

# CUADERNOS INTEMAC

## Acciones en fachadas

---

### Actions on façades

Suyupa Dávila  
Ingeniero de Caminos  
Dpto. de Estructuras de Intemac

Peter Paul Hoogendoorn  
Ingeniero Civil  
Dpto. de Estructuras de Intemac

Ramón Álvarez Cabal  
Dr. Ing. Industrial  
Jefe del Dpto. de Estructuras de Intemac



METIRE UT SCIAS

**INTEMAC**

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

**N.º 83**

3.º TRIMESTRE '11



METIRE UT SCIAS

## INTEMAC

### INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

**LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES**

**CONTROL DE PROYECTO**

**CONTROL DE OBRA**

**GARANTÍA DE CALIDAD**

**( D.C.T. ) CONTROL PARA EL SEGURO DE DAÑOS**

**INFORMES DE PATOLOGÍA, REHABILITACIÓN Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES**

OBRAS PÚBLICAS  
EDIFICACIÓN  
INSTALACIONES



## INTEMAC AUDIT

### AUDITORIA TÉCNICO-ECONÓMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORÍA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACIÓN DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORIAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACIÓN DE LA OBRA



## INTEMAC ECO

### AUDITORÍA TÉCNICA MEDIOAMBIENTAL

**CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL**

Obras Públicas  
Edificación  
Instalaciones

**CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL**

Aire  
Agua  
Ruido

**AUDITORIA MEDIOAMBIENTAL**

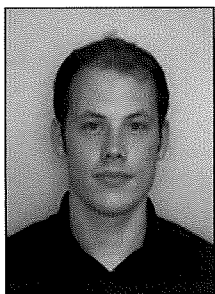
**ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE**

## ACCIONES EN FACHADAS

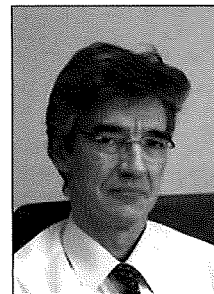
## ACTIONS ON FAÇADES



**Suyapa Dávila**  
Ing. de Caminos  
Dpto. de Estructuras de INTEMAC  
Civil Engineer  
Structures Dpt. INTEMAC



**Peter Paul Hoogendoorn**  
Ing. Civil  
Dpto. de Estructuras de INTEMAC  
Civil Engineer  
Structures Dpt. INTEMAC



**Ramón Álvarez Cabal**  
Dr. Ing. Industrial  
Jefe del Dpto. de Estructuras de INTEMAC  
Head of Structures Dpt. INTEMAC

---

Copyright © 2012, INTEMAC

Todos los derechos reservados. Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida o distribuida de ninguna manera ni por ningún medio, ni almacenada en base de datos o sistema de recuperación, sin el previo permiso escrito del editor.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or distributed in any form or by any means, or stored in a data base or retrieval system, without the prior written permission of the publisher.

ISSN 1133-9365

Depósito legal: M-4699-2010  
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. PLANTEAMIENTO GENERAL DE COMPROBACIÓN
  - 2.1. INTERACCIÓN FACHADA-ESTRUCTURA
  - 2.2. DEFINICIÓN DE ACCIONES
  - 2.3. COMBINACIONES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD
  - 2.4. ESQUEMAS RESISTENTES
  - 2.5. CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS
3. ACCIONES
  - 3.1. VIENTO
  - 3.2. SISMO
  - 3.3. TÉRMICAS Y REOLÓGICAS
4. CONCLUSIONES
5. REFERENCIAS

## CONTENTS

1. INTRODUCTION
2. GENERAL APPROACH TO ASSESSMENT
  - 2.1. FAÇADE-STRUCTURE INTERACTION
  - 2.2. DEFINITION OF ACTIONS
  - 2.3. LOAD COMBINATIONS AND SAFETY FACTORS
  - 2.4. STRUCTURAL SYSTEM
  - 2.5. ELEMENT CAPACITY
3. ACTIONS
  - 3.1. WIND
  - 3.2. EARTHQUAKE
  - 3.3. THERMAL AND RHEOLOGICAL
4. CONCLUSIONS
5. REFERENCES

## ABSTRACT

*As the recent earthquake at Lorca, Spain, clearly showed, the construction systems generally used on façades may not afford these elements sufficient strength to withstand the extreme actions to which they may be exposed.*

*The present study compares the forces acting on the major façade components as a result of wind, temperature change or earth tremors, with a view to identifying the determinative stresses and setting them against the respective strength values.*

*The ultimate aim is to ascertain whether the general failure observed in some façade elements is merely the result of inappropriate sizing or whether more serious problems are involved attributable to the system itself. This question is explored by verifying whether the mandatory safety levels are reached in some of the most common façade solutions under both accidental and permanent situations.*

## 1. INTRODUCTION

Until the entry into effect of its *Technical Building Code* (Spanish initials, CTE), Spain had no specific regulations on façade stability design. Designers resorted to Eurocode 6: Design of Masonry Structures, and construction engineering codes dating from the nineteen seventies. The scope of NBE-FL-90, based on a former standard, MV-201/1972, for instance, was confined to brick masonry bearing walls.

The CTE introduced important changes in the approach to façades, defining the actions that must be taken into consideration in their design. Basic document CTE-DB-SE-AE (8) focuses particularly on wind action. Strictly speaking, masonry enclosures are the only such elements presently regulated under *Technical Building Code* basic documents SE-F (9) and HS1 on healthful buildings and protection against moisture.

Any number of advances have been developed for enclosure systems in recent years, involving the use of new materials, anchorage systems and construction procedures. Consequently, traditional masonry façades co-exist today with the most innovative curtain walls, for instance. The rather slower adaptation of the existing legislation has rendered it more and more precarious. One outcome of this situation is the lack of a statutory code on lightweight façade design, for which engineers must resort to the recommendations laid down in Spanish standards (UNE-EN 13830:2004, UNE-EN 13119:2007 and UNE-EN 12179:2000) and publications such as the *Asefave Handbook on lightweight façades* (5) or the *Glass Manual* (15).

Given the ratio of the volume of enclosures to the volume of structural members, the former have a substantial impact on overall construction expense, particularly since their aesthetic significance often entails the use of costly materials. In addition, enclosure collapse may have dire consequences. In the recent Lorca earthquake, a number of people were injured by elements that detached from façades (Photograph 1). That incident drew attention to the actual condition of the town's façades, in which many flaws were detected, including the failure to brace masonry against the structural slabs, material decay or problems stemming from the absence of joints.

Simple observation reveals severe problems with façades everywhere, albeit less dramatically than in Lorca, especially in panelled (Photograph 2) or masonry (Photograph 3) enclosures.

## RESUMEN

*Tal y como ha puesto de relieve el reciente terremoto de Lorca los sistemas constructivos habitualmente utilizados en las fachadas pueden resultar insuficientes frente a las acciones de carácter extremo a las que llegan a verse sometidos.*

*El presente trabajo trata de establecer una comparación entre los esfuerzos que sobre algunos de los elementos más significativos de las fachadas imponen las acciones de viento, sismo y aquellas relativas a cambios térmicos, tratando de identificar las solicitaciones determinantes y compararlas con las capacidades correspondientes.*

*El objetivo último es comprobar si el fallo generalizado observado en algunos elementos de fachada responde a un simple problema de dimensionamiento inadecuado o, por el contrario, se trata de un problema más grave, relativo al propio sistema, comprobándose que los niveles normativos de seguridad no se alcanzan en algunas de las configuraciones más habituales de fachadas, no ya para las situaciones accidentales, sino incluso para las permanentes.*

## 1. INTRODUCCIÓN

Hasta la entrada en vigor del *Código Técnico de la Edificación*, CTE, no existía reglamentación española específica relativa al cálculo de la estabilidad de las fachadas y había que remitirse al Eurocódigo 6: Proyecto de Estructuras de Fábrica, y a las Normas Tecnológicas de la Edificación de los años 70. El alcance de la NBE-FL-90, basada en la antigua norma MV-201/1972, se limitaba a los muros resistentes de fábrica de ladrillo.

El CTE ha introducido cambios importantes en la consideración de las fachadas definiendo las acciones que deben considerarse en su cálculo, CTE-DB-SE-AE (8), particularmente desarrolladas para el caso de las acciones de viento. Siendo estrictos, según el *Código Técnico de la Edificación* en sus Documentos Básicos SE-F (9) y HS1:Salubridad. Protección frente a la humedad, los cerramientos de fábrica son los únicos elementos que están actualmente reglamentados.

En los últimos años han surgido multitud de avances relativos a los sistemas de cerramiento: empleo de nuevos materiales, sistemas de anclaje o procedimientos constructivos, conviviendo hoy en día las tradicionales fachadas de fábrica con los más innovadores muros cortina, por ejemplo. La normativa existente no ha seguido la misma evolución y consecuentemente cada vez resulta más patente la precariedad de la misma. En este sentido cabe destacar la ausencia de una norma de obligado cumplimiento que regule el diseño de las fachadas ligeras, confiando su proyecto a las recomendaciones recogidas en las normas UNE (UNE-EN 13830:2004, UNE-EN 13119:2007, UNE-EN 12179:2000, etc.) y a publicaciones tales como el *Manual de Fachadas Ligeras* de Asefave, (5) o el *Manual del Vidrio*, (15).

El volumen que supone el cerramiento frente a los elementos estructurales se traduce en una importancia económica en absoluto despreciable en el total de la construcción, máxime teniendo en cuenta que en muchos casos se requiere una estética determinada que implica el empleo de materiales costosos. Además, debemos tener en cuenta que las consecuencias derivadas de su colapso pueden tener una trascendencia elevada. En el caso del reciente terremoto producido en Lorca, el desprendimiento de los elementos de fachada (Fotografía 1) fue la causa de los daños a personas. Dicho incidente ha puesto en evidencia el estado real de las fachadas existentes, siendo frecuente encontrar falta de apoyo de la fábrica en el forjado, materiales deteriorados o problemas derivados de la ausencia de juntas.

Hemos de señalar, no obstante, que aunque sin el carácter dramático de lo observado en Lorca, la simple observación de las fachadas en nuestras ciudades permite apreciar gran número de problemas, problemas en aplacados (Fotografía 2) y en fábricas (Fotografía 3).



**Photograph 1**  
**Fotografia 1**



**Photograph 2**  
**Fotografia 2**

## **2. GENERAL APPROACH TO ASSESSMENT**

Façades used to be designed as bearing walls, i.e., as part of the structure.

Most of today's enclosures are based on an entirely different conceit. Designed as non-structural, self-supporting elements, they envelope the bearing structure and are exposed to environmental actions, which they must withstand locally and transfer to the structure.

Real life construction, however, deviates from that ideal. Despite non-structural enclosure design, construction practice often inevitably leads to façade-structure interaction, exposing the former to actions they are not initially intended to resist.

The clearest example is to be found in enclosures consisting of standard masonry, such as portrayed in Photograph 4. The entire panel is often in contact with reinforced concrete columns and lintels.





**Fotografía 3**  
**Photograph 3**

## **2. PLANTEAMIENTO GENERAL DE COMPROBACIÓN**

Las fachadas se concebían antiguamente como parte de la estructura (muros de carga).

La mayoría de los cerramientos actuales parte de un concepto muy distinto. Se proyectan como elementos no estructurales, autoportantes, que envuelven la estructura resistente del edificio y quedan expuestos a las acciones ambientales existentes, acciones que deben resistir localmente y transmitir a la estructura.

