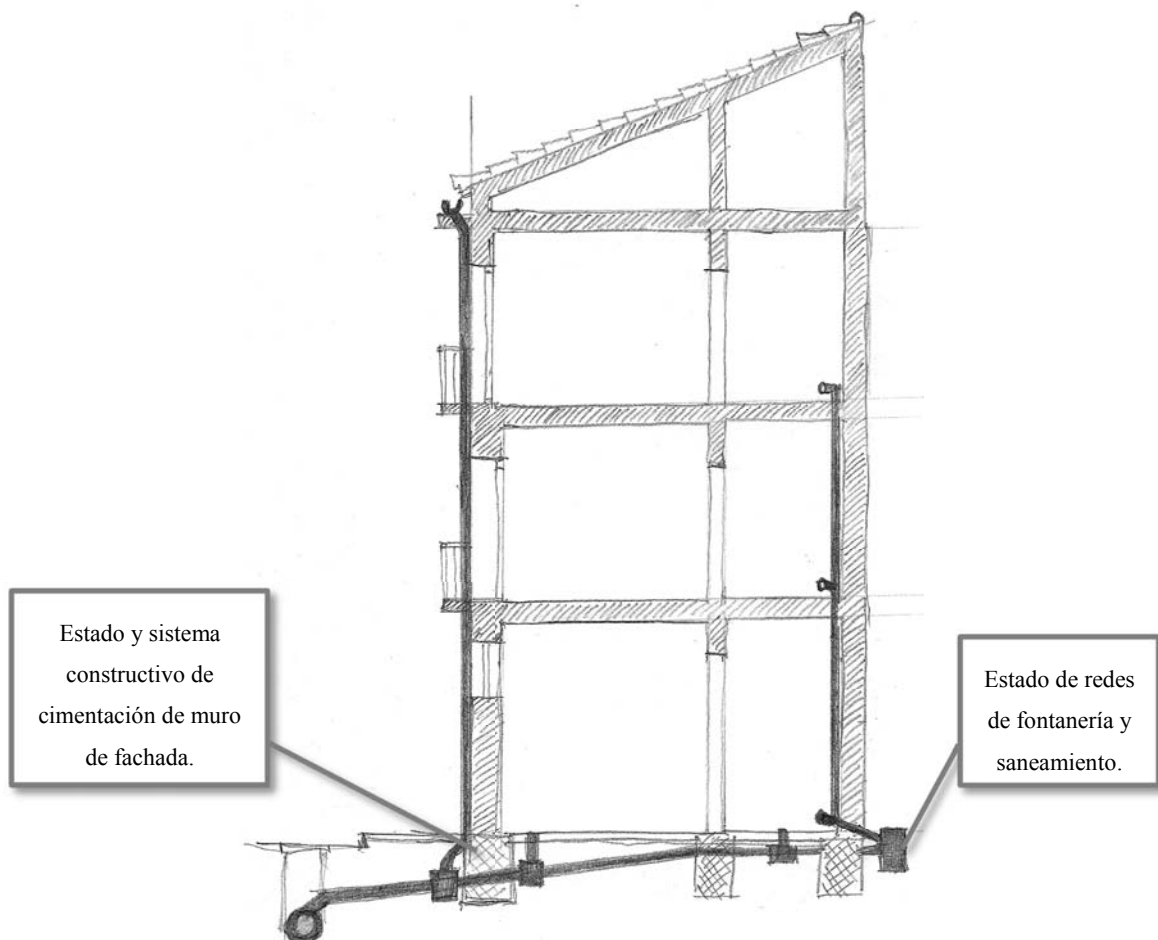
Es importante recopilar información de las características del edificio, analizando posibles alternativas en medidas de seguridad que puedan ser necesarias en actuaciones posteriores, dando gran importancia al estudio de los materiales utilizados y los sistemas constructivos empleados en la ejecución del edificio, que nos indicarán posteriormente qué medidas de seguridad específicas debemos emplear, además de los procedimientos generales de actuación.

2.1 Estudio del entorno y de la estructura inicial.

2.1.1 Reconocimiento del subsuelo y del entorno del edificio.

Es esencial conocer el subsuelo donde se encuentra nuestro edificio, punto de apoyo de la cimentación, y cómo éste se ha visto afectado por el paso del tiempo. Es importante evaluar su estado para poder plantear una base de apoyo para el sistema de apeos que utilizaremos.

Una de las causas más habituales de alteraciones del subsuelo es el mal estado de la red horizontal de saneamiento, que discurre por él, y que puede llegar a ocasionar graves daños en el edificio. Cuando se den casos de humedades en planta baja o de grietas que apuntan daños en la cimentación o a la formación de socavones bajo soleras o muros, se debe efectuar un chequeo de las redes de saneamiento y abastecimiento de agua, recurriendo a poceros especializados si la complejidad de la red lo requiriera.



Detalle a mano alzada (Figura 2.1)

El uso de tuberías de PVC, ligeras y de rápido montaje, posibilitan la ejecución de redes provisionales de saneamiento y fontanería durante los trabajos de reparación de redes deterioradas y durante la ejecución de un sistema de apeos, evitando así la condena de acometidas durante nuestra actuación.

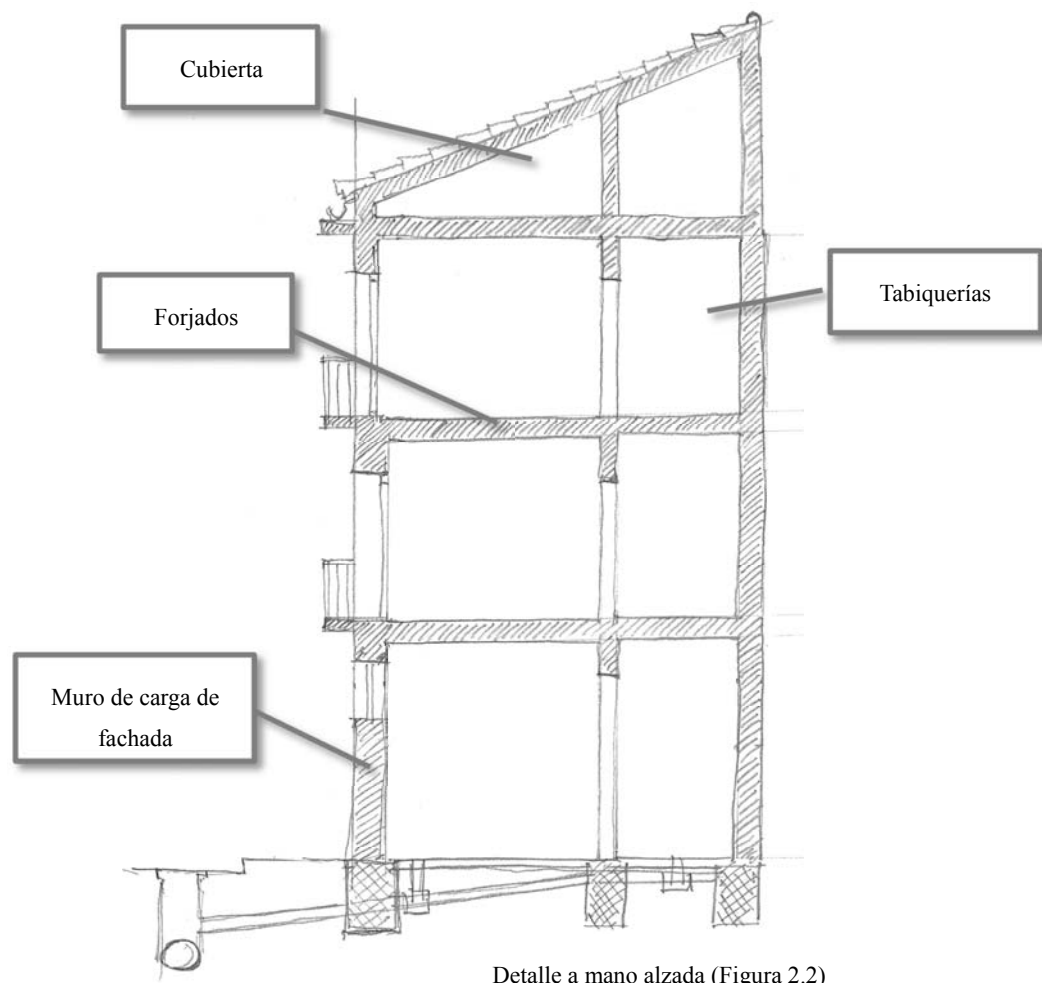
También debemos plantearnos la incógnita del estado de la cimentación del muro de fachada objeto de nuestra intervención, para lo que se examinará mediante catas o prospecciones la composición del estrato en el que se apoya, así como el sistema constructivo del muro de fachada.

2.1.2 Reconocimiento de la estructura y el sistema constructivo.

El técnico debe reconocer y entender el sistema estructural empleado con el objeto de poder prever el desarrollo de la obra e introducir un sistema estabilizador en caso necesario.

Ha de estudiarse la presencia de carreras de apoyo o la flecha de un forjado para determinar el tipo de entrega que ha de efectuar el refuerzo elegido al muro de carga o atado, en función de la longitud del vano a reforzar.

En edificios antiguos la deformación por flecha o deterioro de forjados está contrarrestada por la continuidad vertical en la distribución de tabiquerías. Por este motivo, en algunas reformas interiores de viviendas o locales, aparentemente sin influencia en el sistema estructural, se termina provocando el cedimiento de fábricas, soportes o forjados al desaparecer alguna tabiquería que estaba actuando de apeo.



Por lo tanto, debemos efectuar un estudio de los elementos horizontales sin olvidarnos de la continuidad vertical de las distribuciones interiores y de cómo estas repercuten en la estabilidad del edificio.

Debemos también identificar la tipología y los materiales empleados en los muros de carga, así como su estado constructivo.

Y por último analizaremos el sistema estructural de cubierta para prever el apeo y refuerzo idóneo. Teniendo en cuenta que los trabajos realizados en esta podrían afectar a la estanqueidad y habitabilidad en la planta superior, se estudiarán éstos así como la instalación de cubriciones provisionales.

2.2 Estudio de patologías.

Como regla general podemos seguir el siguiente patrón para identificar patologías.

- ✦ Lectura de sintomatología
- ✦ Elaboración de hipótesis
- ✦ Verificación de la hipótesis deducida.

Durante el desarrollo de estas primeras fases es probable que los daños detectados en el edificio o la incertidumbre sobre el estado de daños sometidos a estudio requieran un primer paquete de medidas de seguridad.

Se han de tener en cuenta todos los factores para establecer el sistema de medios y materiales idóneo para los objetivos que se persiguen a corto, medio y largo plazo a fin de evitar que una buena concepción del sistema quede invalidada por un conjunto de imprevisiones.

2.3 Criterios generales sobre medidas de seguridad en edificación.

Cuando hablamos de los criterios generales sobre medidas de seguridad, hablamos del conjunto de actuaciones provisionales, destinadas a preservar o restituir las condiciones de estabilidad y utilización que resuelven el problema inicial. En algunos casos estas medidas pueden tener un carácter permanente.

2.3.1 Seguridad en edificios.

La seguridad de un edificio se alcanza cuando es realmente capaz de soportar, de forma estable, el conjunto de acciones a que se ve sometido por los usos para los que ha sido construido y por los efectos del medio físico en el que se ubica durante un tiempo de vida cuya duración depende de los criterios vigentes en cada sociedad y momento histórico concreto.

Para evaluar el grado de seguridad de un edificio disponemos de ensayos de capacidad resistente de los materiales de su estructura. Actualmente los métodos de cálculo son suficientemente aproximados a la realidad del comportamiento de las estructuras físicas y nos permiten realizar peritaciones para sacar conclusiones de la suficiencia o insuficiencia de las medidas de seguridad a utilizar.

El uso de la normativa vigente, aplicada al desarrollo inicial del proyecto y a su posterior ejecución, nos permite conocer los valores estimados en medidas de seguridad ante acciones previsibles, que deberemos complementar con el estudio de las patologías y acciones externas que pudieran modificar dichos valores por otros más estrictos.

Las edificaciones realizadas en épocas anteriores donde no existía normativa o ésta ya está caduca, no implican necesariamente la carencia de seguridad. En estos casos, como ya hemos citado anteriormente, habrá que estudiar la estructura y realizar diversos ensayos entre los que cabe destacar las pruebas de carga, ya que éstas nos dan información directa del estado de los diferentes elementos estructurales.

2.3.2 El umbral de seguridad.

En edificaciones antiguas, carecemos de referencias a normativa y de una clasificación de elementos constructivos según sus características técnicas.

Podremos así establecer tres tipos de edificaciones según la época y las normativas que pudiesen aplicarse en cada caso.

- ✦ **Edificaciones construidas en época sin normativa** (anteriores al s. XIX), no responden a métodos de cálculo. Se usaban procedimientos empíricos aceptados en aquella época entre los gremios de constructores (Rondelet, Barbelote, Euler, etc...).
- ✦ **Edificaciones construidas conforme a normativas derogadas**, entre las que caben destacar las Normas Básicas de la Edificación (NBE), de uso hasta la entrada en vigor del CTE.

- ✦ **Edificaciones construidas conforme a la normativa vigente**, basadas en consideraciones probabilísticas. El Código Técnico de la Edificación (CTE), dónde podemos encontrar normas de consulta para realizar hipótesis y comprobar la validez de un elemento constructivo ante diferentes solicitaciones. Las Normas Tecnológicas de la Edificación (NTE), de carácter no obligatorio y sustituidas por los DB actuales, son de gran utilidad en casos concretos.

2.3.3. La vida efectiva de la edificación.

El sistema constructivo de los edificios se ve afectado tanto por los procesos naturales de metamorfosis que se producen en sus materiales como por el uso a que se destinan. Inciden en su periodo de vida el nivel de calidad de los materiales, las técnicas de puesta en obra, los propios sistemas constructivos adoptados y la intensidad de ocupación y de uso. La vida efectiva de la edificación resulta un factor más determinante en su nivel de seguridad que el de su fecha de ejecución. La aparición de deficiencias en el sistema constructivo constituye la más clara manifestación del fenómeno natural de agotamiento de su vida útil.

Mediante un diagrama en el que se registre la relación entre la vida efectiva y el estado constructivo de un edificio se obtiene una línea ascendente que indica una situación de declive acorde con el paso del tiempo. El último tramo de esa curva se corresponde con la denominación de ruina física. Podemos adoptar medidas provisionales o definitivas para evitar una evolución traumática de este proceso natural, pero no podemos detenerlo.

La acción de agentes degradantes como el agua, el fuego, insectos xilófagos, explosiones, etc. pueden agudizar la curvatura o introducir saltos en este diagrama, acortando la vida útil de la edificación. La aparición de deficiencias no producidas por el propio envejecimiento del edificio requiere la adopción de medidas de diverso carácter de urgencia en función de la magnitud del daño causado. En casos extremos, esta intervención podría resultar inútil para la recuperación del edificio.

2.4 Actuaciones previas a la demolición del edificio.

Deberemos de tener en cuenta que las técnicas de demolición que se usen estarán condicionadas por el estado del edificio y su ubicación urbana. Desde la demolición por voladura hasta las más simples demoliciones manuales requieren de una serie de medidas de seguridad que afectan a diferentes periodos de la obra.

2.4.1. Medidas de seguridad previas.

Se deben cortar las acometidas de suministro de electricidad, telefonía y gas, manteniendo en su caso la de agua para poder ser usada durante el proceso de demolición y las de saneamiento, como medida de evacuación de las aguas pluviales en el solar final, asegurando así que no se produzcan encharcamientos ni otras humedades derivadas de estas labores. Ha de asegurarse antes del comienzo de los trabajos el desalojo total del inmueble, así como de todas aquellas zonas aledañas que pudieran resultar afectadas. Se debe de prever el proceso de hundimiento controlado, utilizando sistemas de apeos preferiblemente mediante piezas irrecuperables.

Ante la existencia de edificaciones colindantes hay que considerar las consecuencias de la demolición y tomar las medidas necesarias para asegurar que no se produzcan daños o que no se incrementen los existentes. Si en dichas edificaciones colindantes se detectaran previamente daños es conveniente dejar constancia de ello en previsión de posibles reclamaciones futuras.

Si tuviéramos previsto realizar un vaciado bajo rasante debemos considerar realizar un análisis de las cimentaciones vecinas así como la afectación de estas frente al futuro vaciado. Podemos ayudarnos de la Norma Tecnológica de la Edificación (NTE) Taludes y procuraremos no dejar sin apoyo las cimentaciones vecinas. En caso de necesitar el vaciado total de nuestro solar procederemos al colocar codales para la estabilidad del conjunto.

2.4.2. Medidas de seguridad durante la demolición.

En los procesos de demolición manual deberá ejecutarse un sistema de apeos que garantice la estabilidad de la construcción ante las cargas y sobre cargas a la que se somete durante dicho proceso., mediante codales, apeos, puntales, etc., evitando de esa manera hundimientos incontrolados.

2.4.3. Medidas de seguridad posteriores.

El terreno del solar resultante deberá contar con drenaje suficiente para poder absorber o evacuar las aguas pluviales, protegiendo las bases de los cerramientos colindantes ante posibles filtraciones, restituyendo, en su caso, la acometida a la red de saneamiento.

Desde el momento en que se elimina la edificación objeto de la demolición, deberemos evaluar si se ha producido un incremento peligroso en la esbeltez de los elementos verticales de las edificaciones colindantes. Para atajar este peligro, deben simultanearse las obras de demolición con la instalación de un sistema de apeos o refuerzos que mantengan la estabilidad de las construcciones afectadas. Un sistema de refuerzo sencillo muy empleado consiste en configurar contrafuertes de fábrica con los restos macizados de los muros transversales a las edificaciones vecinas aún sin demoler.

3. Análisis del Muro. Características y parámetros de cálculo.

3.1 Características del muro.

Al analizar el muro y estudiar su estabilidad fijaremos de partida dos variables; la homogeneidad de los materiales y la Regularidad de la traza.

Es importante conocer los materiales de los que está compuesto el muro y cómo éstos actúan de manera individual o colectiva en la función estructural del mismo. Así pues, podremos encontrar muros de un sólo material o por varios en un aparejo de tradición constructiva. El estudio de dicha homogeneidad nos facilita gran información de los materiales con los que estamos trabajando para poder posteriormente tomar ciertas consideraciones de cálculo. Hablamos de tapiales, adobes, muros de sillería, mampostería o de fábrica de ladrillos, en definitiva, fábricas no armadas, que se rigen fundamentalmente por su capacidad resistente a compresión, si bien se acepta la intervención de la capacidad resistente a tracción de determinadas fábricas que la normativa reconoce y cuantifica. Quedan, por tanto, excluidas de este estudio las fábricas armadas compuestas con determinadas piezas específicamente instaladas para soportar esfuerzos a tracción.

En este tipo de muros, se recurre a reducir la sección del muro proporcionalmente a la disminución de la carga que soporta. Para el estudio de las condiciones de equilibrio que este escalonamiento produce hay que tener en cuenta la discontinuidad en cada planta del edificio provoca el empotramiento de las vigas de forjado y la carrera de reparto, agudizadas estas por posibles patologías que puedan producir problemas de giro o desplome de un tramo sobre otro. Por tanto, el estudio de las condiciones de equilibrio habrá de analizarse también por cada tramo de muro, evaluando las características de su arranque sobre el tramo inferior y la entrega del superior.

En nuestro caso particular estudiaremos el muro una vez se ha desprovisto de cualquier elemento que cargue sobre él, por lo que éste sólo tendrá que soportar las tensiones que él mismo pueda producir debido a la su sección, geometría en el espacio, así como vicios generados de su vida útil.

Analizaremos la estabilidad del muro y sus sistemas de refuerzo considerando dos tipos de fuerzas recurrentes,

- Fuerzas verticales y
- Momentos derivados de la forma constructiva de éste.

Por todo ello, los estudios sobre la estabilidad que podamos realizar sobre la sección vertical de un muro deberán tener en cuenta también las alteraciones que en su longitud se presenten. De ahí que el sistema de refuerzo que calculemos para estabilizar el muro debe tener en cuenta la longitud del muro a la que se aplica, el comportamiento estructural del muro en sus secciones horizontales y las alteraciones que en ese tramo presente el muro.

Cuando existen vanos en el muro, una alteración estructural se agrava en el entorno de éstos provocándose allí los primeros signos, deformaciones del hueco y rotura por agrietamiento de los paramentos próximos.

3.2 Parámetros de cálculo.

Se logra la estabilidad de una construcción cuando alcanza un sistema de equilibrio en función de las cargas aplicadas y el peso de los materiales. La estabilidad de dichas construcciones se rige en concreto por tres parámetros de cálculo como son la capacidad resistente de la estructura muraria, su elasticidad y su esbeltez.

En obras con mantenimiento de fachada nos encontramos normalmente con muros de materiales pesados que intervienen fundamentalmente en el sistema de equilibrio de la estructura. Este sistema, como ya hemos comentado anteriormente, se basa fundamentalmente en la resistencia a compresión de las fábricas que lo conforman.

3.2.1. Antecedentes históricos.

No podemos entender ni analizar estos parámetros de cálculo sin conocer los antecedentes históricos en los que se basan los actuales. Entre los más relevantes destacan:

- **Rondelet**, que propone controlar la estabilidad de las construcciones estableciendo tres grados que limitan la esbeltez de los muros en grande (8), media (10) y pequeña (12) utilizando la siguiente fórmula:

$$L = \frac{h}{e}$$

- **Barbelote**, que establece un cuadro de espesores en elementos de fábricas verticales de un edificio clasificándolos entre
 - muros de fachada 3,23 – 10,60,
 - muros de patio 3,81 – 22,85
 - Divisorias 4,66 – 22,23
- **Euler**, establece que la esbeltez de un elemento es inversa a la carga que tiene que soportar. Si sometemos a un sólido de sección **S** y altura **h₀** a una carga axial **P**; generamos tensiones de compresión cuyo valor es:

$$\sigma = \frac{P}{S}$$

La carga **P** produce una deformación por aplastamiento del sólido en la dirección de la aplicación de la carga que se mide por el coeficiente de deformación ε .

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}$$

$$\Delta h = h_0 - h$$

- La ley de **Hooke**, que establece la proporcionalidad entre tensiones aplicadas y deformaciones mediante una constante determinada para cada material y que **Young** concreta en su Módulo de elasticidad y deformación:

$$\sigma = E * \varepsilon$$

La relación entre tensiones y esbeltez se deduce de la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} \qquad \Delta h = \frac{h_0}{h}$$

De donde sacamos que

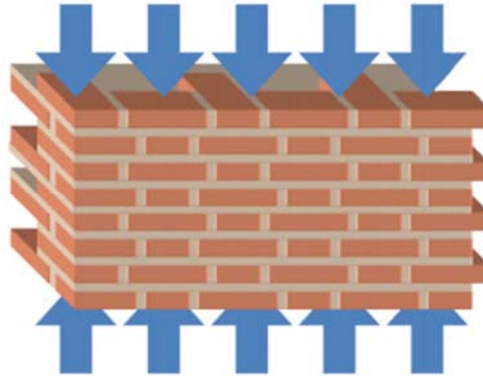
$$\lambda = \frac{h}{s} = \frac{\Delta h}{\varepsilon * s} = \frac{\Delta h * \sigma}{P * \varepsilon} = \frac{E * \Delta h}{P}$$

3.2.2 Cálculo de la capacidad resistente.

La ley de la gravedad a las que están sometidas las masas constituyentes del muro son las responsables de las fuerzas verticales que aparecen sobre él. Cuando las cargas axiales se apartan del eje central someten al elemento a esfuerzos de flexo-compresión. En este caso el muro ha de soportar tensiones de compresión, tracción y esfuerzo cortante en el eje vertical. Si a estas fuerzas se le añaden otras inclinadas transmitidas por otros elementos constructivos, por la acción del viento, o por vicios del elemento a estudiar, estas tensiones se pueden generar en más de uno de los ejes del muro.

Pasamos ahora al comportamiento del muro de fachada, objeto de nuestro interés, haciendo un repaso a la normativa que atañe a este tipo de construcciones. Con toda esta serie normativa, nos podemos hacer una idea del cálculo de las fábricas a efectos de compresión y de las que podemos sacar conclusiones respecto a la resistencia de la misma.

a. **Resistencia a compresión:**



Constituye el parámetro esencial de su resistencia, en función del cual se dimensionarán los sistemas pesados.

$$Q_{max} \leq \sigma_{rc} * S$$

$$S = b * c$$

Siendo:

Q_{max} = Carga máxima admisible

σ_{rc} = Tensión de rotura de la fábrica a compresión

S = Sección considerada del elemento

b = Longitud considerada del elemento.

c = Ancho del elemento.

Para una carga uniforme Q_{m1} a lo largo de un muro, la tensión máxima se obtiene de la siguiente manera:

$$Q_{m1} \leq \sigma_r * c$$

- Resistencia a compresión según el **Código Técnico de la Edificación (CTE)**:

El CTE no contempla las fábricas de piedra natural cuando se habla de resistencia característica a compresión y se aleja bastante de las técnicas constructivas de antaño. En esta norma sólo será de nuestro interés las fábricas de ladrillo macizo.

Se define resistencia característica a la compresión de la fábrica, **f_k**, la que puede determinarse mediante ensayos sobre probetas de fábrica según los criterios que se indican en las normas UNE EN 1052, partes 1 a 4 (1999, 2000, 2003 y 2001 respectivamente).

Por tratarse de un material que no es isótropo, la resistencia se refiere a la dirección en que actúa el esfuerzo.

La resistencia característica a la compresión, **f_k**, correspondiente a un esfuerzo normal a los tendeles, se podrá tomar por referencia a los valores de la tabla 4.4, que recoge los casos más usuales, o en general, deducirlas de las expresiones del Anejo C.

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 |

Anejo C. Valores de resistencia característica a compresión (DB SE Seguridad Estructural: Fábrica)

1 La resistencia característica a la compresión, f_k, en N/mm², de una fábrica realizada con mortero ordinario con juntas extendidas a todo el grueso, puede calcularse con la ecuación:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \quad (C.1)$$

con f_m no mayor que 20 N/mm², ni que 0,75 f_b

Donde

K es una constante, de valor:

a) en muros de una hoja, cuando el grueso de la fábrica sea igual al tizón o a la soga de las piezas K= 0,60 para piezas macizas, K=0,55 para piezas perforadas, K=0,50 para las aligeradas y K=0,40 para las huecas.

b) en muros de dos hojas o con suturas continuas, K=0,50 para piezas macizas, K=0,45 para las perforadas y K=0,40 para las aligeradas

f_b es la resistencia normalizada a la compresión de las piezas de fábrica, en la dirección del esfuerzo, en N/mm²

f_m es la resistencia a la compresión especificada del mortero ordinario en N/mm², no mayor que 20 N/mm², ni que f_b

- 2 Resistencia característica a compresión de una fábrica con mortero de junta delgada.
- a) La resistencia característica a compresión, f_k , de una fábrica de piezas macizas, silicocalcáreas o de hormigón celular de autoclave, con mortero de junta delgada, puede calcularse con la ecuación C.2:

$$f_k = 0,8 \cdot f_b^{0,85} \quad (C.2)$$

siempre que las piezas de fábrica tengan tolerancias dimensionales idóneas para su empleo con juntas delgadas; la resistencia normalizada a compresión de las piezas de fábrica, f_b , no se tome mayor que 5 N/mm²; la resistencia a compresión del mortero sea igual o mayor que 5 N/mm²; el espesor del muro sea igual a la soga o tizón de las piezas y no haya discontinuidades contenidas en el grueso.

b) La resistencia característica a compresión de una fábrica con mortero de junta delgada y piezas distintas a las anteriores (moldeadas o rectificadas para aceptar este tamaño de junta), puede calcularse con la ecuación C.1, siempre que se cumplan los requisitos indicados en el caso a), siendo $K=0,70$ para piezas macizas, $K=0,60$ para las perforadas y $K=0,50$ para las aligeradas.