La realidad es, sin embargo, ajena a este planteamiento. Aunque proyectados como no estructurales, los cerramientos se ejecutan en muchas ocasiones en forma tal que inevitablemente interactúan con la estructura, por lo que tendrán que soportar acciones supuestamente ajenas.

El ejemplo más claro lo encontramos en los cerramientos formados por hojas de fábrica, práctica habitual que ilustra la Fotografía 4. En muchos casos todo el perímetro del paño está en contacto con los pilares y dinteles de hormigón armado.



**Fotografía 4**  
**Photograph 4**

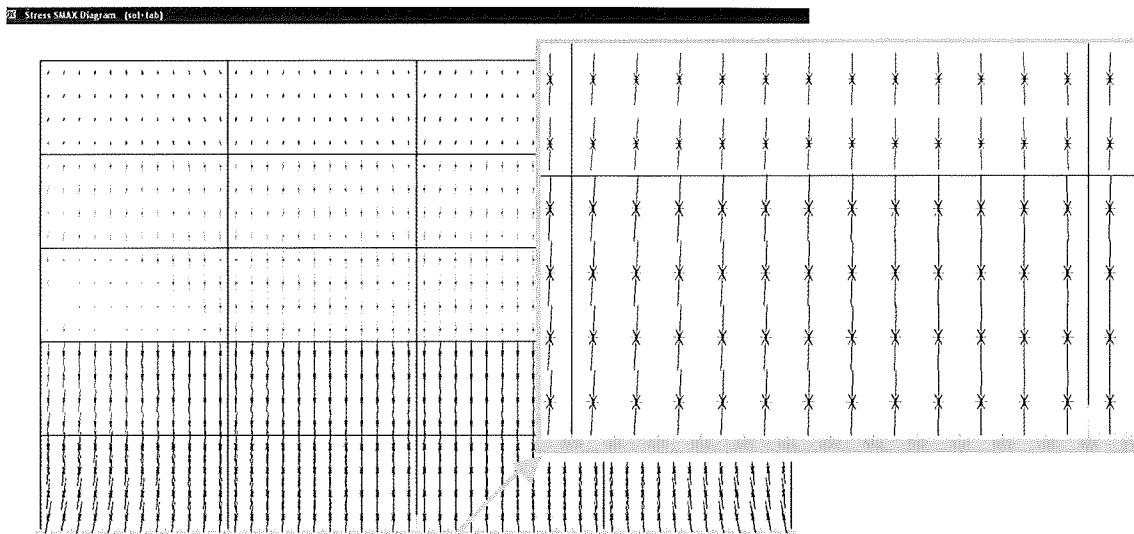
The implications of this practice are discussed below.

## 2.1. FAÇADE-STRUCTURE INTERACTION

The structural importance of masonry panels has been repeatedly addressed (Calavera (7)). Some of the considerations in this regard are summarised below.

- Such façades are designed with sufficient capacity to transfer vertical loads, while at the same time receiving loads from the columns. The assembly would act like a composite section consisting of columns and masonry, subject to the dimensions and moduli of deformation for the materials involved.

By way of example, Figure 1 shows the distribution of vertical loads in the masonry-structure interaction in a portal frame, taking into consideration the permanent loads induced by floors and partitions, as found with finite element modelling using SAP2000 software.



**Figure 1. Transfer of vertical loads**  
**Figura 1. Transmisión de cargas verticales**

Although the problem is complex due to the variations in material characteristics over time (concrete creep transfers the self weight of the structure to the masonry), even the most elementary estimate shows that the load that descends along the masonry is several times greater than the load running down the columns.

Such an obvious development is often disregarded on the grounds that it is conservative, for the masonry would enhance overall design stiffness and strength. This, however, is a rather flimsy argument because in practice neither the capacity of the masonry to bear these loads nor the effect of the inevitable singularities is calculated.

Assume, for instance, that one of the panels that stiffens the framework is removed. The loads on the masonry immediately above that panel clearly decline. When the panel is removed, the load transferred by it to the foundations must be taken up by the adjacent columns. This explains the relieving arch in Figure 2 and the cracking that often appears in panels on lower storeys (Photograph 5).

En lo que sigue se describen algunas implicaciones de esta realidad.

## 2.1. INTERACCIÓN FACHADA-ESTRUCTURA

La importancia estructural de los paños de fábrica ha sido ya señalada en repetidas ocasiones (Calavera (7)). En efecto:

- Frente a acciones verticales: La fachada tiene capacidad de transmitir cargas verticales, descargando al mismo tiempo los pilares. El conjunto funcionaría como una sección compuesta formada por pilares y fábrica, considerando las dimensiones y módulos de deformación correspondientes a cada uno de los dos materiales.

A modo de ejemplo hemos comprobado la distribución de cargas verticales resultante teniendo en cuenta la interacción de la fábrica supuesta la acción de las cargas permanentes de solado y tabiquería, pórtico modelizado mediante el programa de elementos finitos SAP2000, Figura 1

Aunque se trata de un problema complejo debido a la evolución de las características de los materiales con el tiempo (la fluencia del hormigón descarga la estructura de su peso propio transfiriéndoselo a la fábrica), la estimación más elemental realizada permite comprender que, en realidad, la carga que baja por la fábrica es varias veces superior a la que desciende por los pilares.

Una realidad tan evidente se suele obviar argumentando que ello resulta conservador, dado que la fábrica tendría un efecto favorable al incrementar la rigidez y la resistencia global del edificio respecto a lo previsto en proyecto. Se trata, en nuestra opinión, de un argumento poco consistente porque en la práctica no se comprueba ni la capacidad de la fábrica frente a esas nuevas cargas ni el efecto de las inevitables singularidades.

Supóngase, por ejemplo, que se elimina uno de los paños que rigidizan el entramado. Se observa con claridad la descarga que se produce en las fábricas inmediatamente superiores. Al eliminar el paño, la carga que este elemento transmitía a la cimentación tiene que ser recogida por los pilares adyacentes y de ahí el arco de descarga que se aprecia en la Figura 2 y que, en la práctica, justifica la fisuración de muchos paños de las primeras plantas (Fotografía 5)

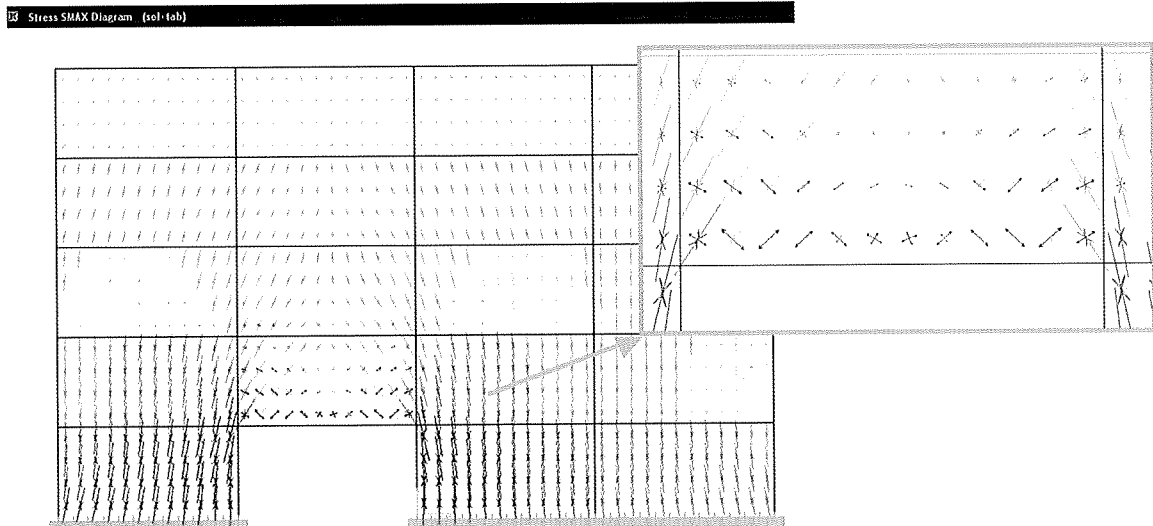


Figura 2. Arco de descarga  
Figure 2. Relieving arch

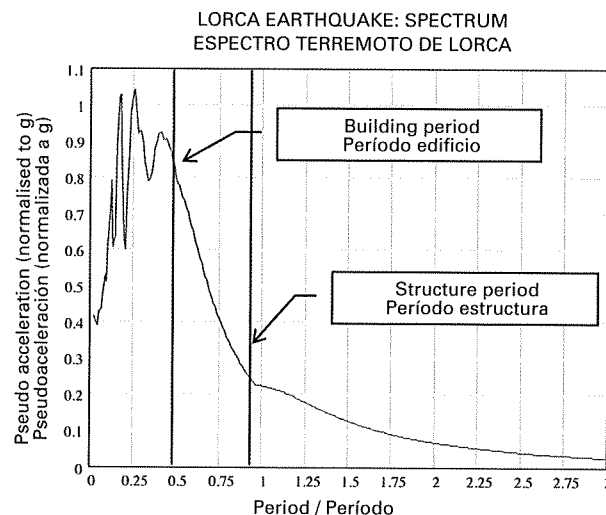


**Photograph 5**  
**Fotografía 5**

The traditional recommendation to “start the structure from the ground up and the masonry from the roof down” is clearly justified in light of the foregoing.

- Masonry façades make an even greater contribution to overall building stiffness and strength where horizontal actions are concerned. Many of the buildings in Lorca inspected by INTEMAC after the recent earthquake lacked a suitable structural scheme in at least one plan view direction (the structure consisted basically of a series of flat portal frames spanned by one-way slabs). The damage recorded in these buildings did not appear to be very different, however, from what was observed in others whose bearing structure was designed to resist horizontal actions.

In the specific case of seismic action, masonry-structure interaction is particularly significant because it conditions the value of the actions themselves. Rudimentary analysis shows how initially non-structural elements can reduce the building period by half, with the concomitant rise in equivalent forces, as shown in the spectrum in Figure 3, where the two periods are plotted.



**Figure 3**  
**Figura 3**

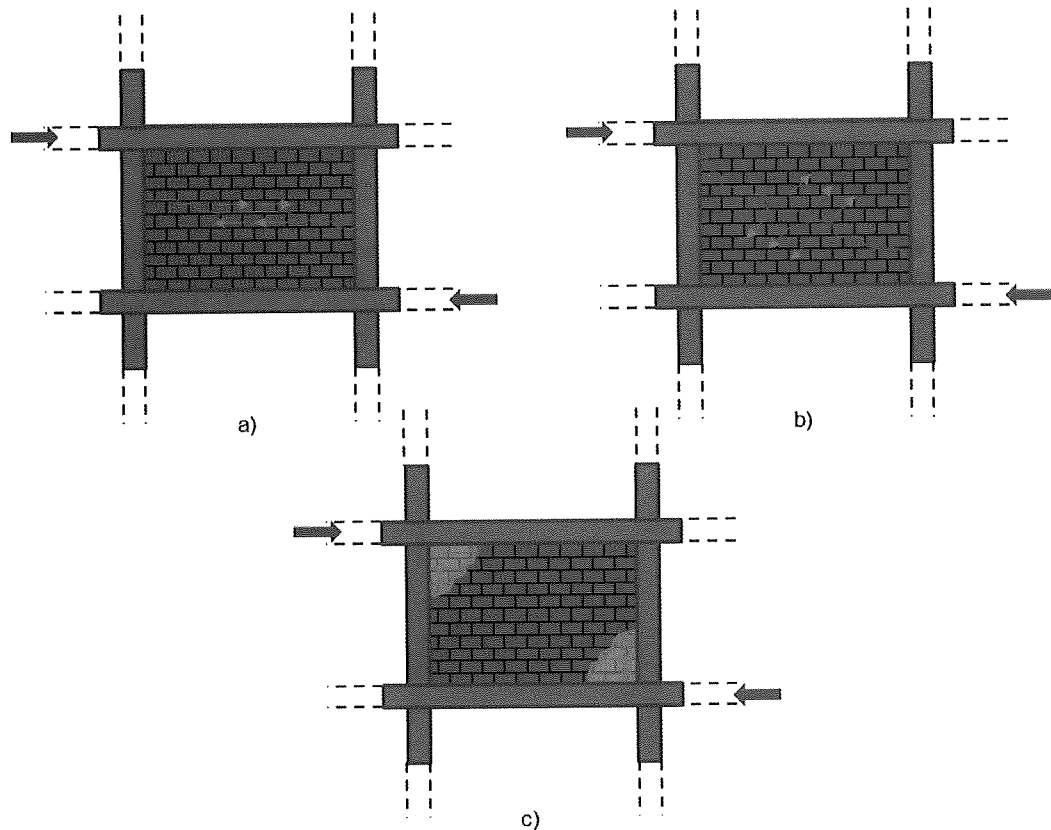
A contention often heard in this case is that since the masonry would fail immediately under such large loads the forces actually affecting the structure would be the weaker actions corresponding to its period. This argument is not wholly consistent either, however, because masonry failure is local (taking place in the lower storeys), which would favour “weak storey” type configurations and induce column failure (Figure 4).

- La tradicional recomendación de ...*"empezar la estructura por la cimentación y las fábricas por la cubierta"*... se justifica claramente con estos argumentos.

Frente a las acciones horizontales: La contribución de las fábricas a la rigidez y la resistencia global del edificio es aún más importante. Muchos de los edificios inspeccionados en Lorca por INTEMAC tras el reciente terremoto no contaban con un esquema estructural adecuado en, al menos, una de las direcciones en planta (la estructura consistía básicamente en una sucesión de pórticos planos entre los que se disponían forjados unidireccionales). Los daños registrados en estos edificios no parecían, sin embargo, muy diferentes a los observados en aquellos que contaban con algún esquema estructural resistente frente a las acciones horizontales.

En el caso particular de las acciones sísmicas la interacción entre las fábricas y la estructura adquiere especial relevancia porque condiciona el valor de las propias acciones. Un análisis elemental permite comprobar cómo los elementos pretendidamente no estructurales pueden reducir a la mitad el período del edificio, con el consiguiente aumento de solicitaciones al situar ambos períodos en el espectro (Figura 3).

También en este caso se suele aplicar el argumento de que ante cargas tan importantes se producirá el fallo inmediato de las fábricas y, por tanto, las fuerzas realmente actuantes sobre la estructura serán las correspondientes a su período, muy inferiores. De nuevo, el argumento no es totalmente consistente porque el fallo de las fábricas tiene carácter local (se produce en las plantas bajas) favoreciendo la formación de configuraciones de tipo "planta débil" y porque su rotura puede inducir la de los pilares (Figura 4).



**Figura 4. Acciones horizontales en el plano de la fábrica**  
**Figure 4. Horizontal actions along the plane of the masonry façade**

## 2.2. DEFINITION OF ACTIONS

While enclosure stability should be verified for actions in all directions, in most cases horizontal actions are the ones that condition façade design, not only because they are usually greater than vertical actions, but because enclosures have greater vertical than horizontal load capacity.

The limited bending strength of masonry façades translates into lower resistance to horizontal actions. Their capacity to withstand such actions is conditioned by their geometry (length of panels between transverse stiffening elements) and how their edges are secured (freely or restrained), which in turn depends on the bond to the bearing structure. For instance, where elastic horizontal joints are needed between the bearing structure and the façade, the wind resistance of the latter is weakened and made dependent upon vertical stiffeners.

The actions discussed below must be consistently taken into consideration when verifying façade compliance with structural safety requirements (carrying capacity and stability). These actions may be classified as direct or indirect, depending on their origin. Wind and seismic actions are the most prominent among the former category, while thermal and rheological actions and differential movements between façade and structure constitute indirect stresses that must not be overlooked.

## 2.3. LOAD COMBINATIONS AND SAFETY FACTORS

According to CTE provisions, the carrying capacity of these elements is verified on the grounds of the material strength and actions considered. These parameters are duly adjusted by partial safety factors, i.e., lowering strength values and raising action intensity pursuant to the combinations of actions laid down in basic document CTE-DBSE-AE (8) on ultimate and serviceability limit states.

This is sometimes misunderstood, under the conviction that non-structural elements need only be verified for serviceability and therefore included in the combinations involving only that limit state.

The legislation is very unambiguous in this regard, however. The CTE requires not structural, but *building* stability. In other words, the design must ensure façade panel stability when exposed to (duly intensified) environmental (wind, thermal...) and accidental (impact, earthquakes...) actions and compare the durability of the anchorages to the service life of the building, while guaranteeing their accessibility for inspection and maintenance.

A striking difference can be observed between industrialised systems, which use specific materials (stainless or galvanised steel, for instance) in tested set-ups (that prevent the formation of galvanic couples or differential aeration), and the site-specific systems occasionally deployed.

The diversity of elements forming enclosure systems and their dependence on the quality of construction call for very high partial safety factors. For instance, while the CTE defines a partial safety factor of 1.5 for structural concrete, the value for non-reinforced masonry façades ranges from 1.7 to 3.0 depending on the quality of construction and the type of control. Overall values for enclosures (after increasing load and reducing material strength values) are generally higher than 3.0, although even higher values are prescribed for components such as structural silicone (the safety factor for the material alone is 4 in Spanish standard UNE-EN13022-1:2006 on construction glass).

Nonetheless, rules and regulations in this regard are generally lacking. Each element comprising an enclosure system should have a partial safety factor of its own. The only specific values for the plugs that anchor curtain wall framing to the structure, for instance, are provided by each individual manufacturer.

The statically determinate systems used to secure curtain walls are unable to redistribute forces should one of the components fail. That fragility calls for higher anchorage than panel safety factors. An alternative approach would be to establish some degree of redundancy, i.e., no element should be supported by a single anchorage and where two are in place, each should be able to bear the entire load.

## 2.2. DEFINICIÓN DE ACCIONES

Aunque ha de comprobarse la estabilidad de los cerramientos frente a las acciones en todas las direcciones, en la mayoría de los casos son las acciones horizontales las que condicionan el diseño de las fachadas, no sólo porque su valor suele ser superior al de las verticales, sino también porque los cerramientos presentan mayor capacidad resistente en dirección vertical.

En el caso de las fachadas compuestas por muros de fábrica, su limitada resistencia a flexotracción, se traduce en una mayor debilidad frente a acciones horizontales. Ante este tipo de acciones su capacidad resistente estará condicionada por su geometría, (longitud de los paños entre elementos de rigidización transversal) y la sustentación de sus bordes, (libres, apoyados o empotrados), dependiente de la vinculación dispuesta con la estructura resistente. Por ejemplo, en ocasiones nos veremos obligados a disponer juntas elásticas horizontales entre la estructura resistente y la fachada, las cuales debilitarán la resistencia de la misma frente al viento, confiando dicha misión a los rigidizadores verticales.

Las acciones que vamos a desarrollar a continuación deben tenerse en cuenta siempre para verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural (capacidad portante y estabilidad) de la fachada y según su procedencia podemos clasificarlas como acciones directas o indirectas. Dentro de las primeras, analizaremos por su importancia las acciones debidas a viento y sismo, siendo las acciones térmicas y reológicas y los movimientos diferenciales de la fachada con la estructura, sollicitaciones de tipo indirecto que tampoco debemos olvidar.

## 2.3. COMBINACIONES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Siguiendo las indicaciones del CTE, la capacidad portante de estos elementos se verifica a partir de los valores característicos de resistencias de los materiales y las acciones consideradas, convenientemente afectados por coeficientes parciales de seguridad, minorando las resistencias y mayorando las acciones consideradas, según las combinaciones de acciones recogidas en el CTE-DBSE-AE (8) correspondientes a los estados límite último y de servicio.

En ocasiones hemos observado un claro malentendido al respecto, al considerar que todas las comprobaciones relativas a los elementos no estructurales se limitan a su aptitud al servicio y, por tanto, se plantean únicamente en las combinaciones correspondientes a tales estados límite.

La normativa es, sin embargo, muy clara en este sentido. El CTE no exige la estabilidad de la estructura, sino del *edificio*. En definitiva, el proyecto debe comprobar la estabilidad de un panel de fachada ante las acciones ambientales mayoradas (viento, térmicas,...), las accidentales (impactos, terremotos,..) y también debe comprobar la durabilidad de los anclajes que lo soportan respecto a la vida útil del edificio, la posibilidad de su inspección y mantenimiento, etc.

Es llamativa la diferencia que, en este sentido, se aprecia entre los sistemas industrializados, que utilizan materiales específicos (aceros inoxidable, galvanizados,..) en configuraciones probadas (que evitan la formación de pares galvánicos o de aireación diferencial) frente a los sistemas específicos utilizados en ocasiones.

La dispersión de elementos que forman los sistemas de cerramiento y su dependencia del proceso de ejecución, exige coeficientes parciales de seguridad muy elevados. Por ejemplo, frente al coeficiente parcial de seguridad de 1,5 definido por el CTE para el hormigón estructural, para las fachadas de fábrica sin armar se indican valores comprendidos entre 1,7 y 3,0 en función de la categoría de la ejecución y el control realizado. En general son habituales en cerramientos valores globales (comprendiendo la mayoración de cargas y la minoración de materiales) superiores a 3,0, si bien en elementos como las siliconas estructurales se alcanzan valores más elevados (ya sólo el coeficiente de minoración del material se define como 4 en la UNE-EN13022-1:2006 "Vidrio para la edificación").

Sin embargo, encontramos un gran vacío de las normas al respecto. Entendemos que cada uno de los elementos que compone un sistema de cerramiento debe contar con coeficientes parciales de seguridad propios. Para la comprobación, por ejemplo, de los tacos que anclan los bastidores de un sistema de muro cortina a la estructura, dependemos de los valores específicos dados por cada fabricante.

El carácter isostático de la sujeción de los paneles de un muro cortina, no admite ninguna redistribución de esfuerzos en caso de agotamiento de alguno de sus componentes. Esta fragilidad requiere coeficientes de seguridad más elevados en el cálculo de los anclajes respecto a los empleados en el panel. Otra forma alternativa de actuar sería la de establecer cierta redundancia, es decir, ningún elemento podrá estar sustentado por un solo anclaje y si son dos anclajes los sustentantes, cada uno de ellos será capaz de soportar la totalidad de la carga.

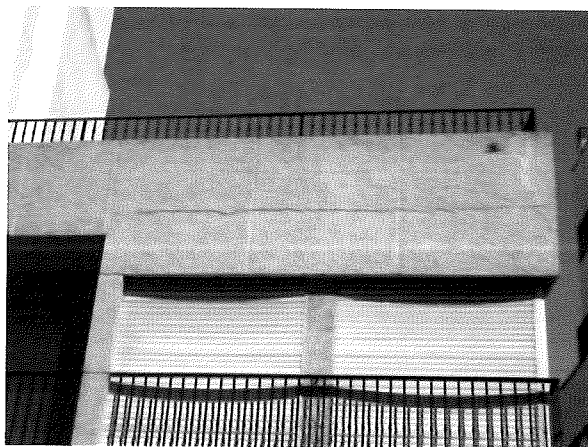
## 2.4. STRUCTURAL SYSTEM

The strength patterns that develop vary widely depending on the type of enclosure.