- 3 La resistencia característica, f_k , en N/mm² a compresión de una fábrica con mortero ligero, si las piezas son macizas, perforadas o huecas y las juntas son llenas, puede tomarse igual a:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \quad (C.3)$$

siempre que f_b no se tome mayor que 15 N/mm², que el espesor del muro sea igual a la soga o al tizón de las piezas y no existan discontinuidades verticales en toda o parte de la longitud del muro siendo

- $K = 0,80$ con mortero ligero de densidad de 600 a 1 500 kg/m³ y piezas de hormigón de árido ligero, según la norma EN 771-3, o piezas de hormigón celular de autoclave, según la norma UNE EN 771-4:2000

- $K=0,55$ con mortero ligero de densidad de 600 a 700 kg/m³ y piezas de arcilla según la norma EN 771-1, piezas silicocalcáreas según la norma UNE EN 771-2:2000 o piezas de hormigón de árido ordinario según la norma EN 771-3

- NOTA. El valor de K incluye la influencia de la resistencia del mortero sobre la resistencia característica a compresión de la fábrica

- 4 La resistencia característica a compresión de una fábrica con llagas a hueso se puede obtener con las formulas C.1; C.2 y C.3, siempre que la resistencia a cortante se deduzca de la aplicación de la ecuación 4.2 y se consideren la totalidad de las acciones horizontales que puedan aplicarse a la fábrica.

- 5 Resistencia característica a compresión de una fábrica con tendeles huecos.

a) La resistencia característica a compresión de una fábrica de este tipo, con piezas macizas, asentadas sobre dos bandas iguales de mortero ordinario en los bordes exteriores de la tabla de las piezas, se obtendrá con la ecuación C.1, y las limitaciones dadas con ella, si la anchura de cada banda de mortero es no menor que 30 mm; el espesor de la fábrica es igual a la soga o tizón de las piezas de fábrica, y no existan discontinuidades verticales (suturas) en todo o parte del grueso del muro.

b) El valor de K es

$$K = 1,1 - b_s / t$$

donde:

b_s es la distancia entre ejes de las bandas de mortero

t es el grueso del muro

c) La resistencia característica a compresión de fábricas con tendeles huecos, con piezas perforadas o aligeradas, se obtendrá mediante la ecuación C.1, a partir de la resistencia normalizada a compresión f_b de la pieza, obtenida en ensayos según la norma EN 772-1, realizados sobre piezas preparadas con bandas de mortero no más anchas que las que se emplearán en la fábrica. La resistencia de la pieza se referirá al área bruta, no al área de las bandas.

- Resistencia a compresión según otras **Normas de Referencia:**

La **NBE-FL-90**, sobre estructura de fábrica de ladrillo establece los siguientes parámetros para el cálculo de la resistencia característica de los muros de fábrica sometidos a esfuerzos de compresión,

$$\sigma^* = \frac{\sigma_k}{\gamma_m}$$

Siendo,

σ^* = Resistencia de cálculo de la fábrica a compresión

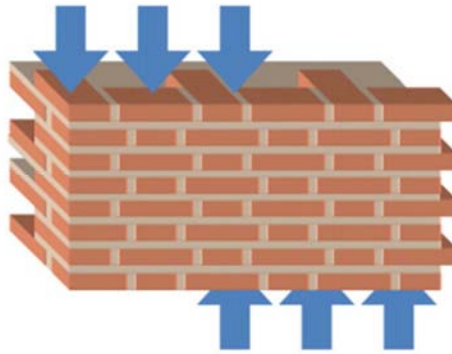
σ_k = Resistencia característica de la fábrica a compresión

γ_m = Coeficiente de minoración.

La **NBE-EFB** sobre estructuras de fábricas de bloques establece, mediante tablas, los espesores mínimos de los muros resistentes en función de las cargas transmitidas por los forjados concurrentes.

La **NTE- EFP**, sobre estructuras de fábrica de piedra y la **NTE-EFL**, sobre fábrica de ladrillo, establecen los espesores mínimos de los muros de carga resistentes en función de las cargas transmitidas por los forjados concurrentes, del tipo de piedra o ladrillo utilizados en cada caso y de la ubicación del muro en el sistema estructural.

b. Resistencia a Cortante:



Una fábrica puede oponer cierta resistencia al esfuerzo cortante generado por los momentos flectores o fuerzas actuantes.

$$\frac{T}{S} \leq \tau$$

Siendo:

T = Esfuerzo cortante aplicado

S = Sección sometida a esfuerzo cortante

τ = Capacidad resistente a esfuerzo cortante

- Resistencia a Cortante según el **Código Técnico de la Edificación (CTE)**:

Como resistencia característica a cortante, f_{vk} , de una fábrica con mortero ordinario y juntas llenas se puede tomar:

Mortero ordinario y juntas llenas $f_{vk} = f_{vk0} + 0,36 * \sigma_k \leq 0,065 f_b$

Mortero ordinario y llagas a hueso $f_{vk} = f_{vk0} + 0,45 * \sigma_k \leq 0,045 f_b$

Mortero ordinario y tendel hueco $f_{vk} = f_{vk0} g/t + 0,36 * \sigma_{kd} \leq 0,050 f_b$

Sin superar el valor límite de la tabla 4.5, donde:

f_{vk0} es la resistencia a corte puro, con tensión de compresión nula, que puede determinarse de la tabla 4.5 para morteros ordinarios.

σ_k si hay compresión, la tensión característica normal perpendicular a la tabla, debida a la compresión debida a las cargas permanentes sobre el nivel considerado

fb es la resistencia normalizada a compresión de las piezas de fábrica, con el esfuerzo actuando en perpendicular a la tabla,

g/t en fábrica de tendeles huecos, la relación de ancho total de las dos bandas de mortero, cada una de ancho no menor a 30 mm, en los bordes exteriores de la pieza, maciza, a ancho total de muro.

Tabla 4.5 Resistencia característica a cortante para fábricas de mortero ordinario

| Tipo de piezas | Mortero ⁽²⁾ | f _{vk} (N/mm ²) | | | Limite de f _{vk} (N/mm ²) ⁽¹⁾ | | |
|----------------|------------------------|--------------------------------------|------|-----|---|------|------|
| | | M1 | M2,5 | M10 | M1 | M2,5 | M10 |
| macizas | Ladrillo cerámico | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 1,2 | 1,5 | 1,7 |
| | Piedra natura | 0,1 | 0,15 | - | 1,0 | 1,0 | - |
| | Otras | 0,1 | 0,15 | 0,2 | 1,2 | 1,5 | 1,7 |
| perforadas | Ladrillo cerámico | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 1,4* | 1,2* | 1,0* |
| | Otras | 0,1 | 0,15 | 0,2 | 1,4* | 1,2* | 1,0* |
| aligeradas | | 0,1 | 0,15 | 0,2 | 1,4* | 1,2* | 1,0* |
| huecas | | 0,1 | 0,2 | 0,3 | ** | ** | ** |

* La menor de las resistencias longitudinales a compresión.

** Sin más limitaciones que las dadas por la ecuación 4.1

⁽¹⁾ Para lagas a hueso, o con tendel hueco, el valor es el 70% del consignado

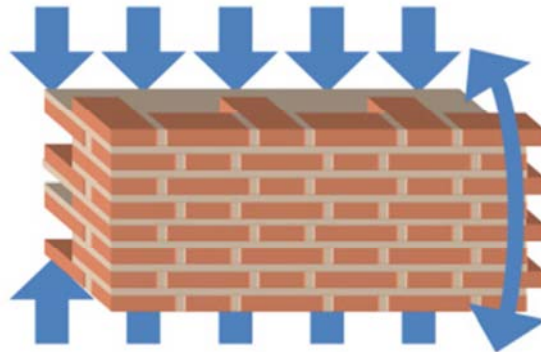
⁽²⁾ Para valores intermedios no se interpolará, sino que se empleará la columna correspondiente al valor inferior.

- Resistencia a Cortante según **NBE FL-90**:

La **NBE FL-90** sobre estructura de fábrica de ladrillo establece la capacidad resistente a esfuerzo cortante τ en función de la resistencia de cálculo a compresión σ^*

$$\tau = 0,1 * \sigma^*$$

c. Resistencia a tracción por Flexocompresión:



El mortero de aparejo de las fábricas aporta cierta resistencia a tracción al elemento considerado, frente a los esfuerzos de flexión de los momentos flectores generados por fuerzas externas o ciertos cuerpos del sistema. En el caso de un muro continuo también pueden producirse tensiones horizontales de tracción por fallo o agotamiento de su elemento sustentante (cimentación, muro inferior, viga, etc)

$$R_t * h' = \frac{q * l}{2} + \frac{P * l}{2}$$

$$h' = \frac{2}{3} h \quad S = h * b$$

Considerando una distribución de tensiones triangular

$$R_t = \sigma_t * \frac{S}{2}$$

De donde,

$$\sigma_t = \frac{3 * (q * l^2 + P * l)}{h^2 * b}$$

Siendo:

q = Carga aplicada al muro por metro lineal

P = Peso del tramo del muro sin base sustentante

σ_t = Resistencia a tracción de la fábrica en sentido horizontal

S = Sección resistente vertical

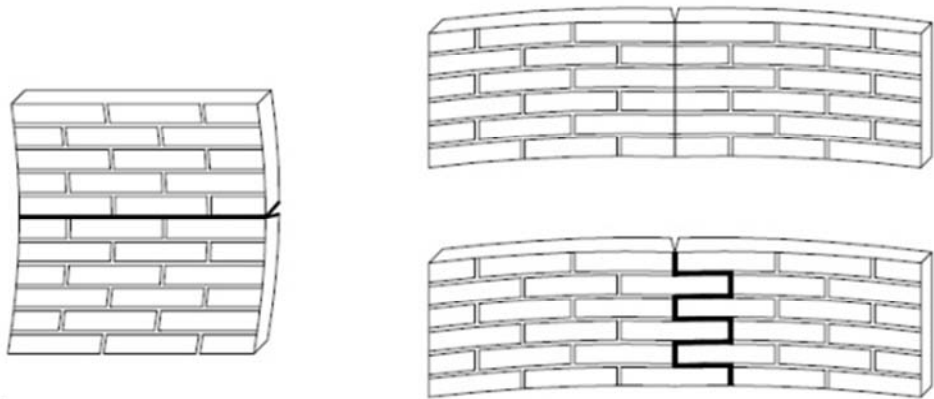
B = Espesor del muro

H = Altura del tramo de muro sin base sustentante

- Según **Código Técnico de la Edificación (NTE)**:

1) En función del plano de rotura, se pueden considerar dos resistencias características a flexión:

- a) f_{xk1} , si el plano de rotura es paralelo a los tendeles
- b) f_{xk2} , si el plano de rotura es perpendicular a los tendeles.



a) Plano de rotura paralelo a los tendeles

b) Plano de rotura perpendicular a los tendeles

2) Como resistencia característica a flexión de la fábrica pueden tomarse de la tabla 4.6

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 |
| Silico-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 | - | - |

- 3) En el caso en que se adopten disposiciones especiales sobre la trabajabilidad del mortero y su penetración en los huecos de las piezas se podrá adoptar como resistencia a la flexotracción la de $0,1 f_k$.
- 4) La resistencia a flexión por tendeles se empleará solamente con combinaciones de carga que incluyan acciones variables normales a la superficie de la fábrica, como por ejemplo el viento. No se considerará dicha resistencia cuando la rotura de la fábrica por flexión origine el colapso o la pérdida de estabilidad del edificio o alguna de sus partes, o en caso de acción sísmica.

- Según **NBE FL-90**:

La NBE FL-90 sobre estructura de fábrica de ladrillo establece la capacidad resistente a esfuerzo cortante σ' en función de la resistencia de cálculo a compresión σ^*

$$\sigma' = 0,1 * \sigma^*$$

No obstante ha de tenerse en cuenta que el cálculo desarrollado por esta norma está referido solamente a las tensiones generadas por fuerzas normales a un aparejo de fábrica.

d. Deformabilidad:

La elasticidad es la propiedad de los materiales por la que admiten deformaciones reversibles ante aplicación de fuerzas externas, acumulando así tensiones de reacción.

La capacidad elástica se mide por el módulo de deformación E. En un muro sometido a una carga se producirá un acortamiento de su altura debido a la deformación por el esfuerzo a compresión a que se ve sometido. Una vez liberado de su carga, el muro recuperará la altura correspondiente a un estado de equilibrio en el que la única fuerza interviniente es la de su propio peso.

La máxima tensión que puede soportar el material se corresponde con su límite elástico. Su valor puede obtenerse mediante ensayo de laboratorio.

$$E = \sigma / \varepsilon$$

$$\varepsilon = \Delta h / h$$

$$h' = h - \Delta h$$

Siendo,

E = Módulo de deformación

σ = Capacidad resistente del material en su límite elástico

ε = Coeficiente de deformabilidad

h = Altura de un muro sometido a su propio peso

h' = Altura de un muro sometido a una carga Q más su propio peso

Δh = Acortamiento de la altura del muro por efecto de una carga Q

Cuando las deformaciones son irreversibles y no provocan tensiones de reacción se produce la plasticidad del material. Una vez que el material supera su límite elástico ante la aplicación de una carga se inicia su deformación. Esta deformación será proporcional a un determinado incremento de cargas a partir del cual el material iniciará una progresiva deformación no proporcional, incluso en caso de fijar una carga constante, hasta colapsarse. La máxima tensión que puede soportar el material antes de iniciar esta progresión se corresponde con su límite plástico.

- Según **Código Técnico de la Edificación (NTE)**:

- 1) El diagrama tensión-deformación de la fábrica tiene la forma genérica que se representa en la figura 4.2-a. Como diagramas de cálculo pueden adoptarse los de las figuras 4.2-b o 4.2-c. Las fábricas con piezas huecas pueden presentar rotura frágil antes de desarrollar una rama horizontal y por tanto no se puede usar dicha parte del diagrama 4.2-b ni el 4.2-c.

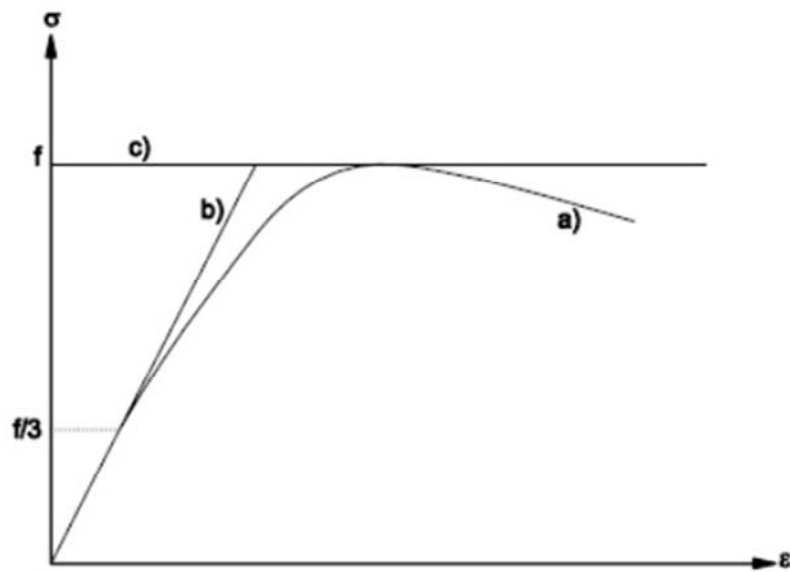


Figura 4.2. Diagramas de tensión a deformación o de las fábricas

- 2) Como módulo de elasticidad secante instantáneo, E , de una fábrica puede tomarse igual a $1000 f_k$. Para cálculo de estados límites de servicio, se puede multiplicar el valor E por el factor $0,6$. Para determinar deformaciones diferidas, el módulo a utilizar puede ser deducido del módulo de elasticidad para deformaciones instantáneas multiplicado por el coeficiente de fluencia que se deduce de la tabla 4.7.
- 3) Como módulo de elasticidad transversal, G , puede tomarse el 40% del módulo de elasticidad E

- 4) Como parámetros de deformación reológica y térmica de las fábricas se pueden emplear valores de cálculo dados en la tabla 4.7.

Tabla 4.7 Deformabilidad de las fábricas

| Tipo de pieza | Coefficiente final de fluencia, φ_p | Retracción o expansión final por humedad, ⁽¹⁾ (mm/m) | Coefficiente de dilatación térmica (10^{-6} m/m °C) |
|--|---|---|--|
| Cerámica | 1 | 0,2 a 1,0 ⁽²⁾ | 6 |
| Silico-calcareos | 1,5 | -0,2 | 9 |
| Hormigón ordinario y piedra artificial | 1,5 | -0,2 | 10 |
| Hormigón de árido ligero | 2 | -0,4 ⁽³⁾ | 10 |
| Hormigón celular de autoclave | 1,5 | 0,2 | 8 |
| Piedra natural | 1 | 0,1 | 7 |

⁽¹⁾ Acortamiento negativo y alargamiento positivo
⁽²⁾ Depende del material
⁽³⁾ Para áridos ligeros de piedra pómez y de arcilla expandida; en otro caso el valor es - 0,2

- Según **NBE FL-90**:

La **NBE FL-90** establece un cuadro de valores de los coeficientes de deformabilidad ϵ para distintos morteros. (Tabla 5.4 FL-90)

e. **Esbeltez:**

Teóricamente un muro sometido exclusivamente a esfuerzos axiales generados por su propio peso podría elevarse hasta alcanzar la tensión límite de sus materiales. Dada la considerable resistencia de éstos en proporción con su peso, la altura del elemento podría alcanzar cotas muy por encima de las necesidades constructivas en la edificación.

$$P = \rho * V = \rho * h * S = \sigma * S$$

Siendo:

P = Peso del muro.

σ = Tensión aplicada a la fábrica

S = Superficie de la base del muro

ρ = Peso específico de la fábrica

V = Volumen del muro

h = Altura del muro.

De donde se puede deducir la altura máxima teórica del muro,

$$H = \sigma / \rho$$

Las alturas obtenidas para diversos materiales serían por ejemplo,

| MATERIAL | PESO (kg / cm ³) | TENSION LIMITE A COMPRESION (kg / cm ²) | ALTURA (m) |
|--------------------------------------|---------------------------------|---|---------------|
| Granito | 2600 | 1200 | 4615 |
| Caliza porosa | 1700 | 300 | 1765 |
| Hormigón en masa | 2200 | 200 | 909 |
| Fábrica de bloque | 1300 | 10 | 77 |
| Fábrica de ladrillo perforado | 1500 | 20 | 133 |
| Fábrica de ladrillo hueco | 1200 | 8 | 67 |

En la práctica, estas magnitudes son de imposible ejecución en obra, pues la pieza se derrumbaría mucho antes de alcanzar la altura teórica considerada. Esta imposibilidad física radica en las propiedades elásticas y plásticas de los materiales utilizados, sin considerar la existencia de otros factores externos a la fábrica en sí como son la derivación de cargas excéntricas o la acción del viento. Interviene así en el cálculo de elementos verticales otro parámetro denominado esbeltez.

Se define como esbeltez geométrica de un elemento constructivo al cociente entre su altura y el ancho menor de su base.

$$\lambda = \frac{h}{d}$$

En un muro de perfil continuo la esbeltez se refiere a la relación entre su altura y su espesor en un eje perpendicular a su traza. La esbeltez puede venir afectada por un coeficiente de ponderación en función de su respuesta a la aplicación de cargas excéntricas.

- Según **Código Técnico de la Edificación (NTE)**:

La esbeltez geométrica, λ , de un muro es la relación:

$$\lambda = \frac{hd}{dt}$$

Esta relación no será superior que 27.

- Según **NBE FL-90**:

La NBE FL-90 introduce los conceptos de altura virtual h_v y espesor virtual d_v para determinar la esbeltez de un elemento de fábrica de ladrillo

$$\lambda = \frac{h_v}{d_v}$$

Siendo:

$$h_v = h \cdot \alpha$$

$$d_v = d \cdot \delta$$

El coeficiente α se aplica a la altura real h y se queda establecido en la tabla 5.6 de la norma en función de los grados de arriostamiento transversal y de coronación del elemento de fábrica.

El valor δ se aplica al espesor real d y se determina en la tabla 5.7 de la norma en función de la planta poligonal adoptada por el elemento de fábrica según los tipos establecidos.

Las Normas Tecnológicas de la Edificación **NTE: EFL** de fábrica de ladrillo, **EFB** de fábrica de bloques y **EFP** de fábrica de piedra, regulan los espesores e de fábricas cuando constituyen la estructura de edificaciones cerradas en función de la carga que soportan y de su longitud.

f. Excentricidad:

Es la distancia entre el punto de la aplicación de una carga y el baricentro de la sección sobre la que se aplica. En la sección vertical del muro, la distancia se medirá entre la trayectoria vertical de la fuerza y el eje central de inercia de dicho muro.

La excentricidad de una fuerza vertical sobre un punto constructivo genera tensiones desiguales en su sección horizontal de aplicación. Una fuerza centrada produce un reparto de tensiones homogéneo. Una fuerza excéntrica da lugar a un reparto de tensiones decreciente y equivale a una carga centrada de su mismo módulo y a un momento flector generado por un par de fuerzas equidistantes del eje de inercia.

$$F = N \quad M = F * e$$

El núcleo central de inercia es el lugar geométrico de aplicación de fuerzas verticales excéntricas que producen tensiones de compresión en toda la sección horizontal del plano de aplicación. Cualquier fuerza excéntrica exterior al núcleo central de inercia produce tensiones de compresión sólo en una parte de la sección horizontal del muro. En un muro de sección continua el núcleo central de inercia se sitúa en su tercio central.

El coeficiente de excentricidad relaciona los valores de excentricidad y de espesor del muro según la siguiente expresión,

$$m = 6 * \frac{e}{c}$$

Siendo:

m = Coeficiente de excentricidad

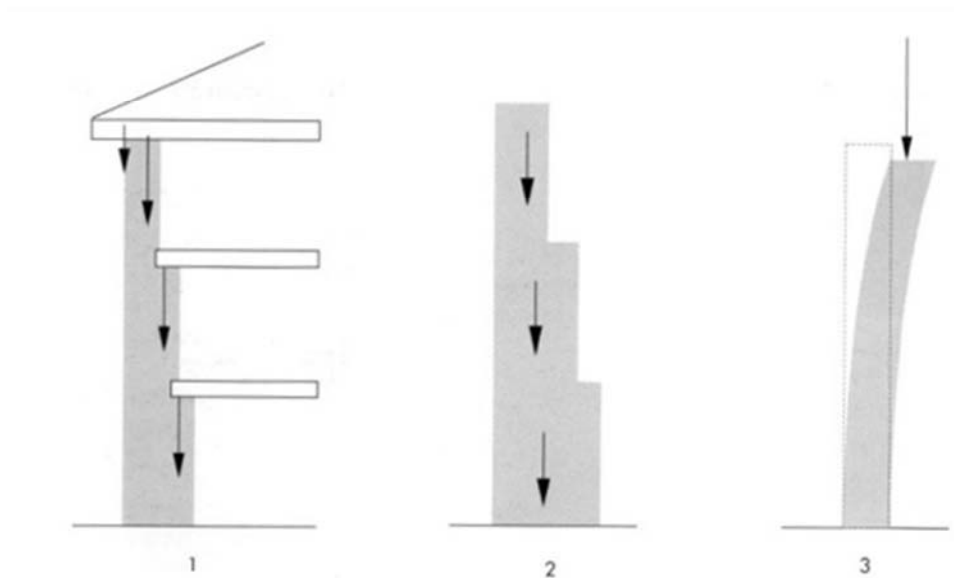
e = Excentricidad

c = Espesor del muro

Tipos de excentricidad:

Cuando en un muro concurren diferentes fuerzas verticales, las excentricidades que se pueden producir pueden ser,

- 1) Las originadas por las cargas de los elementos estructurales que se apoyan en él y las sobrecargas correspondientes.
- 2) Las del peso de los sucesivos tramos de un muro de perfil vertical discontinuo o escalonado.
- 3) Las derivadas de su esbeltez por efecto de la deformación elástica y plástica de los materiales que componen la fábrica (excentricidad por pandeo).



• Según **Código Técnico de la Edificación (NTE)**:

En los nudos superiores se podrá suponer que la carga de los forjados acomete a los muros con una excentricidad (fig. 5.3), igual a:

- a) en el caso de muros extremos $\rightarrow e = 0,25 * t + 0,25 * a$
- b) en el caso de muros interiores $\rightarrow e = 0,25 * t * (N_1 - N_2) / (N_1 + N_2)$

Siendo:

t = el grueso del muro en los que acometen forjados por los dos lados, descontando los rehundidos en los bordes si los hubiere a la profundidad con que se remete la tabica del forjado a la cara exterior.

N_1 y N_2 = la carga que acomete por cada lado

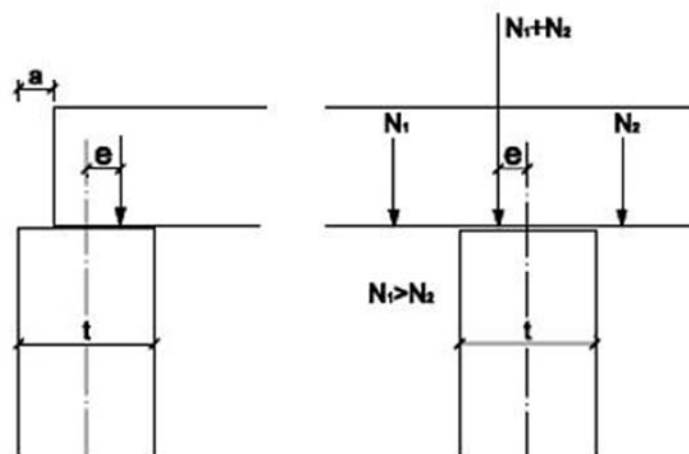


Figura 5.3 Excentricidad de apoyo en cabeza de muro superior

A los efectos del cálculo, el arranque inferior del muro en la solera, forjado sanitario o zanja, puede considerarse como empotramiento perfecto.

Si la excentricidad obtenida a partir de los momentos de puntos anteriores es mayor que 0,4 del espesor, o la tensión vertical de cálculo media es inferior a $0,25 \text{ N/mm}^2$ (suele presentarse en los nudos superiores) la reacción de los muros puede obtenerse directamente por capacidad como la que corresponde a la amplitud del bloque comprimido que equilibra el esfuerzo normal de cálculo mediante una tensión no superior a la resistencia de cálculo del material (Fig. 5.4). 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. En el caso de que, sin acudir a este recurso, no se verifique (Fig. 5.1), podrían reconsiderarse los detalles constructivos, en particular variando la entrega del forjado o, lo que suele ser más eficaz, aumentando su canto.