Even the most common of enclosures, brick masonry, can be built in a great many ways, some of which may be clearly unsuitable, and in general lie outside the realm of catalogued solutions. In masonry façades that cover the columns entirely, inter-panel continuity would ensure the redistribution of forces in accordance with a statically indeterminate scheme, whereas a determinate approach is generally adopted for curtain walls. The magnitude of the deformation in the latter type of façade rules out solutions concentrating its effect on individual joints. Each element (panel, glass, framing) must consequently be assembled with sufficient leeway so as not to interfere with the adjacent element. The anchorage for each panel, shape or frame component calls for a statically determinate scheme able to accommodate movements relative to the structure. This static determinacy requires anchorages providing restraint in a single direction without affecting the others, and at the same time entails system fragility: failure in a single anchorage would induce collapse. The most common solutions, such as bolts in slotted holes, always introduce undesired friction-induced constraints in the other degrees of freedom and pose other durability and construction difficulties.

The traditionally accepted support dimension at the base of masonry enclosures,  $2/3$  of the wall thickness, does not guarantee the absence of tensile stress at the interface. Singular strength systems are often observed. These may include inverted parapets resting on angle clips in turn welded to the structure. This concession, itself questionable, is risky given the poor bond between the steel clip and the masonry. Another situation that should not be overlooked appears due to roof slab deformations attributable to thermal expansion. The concomitant thrust may be transferred to the masonry, perhaps severely damaging its connection to the structure, which is generally small to begin with. Photograph 6 shows a crack induced by roof thrust against a parapet whose abutment with the structure seems to have been carelessly built.

Parapet strength is frequently undermined as a result of support failure induced by roof thrust when the parapet-structure abutment is unsatisfactory. The result is a crack along the line of support that shows through smooth finishes.



Photograph 6  
Fotografía 6

## 2.5. ELEMENT CAPACITY

The bearing strength of the elements comprising façades depends on many factors, including their intrinsic characteristics, construction quality, dimensions and support set up. In the case depicted in Photograph 6, any estimate of parapet load capacity would necessarily be rash.

Depending on the type of façade and strength pattern designed, each component must meet a series of strength requirements. In two-wythe walls, for instance, if the outer wythe is anchored to its inner counterpart, the wind pressure on the façade is transferred to the latter, which is not usually designed to withstand such forces.



## 2.4. ESQUEMAS RESISTENTES

Según la tipología de cerramiento empleada, los sistemas resistentes desarrollados son muy distintos.

Incluso los cerramientos más comunes, las fábricas de ladrillo, se ejecutan en una gran variedad de configuraciones, en muchos casos claramente inadecuadas, y en general ajenas a las soluciones catalogadas. En el caso de las fábricas que pasan por delante de los pilares en su totalidad, la continuidad entre los paños permitiría la redistribución de los esfuerzos según un esquema hiperestático, mientras que en el caso de los muros cortina, el planteamiento suele ser isostático. La magnitud de las deformaciones que debe soportar esta última tipología, impide concentrar su efecto en juntas aisladas, y cada elemento (panel, vidrio, etc) debe montarse con holgura suficiente para no interferir con el aledaño. El anclaje de cada panel, elemento de perfilería o bastidor exige un esquema isostático capaz de acomodar los desplazamientos relativos con la estructura. Esta isostaticidad requiere anclajes capaces de coaccionar una única dirección sin afectar a las restantes. A la vez que implica fragilidad del sistema, el fallo de uno solo de sus anclajes provocaría el colapso. Las disposiciones más comunes, como los tornillos en agujeros rasgados, siempre introducen a través del rozamiento restricciones indeseadas en los restantes grados de libertad, presentando además complicaciones relativas a durabilidad y ejecución.

En lo que respecta al punto de apoyo de los cerramientos de fábrica en su base, tradicionalmente se admiten valores de hasta 2/3 el espesor del muro, valores que no garantizan la ausencia de tracciones en el apoyo. Es frecuente encontrar sistemas resistentes singulares como aquellos configurados por los petos invertidos, apoyados en angulares que a su vez han sido soldados a la estructura, en los que esta concesión, ya de por sí cuestionable, resulta arriesgada, máxime si tenemos en cuenta la falta de adherencia existente entre el angular metálico y la fábrica. Por otro lado, no debemos olvidar situaciones como las producidas por la deformación del forjado de cubierta, cuya dilatación por acciones térmicas, puede producir empujes sobre la fábrica cuyo apoyo, ya de por sí reducido generalmente, puede verse seriamente dañado. En la Fotografía 6 observamos la fisura producida por el empuje del material de cubierta sobre un peto cuyo encuentro probablemente no haya sido ejecutado adecuadamente.

Es muy frecuente, la degradación de la resistencia de los petos a consecuencia de la rotura del nivel de apoyo en el forjado motivada por el empuje del material de cubierta cuando no se cuida el detalle de encuentro. Ello se manifiesta en la fisura que marca el apoyo y que se hace patente cuando se emplean acabados lisos.

## 2.5. CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS

La capacidad resistente de los elementos que componen las fachadas depende de muchos factores como pueden ser sus características intrínsecas, su ejecución, sus dimensiones y condiciones de apoyo. En el caso contemplado en la Fotografía 6, cualquier estimación de la capacidad resistente del peto puede resultar aventurada.

En función de la tipología y esquema resistente diseñado, cada uno de los componentes de la fachada tendrá que cumplir unos requisitos resistentes determinados. Por ejemplo, en los muros formados por dos hojas de fábrica, si la hoja exterior se ancla a la interior, las presiones de viento que soliciten la fachada se transmitirán a la hoja interior, la cual habitualmente no está calculada para resistir dichos esfuerzos.

Del mismo modo, cabe destacar que los aplacados que revisten las fachadas presentan pesos elevados en muchas ocasiones, por lo que es indispensable que tanto los sistemas de anclaje de estos elementos a la fábrica, como la propia fábrica, tengan capacidad suficiente para resistir los esfuerzos generados. En estas situaciones debe prestarse especial atención al apoyo de la fábrica en su base.

## 3. ACCIONES

### 3.1. VIENTO

Generalmente se considera la presión del viento sobre una superficie, en ausencia de una interacción dinámica con la estructura, como el producto de la presión dinámica del viento en campo libre y un coeficiente de presión adimensional.

La presión dinámica depende de la altura, la rugosidad (obstáculos a barlovento como edificios, árboles etc. frenan el flujo del aire) y la topografía del terreno a barlovento del edificio (cambios en la topografía pueden aumentar la velocidad). El coeficiente de presión refleja, por definición, la relación entre la presión resultante sobre la superficie y la presión dinámica en campo libre. Este coeficiente adimensional depende de las dimensiones globales y forma del edificio, la situación del punto considerado respecto a los bordes del mismo y el ángulo de incidencia.

Para el cálculo global de las estructuras se utiliza un coeficiente llamado de presión global, eólico o de fuerza, que supone el mayor promedio espacial de una distribución de presiones locales simultáneas. En los coeficientes de

Similarly, since façade cladding is often very heavy weight, both the systems that anchor these elements to the masonry and the masonry itself must be designed to a sufficient load capacity to resist the forces generated. In such situations particular attention must be paid to the bottom support on the masonry panel.

### 3. ACTIONS

#### 4.1. WIND

In the absence of dynamic interaction with the structure, the wind pressure on a surface is generally regarded to be the product of the free-field dynamic wind pressure and a dimensionless pressure factor.

Dynamic pressure depends on altitude, roughness (windward obstacles such as buildings or trees reduce the air flow) and terrain topography windward of the building (changes in topography can increase wind speed). By definition, the pressure factor reflects the ratio between the actual pressure on the surface and the free-field dynamic pressure. This dimensionless factor depends on the overall size and shape of the building, the location of the point considered with respect to the edges and the angle of incidence.

The overall value for structures as a whole is calculated from the so-called wind pressure factor, which is the highest mean in a distribution of simultaneous local pressures. Consequently, the location of the point studied with respect to the edges of the envelope has a lesser impact on wind pressure factors. When engineering individual elements such as façades, however, account must be taken of local, non-simultaneous peak pressure factors along the entire building. Local suction pressure in a building can reach values of from two to three times the free-field dynamic wind pressure. This fact has long been known, as attested to by the stones positioned along the edges of the roofs over many simple, old buildings to counteract the high negative pressure generated in these areas.

The entry into effect of Spain's *Technical Building Code* (Spanish initials, CTE) in 2006 introduced a number of significant changes in the approach to calculating wind action on façades. It not only amended the distribution of dynamic wind pressure, as a rule yielding considerably greater loads, but ushered in a statutory regulation in Spain, for the first time, that addresses the effect of wind on façade elements.

The format borrows heavily from existing Spanish standard UNE-EN 1991-1-4 (*Eurocode 1, EC1*) (15), but with substantial simplifications for façade elements. The following comments are in order in this respect.

- EC1 provides that the peak dynamic pressure at a reference altitude must be used to calculate the outdoor pressure acting on a surface. The altitude in question is often not the same as altitude  $z$ , i.e., the location of the element to be designed. The above code recommends a reference altitude equal to the maximum height of the building for lateral and leeward façades, while allowing for a downward adjustment to the windward façade, Figure 5.
- The CTE does not include the pressure factors recommended by the EC1 for parapets and guard rails. For parapets with end buttresses, the EC1 recommends a net pressure (pressure + suction) factor of 2.1 for the corner area and a minimum of 1.2 for the middle area.
- The CTE provides that in open-plan buildings with façade openings, the indoor pressure generated by the wind must be added to the outdoor pressure on the façade. The EC1, in turn, applies the same criterion to buildings with partitions.

According to the CTE, in buildings with several storeys, the indoor wind pressure factor must be calculated for the mean height of the storey analysed. According to the EC1, if the façade has openings with different characteristics, the value to be used is the reference altitude for the surfaces that contribute to generating indoor pressure with their openings; i.e., the indoor pressure factor laid down in the Eurocode is higher than the value established by the CTE.

#### 3.1.1. DESIGN

According to basic document CTE-DBSE-F (9), two design approaches can be adopted to study masonry façades exposed to actions normal to their plane: they can be regarded as flexurally stressed elements supported on one or several edges or loaded arches resting on abutments along both edges. Assuming the wall has bending strength in the two main directions, i.e., parallel and perpendicular to the bed joints, it should behave like a plate. Table 4.6. in CTE-DBSE-F defines these bending strength values by type of component and mortar.

presión global, entonces, pierde importancia la situación del punto considerado respecto a los bordes de la envolvente. Sin embargo para comprobar elementos aislados, como son los de fachada, debemos tener en cuenta los coeficientes locales de presión de pico, no simultáneas, a lo largo del edificio. Las presiones locales de succión en un edificio pueden alcanzar valores de entre dos y tres veces la presión dinámica del viento en campo libre. Desde hace ya mucho tiempo se es consciente de este fenómeno. Así lo ponen de manifiesto muchas antiguas y sencillas edificaciones en las que se colocaban piedras en los bordes de la cubierta, actuando a modo de contrapeso para contrarrestar las fuertes presiones negativas que se producen en esas zonas.