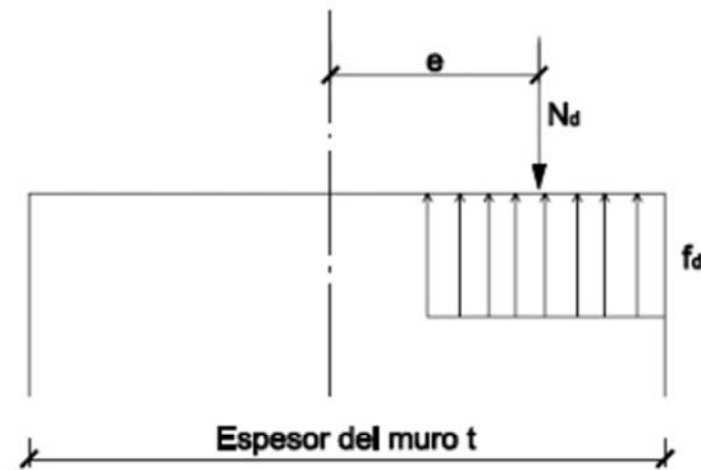


Figura 5.4 Excentricidad del esfuerzo normal de cálculo.

Las condiciones de vinculación de los nudos del modelo utilizado para el análisis deben corresponderse con la posibilidad de movimientos que se deriven del detalle constructivo. En el modelo de análisis se considerarán todos los elementos que puedan suponer una alteración del comportamiento estructural, especialmente aquellos que impidan la deformación supuesta de los forjados (cerramientos, muros de arriostramiento o tabiquería retacados superiormente)

Todo muro de carga tendrá un espesor de al menos 115mm.

g. Pandeo:

En una fábrica de piedra o ladrillo se pueden dar sustanciales diferencias entre la capacidad elástica de los materiales integrantes e incluso entre las piezas de un mismo material, ya sea por su disposición organoléptica, en el caso de las rocas, o por el diferente grado de masa, en el de los materiales cerámicos. A las deformaciones elásticas por efecto del peso propio que actúa como una carga axial, se acumulan otras por asentamiento entre las piezas de sillar o mampuesto, al no trabajar los materiales mediante superficies perfectamente pulidas.

Entre dos superficies de contacto labradas pueden detectarse resaltos o cavidades que impiden un reparto perfectamente homogéneo de las tensiones transmitidas. El efecto combinado de deformaciones elásticas y plásticas genera ajustes parciales entre los componentes del material. La heterogeneidad de los materiales y sus parámetros de deformación en todo el volumen dan lugar a que este ajuste no sea homogéneo en un eje vertical.

Si, además del peso propio de los materiales integrantes del muro, las cargas excéntricas introducen a su vez tensiones diferenciales en las secciones, éstas pueden llegar a invertirse y provocar tracciones en la fábrica ante las que los materiales utilizados responden con diferentes capacidades de reacción. La consecuencia final será el pandeo progresivo de la fábrica que puede provocar su colapso por una sección del muro si alguna de éstas no pudiera absorber el incremento de tensiones diferenciales aplicadas.

4. Apeos industrializados. El sistema Soldier.

Conjuntos de elementos metálicos cuya combinación o ensamblaje permite configurar una estructura útil como apeo. El sistema que podemos considerar más tradicional es el de tubos concéntricos de acero unidos mediante bridas o abrazaderas. Recientemente han ido apareciendo otros sistemas con mayores ventajas, normalmente de uso común debido a su capacidad de afrontar elevadas cargas y dimensiones, y su rapidez de montaje. Este último será el objeto de nuestro estudio.

4.1 Sistema Soldier, piezas.

Este sistema presenta unas características que permiten emplearlo de forma muy diversa en apeos gracias a la gran variedad de sus piezas. Este sistema está constituido por vigas formadas por des U de chapa plegada como base del sistema disponiendo de piezas complementarias tales como conectadores, bases regulables, tensores de varillas, mariposas, etc., que permiten una gran diversidad de formación de apeos.

A continuación haremos un recorrido por todas las piezas del mecano que hace posible la construcción del sistema Soldier.

- El Fuste

Están compuestas por dos perfiles en U de chapa plegada, con perforaciones en toda su longitud para aligerar su peso y placas extremas taladradas. Solas o unidas forman el cuerpo de las principales piezas del sistema de apeo. Según su posición de trabajo podemos denominarlas como sus análogas en madera.

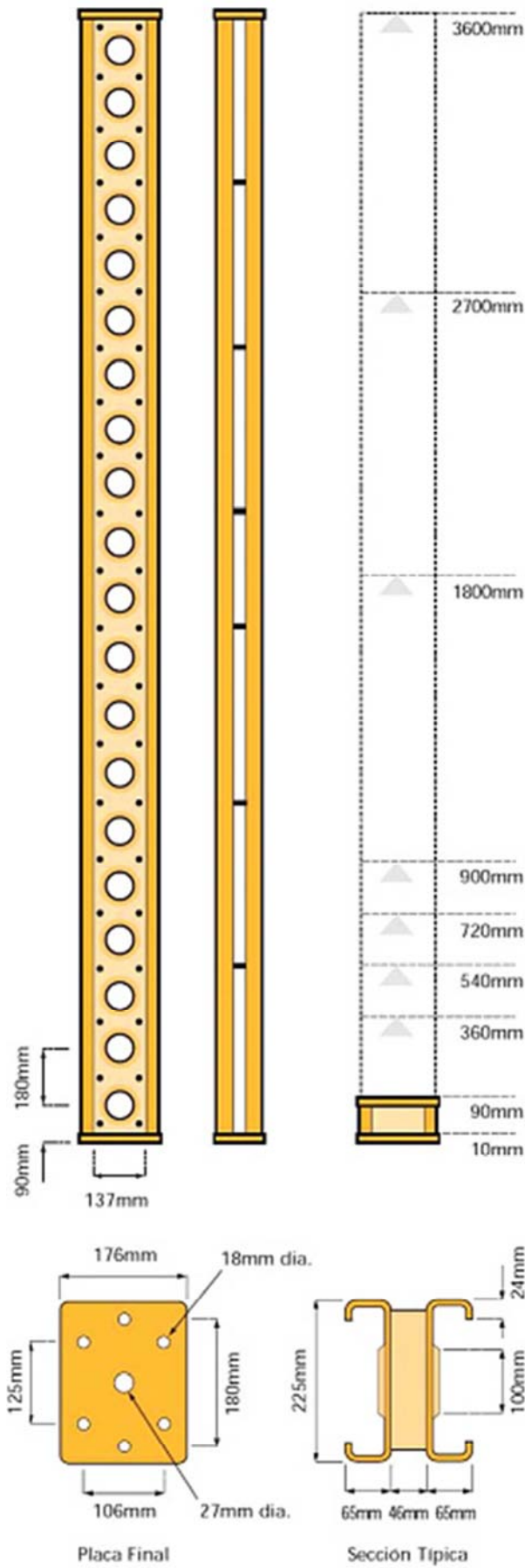
Vertical: Soportes o velas

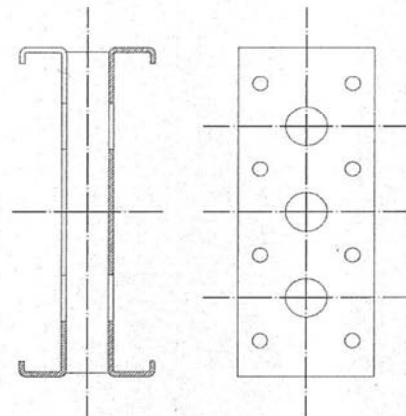
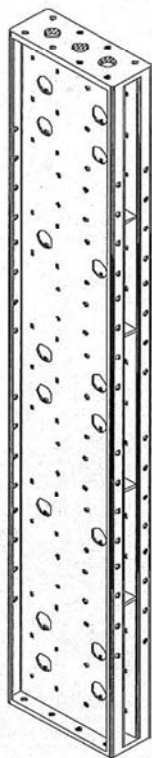
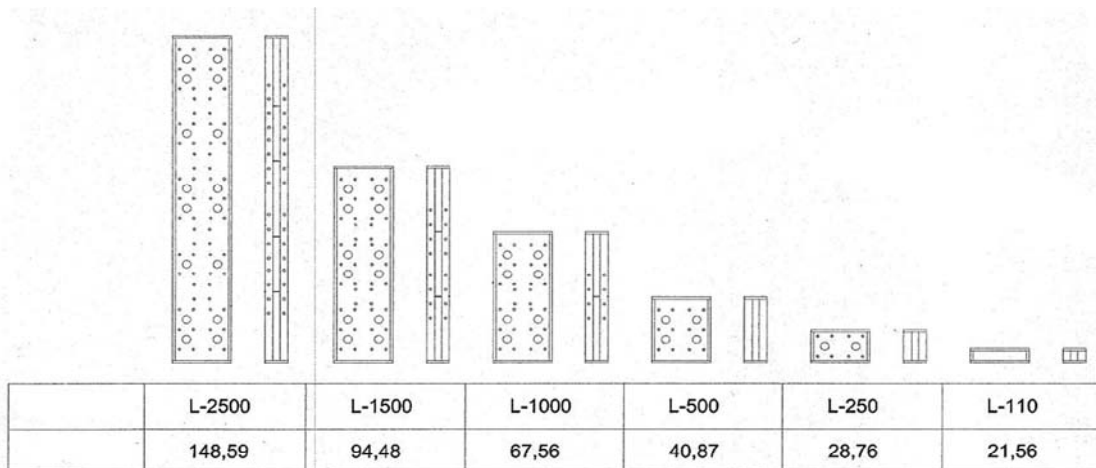
Horizontal: Puentes, agujas, sopandas, durmientes, codales.

Inclinadas: Tornapuntas.

La combinación de varias piezas de fuste permite formar elementos de cualquier longitud que sea múltiplo de 90 mm. Como podemos apreciar en el siguiente esquema.

Dependiendo del fabricante que elijamos podemos encontrar diferente tipo de fustes que mantienen grandes similitudes.





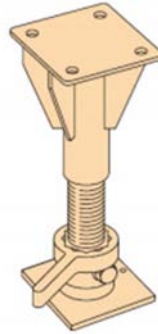
| CHARACTERISTICS PROFILE TYPE MEGA 420 | |
|---------------------------------------|-------------------------|
| Maximum Moment | 87,8 kN.m |
| Compresión Maximum | 832 kN |
| Tracción Maximum | 704 kN |
| Stiffness | 23800 kN.m ⁴ |

El sistema ST-200R de Rehasa utiliza elementos tipo MEGA, de longitud entre 250 y 2500mm, formados por perfiles de chapa plegada de 6 mm realizado en acero de calidad S235 (límite elástico 235 MPa).

Este tipo de elementos se atornillan directamente a otras vigas o correas (ST-200 y ST-200R) mediante tornillos de calidad 8.8 (Tracción máxima admisible 88kN) y permiten sistemas de estabilización de gran altura sin necesidad de ocupar demasiado espacio.

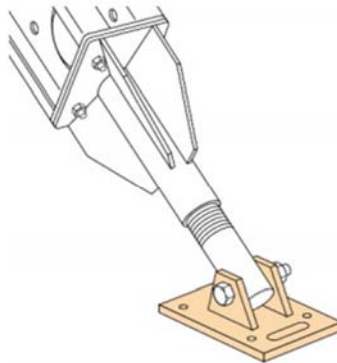
- **Base ajustable Slim.**

Pieza fundamental del sistema. Permite ajustar la dimensión de los soportes a la altura requerida ya que la combinación de varias piezas de fuste, solo nos dará una aproximación por defecto de la longitud deseada. La capacidad resistente de esta pieza es de 100kn resistiendo axiles siendo la entrada en carga por mediación de husillos.



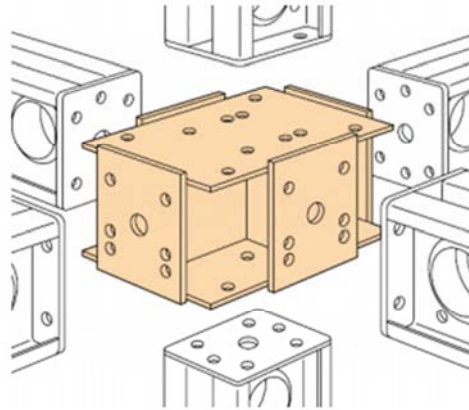
- **Gato ajustable.**

Pieza equivalente a la anterior utilizable con fustes en posición inclinada u horizontal. La regulación de la longitud de la pieza se realiza instalando un gato ajustable a cada extremo del fuste y girando el fuste. Su capacidad de carga axil es de 100KN.



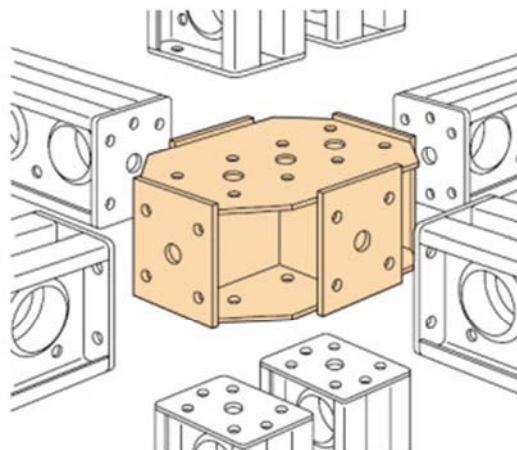
- **Conectores de seis vías.**

Elemento que sirve de unión entre fustes que pueden acometerle por sus seis caras. En forma tal que sirve como elemento de enlace entre un soporte vertical y dos elementos horizontales perpendiculares. Su capacidad de carga es de 100Kn a compresión y de 80Kn a tracción para esfuerzos normales a las caras más grandes.



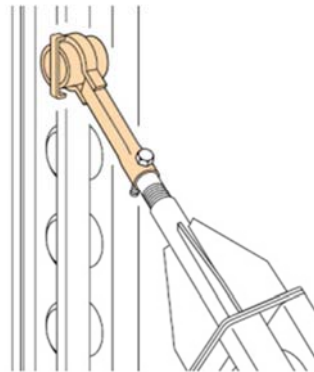
- **Conector doble de seis vías.**

Similar a la pieza anterior. Este conector permite el uso de soportes verticales dobles como principal alternativa. Admite cargas normales a las caras más grandes de 200Kn a compresión y 180Kn a tracción.



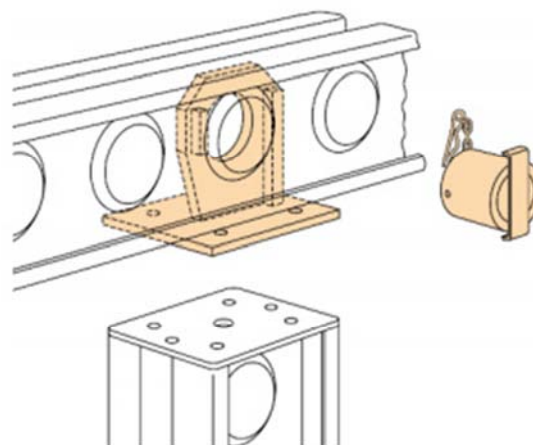
- **Espada de enlace y Tubo pivote.**

Es una pieza complementaria del gato ajustable, al que prolonga, permitiéndole su articulación a cualquiera de los taladros del alma de las piezas del fuste. El tubo pivote es la pieza que materializa el giro en esa articulación pero disminuye la capacidad de carga de la espada a 65Kn.



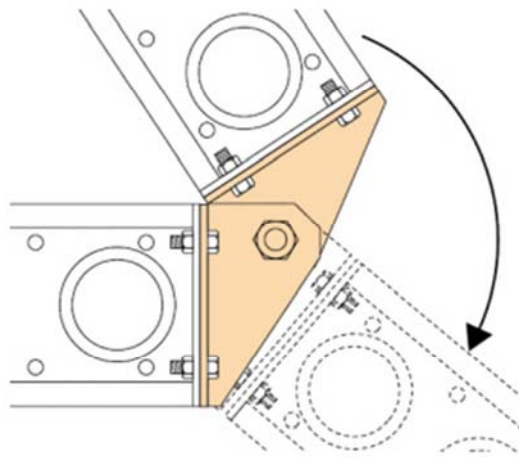
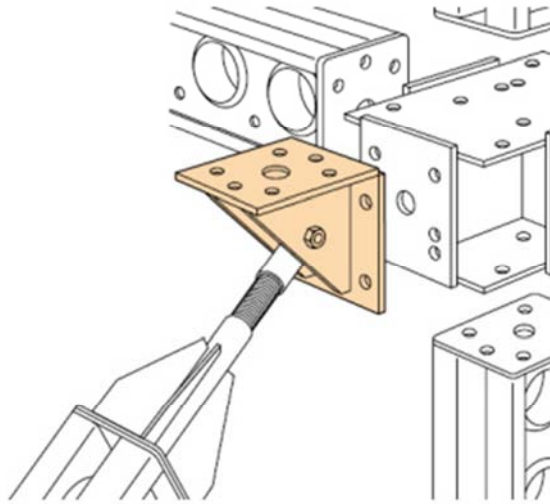
- **Placa pivote y pivote de esquina.**

La placa pivote ofrece la posibilidad de articular directamente el gato ajustable a la cara de un conector o de otras piezas super Slim. O bien a elementos ajenos al sistema, a los que puede unirse utilizando sus diversos taladros. El pivote esquina se utiliza para unir la cabeza de una pieza de fuste a la zona intermedia de otro (en los puntos donde existe taladro en el alma) con auxilio del tubo pivote por lo que la capacidad de carga se limita a 65Kn.



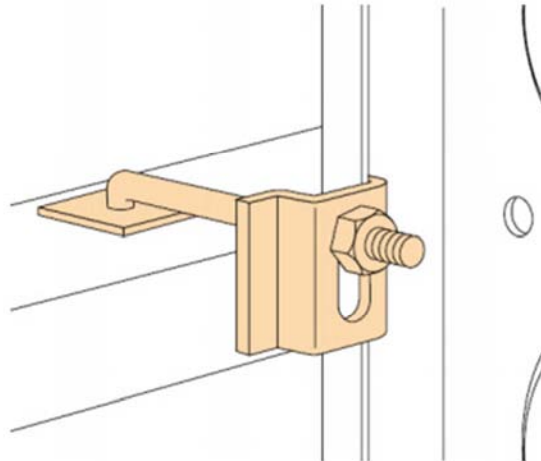
- **Angulo de esquina y ángulo bisagra.**

El ángulo de esquina puede usarse tanto para la unión de dos piezas fuste perpendiculares como para la articulación de un gato ajustable (como pieza extrema de un fuste inclinado) a cualquier cara del conector o placa extrema de fuste. El ángulo bisagra permite la unión de dos piezas longitudinales formando cualquier ángulo entre ellas.



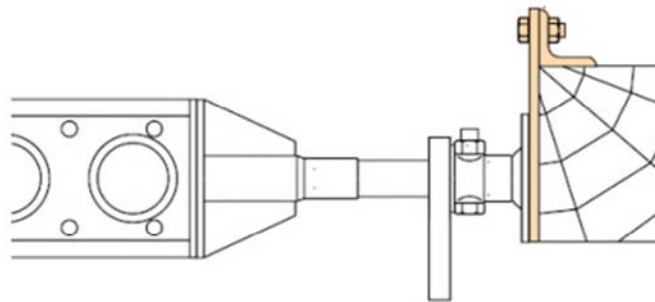
- **Abrazaderas a madera corta y larga.**

La abrazadera a madera permite sujetar piezas de este material a las piezas de fuste. Sus dimensiones son 117 x 117 y de 127 x 176.



- **Placa soporte Slimhor.**

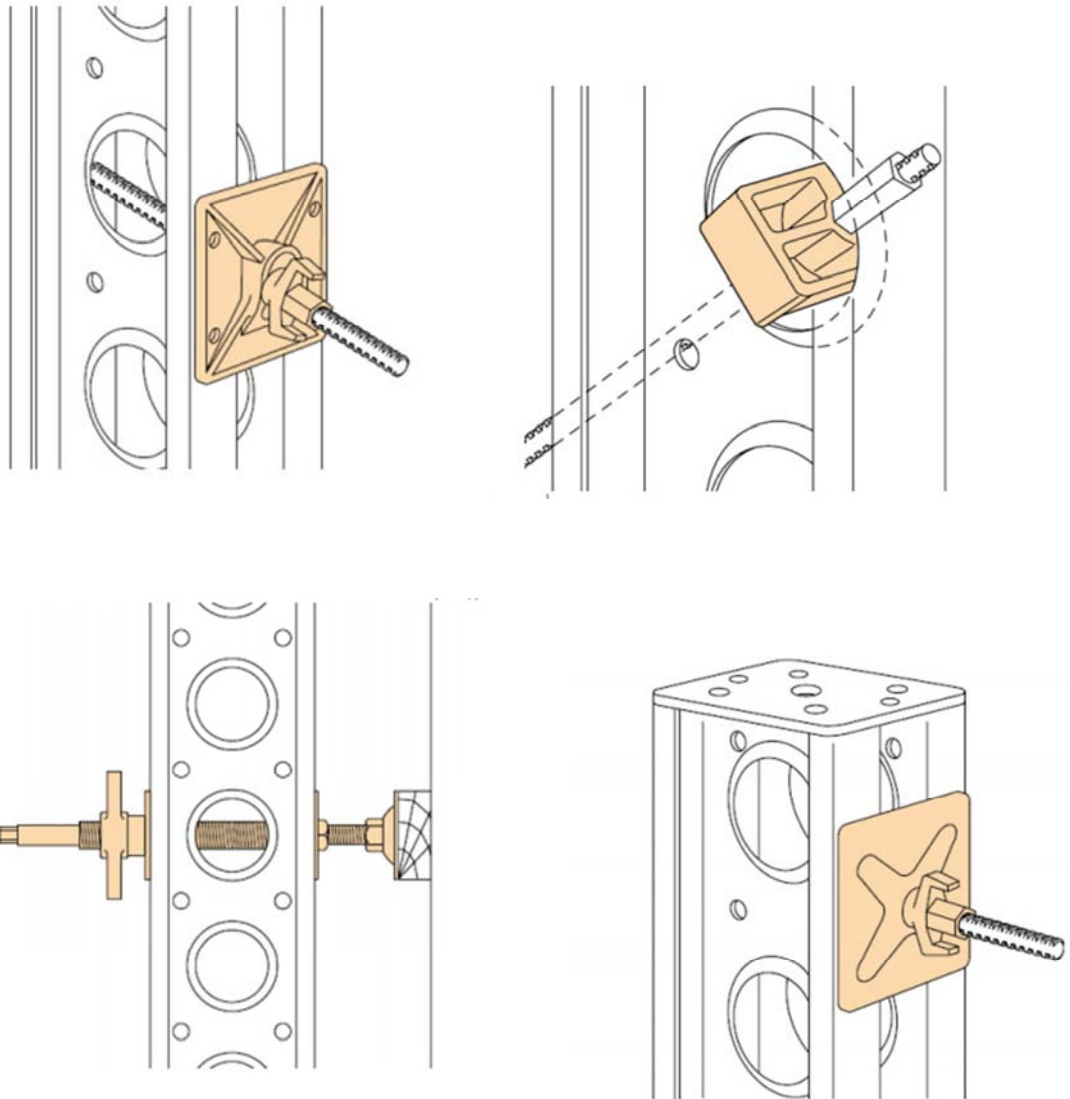
Esta placa se utiliza, al igual que la anterior, para la sustentación de piezas de madera, tales como velas, largueros, etc...

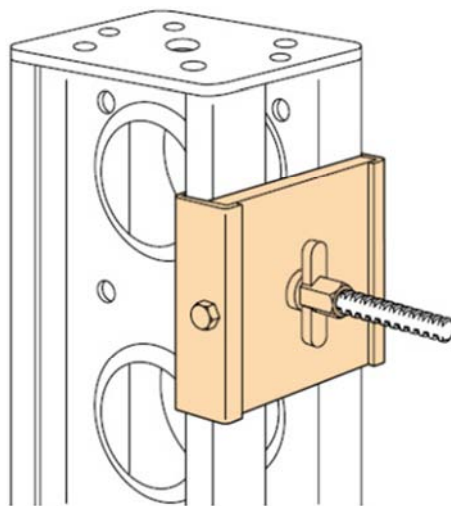
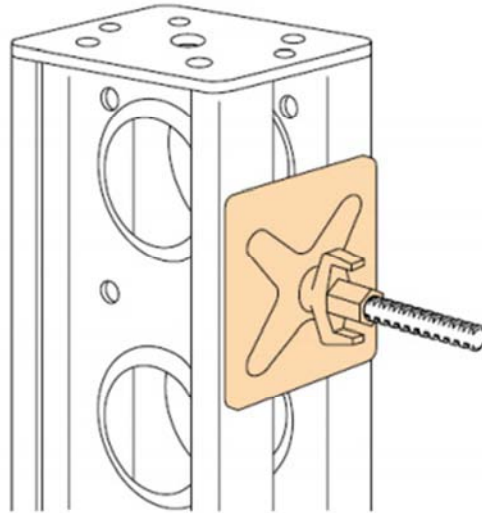


- **Elementos de arriostramiento.**

Las barras de acero de alta resistencia con muescas helicoidales, de apariencia similar al acero corrugado de 15-20 mm de diámetro, acompañadas de piezas especiales que pueden roscarse a ellas, permiten configurar un sistema industrializado de tensores. Con estos tensores y los soportes para agujero Slim que son alojables en los taladros del alma de las piezas fuste, podemos arriostrar los elementos principales del apeo, sobre la base de la formación de las correspondientes triangulaciones entre ellos.

El arriostramiento así formado tiene la ventaja de configurarse en el plano de simetría de las piezas fuste, evitando tensiones transversales y soportando esfuerzos de tracción de 65Kn. Con el plato arandela, la varilla, el soporte de agujero y una de las tuercas se puede proceder a la conexión de piezas fuste para conformar sistemas de vigas y soportes.





- **Sistema de arriostamiento mediante tubos.**

La existencia de grapas especiales, diseñadas para sujetar a cualquier punto de las alas de los fustes, permite utilizar los tubos como barras de arriostamiento, si bien con ellos el plano del arriostamiento queda desplazado respecto a los planos principales del apeo, a diferencia de lo que sucede con el sistema Rapid Tie. Cuando se conforma un apeo espacial que precisa del arriostamiento en los dos planos, se hace preciso acudir a ambos sistemas.

4.2 Cálculo de las estructuras que conforman el sistema Soldier.

El cálculo de estas estructuras se basa en la relación de ensayos y la experiencia empírica aportada por los montajes realizados, lo que obliga a atenerse a los datos suministrados por los diferentes fabricantes.

En función de ello utilizaremos:

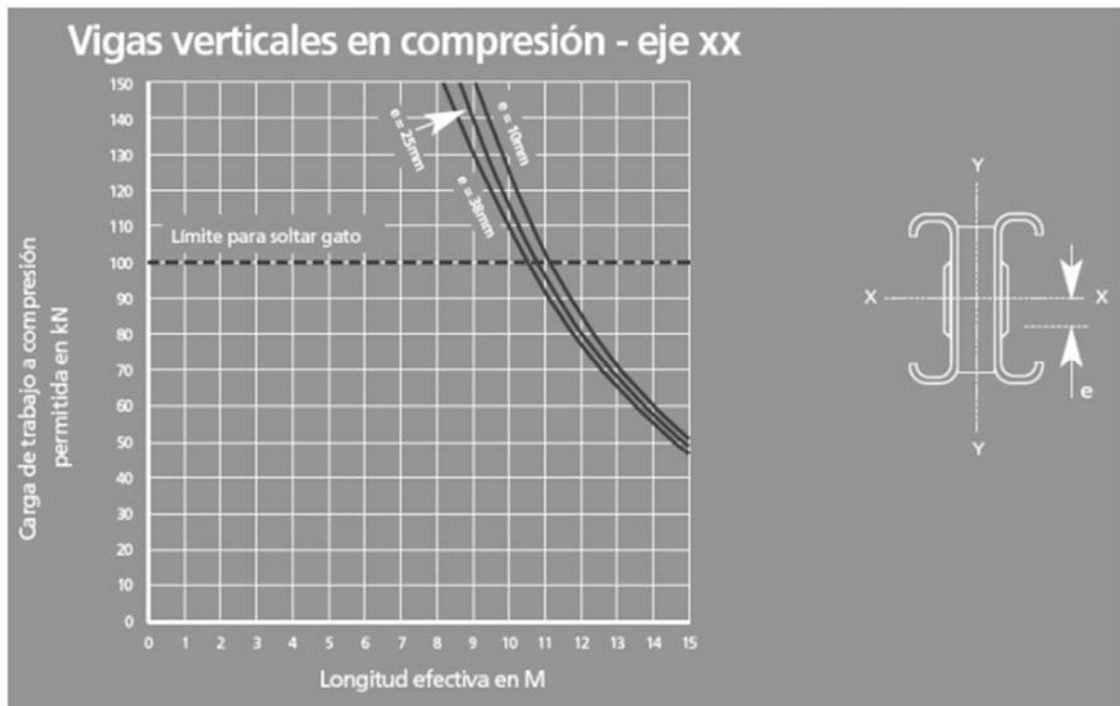
- Abaco para el cálculo de esfuerzos axiales admisibles, transmitidos a las piezas de fuste, en función de su longitud libre de pandeo.
- Abaco para el cálculo de momentos flectores admisibles, transmitidos a las piezas de fuste, en el eje x-x, atendiendo a la luz entre apoyos.
- Criterio restrictivo para el caso de combinación de esfuerzos axiales y momentos.
- Criterios restrictivos impuestos por la intervención de determinadas piezas del sistema.

4.2.1. Cálculo de piezas de fuste sometidas exclusivamente a esfuerzos axiales.

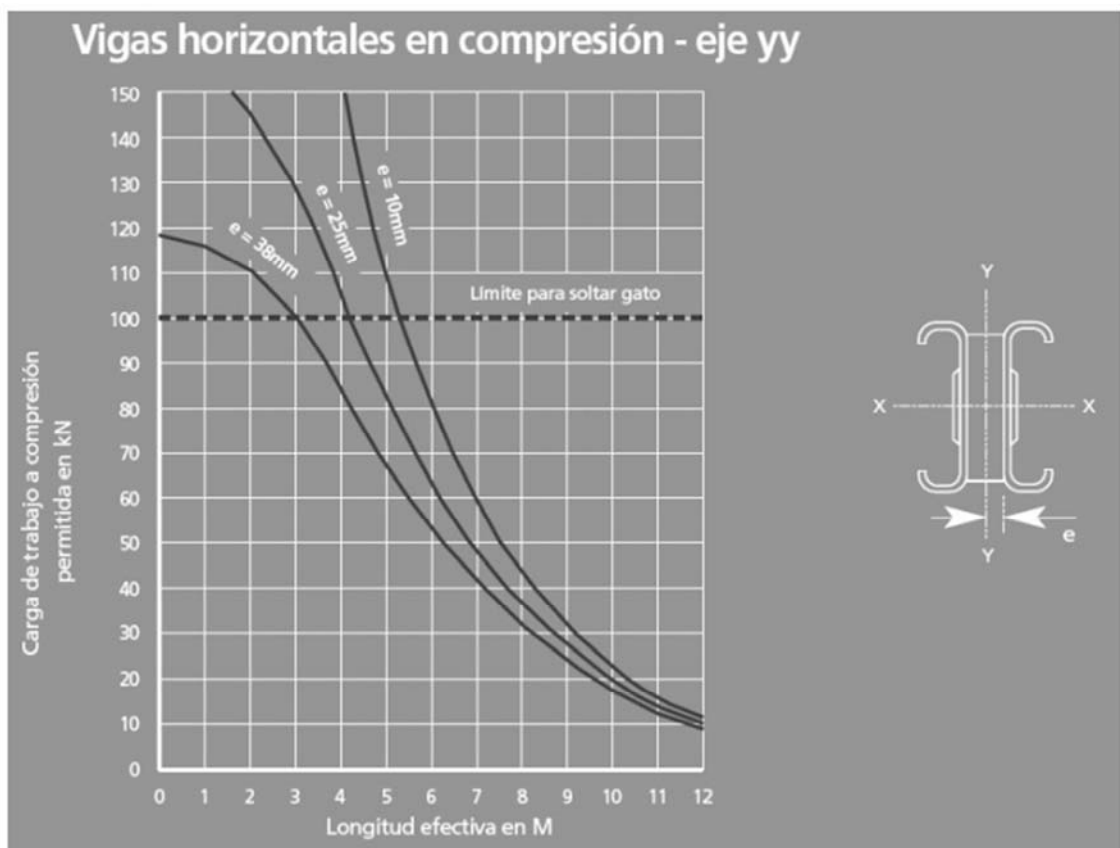
Para la utilización del ábaco deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- La capacidad del soporte ante cargas axiales, considerando el pandeo, deberá comprobarse atendiendo a las dos direcciones principales de su sección y a la longitud efectiva para cada una de ellas.
- La longitud efectiva deberá garantizarse haciendo que su construcción y engarce a la zona apeada, o con el resto de la estructura de apeo, permita sustentar la hipótesis anterior.
- Se juzga necesario estimar una excentricidad mínima ficticia (e) de una pulgada y media (25-38mm) siendo aconsejable utilizar este último. Estableciéndose los valores límite en el ábaco en función de esas excentricidades para cada una de las dos direcciones principales de pandeo, según ejes x-x e y-y. Dado lo crítico que puede resultar las excentricidades reales, cuando existan dudas sobre su aplicación deberá consultarse a los servicios técnicos del suministrador.
- La composición de un elemento sometido a cargas axiales, interviniendo alguna de las piezas citadas, impondrá las limitaciones de carga comentadas en dicho apartado.

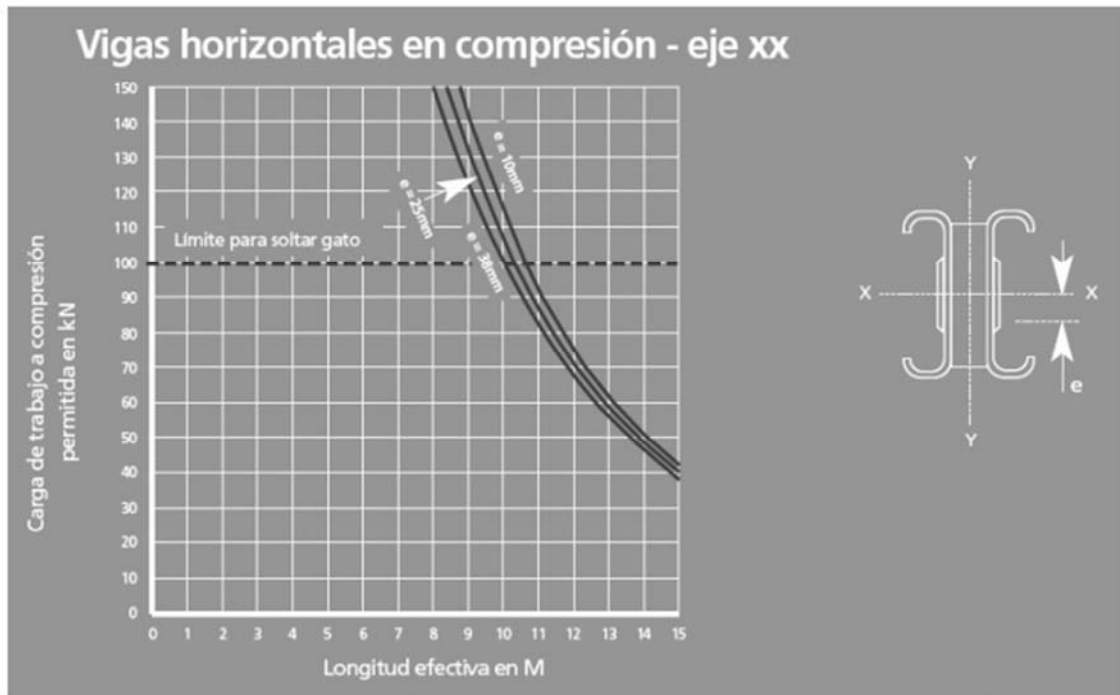
A continuació podem observar taules proporcionades per el fabricant RMD:



Abaco para vigas verticales a compresió en eje X-X' (Fabricante RMD)



Abaco para vigas horizontales a compresió en eje Y-Y' (Fabricante RMD)



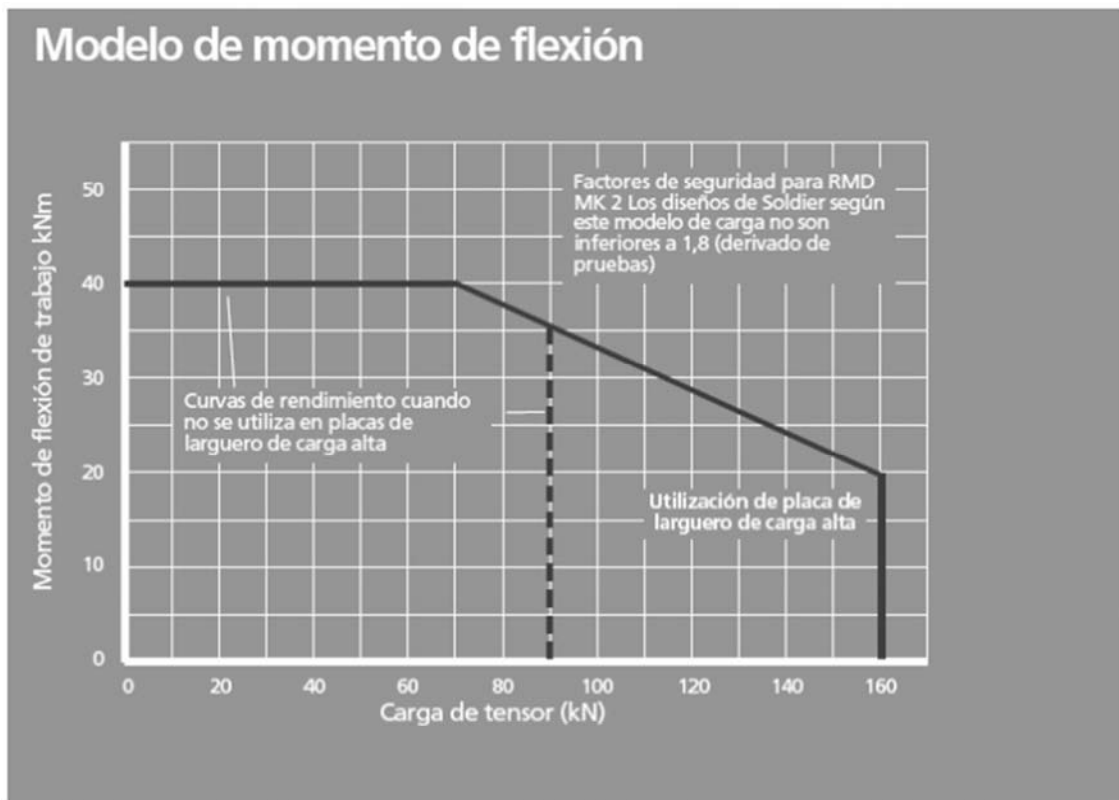
Abaco para vigas horizontales a compresión en eje X-X' (Fabricante RMD)

4.2.2. Cálculo de piezas de fuste sometidas exclusivamente a flexión en la dirección X-X

Las piezas de fuste sometidas a un momento flector en la dirección del eje X-X, experimentan una pérdida de capacidad frente a ese momento a medida que aumenta la distancia entre sus apoyos, como consecuencia de incrementarse la posibilidad de deformación lateral de las U de chapa plegada que conforman su sección en la zona de los bordes comprimidos. Por ello, el ábaco de la figura limita el momento máximo admisible en función de la longitud efectiva entre los apoyos.

La utilización del ábaco de flexión deberá de realizarse teniendo en cuenta los siguientes condicionantes:

- El momento flector admisible, cuando existe una junta de unión entre dos piezas de fuste, se limita a 12 kNm, salvo que se use la junta Tensora Super Slim, consistente en unas pletinas taladradas que, atornilladas a las placas de unión, refuerzan la junta, en cuyo caso el momento admisible aumenta a 20kNm.
- La composición de un elemento conteniendo piezas citadas impondrá las limitaciones de carga comentadas en dicho apartado.



4.2.3. Cálculo de piezas de fuste sometidas a compresión y flexión.

Considerando que un fuste esté sometido a un esfuerzo axial (N) y a un momento flector (M) en la dirección del eje x-x de su sección, deberá cumplir la condición

$$\frac{N}{N_{min}} + \frac{M}{M_{max}} \leq 1$$

En la que:

N_{max} = Esfuerzo axial máximo obtenido de los ábacos para la longitud efectiva del fuste

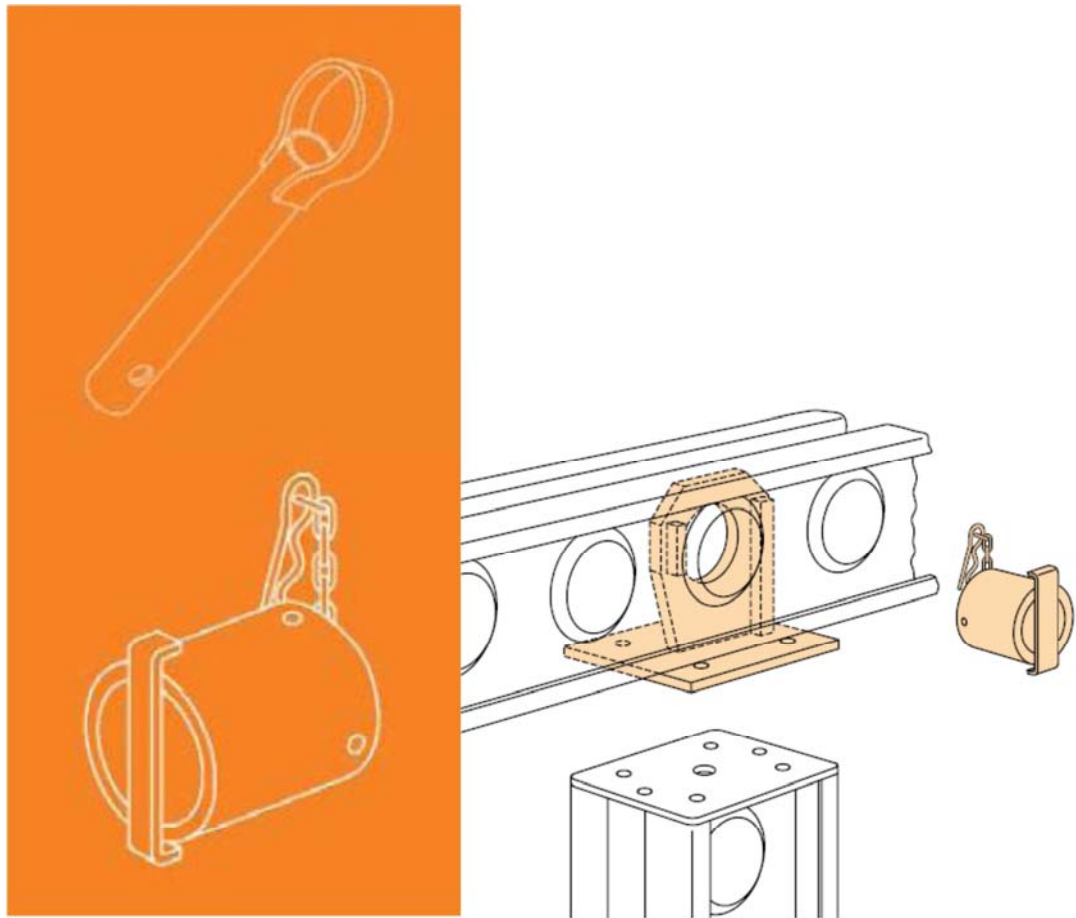
M_{max} = Momento flector máximo en la dirección del eje x-x obtenida en el ábaco a flexión para la longitud efectiva del fuste considerado.

Así un fuste horizontal, solicitado exclusivamente a flexión en el plano x-x, es decir con $N=0$, el momento máximo admisible será, según la tabla, $M_{max} = 30\text{Nm}$, si su luz es de 2,50m. Si este mismo fuste soporta una compresión de 50Kn, como su N_{max} sería de unos 114Kn para una $e = 38\text{mm}$ según el ábaco correspondiente el momento capaz de soportar sería:

$$M \leq 1 - \left\{ \frac{N}{N_{min}} \right\} M_{max} = 1 - \left\{ \frac{50}{114} \right\} 30 = 16,8 \text{ kNm}$$

4.2.4. Restricción de la capacidad de carga por la intervención de elementos específicos en el sistema.

- Gato ajustable o base ajustable Slimshor. La utilización de cualquiera de estas piezas como parte del elemento sometido a compresión axial limita la capacidad de carga a 100kN
- Tubo pivote. Su uso reduce la capacidad de carga axial transmitida por él a 65kN



- Conector de seis vías y conector doble de seis vías,

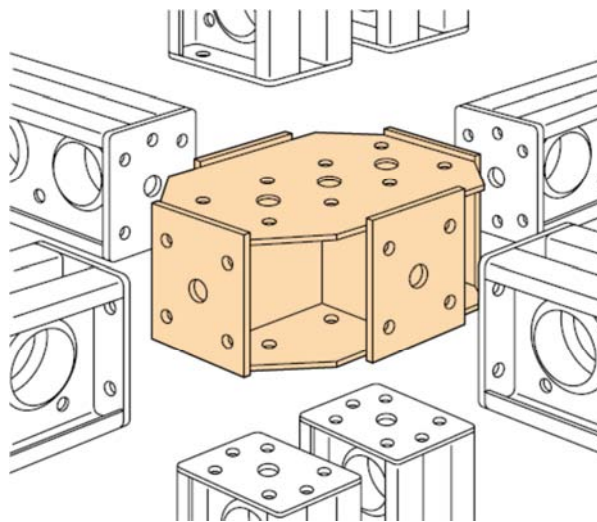
Distinguiremos entre esfuerzos de compresión N_c y esfuerzos de tracción N_t

| Conectores de seis vías | Conectores dobles de seis vías |
|-------------------------|--------------------------------|
| $N_c \leq 100\text{kN}$ | $N_c \leq 200\text{kN}$ |
| $N_t \leq 80\text{kN}$ | $N_t \leq 160\text{kN}$ |

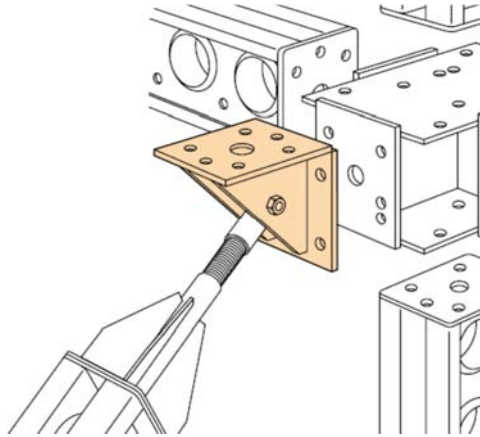
Momentos máximos transmitidos por piezas de fuste según el eje X – X o Y – Y indistintamente en ambos conectores en caras superior e inferior.

$$M_{xx} \leq 4.4 \text{ kNm}$$

$$M_{yy} \leq 7.6 \text{ kNm}$$



- Angulo de esquina. La carga máxima transmisible por el gato regulable que puede articularse en el ángulo de esquina coincide con la admisible por éste, 100kN. Respecto al momento máximo admisible en la unión de una de sus caras al extremo de una pieza de fuste en el eje xx' se reduce a 9,5kNm.

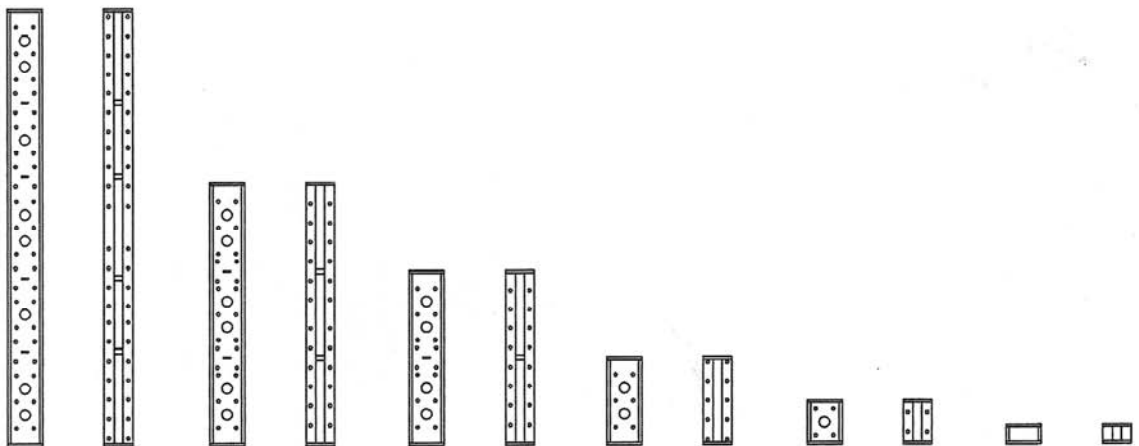


4.3 Elementos de apeo compuestos con piezas aligeradas.

Podemos combinar los diferentes elementos descritos anteriormente para formar elementos más complejos que constituyen el mecano de estos sistemas estabilizadores.

Soportes

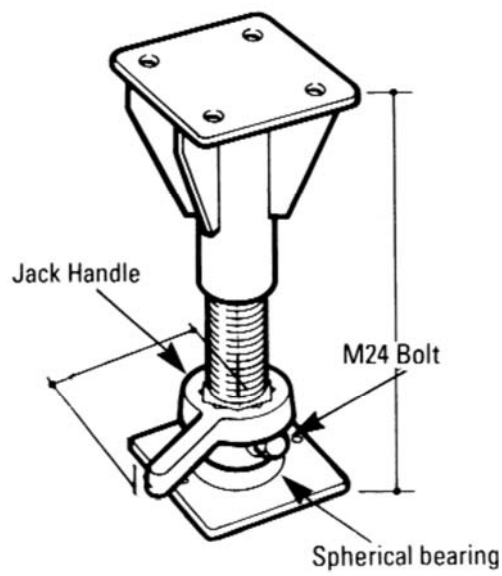
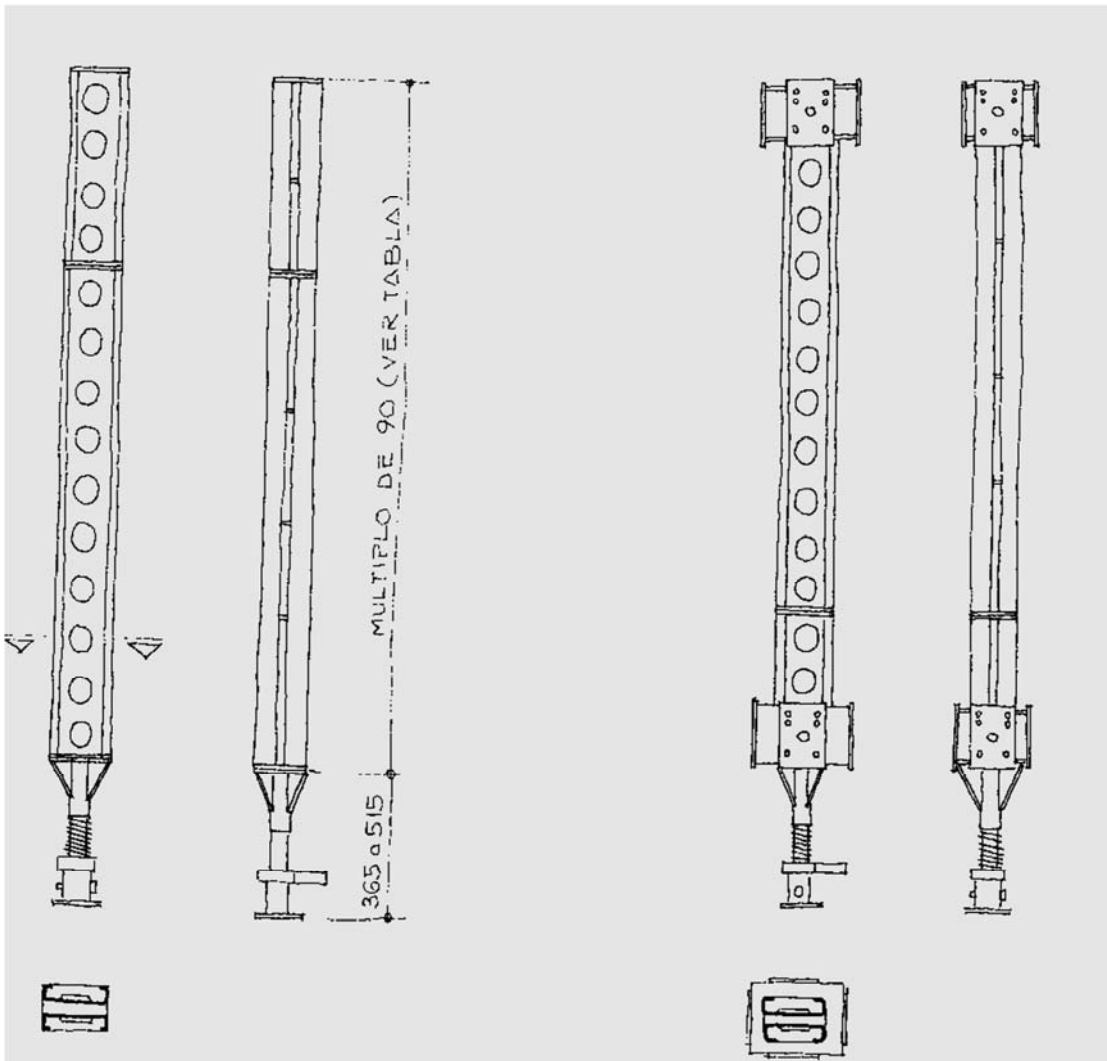
La combinación de varias piezas de fuste y de una base ajustable permite construir un soporte de la altura que necesitemos. Para ello, únicamente tendremos que jugar con las distintas posibilidades combinatorias que nos ofrecen las diferentes longitudes de las piezas de fuste (90, 360, 540, 720, 900, 1800, 2700 y 3600 mm) y la altura y carrera posible del husillo de la base ajustable (de 365 a 515 mm)

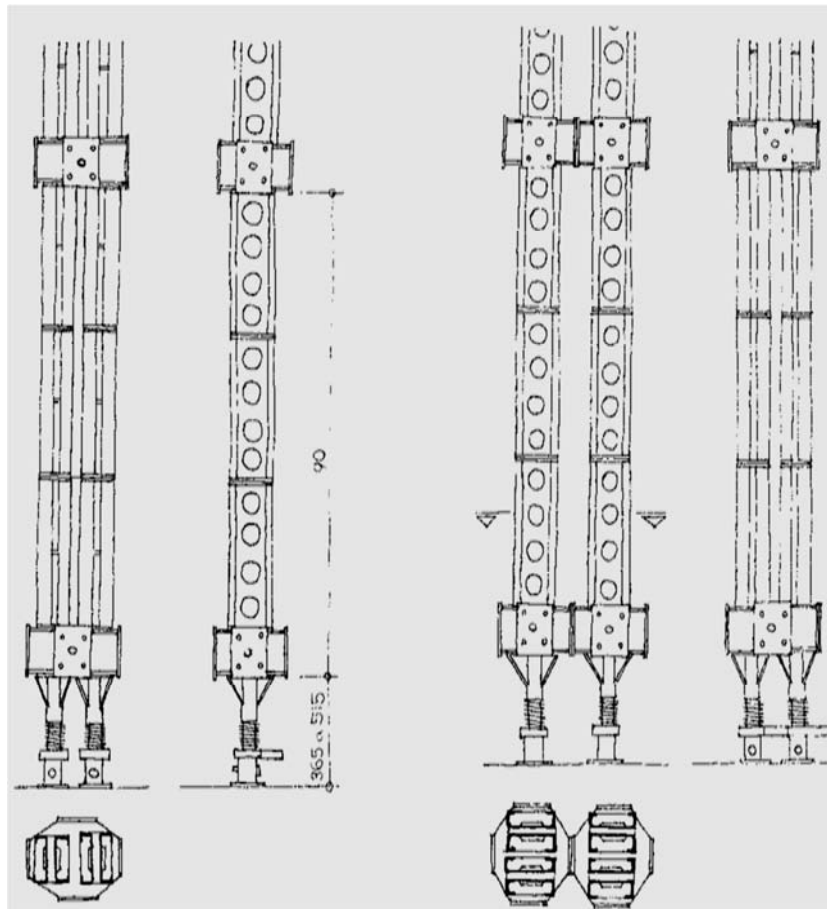


Diferentes alturas del fuste (Fabricante Rehasa)

La regulación del husillo, por medio de la llave incorporada a la base ajustada, posibilita tanto la regulación en altura del soporte como actuar con entradas en carga no medibles. El uso de la base ajustable, como sabemos, limita la capacidad de carga del soporte a 100kN.