La entrada en vigor en 2006 del *Código Técnico de la Edificación* (CTE) ha introducido varios cambios significativos en la consideración de la acción del viento en las fachadas. No sólo ha modificado la distribución de la presión dinámica del viento resultando, en general, cargas considerablemente superiores, sino que con el CTE existe por primera vez en España una norma de obligado cumplimiento que trata la incidencia del viento sobre elementos de fachada.

El formato sigue la vigente UNE-EN 1991-1-4 (*Eurocódigo 1, EC1*) (15), adoptando, sin embargo, simplificaciones importantes en lo que respecta a los elementos de fachada. En este sentido, cabe realizar los siguientes comentarios:

- El EC1 indica que para calcular la presión exterior que actúa sobre una superficie debe emplearse la presión dinámica de pico a una altura de referencia, que en muchos casos no es igual a la altura  $z$  a la que se encuentra el elemento a comprobar. Así, dicha norma recomienda para las fachadas laterales y la fachada a sotavento una altura de referencia igual a la altura máxima de la edificación, aunque admite una reducción limitada para la fachada a barlovento (Figura 5).

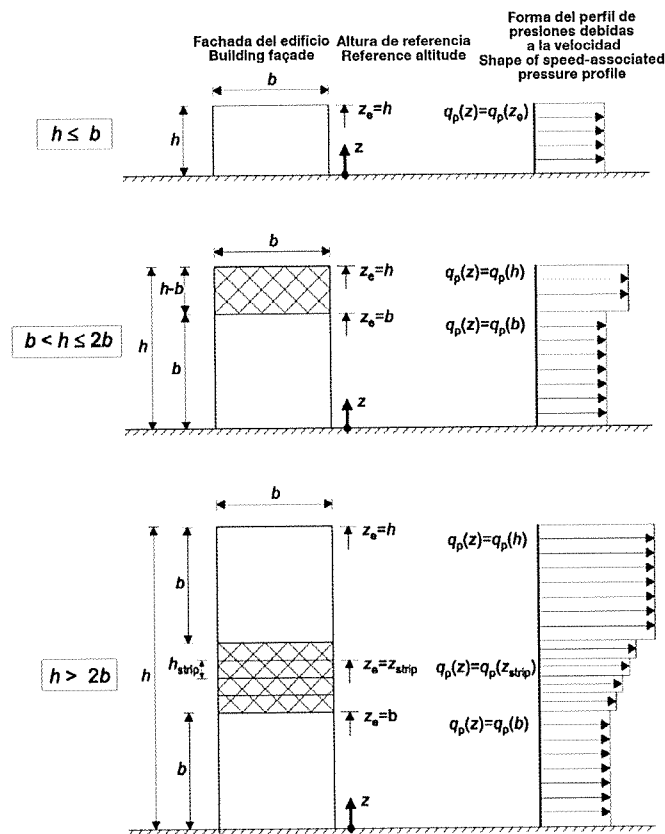


Figura 5. Altura de referencia  $z_e$ , perfil de velocidades y presión correspondiente UNE-EN 1991 1-4  
Figure 5. Reference altitude  $z_e$ , wind speed profile and respective pressure (UNE-EN 1991 1-4)

- El CTE no ha incorporado los coeficientes de presión recomendados por el EC1 para parapetos y barandillas. En caso de tratarse de un peto con contrafuertes en los extremos, el EC1 recomienda coeficientes de presión neta (presión + succión) de 2,1 para la zona de esquina con un mínimo de 1,2 para la zona central.
- El CTE establece que en construcciones diáfanas que presenten huecos, a la presión exterior que solicita la fachada habrá que sumar la acción de la presión interior generada por el viento. El EC1, sin embargo, considera esta presión interior también en edificios con particiones.

The following stability study uses the simplest example, the reaction of a parapet resting on a roof slab to the actions described in the preceding section. In the total absence of transverse walls to brace it or assuming very long distances between them, the parapet would behave like a cantilever and would have bending strength only in the direction parallel to the bed joints.

Assume a masonry wall consisting of perforated brick and mortar with a strength of 10 N/mm<sup>2</sup>. According to CTE basic document SE-F, the characteristic bending strength in the plane of the bed joint can be taken to be 0.10 N/mm<sup>2</sup>. Assuming a partial safety factor of 1.7, the lowest possible according to this code,  $f_{xd}$  would be 59 kN/m<sup>2</sup>.

The Table in Figure 6 lists safe heights for parapets by net wind pressure and masonry wall thickness, in which the unit weight is assumed to be 15 kN/m<sup>3</sup>, and the partial safety factors are 1.5 for wind action and 0.8 for self weight.

Net wind pressure (pressure + suction) kN/m <sup>2</sup>	Wall thickness (m)							
	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.20	0.25	0.30
0.60	0.35	0.45	0.55	0.65	0.80	1.00	1.30	1.60
0.80	0.30	0.40	0.50	0.55	0.65	0.85	1.10	1.35
1.00	0.25	0.35	0.45	0.50	0.60	0.75	0.95	1.20
1.50	0.20	0.30	0.35	0.40	0.45	0.60	0.75	<b>0.95</b>
2.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50	0.65	0.80
3.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.40	0.55	0.65
4.00	0.10	0.15	0.20	0.25	0.25	0.35	0.45	0.55

Figure 6

The following comments are in order in this regard.

- One possible example is the calculation of the safe height for a standard half-foot (11.5 cm) parapet exposed to 1.5 kN/m<sup>2</sup> wind stress. This total pressure value is calculated assuming a basic wind speed of 26 m/s (the minimum in the CTE), a rural environment with a few obstacles (type III) and an altitude of 15 m, which together yield a dynamic pressure of 1.1 kN/m<sup>2</sup>. Multiplying this value by a factor of 1.4 (as per Spanish standard UNE-EN 1991 for zone C, far from the edge where the parapet is braced, for parapets with end buttresses) gives the total pressure used, 1.5 kN/m<sup>2</sup>. According to the table, the safe height for that wind pressure is 35 cm. Moreover, for that pressure, the minimum required height for parapets, 1.10 m, would only be possible for walls more than 30 cm thick.
- The effect of parapet self weight may be disregarded in these calculations without affecting safety, particularly for higher wind pressure and thinner wall thickness values. In the present example, for instance, with a half-foot wall and a total wind pressure of 1.5 kN/m<sup>2</sup>, the difference in the maximum allowable parapet height depending on whether the masonry self weight is considered or otherwise, is 2 cm. After rounding, the result would be exactly the same as the value tabled.

### 3.1.2. RESULTS

Misinterpretation of the standard may lead to relative wind pressure values below the safety level.

The findings for normal wind pressures would rule out nearly all parapets, whose minimum height laid down in basic document CTE-DB-SUA is 1.10 m. These elements might even be concluded to be unable to resist the minimum horizontal load established in basic document CTE-DBSE-AE (8) for guard rails and dividing elements, namely 0.8 kN/m.

The situation is rendered even more unfavourable by the fact that horizontal bending strength is directly related to mortar bonding, which in turn depends on capillary absorption in the main wall component and water retention in the mortar (of greater relevance in thin joints where the suction effect is relatively more important in terms of the total volume of mortar). The section under greatest stress would be the one resting on the slab, where the bond

En el caso de una construcción de varias plantas, según el CTE el coeficiente eólico de presión interior se calcularía considerando la altura media de la planta analizada. Por el contrario, según el EC1, si existen diferentes huecos sobre la fachada, debería emplearse el valor más alto de la altura de referencia de las superficies que contribuyen con sus huecos a la creación de presión interna, es decir, el coeficiente de presión interior adoptado por el Eurocódigo es superior al establecido por el CTE.

### 3.1.1. CÁLCULO

Centrando el estudio en las fachadas de fábrica sometidas a acciones normales a su plano, según el CTE-DBSE-F (9), se admiten dos tipos de cálculo: como pieza a flexión sustentada en uno o varios bordes ó entrando en carga como arco estribado entre ambos bordes. Si podemos contar con la resistencia a flexión en las dos direcciones principales del muro, paralela a los tendeles o perpendicular a los mismos, el comportamiento de este elemento es similar a una placa. En la Tabla 4.6. del CTE-DBSE-F se definen estas resistencias a flexión en función del tipo de pieza y mortero.

Como ejemplo más sencillo proponemos estudiar la estabilidad de un peto apoyado en el forjado de cubierta frente a las acciones descritas en el apartado anterior. En el caso extremo de que no existieran muros transversales que lo arriostraran o que la distancia entre ellos fuera excesiva, el peto se comportaría como un voladizo y sólo podríamos contar con la resistencia a flexión en dirección paralela a los tendeles.

Suponemos una fábrica compuesta por piezas de ladrillo cerámico perforado y mortero de resistencia igual a 10 N/mm<sup>2</sup>. Atendiendo al Documento Básico SE-F del CTE, la resistencia característica a flexotracción en el plano del tendel se puede tomar igual a 0,10 N/mm<sup>2</sup>. Suponiendo un coeficiente parcial de seguridad de valor 1,7, el menor posible según esta norma, resulta una  $f_{xd}$  igual a 59 kN/m<sup>2</sup>.

En la tabla de la Figura 6, se han reproducido alturas seguras para petos en función de la presión resultante neta del viento y el espesor de la fábrica, considerando un peso específico de la misma de valor 15 kN/m<sup>3</sup>, y coeficientes parciales de seguridad para las acciones de valor 1,5 para viento y 0,8 para el peso propio.

Presión neta del viento (presión + succión) kN/m <sup>2</sup>	Espesor del muro (m)							
	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,20	0,25	0,30
0,60	0,35	0,45	0,55	0,65	0,80	1,00	1,30	1,60
0,80	0,30	0,40	0,50	0,55	0,65	0,85	1,10	1,35
1,00	0,25	0,35	0,45	0,50	0,60	0,75	0,95	1,20
1,50	0,20	0,30	0,35	0,40	0,45	0,60	0,75	0,95
2,00	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50	0,65	0,80
3,00	0,15	0,20	0,25	0,30	0,30	0,40	0,55	0,65
4,00	0,10	0,15	0,20	0,25	0,25	0,35	0,45	0,55

Figura 6

Cabe realizar los siguientes comentarios al respecto:

- Calculamos, a modo de ejemplo, la altura segura de un peto común de medio pie, 11,5 cm, frente a una sollicitación de viento de valor 1,5 kN/m<sup>2</sup>. Este valor de presión total se obtiene partiendo de una velocidad básica del viento de 26 m/s (el mínimo según el CTE), un entorno rural con algunos obstáculos (tipo III) y una altura de 15 m, resultando una presión dinámica de 1,1 kN/m<sup>2</sup>. Multiplicando este valor por el coeficiente 1,4 (conforme a la citada UNE-EN 1991 para la zona C, alejado del borde donde el peto se encuentra arriostrado, en el caso de un peto con contrafuertes en su extremo), se obtiene la presión total considerada, 1,5 kN/m<sup>2</sup>. Entrando con este valor en la Tabla se observa que la altura segura se limita a 35 cm. Es más, para ese valor de presión de viento, únicamente sería posible alcanzar la altura mínima normativa, 1,10 m, para espesores superiores a 30 cm.
- La influencia del peso propio podría despreciarse, del lado de la seguridad, en este tipo de cálculos, máxime cuanto mayores sean las presiones de viento consideradas y/o menor el espesor del muro. Por ejemplo, para el caso anteriormente comentado, muro de medio pie y una presión total de viento igual a 1,5 kN/m<sup>2</sup>, la diferencia resultante para la altura máxima de peto admisible, teniendo en cuenta o no el peso propio de la fábrica, es de 2 cm, y, según el redondeo efectuado, no supone ninguna variación respecto al valor incluido en la Tabla.