La colocación de conectores de seis caras en los extremos del fuste nos permite unir lateralmente el soporte a otros elementos de la estructura de apeo en dos direcciones perpendiculares. Su introducción limita también la capacidad de carga a 100kN.





Para realizar soportes capaces de admitir mayores cargas que los sencillos, podemos acudir al empleo de conectores dobles de seis vías, que posibilitan formar soportes de doble fuste. Esta configuración también es útil para resolver el problema de excesiva esbeltez que puede darse en soportes de altura considerable, para lo que podemos usar los soportes dobles con conectores intermedios dobles de seis vías. La capacidad se limita, en ambos casos, a 200kN.

La combinación de dos conectores dobles de seis vías genera la posibilidad de hacer soportes cuádruples de gran capacidad de carga.

El Durmiente.

El durmiente debe de ser capaz de resistir la carga que recibe del soporte y transmitirla adecuadamente al elemento de la construcción o al terreno en que apoya, en forma tal que éste pueda soportar, a su vez, los esfuerzos recibidos.

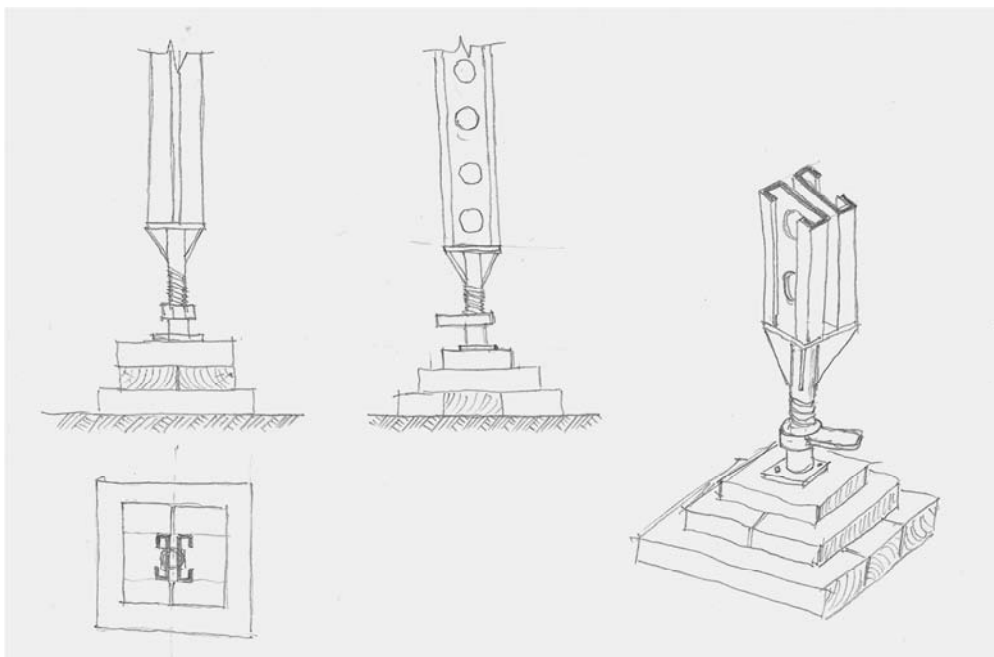
1.- El tablón de madera. Uno de los durmientes más socorridos es el tablón de madera de 7x20cm de sección. El tablón de madera, utilizado directamente como durmiente, tiene como límite de capacidad de carga la de su resistencia a compresión transversal a la fibra, teniendo en cuenta, además, las consideraciones al respecto realizadas.

Así, sabiendo que la placa de apoyo de la base ajustable tiene unas dimensiones de 18x15cm, la capacidad de carga del tablón será

$$Q = 18 \times 15 f_{c,90,d}$$

Siendo $f_{c,90,d}$ la resistencia de cálculo a compresión perpendicular a la fibra de la madera aserrada

Como se observa, el uso del durmiente de madera directamente bajo la base ajustable, impide aprovechar la capacidad de carga del soporte, al rebajar los 100kN admisibles de dicha base a los 36,45kN máximos del durmiente. En consecuencia, si precisamos aprovechar la capacidad de carga tendríamos que interponer entre la placa y la madera un elemento rígido que reparta la carga sobre ésta última.



Detalle a mano alzada durmiente de madera

El durmiente de madera podemos considerar que repartirá sobre su lecho la carga que recibe del soporte, con arreglo a la distribución señalada en la figura, lo que se traduce en una superficie mínima de $20 \times 29 \text{ cm}^2$, que implica una carga admisible en suelo Q_s de valor

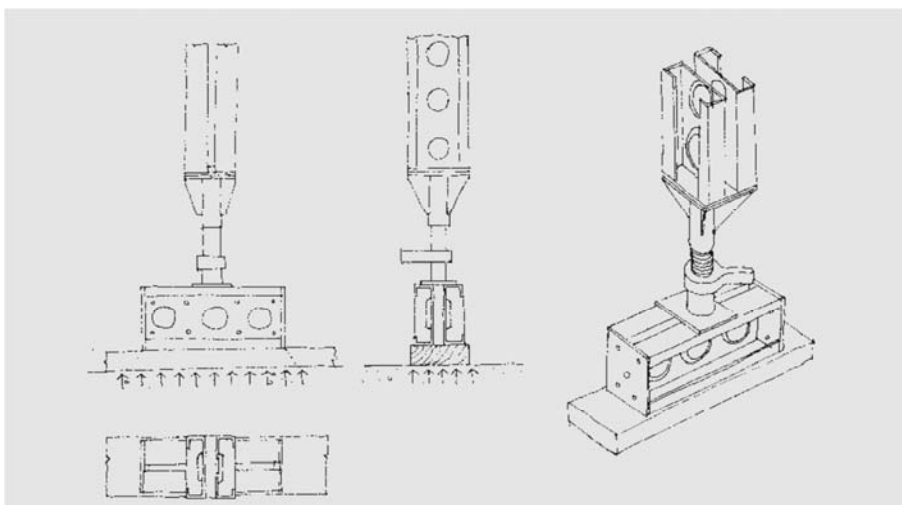
$$Q_s = 20 \times 29 \sigma_s = 580 \sigma_s$$

Donde σ_s es la presión admisible en el suelo sobre el que apoya el durmiente. Al diseñar un durmiente es preciso que comprobemos que $Q_s \geq Q$. Si esto no se verifica, tendríamos que ampliar la superficie del durmiente, lo que podemos hacer mediante una pirámide de tablones como la de la figura.

2.- Ayudándonos de fustes.

Cuando lo que necesitamos sea aumentar la capacidad de carga del durmiente, podemos interponer una pieza de fuste como en la siguiente figura, con lo que el durmiente pasará a admitir una Q de valor mayor, en proporción al incremento de superficie del elemento metálico. Con ello la Q , admisible en el durmiente llegaría a alcanzar valores muy cercanos a los 100kN que es capaz de resistir el husillo de la pieza base. Esta disposición no debe usarse con piezas de fuste de longitud superior a la representada, ya que peligran su alma por pandeo al carecer de la rigidización que, en este caso, le prestan las cartelas extremas. Recordemos el problema planteado de la torsión lateral que motiva el ábaco de la figura.

Cuando precisemos aún mayor superficie de reparto podemos realizar una pirámide de piezas de fuste sobre una base de tablones, y si no es suficiente acudir a su ejecución en perfiles metálicos.



3. Ayudándonos de placas de anclaje.

Este tipo de elemento es ideal para transmitir sobre la cimentación del apeo toda la carga que estos elementos pueden soportar. Se fija al hormigón mediante patillas embutidas en éste y a su vez atornilladas al fuste.

Tornapuntas

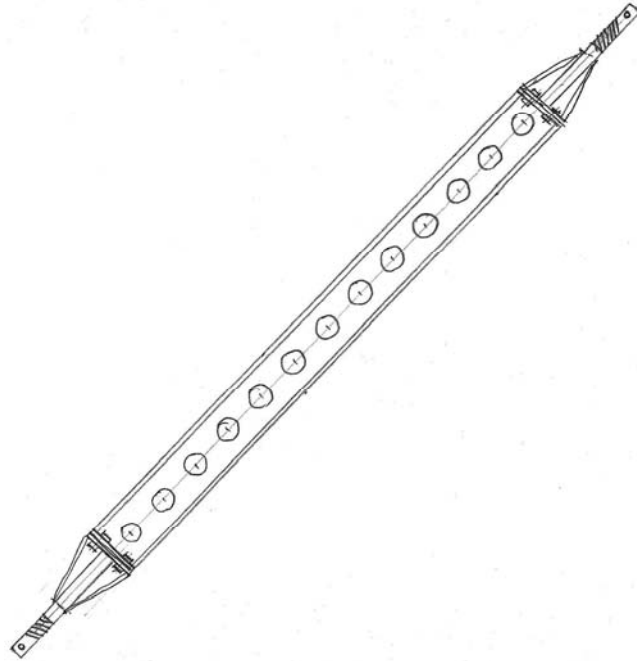
El tornapuntas realizado con el sistema Soldier, presenta posibilidades de combinar fustes con piezas diversas en sus extremos, que permiten resolver con facilidad la transformación del esfuerzo inclinado transmitido por el fuste en componentes verticales y horizontales de fácil alineación por los elementos constructivos y por el suelo.

Se compone de gatos ajustables, uno con rosca a derechas y otro con rosca a izquierdas, colocados en los extremos del cuerpo central constituido por una o varias piezas de fuste. Al elemento resistente construido podemos conectarle a cada extremo aquella o aquellas piezas que sean más adecuadas para acoplar la tornapunta final a elementos de la construcción a apeo o bien a otras piezas del sistema que forme parte de la estructura de apeo, como son el ángulo de esquina, la placa pivote, o la espada de enlace, que permite la unión a otras piezas de fuste mediante la utilización del tubo pivote. La longitud necesaria se regularía por medio de husillos, hasta alcanzar la precisa para ajustarse al acoplamiento.

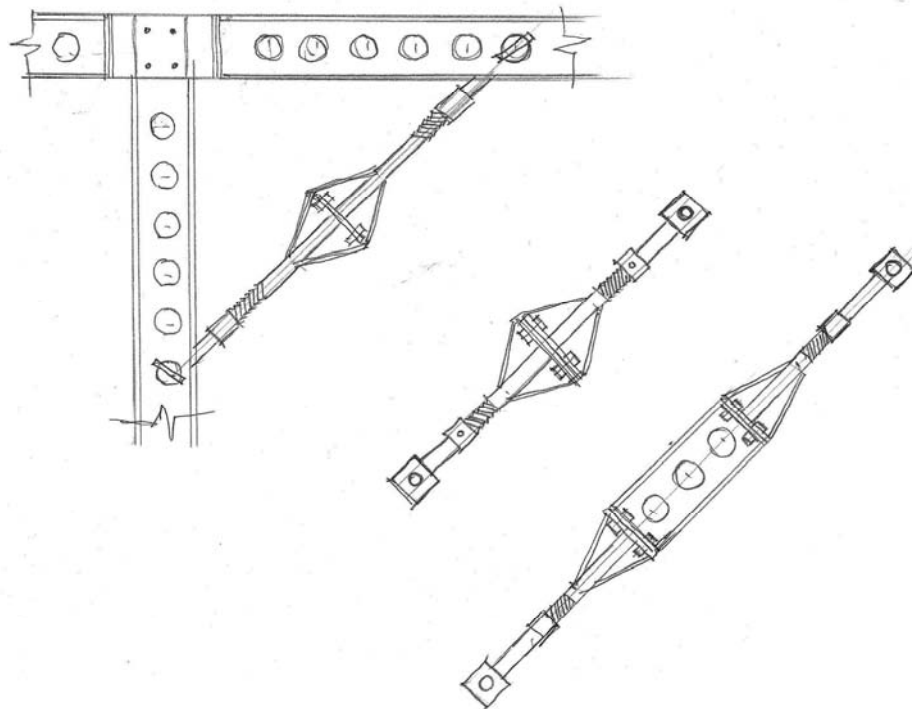
Siempre que se pueda, las descargas verticales de muros, jácenas o forjados, que se confíen a tornapuntas se realizarán con tornapuntas simétricas, a fin de contrarrestar mutuamente los empujes de sus cabezas. Igualmente, en las bases de tornapuntas, el problema estriba en absorber los empujes horizontales que se transmiten. La forma más simple es cuando disponemos de un elemento pesado de hormigón capaz de admitirlo, anclando directamente algunas de sus piezas articuladas del sistema acoplables a la tornapunta.

Jabalcones

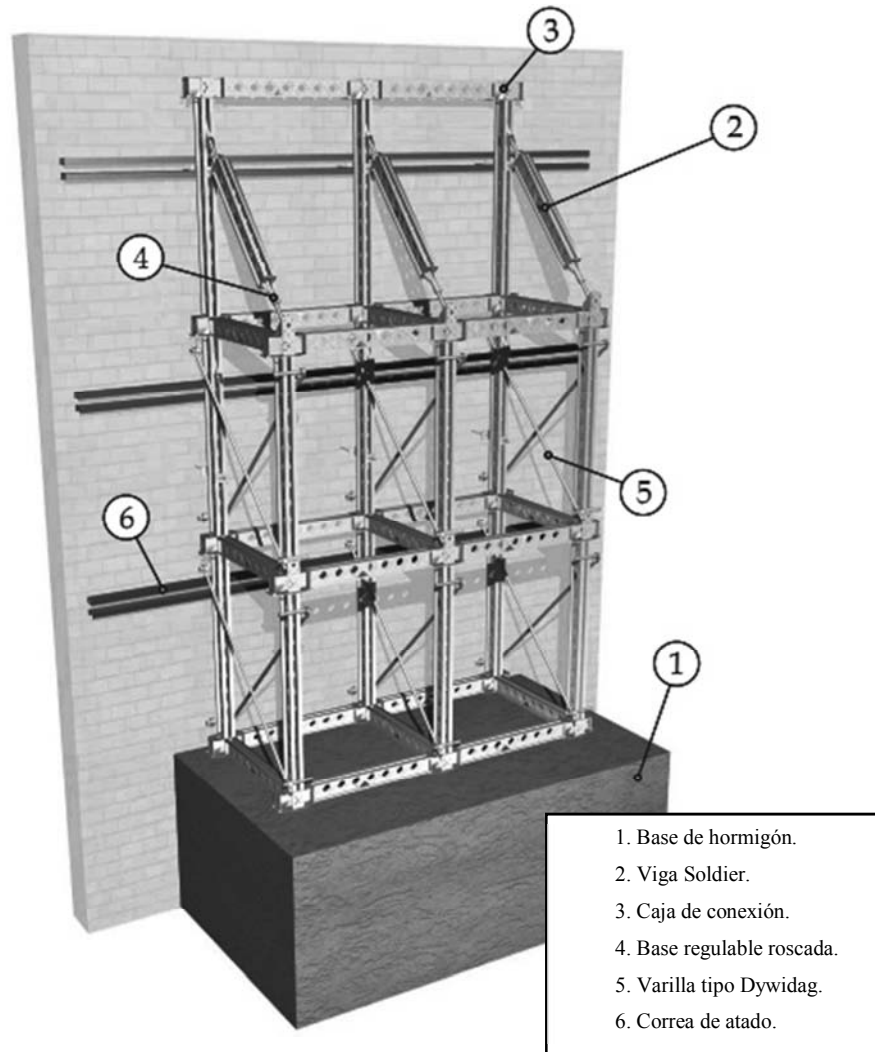
Con función similar a la tornapunta, el jabalcón recibe la carga en un extremo, procedente de un punto intermedio de una pieza estructural, transmitiéndola por su otro extremo a otra pieza normalmente perpendicular a la anterior. Su construcción se realiza con 2 gatos ajustables de roscas inversas, cosidos a sus bases, o interponiendo entre ellas piezas de fuste para aumentar su longitud. Los gatos estarán dotados de espadas de enlace en sus extremos, a fin de poder conectar con los agujeros de las piezas de fuste mediante el empleo de tubos pivote.



Detalle a mano alzada de tornapunta



Detalle a mano alzada de diferentes jabalcones



Sistema estabilizador de fachada con elementos aligerados tipo Soldier

5. Estabilización y fijación de fachadas para vaciado de edificios.

Los criterios de protección del patrimonio edificado de las ciudades han ido variando en las diversas formas de concretarse, atendiendo no sólo al valor integral de la pieza arquitectónica individualizada, sino también a los valores del espacio público delimitado por esas piezas, al que imprime carácter la cara externa de sus muros. Las normativas de protección al uso contemplan la posibilidad, en buen número de casos, de permitir el vaciado del edificio conservando la fachada, lo que ha hecho enfrentar la necesidad de realizar apeos que permitan mantener los muros de tales fachadas en condiciones de seguridad suficientes como para permitir su subsistencia exenta mientras se demuele y reconstruye el resto del edificio. La proliferación de este tipo de actuación en las últimas décadas ha generado una creciente sensibilidad hacia la importancia de garantizar la eficacia del apeo, asumiéndose progresivamente por el colectivo de técnicos, que el carácter efímero de esta estructura no elimina ningún aspecto de la necesidad de diseñarla, calcularla y ejecutarla con las garantías de cualquier estructura definitiva, con el añadido de especial interés que hay que poner al tener que sustentar un elemento tan importante, en condiciones para las que no ha sido previsto y que, con frecuencia, está afectado por alteraciones o daños de consideración que hay que estudiar y atender expresamente.

El apeo del muro requiere un proceso que podemos considerar dividido en las siguientes fases:

1. Conocimiento previo de los elementos sobre los que se ha de actuar el apeo.
 - Características constructivas del muro y sus relaciones con el resto del edificio.
 - Estado de conservación y posibles lesiones
 - Conocimiento del suelo y subsuelo sobre el que ha de asentarse el apeo.

2. Definición del apeo y de las medidas de seguridad complementarias.
 - Particularidades intrínsecas al muro y sus lesiones, contemplando las actuaciones concretas que ello demanda.
 - Aspectos generales a considerar en la estabilización de este tipo de muros: Excentricidades de carga y pandeo, acción del viento y acciones sísmicas.

3. Ejecución de las obras, comprendiendo:

- Medidas previas, tales como el calado de forjados, tabiquerías, etc. para el paso de elementos de apoyo y adopción de apuntalamientos y consolidaciones concretas que precise el estado intrínseco del muro.
- Demolición interior del edificio y construcción de uno nuevo, atándolo al muro existente, trataremos de desarrollar los aspectos contenidos en las dos primeras fases.

5.1 El muro de fachada. Análisis, patologías y su entorno.

5.1.1 Análisis del Muro. Características de la fachada.

El primer paso es el conocimiento de las características dimensionales y constructivas de la fachada, atendiendo a los siguientes aspectos:

- Geometría y dimensiones de la fachada, que incluirá datos completos sobre disposición de huecos en fachada, machones y resaltos, balcones y elementos volados, espesores de muros y sus variaciones dimensionales en altura, incluyendo la posible existencia de inclinaciones y desplomes.
- Definición de sus elementos constructivos:
 - Definición de sus materiales (resistencias y pesos)
 - Definición de su geometría y dimensiones, con especial atención a la transmisión de las cargas gravitatorias del propio muro (excentricidades, escalonamientos, ataludados, desplomes, balconadas, etc.)
 - Función que cumplen, vínculos existentes entre los elementos del muro y formas de transmisión de las cargas, con comprensión clara de las consecuencias que puede acarrear la alteración de tales funciones o vínculos en el proceso de independización del muro que se proyecta. Debemos poner especial atención en elementos volados a conservar, tales como bandejas de balcones, y cornisas, desde el proceso de independización de la fachada respecto al resto del edificio puede implicar fenómenos de inestabilidad.

- Datos precisos sobre la estructura del edificio existente y su relación con la fachada. Cómo actúan y cómo se interrelacionan, se analizarán en concreto los vínculos existentes entre los elementos constructivos del muro y el resto de la estructura o elementos constructivos del edificio, especialmente aquellos que es preciso eliminar o alterar y que repercuten en las acciones recibidas por el muro tanto antes como después de la demolición atendiendo a:
 - La fase de instalación del apeo y su atado a la fachada.
 - La fase de demolición con posteridad al apeo, teniendo en cuenta la entrada en carga de este.
 - La fase de conexión de la fachada del nuevo edificio.

En este proceso, hay que poner especial cuidado en el conocimiento de todos aquellos aspectos que repercutan o puedan repercutir en la estabilidad del muro, como son los relativos a las excentricidades de carga que se deban a la composición heterogénea del muro y que puedan agravarse por la existencia de patologías.

Un caso frecuente es el de los muros de fachada de fábrica de ladrillo, que reciben la descarga de forjados de piso de viguetas de madera por interposición de carreras del mismo material embutidas en el muro y enrasadas, más o menos con su paramento interior. La heterogeneidad de materiales, la excentricidad de cargas que recibe el muro y su descompresión al demoler plantean problemas a la hora de considerar los factores que inciden en la posibilidad del vuelco del muro, que tendrán que ser valorados en concreto por el proyectista, sin caer en la aceptación rutinaria del procedimiento general aquí expuesto.

Además, adelantándonos al apartado siguiente, cabe comentar que es frecuente la existencia de daños tales como la pudrición o ataque de insectos xilófagos en cabezas de viguetas o en su carrera de apoyo, que introducen efectos sobre las excentricidades de carga y medidas a adoptar, que sólo es posible si se han tomado adecuadamente los datos a los que hemos hecho referencia.

5.1.2 Estado de conservación y posibles patologías.

Comprendidas las características del muro, se hace preciso conocer su estado de conservación y posibles lesiones que alteren las capacidades previstas en él, de cara a establecer medidas de seguridad específicas para tales lesiones o tenerlas en cuenta a la hora de su repercusión en el apeo estabilizador que queremos proyectar. Esto exige una inspección pormenorizada de todos los elementos invisibles de un muro, con realización de catas en aquellos puntos que ofrezcan dudas sobre el estado de conservación de sus elementos constituyentes. Con carácter general atenderemos especialmente a:

- Detección de fisuras y grietas. Que nos obligan a su estudio sintomatológico de cara a establecer con claridad las causas últimas que han provocado tales lesiones y su repercusión en el proceso de mantenimiento del muro, antes, durante y con posterioridad a la demolición. Prestaremos especial atención a su presencia en los lugares más frecuentes, como son dinteles en huecos, diedros entre dinteles y jambas, arranques de muros, tabiquerías y muros de atado perpendicularmente al muro de fachada y su encuentro con éste. Teniendo presentes las causas más comunes que suelen provocarlas como son la existencia de asientos diferenciales, resentimiento de machones por excesiva concentración de carga, insuficiencia de cargaderos en dinteles, destrabazón del muro en su atado a forjados por apoyo de viguetas metálicas sin carrera de atado o pudrición del entramado de madera en su conexión con el muro.
- Detección de posibles desplomes del muro que establezcan excentricidades reales en la transmisión de las cargas verticales, tratando de fijar con claridad la causa de los mismos a fin de prever su evolución en el proceso que nos ocupa.
- Degradación de materiales, con especial atención a fenómenos de corrosión de elementos metálicos y de pudrición y ataque de xilófagos en la madera. Recuérdese la importancia del estado de las cabezas de las vigas y durmientes de madera insertos en los muros de fábrica.
- Otra sintomatología. Presencia de humedades, con especial atención a planta baja, zonas cercanas a instalaciones de agua o acusadamente expuestas a la acción de la lluvia, analizando las repercusiones de esta humedad tanto en el estado de la fábrica como en el de su cimentación o en el terreno en que asienta.

5.1.3. Conocimiento del suelo y subsuelo, base sobre el que asienta al apeo.

La instalación del apeo estabilizador de muro exige, en algunas de las soluciones más frecuentes, la colocación de contrapesos capaces de transmitir al terreno una carga importante debida tanto a su propio peso como a las acciones recibidas por el apeo. Esto hace necesario el reconocimiento de la zona donde se va a anclar el apeo a fin de establecer:

- Capacidad de carga que puede estimarse como soportable por el suelo.
- Detección de socavaciones o instalaciones en el subsuelo, existencia de arquetas registrables, que puedan alterar las previsiones de asentamiento el apeo o hacer necesaria la adopción de medidas complementarias.

5.2 El sistema de estabilización.

5.2.1. Definición del sistema de sustentación.

Los aspectos contemplados en el apartado anterior deben permitirnos realizar un primer boceto esquemático de la estructura que se propone en el nuevo edificio y de su conexión con la fachada existente, a fin de poder decidir cuál es el sistema de sustentación más adecuado y las zonas donde vamos a poder instalar la estructura provisional sin interferir con la nueva.

En particular deberemos tener en cuenta:

- Las zonas previsibles de encuentro del nuevo edificio con la fachada, atendiendo a las alteraciones en el nivel de plantas o por cambios espaciales respecto al viejo edificio.
- Conexión de la fachada a la nueva estructura y momentos previstos en los que han de realizarse.

Todo ello requiere además de tener resueltos los problemas arquitectónicos del nuevo edificio, decidir las funciones que han de cubrir el muro en el plano resistente.

Como sabemos, en los edificios tradicionales, el comportamiento normal de los muros de fachada es resistir las acciones verticales de cargas y sobrecargas transmitidas por forjados y cubierta más su propio peso, así como las horizontales, debidas al viento que transfiere a través de los forjados y elementos de atado a muros o estructuras transversales capaces de contrarrestarlas.

Cuando la estructura existente es parcial o totalmente reformada, la fachada primitiva suele concebirse como elemento capaz de resistir su propio peso durante todas las fases de demolición y posterior atado a la nueva estructura, así como de descarga de forjados y cubierta primitivos hasta su independización y demolición, no considerándose suficiente para soportar las acciones horizontales de viento (o sísmicas de excentricidades en su caso), para las que hay que disponer una estructura estabilizadora en la fase que transcurra entre la desvinculación a la vieja estructura y su ligazón con la nueva.

La mayoría de soluciones recurrentes en el diseño de nuevas estructuras conexas a viejas fachadas suele asumir en esa nueva estructura la función de descarga de forjados y cubierta, con lo que la función resistente del muro queda limitada a soportar su propio peso y a transferir las acciones del viento a la nueva estructura.

A la hora de definir la nueva estructura en su conexión con la fachada y el sistema de sustentación provisional más adecuado, los problemas técnicos principales a resolver son:

- Conexión de la nueva estructura a la fachada y control de los movimientos diferentes.
- Diseño del nuevo sistema de cimentación, garantizando la estabilidad de la fachada primitiva, lo que a veces se complica con la ejecución de nuevos sótanos.
- Diseño del sistema de estabilización temporal de la fachada durante la demolición y reconstrucción del inmueble, atendiendo a los problemas que plantea:
 - Exigencias municipales y funcionales en la ocupación del suelo público.
 - Facilidades de acceso al interior en el movimiento de maquinaria, materiales y mano de obra
 - Facilidades en el interior para poder ejecutar tanto la demolición como la posterior edificación. Especial cuidado deberá prestarse a la disposición de los elementos constructivos y espaciales existentes, de cara a que la estructura a disponer permita la correcta demolición, así como a los futuros elementos constructivos y a las variaciones espaciales, de niveles, etc. de la nueva edificación y las exigencias que establecen para el diseño de dicha estructura.

La división más fundamental que podemos establecer entre los sistemas de sustentación de fachadas a la hora de su elección es la de sistemas internos y externos. El externo presenta la ventaja de no interferir en la demolición y reconstrucción del edificio y la desventaja de ocupar el suelo público en la longitud de la fachada, con las obstrucciones consiguientes en el tráfico rodado y peatonal. El sistema interno debe proyectarse teniendo en cuenta los problemas que plantea la demolición del edificio una vez instalado.

5.2.2. Actuación sobre las patologías detectadas.

Teniendo en cuenta la permanencia del muro en la futura edificación, debemos plantearnos si procede o no la reparación de las lesiones que le afecten, con carácter previo a realizar la estructura estabilizadora y la demolición interior del edificio, o si es preferible la adopción de medidas provisionales de seguridad. En principio, parece aconsejable limitar éstas últimas a aquellos casos en que la reparación definitiva tenga relación directa con la ejecución de la obra nueva, siendo preferible realizar la reparación e incluso las obras de refuerzo proyectadas. De esta forma, al proyectar la estructura auxiliar podremos contar con un muro que puede concebirse como una unidad suficientemente estable en sí misma, a la que se puede aplicar una solución modular que atienda sólo a las características particulares de su formación, de materiales y de acciones, pero no a la de

sus lesiones. No obstante, alguna de éstas, como puede ser el desplome global del muro entendido como lesión, cabe tratarlo como efecto comprendido dentro de los problemas a resolver con la estructura estabilizadora, como veremos más adelante.

Los casos de lesiones a mantener durante el periodo de conservación de la fachada exenta, exigen el análisis concreto de las medidas a adoptar. Un caso frecuente es el de cabezas de viguetas de madera podridas en su entrega al muro de fachada o igual lesión en las carreras de apoyo embutidas en el muro. En este caso es necesario que la demolición de los forjados se realice cortando las viguetas de forma que sus cabezas permanezcan en el muro a fin de evitar que su extracción genere oquedades que impliquen importantes efectos de excentricidad de cargas. Con más razón podemos argumentar la necesidad de permanencia de las piezas horizontales embebidas en el muro como las carreras. Las cabezas o zonas de carrera que presentan pudriciones o ataque de xilófagos equivalen al problema mencionado, por lo que lo operativo es su eliminación con retacado del hueco con fábrica o tacos de madera que restablezca la continuidad del muro, en tanto se procede a su conexión definitiva con la nueva construcción y a la solución de acabado final.

Otras lesiones, como horadaciones en la fábrica por diversas causas, roturas de dinteles por insuficiencia de cargaderos, asientos diferenciales en muros que van a mantener su base de sustentación en el nuevo edificio, etc., será en general, más rentable y seguro plantearnos su reparación, consolidando el cimiento y reparando las lesiones del muro antes de apearlo, que proceder a adoptar medidas de seguridad deberá garantizar la estabilidad de la parte afectada.

Independientemente de las lesiones particulares del muro, cabe comentar la conveniencia de dotarle de mayor rigidez mediante el recercado de sus huecos y su triangulación con cruces de San Andrés. Esta rigidización opera dotando al muro de mayor unidad, lo que es especialmente necesario si se tiene en cuenta que su separación al resto del edificio debilita esa unidad por la pérdida de las conexiones que implicaban los muros de atado, tabiquerías y forjados. Su eficiencia es un hecho constatado en la práctica, dependiendo de su buena ejecución, para lo que hay que huir de recercados de compromiso, tales como los realizados en planos excéntricos, incluso sobresaliendo del paramento, para evitar el desmontaje de cercos, o los apoyados en precario sobre piezas inclinadas de vierteaguas. En nuestro particular criterio tampoco son aconsejables los recercados que se realizan sustituyendo las cruces de San Andrés por dos tubos horizontales y verticales embridados entre sí en los encuentros y con husillos de acodalado en sus extremos, ya que no rigidizan el muro contra el cortante que tiende a producirse por el cedimiento diferencial de los machones entre huecos de fachada. Antes que realizar un mal recercado sin garantías, es preferible emplear su costo en mejorar las condiciones de sustentación del apeo estabilizador.

5.3 Definición y cálculo de la estructura estabilizadora de fachada.

La consolidación comprende la ejecución de un conjunto coordinado de intervenciones en un sistema tectónico o constructivo, con objeto de devolver las capacidades resistentes o de uso que había perdido. Puede contemplar simultáneamente operaciones de sustitución, refuerzo y reparación en diversos elementos del sistema. En las fases intermedias de una intervención operativa se pueden crear situaciones de riesgo, bien sea por la precariedad del sistema o los elementos deficitarios, por la complejidad de los trabajos necesarios o simplemente por la suspensión indefinida de los trabajos de recuperación precisos. En estas fases hay que prevenir o suplir las carencias.

5.3.1 Acciones a contrarrestar con la estructura estabilizadora.

Como ya comentamos, normalmente la vieja fachada conservará, de sus viejas funciones la de soportar su propio peso, labor que aquí comprendemos que cumple en cualquier momento o fase de la transformación del viejo edificio en el nuevo. Del resto de las acciones gravitatorias, tales como las correspondientes a forjados y cubierta, se verá liberado en el muro al quedar éste exento, por lo que consideraremos que la estructura estabilizadora únicamente habrá de atender a los siguientes fenómenos.

- Acciones de viento.
- Acciones sísmicas.
- Excentricidades de carga y desplomes del muro.

Acciones del viento.

Vienen reguladas en España por el Código Técnico de la Edificación (CTE). Al aplicarla tendremos que tener en cuenta que se trata de la principal acción a contrarrestar con la estructura estabilizadora, por lo que afinar en su estimación es aconsejable tanto desde el punto de vista de la seguridad como del coste.

El muro de fachada a conservar puede presentar estados muy distintos desde la perspectiva de la acción del viento, siendo diferente que quede atado lateralmente por muros medianeros y dificultando la circulación de aire por existencia de otras fincas en testero, a que el muro quede totalmente exento. Cada caso tendrá que ser analizado a la hora de establecer la aplicabilidad concreta de las tablas de la norma.

Al definir las superficies sobre las que actúa el viento podemos descontar los huecos de fachada, pero considerando las obstrucciones que suponen los recercados con cruces, dispuestos como rigidizadores del muro. Igualmente tendremos que considerar la posibilidad de incremento por la acción sobre las superficies generadas por la propia estructura sustentante, así como por cualquier elemento dispuesto sobre la fachada o sobre dicha estructura, tales como lonas de protección, paneles publicitarios, etc. teniendo en cuenta las exenciones y reducciones previas en la propia norma, en función de las situaciones de resguardo que pueden considerarse.

Acciones sísmicas.

Según el **DB SE-AE**: Acciones en la edificación (CTE) especifica que las acciones sísmicas están reguladas en la **NSCE** (Norma de construcción sismorresistente), publicada en el **BOE** el 11 de Octubre de 2002. Es de obligatoria aplicación cuando la aceleración básica es superior a 0.08g, lo que se da en Huelva, Málaga, Granada, Almería, **Murcia** y Alicante. El cálculo se realiza a partir de las características geométricas, los materiales y la configuración de la estructura del modelo se construyen las matrices de masa, amortiguación y rigidez de acuerdo a las convenciones habituales del análisis dinámico.

Para el cálculo de este tipo de estructuras estabilizadoras nos regiremos por coeficientes de seguridad, facilitados por el fabricante, que utilizaremos a la hora de calcular las solicitaciones a los que dicha estructura pueda verse afectada ante la acción de sismos.

Excentricidades y desplomes.

Cabe indicar que originan un momento de vuelco generalmente acumulable a los producidos por el viento y sismo. Su cálculo sólo será posible a partir del cumplimiento de la fase de toma de datos descrita, que nos permitirá conocer la dimensión de la carga de cada elemento constructivo del muro y de su posición relativa respecto a la vertical que pasa por el centro de su base, permitiendo así calcular fácilmente el momento de vuelco buscado. No obstante, es necesario garantizar la estabilidad frente a un momento de vuelco mínimo, atribuible a las imperfecciones de transmisión entre materiales, etc. que equivale a excentricidades de carga, aunque éstas no se detecten en el análisis visual.

La ausencia de normativa al respecto en España, hace que nos decantemos por el uso de la norma británica que establece la consideración de cargas horizontales equivalentes al 1,5% de las cargas verticales del muro. Como alternativa a los casos en los que la excentricidad o desplomes reales ofrezcan valores inferiores.

Si el sistema de sostenimiento elegido requiere de una estructura con un contrapeso en su base capaz de generar un momento estabilizador compensatorio del vuelco, la norma británica exige cumplir las siguientes condiciones:

- El coeficiente de seguridad contra el vuelco ha de ser superior o igual a 1,5.
- El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento será igual o superior a 2.
- La flecha admisible en la coronación de la estructura no debe superar el valor de 1/750 de la altura de ésta.

5.3.2 Elección del sistema estabilizador de fachada.

La elección del sistema estabilizador debe atender tanto a los materiales a usar como al sistema de organización de la estructura.

En cuanto al sistema de materiales a emplear, podemos considerar que su elección viene determinada fundamentalmente por:

- La escala de la obra.
- La necesidad de espacios disponibles
- La duración de los trabajos
- La disponibilidad local de los materiales a utilizar.

Basándose en ello podemos deducir que la madera puede quedar prácticamente descartada salvo casos muy concretos de reducidas alturas y tiempos cortos de ejecución. Del lado opuesto, la estructura metálica diseñada a propósito quedaría reservada para grandes obras y larga duración que justifique la conveniencia de soluciones singulares o en las que el costo de alquileres de las soluciones industrializadas sea superior al de la estructura convencional respecto al sistema de organización de la estructura.

El sistema que vamos a estudiar es el más utilizado hoy en día y está compuesto por una estructura continua en la fachada con elementos prefabricados modulares verticales y horizontales que admiten la diagonalización de las retículas que pueden formarse con ellos para garantizar su indeformabilidad, especialmente en los planos perpendiculares a fachada.

6. Seguridad y salud.

6.1 Análisis de riesgos y factores de riesgo.

A la hora de realizar las actividades necesarias para la ejecución de este tipo de estructuras, podemos encontrarnos diferentes factores de riesgo que condicionen el desarrollo de la obra, tomando las medidas necesarias, para asegurar la total seguridad de los trabajadores y los peatones que circulen por la vía pública.

Clasificaremos los riesgos que podemos encontrarnos y analizaremos los motivos por los que estos riesgos se puedan suceder, considerando así evitarlos:

- **Caídas a distinto nivel debido a:**

- Montaje o desmontaje incorrecto de la estructura.
- Anchura insuficiente de la plataforma de trabajo.
- Ausencia de barandillas de seguridad en todas o algunas de las plataformas de trabajo.
- Acceder a la zona de trabajo trepando por la estructura estabilizadora
- Separación excesiva entre la estructura de apeo y la fachada.
- Deficiente sujeción de la plataforma de trabajo a la estructura que permite su movimiento incontrolado.
- Vuelco de la estructura de apeo por estar incorrectamente apoyado en el suelo o por anclaje deficiente o inexistente del mismo al edificio.
- Derrumbe de la estructura estabilizadora por distintas causas.
- Rotura de la plataforma de trabajo por sobrecarga, deterioro o mal uso de la misma.

- **Derrumbe de la estructura debido a:**

- Hundimiento o reblandecimiento de toda o parte de la superficie de apoyo.
- Apoyo de la estructura de apeo sobre materiales poco resistentes o subsuelo deficiente
- Deformación o rotura de uno o varios de los elementos constituyentes de la estructura estabilizadora.
- Sujeciones a la fachada inexistente, incompleta o insuficiente.
- Montaje incorrecto
- Sobrecarga de las plataformas de trabajo respecto a su resistencia máxima permitida.
- Anclajes y amarres incorrectos

- Arriostramientos incompletos de la propia estructura
- Acción de las inclemencias atmosféricas, en especial el viento.

- **Caída de materiales sobre personas y/o bienes a:**

- Vuelco o hundimiento del andamio
- Plataforma de trabajo desprotegida
- Rotura de una plataforma de trabajo

- **Contactos eléctricos.**

Directos o indirectos por proximidad a líneas eléctricas de AT y/o BT ya sean aéreas o en fachada. Para prevenir el riesgo de electrocución consideramos dos casos:

- Líneas de Alta Tensión (AT):

Solicitar por escrito a la compañía eléctrica la descarga de la línea, su desvío o su elevación.

Si no se pueden realizar alguna de las medidas anteriores, se deben establecer una distancias mínimas de seguridad desde el punto más cercano del andamio a la línea de AT que según indica el Reglamento de Líneas Eléctricas de Alta Tensión son:

- Tensión < 66.000V → 3m.
- Tensión > 66.000V → 5m.

- Líneas de Baja Tensión (BT):

Solicitar por escrito a la compañía eléctrica el desvío de la línea eléctrica.

Si no se puede desviar la línea se deben colocar vainas aislantes sobre los conductores y caperuzas aislantes sobre los aisladores.

- **Caídas al mismo nivel.**

Por falta de orden y limpieza en la superficie de las plataformas de trabajo.

- **Golpes contra objetos fijos**, en especial la cabeza (por no usar el casco).

- **Otras normas.**

Complementariamente es conveniente la instalación de redes o lonas en toda la zona de la estructura que dé a la calle desde las bases de nivelación hasta la cota más alta y desde un extremo a otro del andamio incluido los laterales para evitar la formación de polvo y proyección de materiales en fase de derribo de la estructura interior. Las redes pueden ser de alto grado de permeabilidad al aire (60 gr/m²), de menor permeabilidad pero mayor calidad (100 gr/m²) e impermeable al aire (lonas).

Por otro lado se deberían instalar marquesinas protectoras en voladizo a la altura de la primera planta para la recogida de objetos o materiales caídos de forma incontrolada hacia el exterior del andamio. En el caso de instalación de lonas de protección se ha de tener en cuenta la salida del viento para evitar desplomes totales o parciales de la estructura.

Cuando por problemas de espacio deban pasar personas propias o ajenas a la obra entre la estructura estabilizadora se deberán instalar bajo el mismo cualquier sistema de recogida de objetos o materiales de suficiente resistencia.

6.2 Protecciones individuales.

La protección de varios riesgos relacionados se pueden conseguir utilizando los siguientes elementos de protección individual:

- Casco de seguridad clase N y botas de seguridad con puntera reforzada clase I para todos los trabajos.
- Guantes de cuero y lona en los trabajos de manipulación de elementos estructurales del andamio.
- Cinturón de seguridad Clase A Tipo I con anclaje móvil. Su utilización correcta requiere la instalación previa de cables de vida situados estratégicamente en función del tipo de obra o edificio.

Cualquier otro EPI a utilizar dependerá de las condiciones de trabajo de la zona donde esté instalado el andamio.

6.3 Señalización.

En la señalización de seguridad se deben distinguir tres casos según se trate de seguridad laboral, seguridad viaria o seguridad peatonal.

Seguridad laboral.

Los andamios deben tener señalizaciones de seguridad que indiquen la carga máxima admisible que puede soportar el andamio.

Se deben utilizar las siguientes señales según los casos: obligación, protección obligatoria de la cabeza, protección obligatoria de las manos, protección obligatoria de los pies, protección individual obligatoria contra caídas, advertencia, caídas a distinto nivel, riesgo de tropezar, riesgo eléctrico, peligro en general, prohibición, prohibido pasar a los peatones, entrada prohibida a personas no autorizadas.

Seguridad vial.

Se deben utilizar las siguientes señales según los distintos casos en el que el andamio invada más o menos la calzada: viarias (peligro obras, limitación de velocidad y estrechamiento de calzada), balizamiento mediante guirnaldas luminosas fijas e intermitentes.

Seguridad peatonal.

La seguridad de los peatones que puedan circular por debajo o en las proximidades de los andamios se asegurará señalizando los distintos elementos estructurales situados a nivel de calle mediante pintura reflectante a barras blancas y rojas impidiendo, siempre que sea posible, el paso por debajo de zonas donde se puedan golpear con alguna parte de la estructura. Para ello se pondrá la señal complementaria de prohibido pasar a los peatones.

En el caso de que por motivos de seguridad los peatones no puedan pasar por debajo del andamio, se facilitará un paso alternativo debidamente protegido mediante vallas, señalizado y balizado sobre todo si se invade la calzada de circulación de vehículos.

Por otro lado, los accesos a locales públicos o portales se deben proteger especialmente mediante pórticos con protecciones horizontales y verticales.

6.4 Legislación básica.

- **R.D. 1627/1997** de 24 de Octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción (B.O.E. 25.X.1997)
- **R.D. 485/1997** de 14 de Abril, sobre disposiciones mínimas en materia de señalización de seguridad y salud en el trabajo (B.O.E. 23.IV.1997).

7. Aplicaciones reales de apeos industrializados.

Para una mejor comprensión del sistema estabilizador, objeto de estudio, analizaremos a continuación varias fotografías de aplicaciones reales, situadas en Murcia y Alicante donde podremos comprobar cómo se utilizan estos apeos industrializados y las medidas de seguridad adoptadas en cada caso para asegurar el montaje de estas estructuras.

7.1 Visita a la sede de Sermaco en Murcia.

Este tipo de sistemas estructurales aligerados son ejecutados por empresas específicas que normalmente están especializadas en el sector de los sistemas de elevación, como elevadores de cremallera, andamios tubulares, sistemas de cimbra, etc. Es el ejemplo de Sermaco, cuya sede en Murcia (C/ del Cabezo de Torres), ha sido un buen punto de información sobre el desarrollo de este PFC. Esta empresa trabaja con una variedad del sistema tipo Soldier llamada ST-200 y ST-200R, fabricada por Rehasa Estructuras.



Entrada al recinto de Sermaco en Murcia (Fotografía 1)



Conjunto de vigas ST apiladas en el recinto (Fotografía 2)



Partida de elementos preparados para su envío a una obra (Fotografía 3)



Partida de elementos MEGA-420(Fotografía 4)



Piezas de madera para ajuste de elementos contra fachada (Fotografía 5)



Placa de anclaje de cimentación (Fotografía 6)



Tornillos de alta resistencia que permiten la unión del mecano (Fotografía 7)

7.2 Sistema estabilizador de fachada en C/ San Francisco, 47 en Alicante.

Esta es una obra situada en el casco antiguo de Alicante, exactamente en la C/ San Francisco, 47, donde nos encontramos un sistema estabilizador por la parte exterior del edificio, que posteriormente, una vez vaciado el solar resultante de la demolición tuvo que cambiarse a la parte interior del muro, liberando así a la acera de este sistema de apeo ya que no dejaba espacio en la acera y obligaba el paso de peatones por la calzada destinada a vehículos.

Una vez terminada la demolición y limpieza del interior, se comienza a levantar el sistema interior, para posteriormente comenzar el desmontaje del exterior.

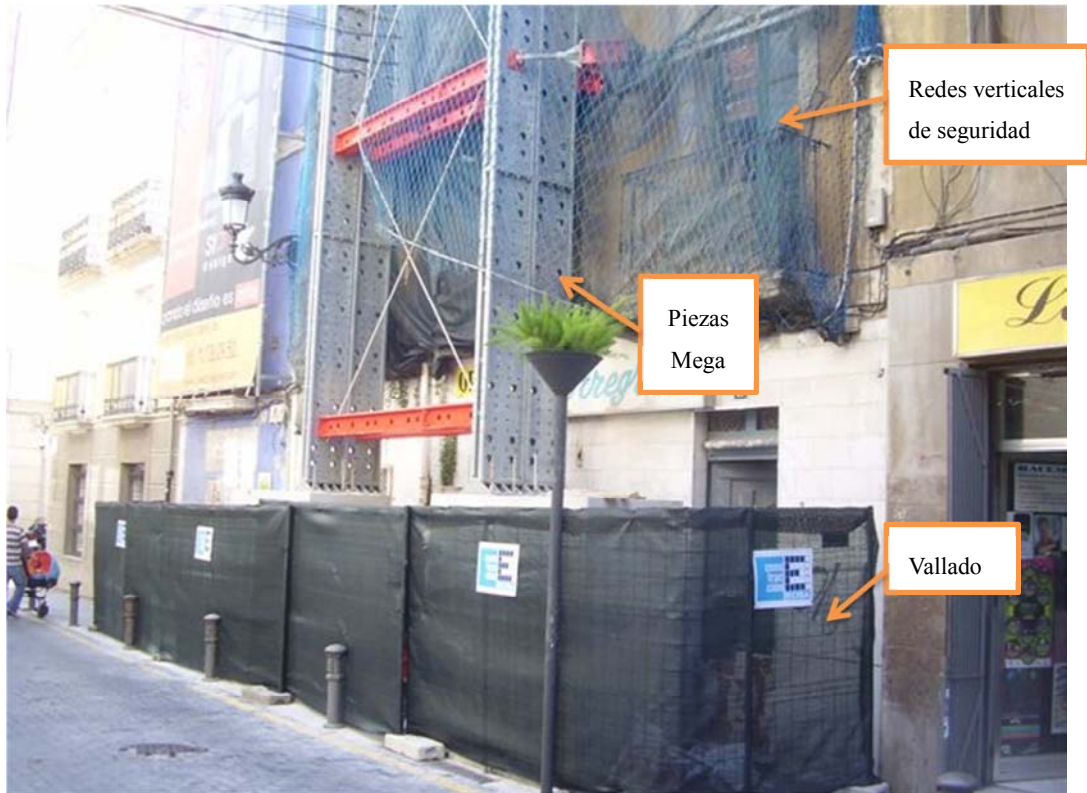
Los únicos elementos que se mantienen son las vigas de atado a la fachada.

La utilización de 2 piezas MEGA-420 del sistema ST-200R permiten la estabilización de la fachada con muy pocos elementos, ahorrando en este caso un valioso espacio.

Primera fase: Sistema Exterior.