### 3.1.2. RESULTADOS OBTENIDOS

Una interpretación inadecuada de la Norma puede conducir a valores relativos a la presión del viento por debajo del lado de la seguridad.

between the scantily porous concrete and the mortar is much weaker than the bond between brick and mortar. The results listed in basic document CTE-DBSE-F Table 4.6 (9) refer to bending tests involving the bond between the mortar and the masonry components, although this circumstance is not mentioned.

Nonetheless, the actual situation is not all that drastic, for the following reasons.

1. On the one hand, the strength values defined by the CTE are very likely conservative, in particular since, as characteristic values, they are subsequently adjusted by application of the very high safety factors used in this type of construction systems.

The mean experimental findings are much more favourable. Gutierrez Jiménez et al. (12), conducting the compressive and bending strength tests respectively described in Spanish and European standards UNE-EN 1052-1 and UNE-EN 1052-2, obtained mean bending strengths parallel to the bed joints of 0.8 and 1 N/mm<sup>2</sup>, which are much higher than the tabled values and on the order of 10 times higher than the value adopted in the present calculations.

In this same vein, for calculations similar to the above, the tables in document DAV-SE F on structural masonry safety (9) give  $f_{xd}$  values of 160 kN/m<sup>2</sup>.

In a remark on its Table 4.6, the CTE notes that a bending strength value of  $0.1 \cdot f_k$  may be used *“providing special measures are adopted for mortar workability and its penetration in the holes in the bricks.”* While pursuant to that remark a strength of  $f_{xd} = 0.47$  N/mm<sup>2</sup> could have been used, as a result of adopting an  $f_k$  of 8 N/mm<sup>2</sup> (safety factor of 1.7), for the reasons given in preceding sections, those optimal workability conditions would be improbable at the abutment between the wall and the supporting slab.

2. The standard presence of pilasters or juts spaced at 4-5 m raises the strength of the element as a whole.

The CTE description of calculations for walls with pilasters is confusing. According to the code, to calculate the flexural modulus of elasticity the ledge width adopted should be no wider than one-fifth of the height and the modulus in question is understood to refer to the wall. The original English version of Eurocode EN 1996-1-1:2005, however, specifies that the modulus refers to the pilaster, as the element to which the carrying capacity of the wall is attributed. That assumption may nonetheless be called into question, since in any event the wall must be able to transfer the load to a column. In the present example, a parapet 1.10 m high with pilasters having a 25·25 cm<sup>2</sup> cross-section, spaced at 4.00 m and exposed to a net wind pressure of 1.5 kN/m<sup>2</sup> should be able to transfer a 2.73 kN/m<sup>2</sup> horizontal load (before upward adjustment) to the column.

In all of the foregoing, the underlying assumption is that the façade is in suitable condition, i.e., meets the strength requirements set out in the preceding sections.

### 3.2. EARTHQUAKE

The Spanish standard on quake-resistant construction, NCSE-02, contains recommendations on the items that should be taken into consideration in enclosure design.

- The wall panels must be secured to the structure to prevent detachment during seismic events, particularly where the building has been assumed to be highly or very highly ductile.
- If  $0.16 g > a_c > 0.08 g$ , panels over 5 m long or with an area of over 20 m<sup>2</sup> must be sub-divided and secured to secondary elements. Where  $a_c > 0.16 g$ , the threshold values are 3 m long or an area of 10 m<sup>2</sup>.
- The possible development of stiffness and strength to values that would alter the structure must be taken into consideration when formulating the structural analysis model. Alternatively, construction solutions may be adopted that guarantee that façade elements do not contribute to structural strength.

Los resultados obtenidos frente a presiones de viento habituales invalidarían la práctica totalidad de los petos, cuya altura mínima prescrita por el CTE-DB-SUA es de 1,10 m; incluso podríamos concluir que estos elementos ni siquiera resistirían la carga horizontal mínima prescrita por el CTE-DBSE-AE (8) para barandillas y elementos divisorios, 0,8 kN/m.

Si tenemos en cuenta que la resistencia horizontal a flexión está directamente relacionada con la adherencia del mortero, la cual depende a su vez de la absorción de los elementos por capilaridad y de la retención de agua del mortero, (de mayor relevancia en juntas delgadas en las que el efecto de la succión es relativamente más importante en relación al volumen de mortero), la situación analizada sería más desfavorable todavía. La sección más solicitada sería la correspondiente al apoyo del peto sobre el forjado, y la adherencia entre el hormigón, poco poroso, y el mortero es muy inferior a la existente entre mortero y ladrillo. Los resultados dados en la Tabla 4.6 del CTE-DBSE-F (9) proceden de ensayos a flexión referidos a la adherencia entre mortero y las piezas propias de la fábrica y no recogen la circunstancia mencionada.

Sin embargo es cierto que la situación real no es tan dramática, fenómeno que podría explicarse mediante dos razonamientos:

1. Una de las posibles causas podría estar en los valores de resistencia definidos por el CTE, probablemente conservadores, máxime al tratarse de valores característicos que se verán afectados después por coeficientes de minoración elevados, propios de este tipo de sistemas constructivos.

Los resultados medios experimentales son muy superiores. Gutierrez Jiménez et al. (12) desarrollaron ensayos a compresión y flexión según Normas UNE-EN 1052-1 y UNE-EN 1052-2, respectivamente, obteniendo resistencias medias a flexión en dirección paralela a los tendeles con valores de 0,8 N/mm<sup>2</sup> y 1 N/mm<sup>2</sup>, muy superiores a las tabuladas y del orden de 10 veces al valor adoptado en los cálculos presentados.

También podríamos mencionar las tablas presentadas en el documento DAV-SE F Seguridad Estructural Fábricas (9), donde observamos que para un cálculo similar al desarrollado en el presente estudio se toman resistencias  $f_{xd}$  igual a 160 kN/m<sup>2</sup>.

Como comentario a la Tabla 4.6 del CTE se indica que podría considerarse un valor de resistencia a flexotracción igual a  $0,1 \cdot f_k$  en el caso de que "se adoptasen disposiciones especiales sobre la trabajabilidad del mortero y su penetración en los huecos de las piezas". Si bien según este comentario podríamos haber considerado una  $f_{xd}$  igual a 0,47 N/mm<sup>2</sup>, resultante de adoptar una  $f_k$  de 8 N/mm<sup>2</sup> (coeficiente de minoración 1,7), por las razones que hemos expuesto en apartados anteriores no parece probable que en el apoyo del muro en el forjado se den estas condiciones óptimas de trabajabilidad del mortero.

2. La presencia habitual de pilastras o mochetas espaciadas 4-5 m incrementa la resistencia del conjunto.

El cálculo del muro así configurado, muro apilastrado, se recoge en el CTE de manera confusa. Según esta publicación se adoptaría para el módulo resistente elástico a flexión una longitud de resalto no más del quinto de la altura, entendiendo a priori que hablamos del módulo resistente del muro. Sin embargo, si revisamos la versión original del Eurocódigo, EN 1996-1-1:2005 en inglés, se especifica que se trata del módulo resistente de la pilastra, elemento al cual se confiaría la capacidad portante del muro. No obstante esta suposición es cuestionable, ya que en todo caso, debe garantizarse que el muro es capaz de transmitir la carga al pilar. En el caso analizado de un peto de 1,10 m de altura con pilastras de sección 25-25 cm<sup>2</sup> espaciadas cada 4,00 m sobre el cual actúa una presión neta de viento de 1,5 kN/m<sup>2</sup>, el muro debería ser capaz de transmitir al pilar una carga horizontal de 2,73 kN, (sin mayorar).

Hemos de señalar que en todo lo expuesto se ha partido de la base de que la fachada se encuentra en condiciones adecuadas, para las cuales son aplicables los valores de resistencia señalados en los apartados precedentes.

### 3.2. SISMO

En la Norma de Construcción Sismorresistente, NCSE-02 encontramos algunas indicaciones respecto a las consideraciones que deben tenerse en cuenta a la hora de diseñar los cerramientos:

- Los paños deben enlazarse con la estructura para evitar desprendimientos frente a las sacudidas sísmicas, especialmente si se ha supuesto que la ductilidad de la construcción es alta o muy alta.
- Si  $0,16 g > a_c > 0,08 g$ , los paños que superen los 5 m de longitud o 20 m<sup>2</sup>, deberán subdividirse enlazándolos a elementos secundarios. Si  $a_c > 0,16 g$  la limitación se amplía a 3 m o 10 m<sup>2</sup>.
- En el caso de que puedan desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones en la estructura, se tendrán en cuenta para la confección del modelo de análisis estructural. Alternativamente, podrán adoptarse soluciones constructivas que garanticen la no participación resistente de estos elementos.

### 3.2.1. DESIGN

As in the Section on wind, the example used here is a parapet exposed to seismic action as recently recorded at Lorca, Spain.

Although the CTE does not allow the use of bed joint bending strength to calculate resistance to such actions, thereby excluding parapets with no juts or piers in structures located in seismic areas, in the aftermath of the recent earthquake in Lorca, such elements have been detected in many regions.

Further to the NCSE-02 recommendations, parapets should be satisfactorily secured to the structure to guarantee stability, calculated using the seismic action for the storey where they are located and assuming  $\mu = 1$ , except where justified otherwise. Parapets of over one metre high and  $a_c \geq 0.12$  g must be fitted with pole plates and vertical reinforcements anchored to the structure.

The stresses that may have developed on the parapets during the Lorca quake were estimated by calculating the acceleration at the roof of a standard building with eight above grade storeys and a fundamental period of on the order of 0.8 s. A shear portal frame model was used in which stiffness values were adjusted to simulate the increase attributable to non-structural elements.

The movement associated with the N-S component of the Lorca earthquake, shown in Figure 7 (acceleration) and Figure 8 (shift)<sup>1</sup>, was applied to the base in the model. A step-by-step integration algorithm was used to obtain the accelerogram for the top storey, which is shown in Figure 9 (acceleration).