Detalle de la cimentación y montaje de la estructura (Fotografía 8)



C/ San Francisco 47, Alicante. Estructura Exterior (Fotografía 9)



Ensamblaje de elementos MEGA-420 (Fotografía 10)

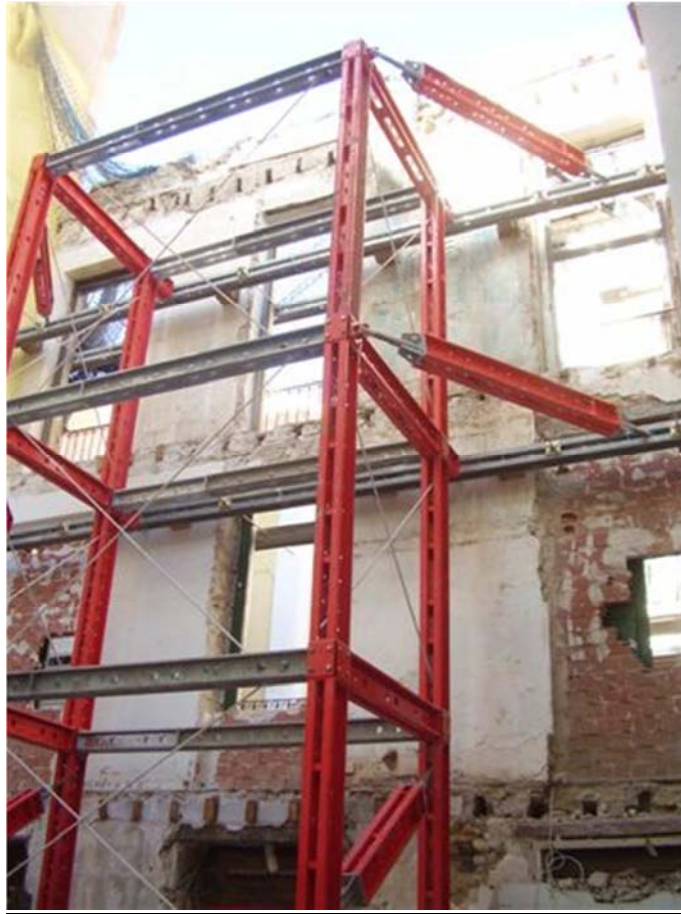


Cruces de San Andrés (Fotografía 11)

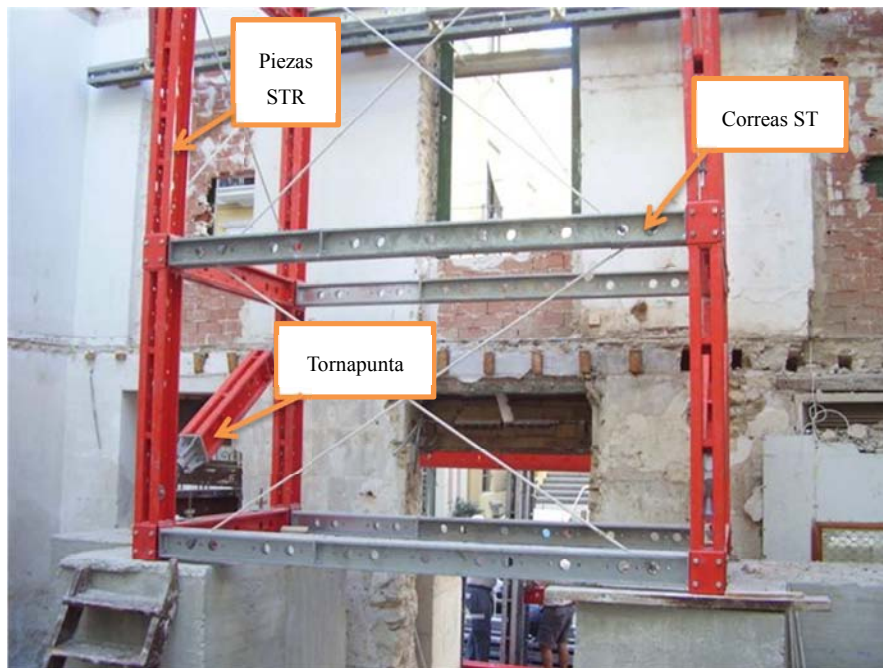


Vista completa del sistema Soldier con apeos industrializados (Fotografía 12)

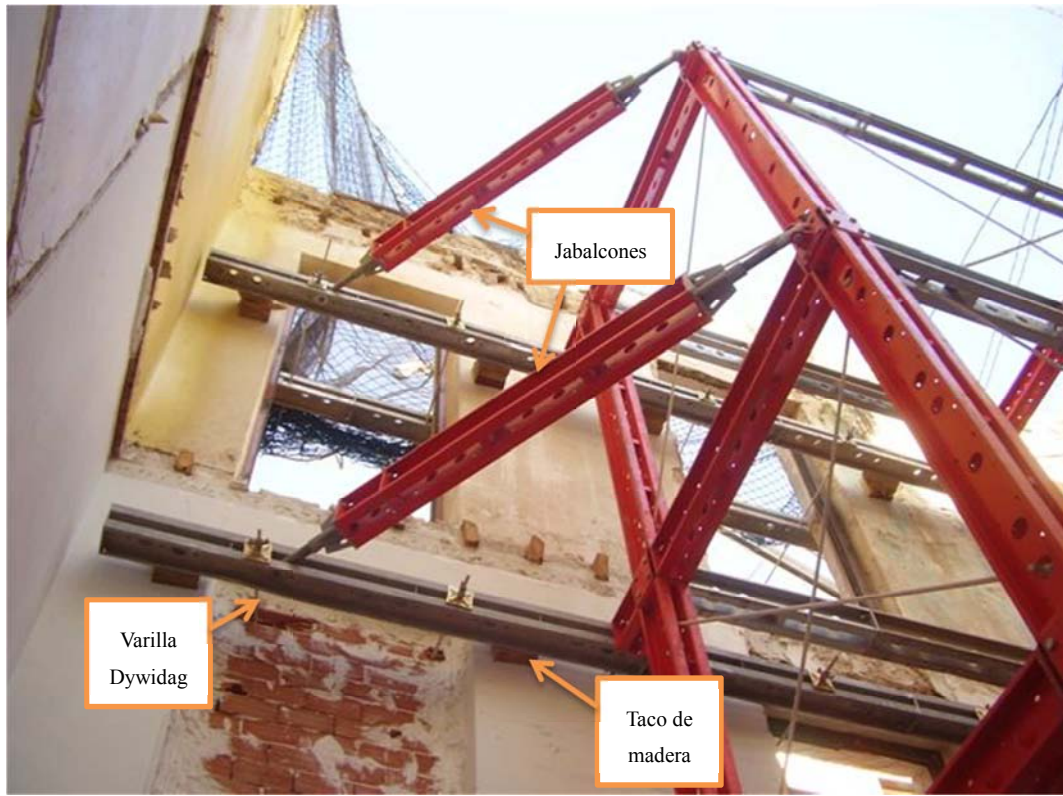
Segunda Fase: Sistema interior.



Montaje interior del sistema estabilizador (Fotografía 13)



C/ San Francisco 47, Alicante. Estructura Interior (Fotografía 14)



Detalle de Jabalcones (Fotografía 15)

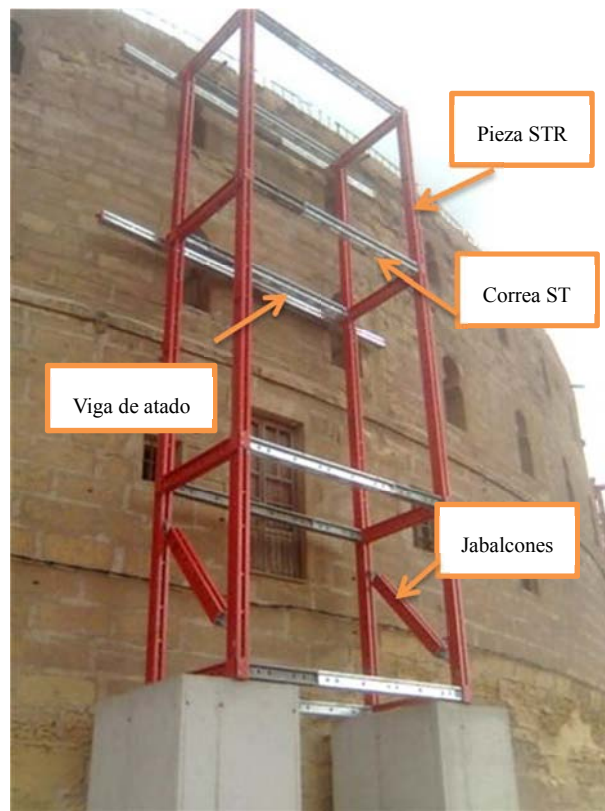


Vista exterior de la fachada una vez desmontado el apeo exterior (Fotografía 16)

7.3 Estabilización de la Plaza de Toros de Cartagena.



Detalle de cimentación de la estructura (Fotografía 17)



Vista lateral de la Plaza de Toros (Fotografía 18)



Zona de estructura a base de vigas STR (Fotografía 19)

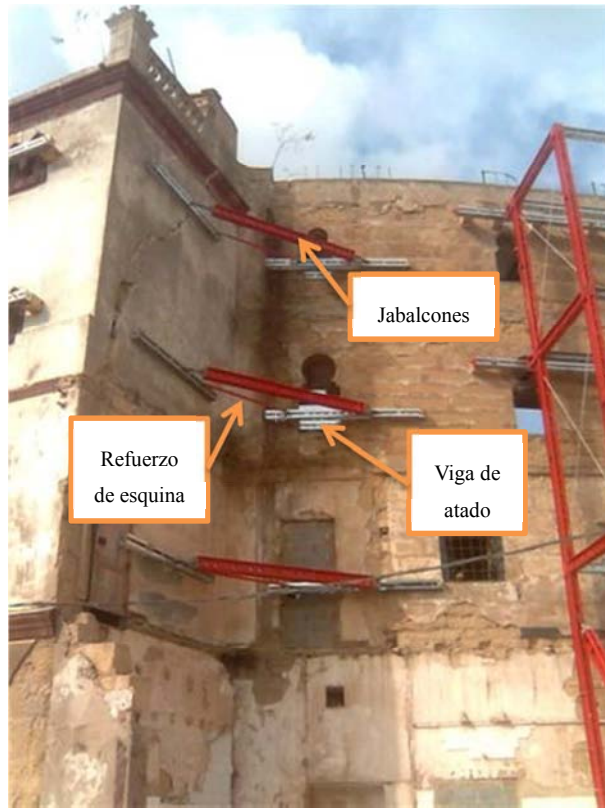


Zona de estructura a base de Megs-420 (Fotografía 20)

Aunque en esta obra no se van a realizar actuaciones de demolición, es útil para poner de ejemplo ante las diferentes posibilidades de utilización de estos elementos de estabilización utilizando apeos industrializados.

La principal particularidad de esta obra es la fachada curva, característica de las plazas de toros. Hay que realizar un cuidadoso replanteo de las vigas de atado que irán cortándose para adaptarse a la línea de fachada.

Este tipo de estructura requiere de un mantenimiento que consiste en el reajuste de la tornillería, el cambio de piezas que pudiesen corroerse, el cambio de los elementos de ajuste de madera por otros nuevos y el control exhaustivo del plomo de fachada.



Esquina de Plaza de toros resuelta con vigas de atado y jabalcones (Fotografía 21)



Fachada principal de la Plaza de Toros de Cartagena (Fotografía 21)

Anexo I. Ejemplo de cálculo.

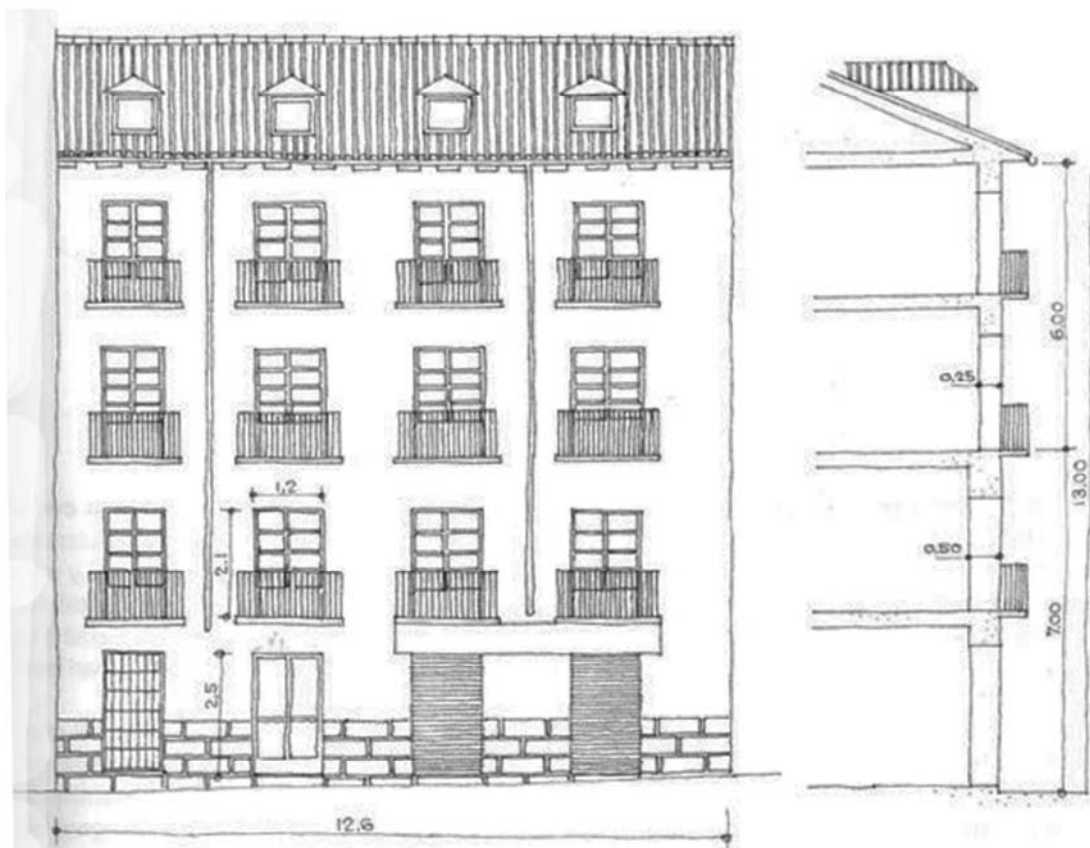
A continuació analitzarem un exemple de càlcul per al que dissenyarem i calcularem un sistema de sustentació de façana per apeo de una estructura conformada amb elements del sistema Soldier ja descrits anteriorment.

1. Toma de datos y análisis estructural y patológico de la fachada y su entorno.

La construcció del mur de façana elegida per al desenvolupament d'aquest exemple està executada en fàbrica de ladrillo macizo, de dos pies de espesor en las dos plantas inferiores y de un pie en las superiores.

Comprobamos que la fàbrica presenta resistència suficient per a permetre acceptar la hipòtesis de que podrà resistir el pes propi del mur, una vegada liberat de les vinculacions amb el rest del edifici existent.

La alineació exterior de la façana implica la existència d'una excentricitat de càrrega del tramo superior, de un pie de espesor, respecte a la base de dos pies.



Alzado y sección de fachada ejemplo (Figura A.1)

Los balcones presentan sus bandejas ancladas a la fábrica del muro mediante pletinas de hierro forjado, sin ningún vínculo con forjados de piso u otros elementos constructivos a demoler, por lo que su mantenimiento no requiere realizar su apeo específico.

Supondremos que el muro objeto de estudio, está situado en el interior de la península en una zona de poca actividad de sismo.

2. Definición del sistema de sustentación y de las medidas de seguridad.

Consideraremos que el nuevo edificio tendrá los niveles de forjados de piso coincidentes con los actuales, sin alteraciones espaciales que comprometan el diseño de la estructura de sustentación.

Consideraremos que el muro de fachada a mantener será capaz de resistir su propio peso durante las fases de demolición y posterior atado a la estructura del nuevo edificio, así como la descarga de forjados y cubierta del primitivo edificio hasta su independización y demolición, no siendo suficiente para resistir las acciones horizontales de viento o sísmicas y de excentricidades de carga una vez comenzada la demolición del viejo edificio y hasta que culmine su atado a la estructura del nuevo, intervalo de tiempo durante el que habrá que disponer de la estructura estabilizadora pertinente. Concluida la nueva estructura del edificio, ésta asumirá el contrarresto de las acciones mencionadas transmitidas por el muro.

3. Actuación sobre las patologías detectadas.

Las grietas existentes en el muro significan roturas que han de ser reparadas al tratarse de un elemento a mantener. Retrasar su reparación hasta la fase de ejecución del nuevo edificio carece de sentido, puesto que nos obligará a adoptar medidas de seguridad complementarias al apeo estabilizador, de cara a garantizar el buen comportamiento del muro al independizarlo.

Por ello se procedería a realizar, con carácter previo al apeo estabilizador;

- La reparación del muro en dinteles agrietados, con colocación de cargaderos y cosido de las grietas con grapas metálicas.
- La consolidación de la base del muro en la zona del portal. Ello exigirá, en primer lugar, los chequeos necesarios para comprobar las hipótesis establecidas a partir de la sintomatología de grietas, comprobando el estado real del subsuelo y de la cimentación del muro en la zona del portal, definiendo y ejecutando las labores precisas para su consolidación, incluyendo la reparación del propio muro.

- Aunque el muro ha quedado reparado de sus lesiones, procederemos a dotarle de una mayor rigidez mediante el recercado de sus huecos y la triangulación con cruces de San Andrés.

Culminadas estos trabajos, será el momento en que podamos comenzar a preparar el edificio para recibir las piezas de la estructura sustentadora, como calado de los tabiques para el uso de las vigas de atado de la fachada para lo que precisamos ya conocer el diseño general de esa estructura.

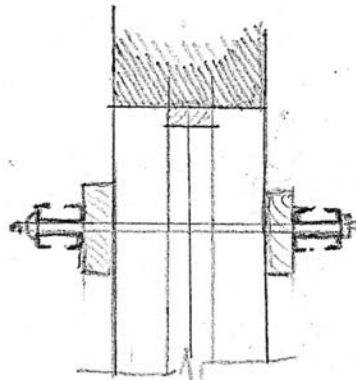
4. Diseño, cálculo y construcción de la estructura estabilizadora.

Emplearemos las piezas del sistema aligerado Soldier, calculadas sobre la base de criterios tomadas en las tablas y ábacos facilitados por el fabricante. Las barras de la estructura, se compondrán con piezas de fuste atadas entre sí para poder obtener las longitudes requeridas, utilizando conectores de seis u ocho vías en los nudos de unión de las barras perpendiculares, así como ángulos de esquina o ángulos bisagra en algunas ocasiones para las barras inclinadas de coronación de la estructura. Arriostremos convenientemente la estructura mediante elementos paralelos a la fachada y horizontales, así como triangularemos los planos perpendiculares a ella con tornapuntas formados por piezas de fuste y gatos ajustables en sus extremos, dispuestos con espadas de enlace para unir a las barras ortogonales de la estructura mediante pivotes. Finalmente anclaremos las piezas base de la estructura en el hormigón de los diafragmas de lastre mediante barrad Dywidag engarzados a platos ligeros embutidos en el hormigón. Emplearemos tabloncillos, tabloncillos y cuñas de madera para los puntos de contacto entre la estructura Soldier y los paramentos de la fachada.

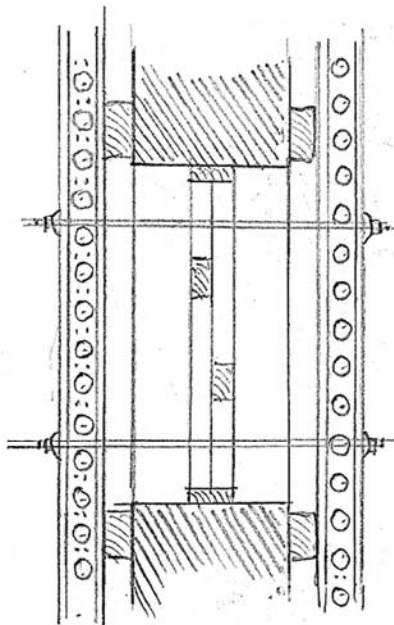
4.1 Elementos del Apeo.

Estructura de atado.

Ataremos la fachada en cada planta mediante líneas de fustes Super Slim colocados horizontalmente y paralelos a sus paramentos interior y exterior, colocadas en alturas coincidentes con los huecos de fachada, de manera que la barra interior de cada fila pueda atarse a la exterior, por varillas Dywidag perpendiculares a ellas y entre los paramentos se interpondrán trozos de tablón, tabloncillos, retacados con cuñas cuando no sea suficiente para complementar irregularidades de los planos del muro. Mediante el apriete de las tuercas de mariposa de las varillas Dywidag conseguiremos formar un cuerpo entre las barras horizontales y el muro, garantizando la deformabilidad de las piezas intermedias de madera.

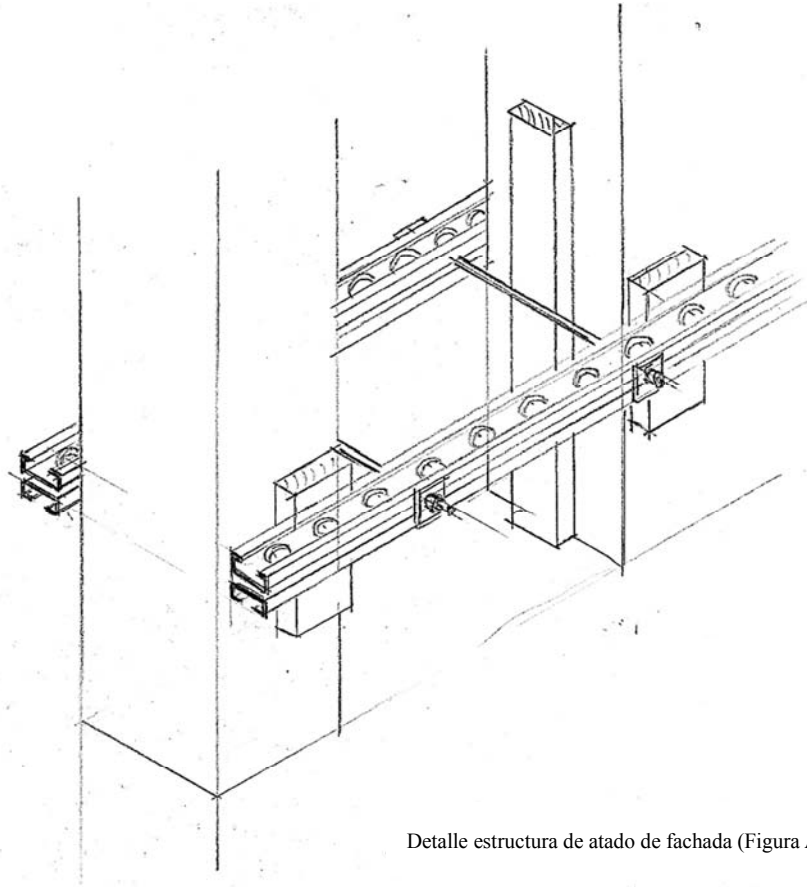


Detalle de estructura de atado de fachada (Figura A.2)

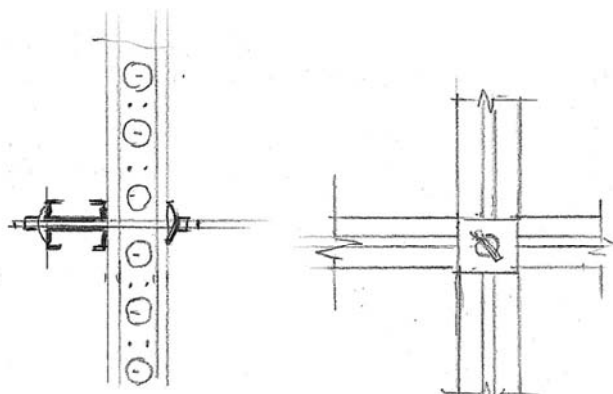


Detalle de sección horizontal de hueco de fachada (Figura A.3)

Cuando los paramentos ciegos de la fachada sean excesivamente anchos para las cargas que han de soportar las barras horizontales Soldier, tendremos que perforar el muro para proporcionar puntos intermedios de atado entre viga interior y exterior. Con esta disposición, el muro queda envuelto en una malla regular de barras que ataremos a la estructura estabilizadora de diversas formas, bien directamente o interponiendo calzos o fustes.



Detalle estructura de atado de fachada (Figura A.4)



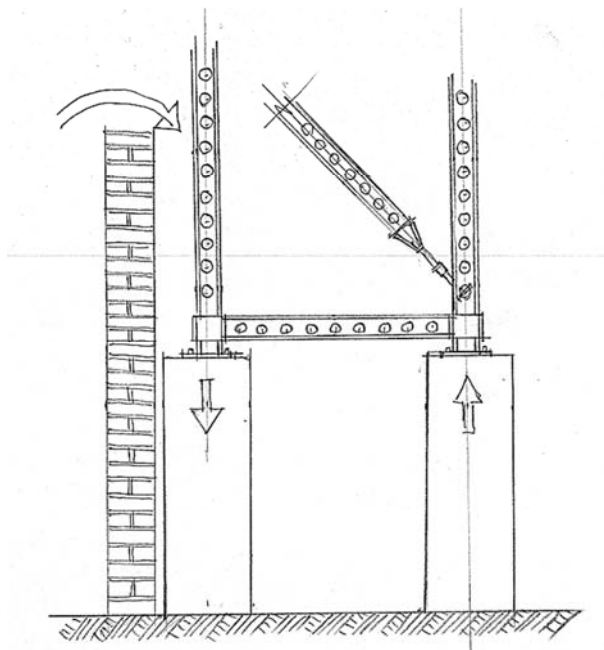
Detalle unión de estructura de atado a fustes (Figura A.5)

Estructura estabilizadora.

Estará formada por celosías perpendiculares a fachada, atadas y arriostradas entre sí, la mayor rigidez de las barras de este tipo de estructuras respecto a las tubulares, permite independizar el diseño de la estructura estabilizadora respecto a la de atado, no siendo precisa la fijación de nudos de encuentro, ya que la capacidad de trabajo a flexión de las barras permite limitar la unión entre ambas a puntos de tangencia entre barras horizontales de la estructura de atado y verticales de la estabilizadora. No obstante, trataremos de formar celosías perpendiculares a la fachada, formadas por dos rectángulos con tornaputas de diagonalización, coronados por un triángulo cuya hipotenusa es otra tornapunta. Esta conformación confiere mucha rigidez para evitar el problema de limitación de flecha establecido en la normativa británica a la que ya hicimos referencia. Los atados de estas celosías en los planos paralelos a la fachada los realizaremos mediante barras de fustes Super Slim, efectuando arriostramiento diagonalizadores mediante varillas Dywidag y soportes de agujero Slimshor.

Lastre.

Dispondremos de diafragmas de hormigón paralelos a fachada para permitir el paso de peatones por la acera, dividiremos en dos partes para facilitar el paso a obra. Para garantizar el funcionamiento del lastre precisaremos un anclaje de la estructura estabilizadora como los mostrados en la figura.



Lastre o cimentación del apeo (Figura A.6)

4.2 Cálculo de las solicitaciones que soporta la estructura.

El viento.

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

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

Siendo:

q_b La presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse 0,5 kN/m². Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D, en función del emplazamiento geográfico de la obra (CTE, DB SE-AE, Acciones en la edificación).

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. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independientemente 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. En nuestro caso usaremos 0,8, que lo sacamos de la tabla

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 |
| 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 |

Por lo que nuestros valores serían,

$$q_e = 0,5 \cdot 2,0 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ kN } m^2$$

Consideraremos que el viento puede actuar en cualquiera de los dos sentidos de la dirección perpendicular a la fachada.

- **Momento de vuelco transmitido por el viento (M_{vv})**

- Superficie de fachada: $12,6 \times 13 = 163,80 \text{ m}^2$
- Superficie a deducir de huecos: $12 \times 1,2 \times 2,1 + 4 \times 1,2 \times 2,5 = -42,20 \text{ m}^2$
- Superficie aprox. de apeos $16 \times 0,07 (2 \times 1,2 + 2 \times 2,1) + 2 \times 0,2 \times 2,5 = 23,40 \text{ m}^2$
- Superficie aprox. de estructura estabilizadora $0,05 (12 \times 12,6 + 26 \times 10) = 20,56 \text{ m}^2$

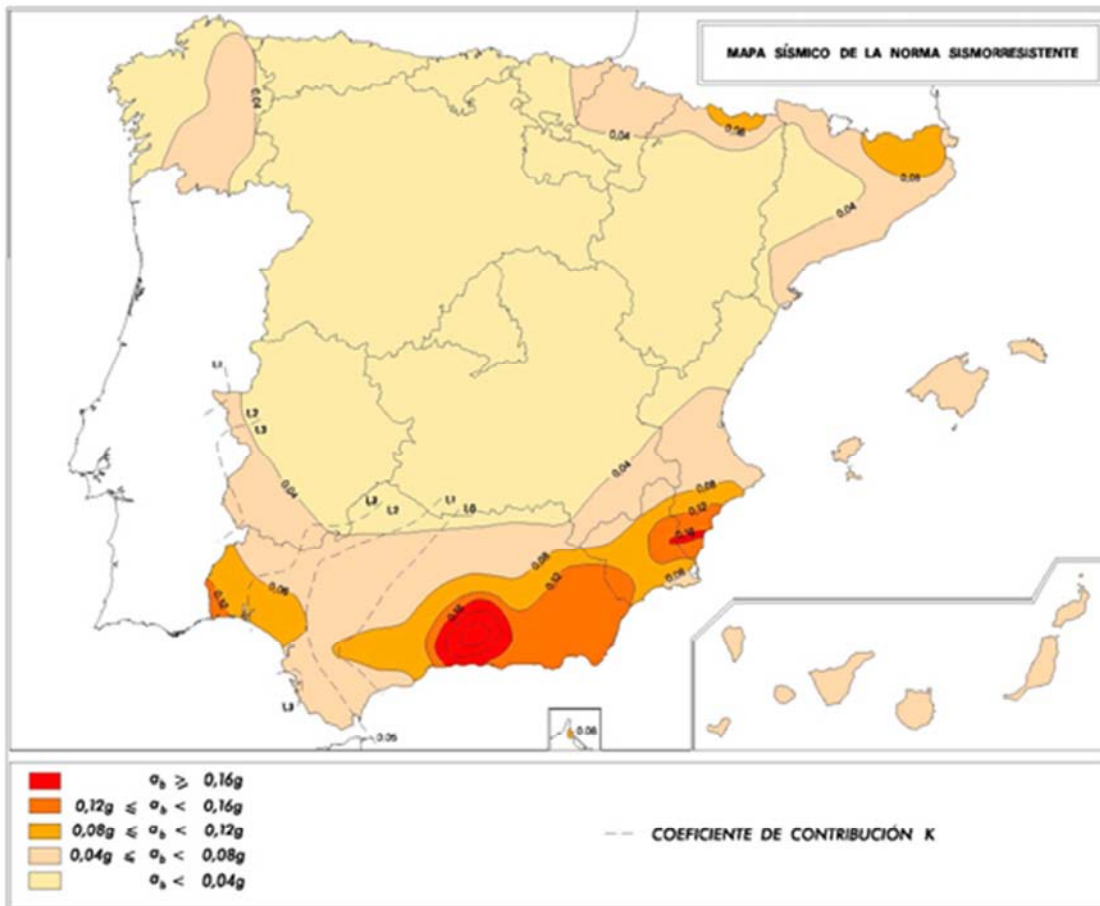
Total superficie expuesta $S_e = 165,56 \text{ m}^2$

Empuje total del viento $F_v = q_e \cdot S_e = 0,8 \cdot 165,56 = 132,45 \text{ kN}$

$$M_{vv} = F_v \cdot 0,5 h = 132,45 \cdot 0,5 \cdot 13 = 860,9 \text{ kNm}$$

Acciones sísmicas.

Al encontrarse el edificio en Valencia supondremos que los valores de aceleración sísmica y el coeficiente de contribución a los que se verá afectada la estructura según el mapa está entre 0,04 y 0,08 (0,06, según tabla) por lo que no tendremos en cuenta las sobrecargas sísmicas.



| BOE núm. 244 | | Viernes 11 octubre 2002 | | 35963 | |
|--------------------------|------------|---------------------------|------------|-------|--|
| SILLA | 0,07 (1,0) | OLIVA DE LA FRONTERA | 0,06 (1,3) | | |
| SIMAT DE LA VALLDIGNA | 0,07 (1,0) | OLIVENZA | 0,05 (1,3) | | |
| SOLLANA | 0,07 (1,0) | PARRA, LA | 0,05 (1,3) | | |
| SUECA | 0,07 (1,0) | PUEBLA DE LA CALZADA | 0,04 (1,3) | | |
| SUMACÀRCER | 0,07 (1,0) | PUEBLA DE SANCHO PÉREZ | 0,04 (1,3) | | |
| TAVERNES BLANQUES | 0,06 (1,0) | PUEBLA DEL MAESTRE | 0,04 (1,2) | | |
| TAVERNES DE LA VALLDIGNA | 0,07 (1,0) | PUEBLONUEVO DEL GUADIANA | 0,05 (1,3) | | |
| TERESA DE COFRENTES | 0,07 (1,0) | REINA | 0,04 (1,2) | | |
| TERRATEIG | 0,07 (1,0) | ROCA DE LA SIERRA | 0,05 (1,3) | | |
| TORRELLA | 0,07 (1,0) | SALVALEÓN | 0,05 (1,3) | | |
| TORRENT | 0,07 (1,0) | SALVATIERRA DE LOS BARROS | 0,05 (1,3) | | |
| TORRES TORRES | 0,04 (1,0) | SAN VICENTE DE ALCÀNTARA | 0,04 (1,2) | | |
| TOUS | 0,07 (1,0) | SANTA MARTA | 0,04 (1,3) | | |
| TURÍS | 0,06 (1,0) | SANTOS DE MAIMONA, LOS | 0,04 (1,3) | | |
| VALENCIA | 0,06 (1,0) | SEGURA DE LEÓN | 0,05 (1,3) | | |
| VALLADA | 0,07 (1,0) | SOLANA DE LOS BARROS | 0,04 (1,3) | | |
| VALLÉS | 0,07 (1,0) | TALavera LA REAL | 0,04 (1,3) | | |
| VILAMARXANT | 0,05 (1,0) | TÀLIGA | 0,06 (1,3) | | |
| VILLALONGA | 0,07 (1,0) | TORRE DE MIGUEL SESMERO | 0,05 (1,3) | | |
| VILLANUEVA DE CASTELLÓN | 0,07 (1,0) | TRASIERRA | 0,04 (1,2) | | |

Acciones producidas por la excentricidad de carga.

- **Momento debido a la excentricidad real de carga de las plantas superiores. (M_{er})**

- Peso propio del muro (peso específico 1800 Kg/m³)
- Peso propio del tramo superior

$$P_{ms} = (12,6 \times 6 - 8 \times 1,2 \times 2,1) 0,25 \times 1800 \times 9,81 \times 10^3 = 244,74 \text{ kN}$$

- Peso propio del tramo inferior.

$$P_{mi} = (12,6 \times 7 - 4 \times 1,2 \times 2,5 - 4 \times 1,2 \times 2,1) 0,50 \times 1800 \times 9,81 \times 10^3 = 583,77 \text{ kN}$$

Peso total del muro

$$P_m = P_{ms} + P_{mi} = \mathbf{828,51 \text{ kN}}$$

$$\mathbf{M_{er} = P_{ms} \times e = 244,74 \times 0,125 = 30,59 \text{ kNm}}$$

- **Momento producido por la carga horizontal ficticia (M_{ef})**

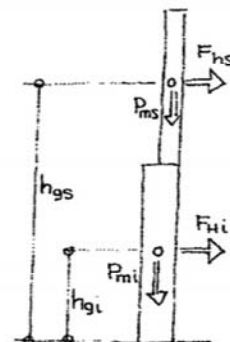
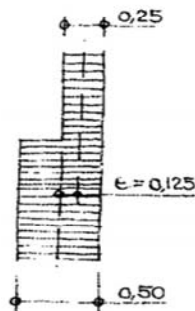
Carga horizontal ficticia.

Consideraremos el 1,5% de las cargas verticales, fijado por la norma británica.

- $F_{hs} = 1,5\% P_{ms} = 1,5\% \times 224,74$ 3,67 kN
- $F_{hi} = 1,5\% P_{mi} = 1,5\% \times 583,77$ 8,76 kN

$$F_{ht} = F_{hs} + F_{hi} = 12,43 \text{ kN}$$

$$\mathbf{M_{ef} = F_{hs} \cdot h_{gs} + F_{hi} \cdot h_{gi} = 3,67 \cdot 10 + 8,76 \cdot 3,5 = 67,36 \text{ kNm}}$$



- **Momento total de vuelco:**

$$M_{vt} = M_{vv} + M_{er} + M_{ef} = 860,9 + 30 + 67 = 957,9 \text{ kNm}$$

Distancia entre marcos.

Como sabemos, los conectores de los fustes Super Slim tienen una capacidad de carga de compresión de 100 kN y de 80 kg a tracción. Las celosías planas perpendiculares a fachada han de contrarrestar el momento total de vuelco en la conexión de sus bases de hormigón. Por conveniencias constructivas podemos fijar la separación de patas en dirección perpendicular a la fachada con la longitud de una o 2 piezas de fuste Super Slim que sumadas al ancho de un conector nos aproxime a la distancia de unos 2,50 m que nos permita no salirnos del ancho de 3,5m de la acera (teniendo en cuenta los diafragmas de hormigón). Así como un fuste de 1,80m y otro de 0,54m mas los 0,36 del conector obtenemos una distancia entre ejes de patas de 2,7m. El esfuerzo

$$F = \frac{M_{tot}}{D}$$

$$F = 957,9 / 80 = 355 \text{ kn}$$

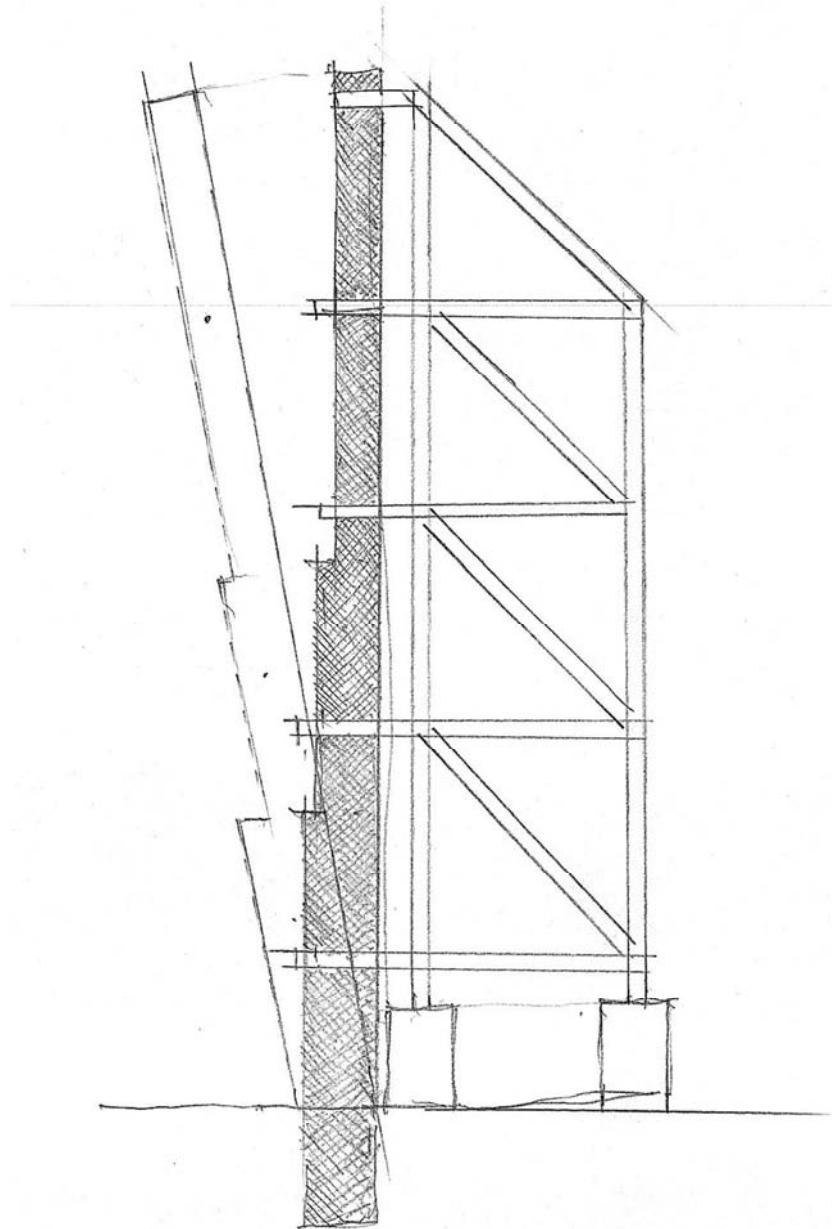
Luego el número de celosías precisas para que las patas traccionadas no superen los 80 kN serían

$$N = 355 / 80 = 5$$

Con lo cual podemos disponer una celosía por machón de fachada. En caso de precisar mayores distancias o cargas podemos recurrir a soportes dobles, cuyos conectores resisten 160kN.

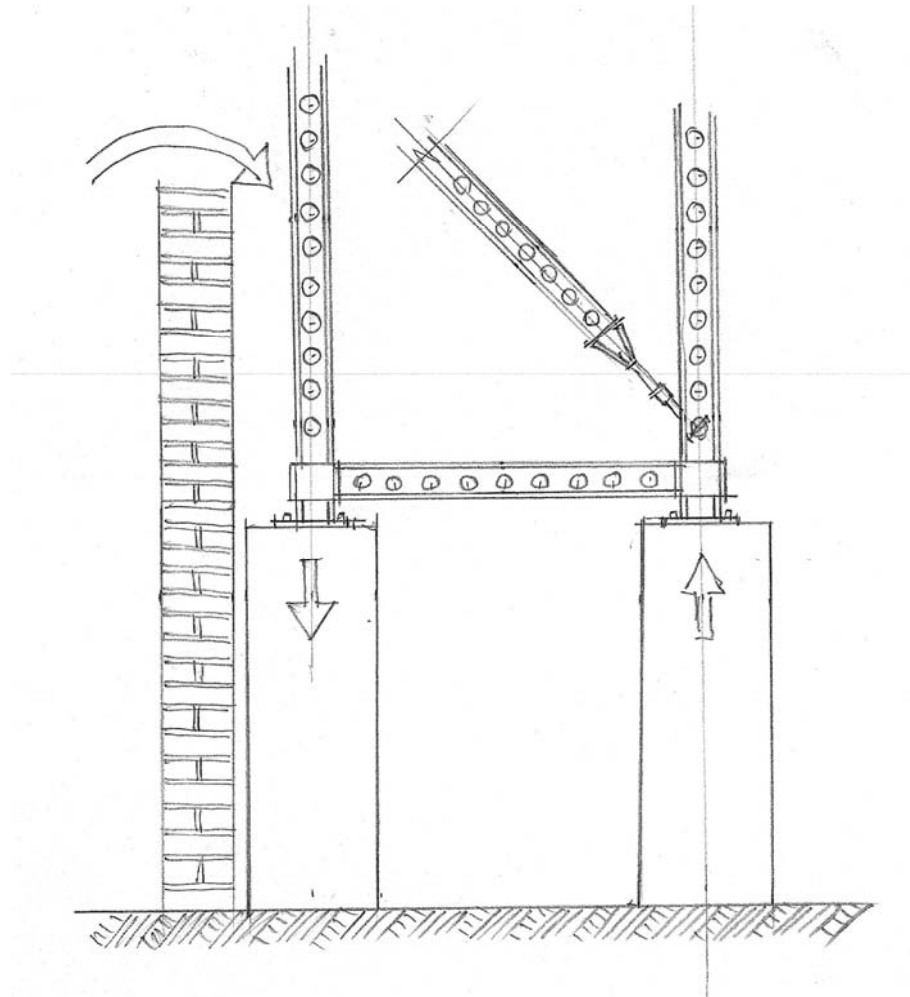
Se precisa un buen anclaje de las patas de las celosías a los diafragmas de hormigón, ya que cada una de ellas ha de resistir una tracción de $390 / 5 = 78 \text{ kN}$. Para ello podemos disponer piezas de fuste Super Slim de 540mm a cada lado de la pata, montadas transversalmente a sus fustes de atado paralelos a fachada, anclando cada uno de ellos al hormigón mediante 2 varillas Dywidag de diámetro 15 que recorran toda la altura del contrapeso, colocando en su extremo inferior un plato ligero para garantizar que el anclaje tire de todo el peso del hormigón y colocando un plato de carga CP en el extremo superior.

Otra opción consiste en soldar una pieza de fuste de 90mm a una gruesa plancha de acero provista de cuatro taladros, a la que anclar las varillas Dywidag con los platos ligeros como el caso anterior.



Detalle del sistema estabilizador (Figura A.7)

Cálculo del contrapeso.



- Coeficiente de seguridad contra el vuelco

$$C_{sv} = 1,5$$

- Momento estabilizador

$$M_e = M_{vt} \times C_{sv} = 957,9 \times 1,5 = 1436 \text{ kN}$$

- Carga necesaria de lastre por diafragma

$$Q = M_e / c = 1436 / 2,70 = 531 \text{ kN}$$

- Ancho del diafragma

$$b = 1 \text{ m.}$$

- Longitud total del diafragma

$$L = 7 + 4.5 = 11,50 \text{ m}$$

- Volumen necesario

$$V = Q / d_g = 531 / 22 = 24,1 \text{ m}^3$$

- Altura del diafragma preciso

$$H = V / b \times L = 24,1 / 1 \times 11,5 = \underline{2,1 \text{ m}}$$

Cálculo de las estructuras de atado.

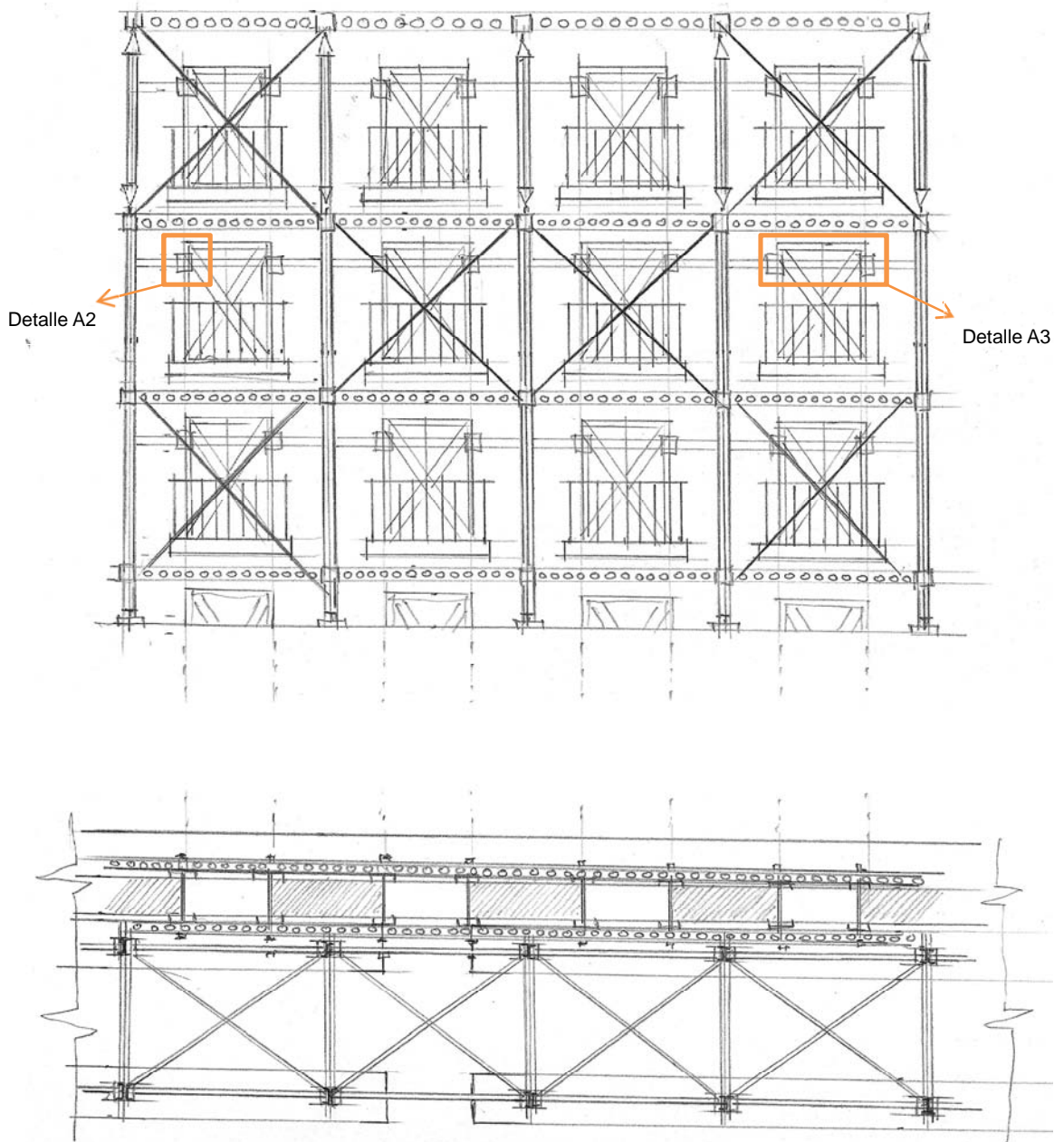
Podemos considerar que las vigas de la estructura de atado reciben las acciones horizontales actuantes sobre el muro, trabajando como vigas apoyadas en la estructura estabilizadora. Cada viga recibirá una carga por metro lineal equivalente a la mitad de la altura del muro comprendida entre sus dos vigas adyacentes. Para el caso que nos ocupa, la viga más cargada sería la más cercana al suelo, cuya carga (q) por metro lineal corresponde a la altura del muro, desde su arranque hasta los 7 metros.

$$q = \frac{F_v + F_{ht}}{S_e} * h = \frac{147 + 12}{165} * 7 = 6,74 \text{ kN/m}$$

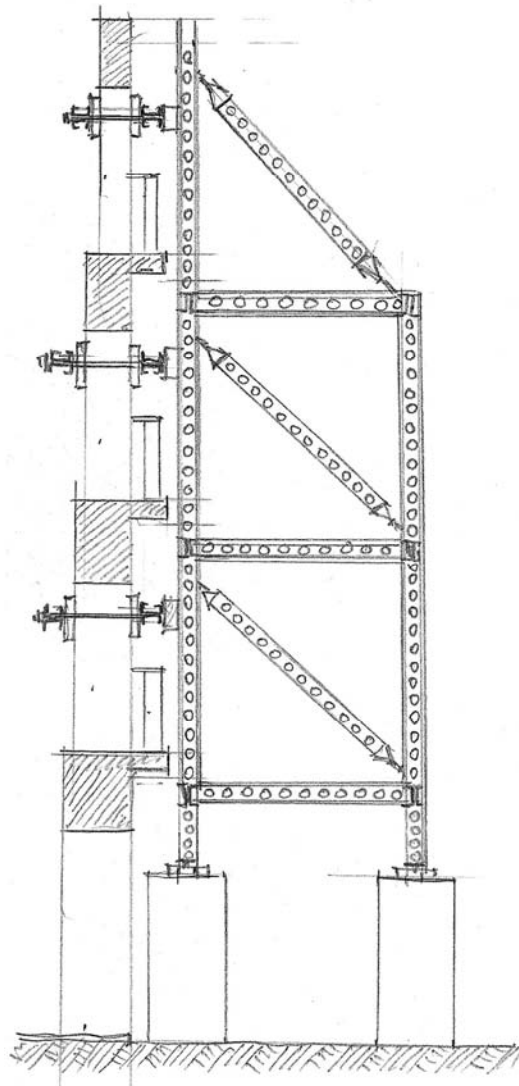
Considerando la viga como biapoyada, el momento máximo (M), será:

$$M = \frac{2 * q * l^2}{8} = \frac{6,74 * 3^2}{8} = 7,58 \text{ kNm}$$

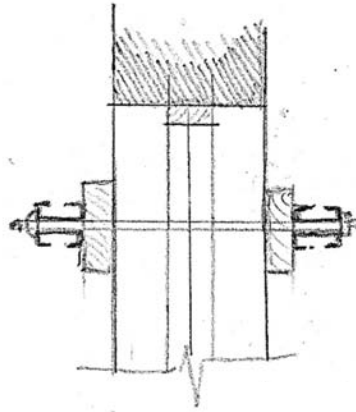
Si comprobamos la capacidad de un fuste sometido a flexión según el ábaco del cuadro, vemos que para la longitud de 3m admite un momento que supera los 25kNm, luego va ampliamente sobredimensionado ya que aquí disponemos de dos fustes trabajando en paralelo.



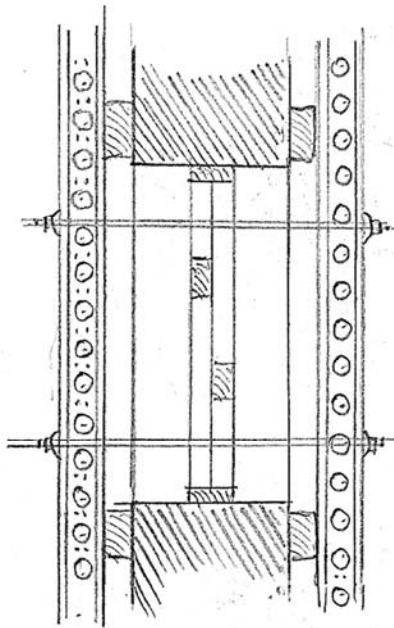
Alzado y sección del sistema estabilizador (Figura A.8)



Sección del sistema estabilizador (Figura A.9)




Detalle de estructura de atado de fachada (Figura A.2)



Detalle de sección horizontal de hueco de fachada (Figura A.3)

TOMA DE DATOS TÉCNICOS · ESTABILIZADORES DE FACHADA



Comercial:

Apertura Oferta: / /

Compromiso Entrega: / /

Datos Cliente

Nº Oferta: **O F E** (7 dígs.)

Nº Contrato: **O F C** (7 dígs.)

EMPRESA:

CIF: DOMICILIO:

LOCALIDAD: PROVINCIA:

CONTACTO: CP:

TEL/FAX: PAÍS:

Proyecto Adjudicada VENTA ALQUILER CONTRATA SUBCONTRATA PLAN SEQ.

Valoración Previa: C Duración Obra: días

Datos de la Obra

Asunto:

Jefe Obra: Teléfono: Fax:

Dirección exacta de la obra: Localidad: CP:

Provincia:

Persona Contacto Mv: email:

Recepción Material:

Conocimiento de la Obra por el Comercial: Visita Base Datos Tel./Fax. Otros

Cliente nuevo? SI No Nos conoce Por: Otro Cliente Web Cartel en Obra Pub. Revistas

Comienzo Obra: / /

Configuración

Exterior Interior

Dimensiones

Superficie fachada: m²

Espesor del Muro: cm



Vuelo Max. balcones: cm

Vuelo Max. cornisa: cm

Altura Máxima: m

Altura Mínima: m

Ocupación permitida: m

SOLDIER SUPERPAL

Accesorios

Visera: ml

malla: m²

Paso Peatonal

Ancho: m Largo: m Alto: m

Protectores Madera

Proyecto Técnico

SI

NO

Otras Consideraciones

Bibliografía y Normativa.

Bibliografía.

Manual para el diseño, cálculo y construcción de apeos y refuerzos alternativos.

Espasandín López, Jesús

Madrid: Munilla-Lería, DL 2002

Restauración y rehabilitación

Pérez Martín, José Luís Javier

3ª Edición, Corregida y ampliada.

Madrid: Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos. Fundación Escuela de la Edificación, DL 1994

Apeos y grietas en la edificación.

Abásolo, Andrés

Madrid: Munilla-Lería, 1996

Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica

Heyman, Jacques

Madrid 1995

Restauración y rehabilitación

Pérez Martín, José Luís Javier

3ª Edición, Corregida y ampliada.

Madrid: Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos. Fundación Escuela de la Edificación, DL 1994

Normativa:

Código Técnico de la Edificación (CTE)

CTE DB-SE

- DB-SE: Seguridad Estructural
- DB-SE AE: Acciones en la Edificación.
- DB-SE C: Cimientos
- DB-SE F: Fábricas

Normas Básicas de la Edificación (NBE)

- NBE FL-90
- NBE AE-80

Normas Tecnológicas de la Edificación (NTE)

- NTE B Cimentaciones
- NTE ADD Demoliciones
- NTE ADV Vaciados
- NTE EFL Fábrica de Ladrillos
- NTE FFP Fábrica de Piedra

Norma de construcción sismorresistente (NCSR-02), partes General y Edificación.

R.D. 1627/1997 de 24 de Octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción (B.O.E. 25.X.1997)

R.D. 485/1997 de 14 de Abril, sobre disposiciones mínimas de señalización de seguridad y salud en el trabajo (B.O.E. 23.IV.1997).