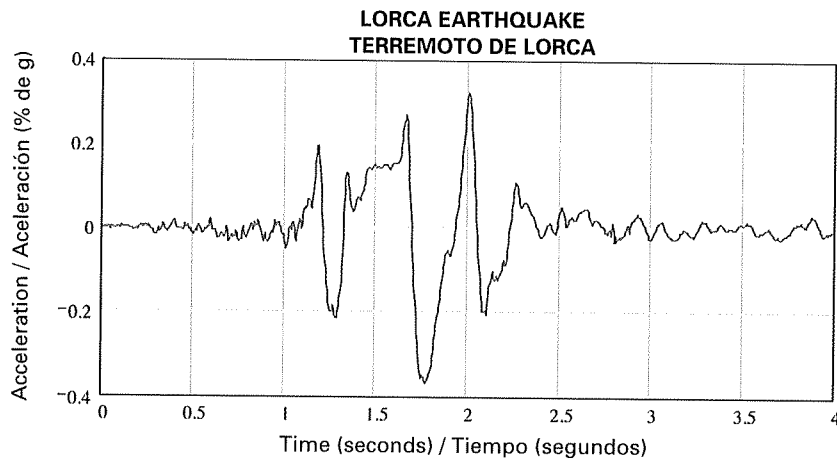


Figure 7  
Figura 7

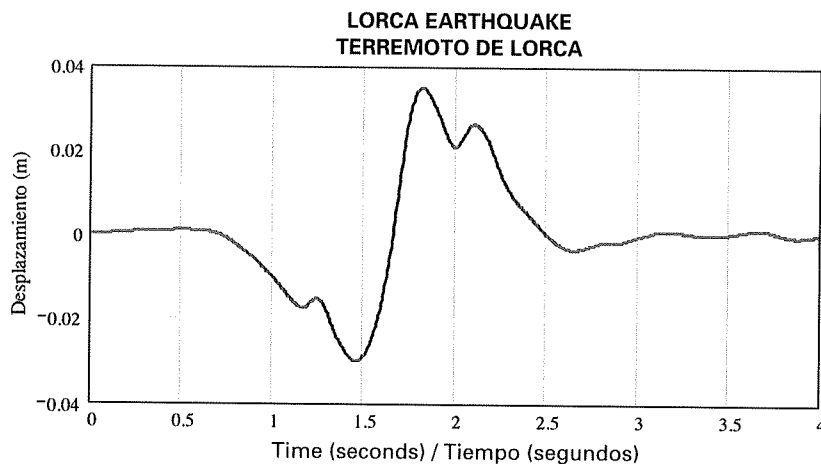


Figure 8  
Figura 8

<sup>1</sup> The shape of the shift is striking: a single pulse barely 3 cm in each direction and lasting not much more than one second. These aspects are characteristic of the near field accelerograms.



### 3.2.1. CÁLCULO

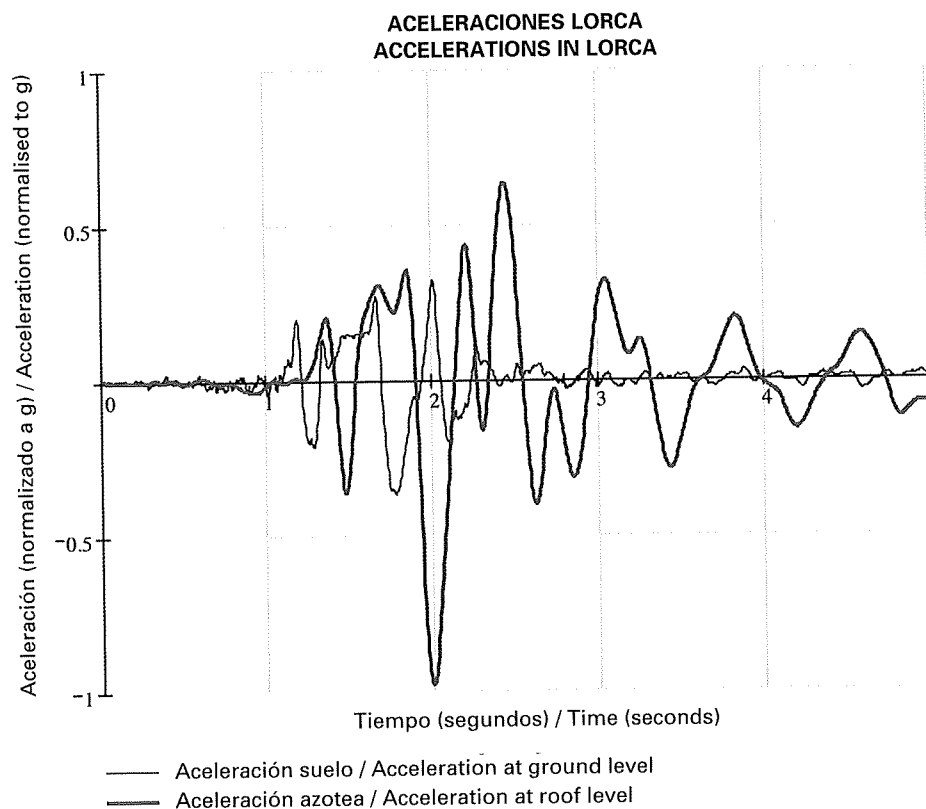
Del mismo modo que hemos desarrollado en el Apartado de viento, comprobaremos a modo de ejemplo un peto sometido a la acción sísmica producida en Lorca recientemente.

Debemos primero aclarar que, si bien el CTE no permite emplear la resistencia a flexión por tendeles frente a este tipo de acciones, lo que directamente excluye los petos sin mochetas o pilarcillos en las estructuras situadas en zonas sísmicas, acontecimientos como el último terremoto en Lorca nos muestran que, por el contrario, estos elementos sí son habituales en muchas regiones.

Siguiendo las indicaciones dadas en la NCSE-02, los petos deben enlazarse correctamente a la estructura para garantizar su estabilidad, calculándose con la acción sísmica correspondiente a la planta donde están ubicados y considerando, salvo justificación especial,  $\mu = 1$ . Para petos de más de un metro de altura y  $a_c \geq 0,12$  g se señala la necesidad de encadenados de coronación, disponiendo refuerzos verticales anclados a la estructura.

Como simple estimación de las solicitaciones que sobre los petos pudo haber desarrollado el terremoto de Lorca se procedió al cálculo de las aceleraciones en la cubierta de un edificio tipo, de ocho plantas sobre rasante y período fundamental en torno a 0,8 s. Se utiliza un modelo de pórtico a cortante en el que se ajustan las rigideces al objeto de simular el incremento que suponen los elementos no estructurales.

Al modelo se le aplica en la base el movimiento correspondiente a la componente N-S del terremoto de Lorca, movimiento que refleja la Figura 7 en aceleración y la Figura 8 en desplazamiento<sup>1</sup>. Mediante un algoritmo simple de integración por pasos se obtiene el registro equivalente a nivel de la planta superior, que se muestra en la Figura 9 para la aceleración.



**Figura 9**  
**Figure 9**

<sup>1</sup> Es llamativa la forma del registro de desplazamientos, un simple pulso que apenas supera los 3 cm en cada sentido y que no dura mucho más de un segundo, aspectos característicos de los registros próximos.

### 3.2.2. RESULTS

The effect of the building's fundamental period on acceleration at the higher storeys was analysed by modifying the mechanical characteristics of the elements involved. For periods ranging from 0.5 to 1.0 s, acceleration in those storeys was greater than gravity (by up to 50 % for short periods).

Eurocode 8 (18) envisages a simplified procedure applicable to parapets, consisting of exposing their centre of gravity to a force that is the product of the ground level seismic acceleration times an amplification factor, which depends solely on the ratio between the fundamental periods of the element in question and the building. As Figure 10 shows, the findings with this procedure are similar to the results described above.

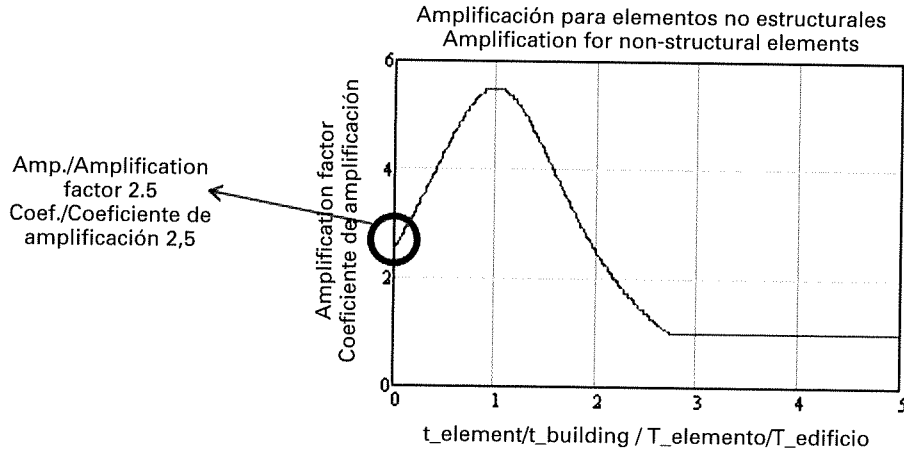


Figure 10  
Figura 10

The actions induced by these accelerations on the elements positioned in the storeys studied were obtained by drawing the respective spectrum, as depicted in Figure 11, which also includes the ground level accelerogram for comparison.

While foreseeable, these findings reveal the magnitude of the actions on the masonry. These actions would be comparable to the actions affecting a horizontally cantilevered parapet (although the possibility is difficult to envision). The real-life conditions would be even more unfavourable because the stresses would be amplified by parapet flexibility.

Specifically, for a half-foot masonry parapet 1.2 m high, the value of the moment at the base resting on the structural slab would be:

$$M = \frac{q \cdot h^2}{2} = \frac{0.13 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 15 \text{ kN/m}^3 \cdot (1.2 \text{ m})^2}{2} = 1.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

This is equivalent to stress on the masonry on the order of:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{b \cdot h^2}{6}} = \frac{1.4 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1 \text{ m} \cdot (0.13 \text{ m})^2} = 497 \text{ kN/m}^2 \approx 0.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

While these results are striking (equivalent, as noted, to building the parapet as a horizontal cantilever), more striking yet is the fact that the regulatory stress on the parapets, a 1.6 kN/m live load on the upper edge, is double the value induced by the earthquake:

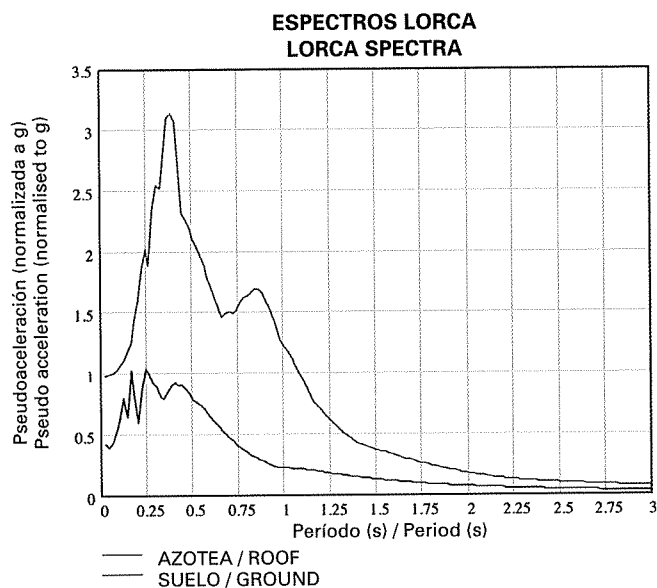
$$M = \gamma_Q \cdot (P \cdot h) = 1.5 \cdot (1.6 \text{ kN} \cdot 1.2 \text{ m}) = 2.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 3.2.2. RESULTADOS

Modificando las características mecánicas de los elementos se ha analizado el efecto del período fundamental del edificio sobre la aceleración en los niveles superiores del mismo. Para períodos entre 0,5 s y 1,0 s, la aceleración en estos niveles altos supera a la de la gravedad (hasta en un 50% para los períodos más bajos).

El Eurocódigo 8 (18) permite un procedimiento simplificado aplicable a petos y que consiste en someter al peto en su centro de gravedad a una fuerza resultante de multiplicar la aceleración sísmica del suelo por un coeficiente de amplificación, que depende solamente de la relación entre el periodo fundamental del elemento en consideración y el del edificio. Según se puede observar en la Figura 10, los resultados obtenidos siguiendo este procedimiento serían similares a los descritos anteriormente.

Para obtener las acciones que estas aceleraciones suponen en los elementos situados a ese nivel se dibuja el espectro correspondiente, espectro que recoge la Figura 11, en donde se incluye también el del acelerograma en suelo al objeto de permitir la comparación.



**Figura 11  
Figure 11**

Aunque previsible, estos resultados ponen de manifiesto la importancia de las acciones sobre la fábrica. En definitiva, tales acciones serían las que actuarían sobre ella si se construyese en voladizo horizontal (aunque parece difícil imaginar la posibilidad). Naturalmente, la realidad sería incluso más desfavorable porque la flexibilidad del propio peto amplificaría las solicitaciones.

En concreto, para un peto de fábrica de ladrillo de medio pie y 1,2 m de altura se tendría un momento en el apoyo sobre el forjado de valor:

$$M = \frac{q \cdot h^2}{2} = \frac{0,13 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 15 \text{ kN/m}^3 \cdot (1,2 \text{ m})^2}{2} = 1,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ello equivale a unas tensiones en la fábrica del orden de:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{b \cdot h^2}{6}} = \frac{1,4 \text{ kN} \cdot \text{m}}{\frac{1 \text{ m} \cdot (0,13 \text{ m})^2}{6}} = 497 \text{ kN/m}^2 \approx 0,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Pese a lo llamativo del resultado (equivalente, como hemos indicado, a construir el peto en voladizo horizontal), aún más sorprendente resulta comprobar que la sollicitación normativa sobre los petos, una sobrecarga de 1,6 kN/m en su borde superior, es incluso superior a la inducida por el sismo, a la que dobla en magnitud:

$$M = \gamma_Q \cdot (P \cdot h) = 1,5 \cdot (1,6 \text{ kN} \cdot 1,2 \text{ m}) = 2,88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

In light of these findings, the routine use of anchorage piers for the masonry in seismic regions is understandable (Photograph 7).



**Photograph 7**  
**Fotografia 7**

According to these calculations, the stress at the base of the parapet and in the upper façade panels would be comparable. After the Lorca earthquake, however, the parapets were observed to have failed more frequently than the upper enclosure panels. This may be due to two developments.

- The gravitational loads, which act in addition to the quake-induced bending loads, compress the section, reducing the tensile stress on the masonry and raising its bearing capacity. In the parapets, this compression is due to their self weight only and is consequently very small:

$$\sigma = \rho \cdot h = 15 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.2 \text{ m} = 18 \text{ kN/m}^2 \approx 0.018 \text{ N/mm}^2$$

Such values are negligible compared to the loads induced by the earthquake (which is why they were disregarded in the preceding examples).

In the façade panels, by contrast, the gravitational loads received may account for a significant percentage of the total on the structural floors, particularly if the panels are positioned between portal frame beams or if the floors comprise slabs or two-way members (although the loads transferred to the façade by one-way members parallel to it would logically be smaller). While the values are not overly high (under  $0.1 \text{ N/mm}^2$  in the upper storeys), their contribution would be more significant than in the case of parapets.

An arch effect or mechanism may develop when the enclosure is confined between structural floors stiff enough to absorb the reactions along the edges, pursuant to the approach adopted in the aforementioned CTE basic document. Assuming an arch thickness one-tenth of the useful width of the façade and disregarding the effect of deformation yields the results shown in Figure 12.

$$q_d = 0.72 \cdot f_d \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^2 = 0.72 \cdot 5000 \text{ kN/m}^2 \cdot \left(\frac{0.12 \text{ m}}{2.75 \text{ m}}\right)^2 \approx 6.85 \text{ kN/m}^2$$

This value is much higher than the stresses (which are equivalent to the weight of the section, i.e., under  $2 \text{ kN/m}^2$ ). The actual conditions are naturally much less favourable. As a rule, neither the wythes rest fully on the structure (while in the former example the effective width was  $2/3$  of the total, in actual standard construction practice it is less than half and furthermore, the effect cannot be disregarded in these circumstances) nor are structural floors stiff enough to absorb the reactions. Consequently, the model would only be applicable in the areas of the sections adjacent to the columns (which act like arch ties).

Similarly, these developments would also explain the wind resistance in masonry panels.

A la luz de estos resultados se comprende la práctica habitual en regiones sísmicas de disponer pilarillos de anclaje de la fábrica (Fotografía 7).

Según estos cálculos, las tensiones obtenidas en la base del peto y en los paños superiores de las fachadas serían comparables, sin embargo, hemos de señalar que tras el terremoto de Lorca, el fallo en los paños de cerramiento más elevados no fue tan frecuente como el de los petos. Ello podría deberse, en nuestra opinión, a dos fenómenos:

- Las cargas gravitatorias. Se suman a las de flexión debidas al sismo y, al introducir compresiones sobre la sección, reducen las tensiones en la cara traccionada de la hoja, aumentando su capacidad. En el caso de los petos estas compresiones se deben únicamente a su propio peso y son de valor muy reducido:

$$\sigma = \rho \cdot h = 15 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,2 \text{ m} = 18 \text{ kN/m}^2 \approx 0,018 \text{ N/mm}^2$$

Esto es, valores despreciables frente los correspondientes a la acción sísmica (razón por la cual no fueron tenidas en cuenta en las comprobaciones precedentes).

En el caso de los paños, sin embargo, las cargas gravitatorias que reciben pueden llegar a suponer un porcentaje importante de las totales en los forjados, especialmente si los paños se disponen entre las vigas de los pórticos o si tales forjados están constituidos por losas o son reticulares (si, en cambio, se trata de elementos unidireccionales paralelos a la fachada la carga que entregan a ésta será, lógicamente, menor). Aunque no se trate de valores muy importantes (no llegarían a 0,1 N/mm<sup>2</sup> en las plantas más altas) su contribución será más significativa que en el caso de los petos.

- Efecto arco. Cuando el paño de cerramiento queda confinado entre forjados de suficiente rigidez como para absorber las reacciones en los bordes se puede plantear un mecanismo tipo arco conforme a los planteamientos del ya citado Documento Básico del Código Técnico. Asumiendo un espesor del arco de la décima parte del ancho útil del paramento y despreciando el efecto de las deformaciones se obtendría (Figura 12):

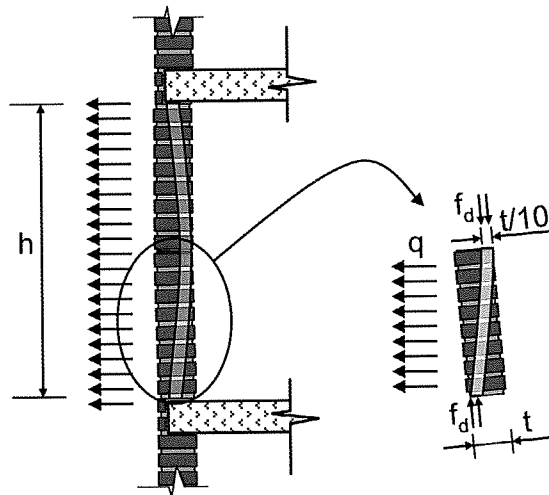


Figura 12  
Figure 12

$$q_d = 0,72 \cdot f_d \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^2 = 0,72 \cdot 5000 \text{ kN/m}^2 \cdot \left(\frac{0,12 \text{ m}}{2,75 \text{ m}}\right)^2 \approx 6,85 \text{ kN/m}^2$$

Valor muy superior al de las solicitaciones (que, recuérdese, equivaldrían al peso del paño, esto es, inferiores a 2 kN/m<sup>2</sup>). Naturalmente, la realidad no es tan favorable. Ni el apoyo de las hojas de fábrica suele ser completo (si en la anterior formulación el ancho eficaz se limita a los 2/3 del total, según la práctica constructiva habitual, la capacidad se reduce a menos de la mitad y, además, el efecto de las deformaciones ya no podría ser ignorado) ni la rigidez de los forjados permitiría absorber las reacciones, por lo que el modelo únicamente podría ser aplicado en las zonas de los paños aledañas a los pilares (que actuarían como tirantes del arco).

Del mismo modo, estos fenómenos también explicarían la resistencia de los paños de fábrica frente a la acción del viento.

### 3.3. THERMAL AND RHEOLOGICAL

Thermal and rheological actions are indirect loads that act on the enclosure, possibly generating stress on the façade due to the constraint exerted on these elements by the general structure to which they are secured.

As the name suggests, thermal actions (expansion and contraction) are induced by the temperature changes taking place throughout a building's service life, while rheological actions are due to the deformation in materials over time as a result of shrinkage and creep under loads or for other reasons.

Movement joints, as discussed below, are essential to preventing this type of actions from compromising enclosure safety and functionality. The position and distribution of such joints depend on many factors: the characteristics of the materials comprising the façade (moisture-induced expansion, shrinkage, creep and mortar stiffness), the surrounding environment (temperature and humidity change), structure deformability and the structure-façade abutment, construction procedures, and enclosure siting and orientation. Since joints must not weaken the walls, schemes are sought to minimise that effect.

As early as the nineteen seventies, Spanish standards on curtain walls addressed the maximum distance between joints, while standard NTE-FL (1978) only established the need to maintain building structural joints in the enclosures. Standard NBE FL-90, in turn, defined expansion joints spaced at 30 to 50 m in rectangular buildings, values which are plainly insufficient for façade elements.

Loads on enclosure walls may have severe consequences. The origin of the process may lie in the differential movements between the concrete structure and the façade, which depend on factors such as curing and the temperature and relative humidity during and after concrete casting. In these cases special care must be taken if the façades are built immediately after the structural in situ concrete is cast, if the façade is dark, favouring heat-induced expansion or, in buildings erected in dry seasons, if the post-construction volume of the masonry grows significantly due to moisture.

Fragile elements such as glass should be positioned in ways that ensure that they are free from loading due to deformation of the glass itself, the frames surrounding it or bearing members, as described in the aforementioned glass manual. A certain amount of leeway must therefore be provided during assembly. As noted earlier, in the lightweight façade approach, based on a statically determinate strength pattern, deformation cannot be concentrated on movement joints spaced along the façade; rather, leeway must be provided in each element to absorb deformations locally.

That notwithstanding, according to the previous sections of this article, the transfer of vertical loads across the masonry may have a beneficial effect on its resistance to plane-normal wind or seismic action.

#### Thermal variations

The deformation and geometric changes induced by variations in the outdoor temperature depend on climate, orientation and exposure, the characteristics of the construction materials, the façade thermal insulation, and indoor ventilation and heating.

As a rule, concrete or silico-calcareous blocks pose shrinkage problems (largely due to drying), while fired clay brick poses problems due to expansion and increases in volume. Seasonal temperature change may, for instance, induce contraction in winter that translates into tensile stress in concrete block façades if they are stiffly secured to the structure.

Thermal expansion in masonry, in turn, depends on the intrinsic characteristics of the materials, the type of mortar, the brick bond and wall exposure. It is more intense in the horizontal direction, i.e., it conditions the placement of vertical more than horizontal joints, since in the latter direction, in standard masonry bonds, the ratio between brick size and perpendicular is greater.

Caution is also necessary in connection with thermal variations in exposed structural members that are in contact with enclosures. The greater thermal expansion factors for concrete and steel (with values twice as high as in brick masonry) induces deformation that may be incompatible with façade conditions. This would be the case of roofs, for instance, even when they are properly insulated. Another issue that must not be overlooked is the volume increase in corroding steel members.

One of the main purposes of rendering and cladding in general is to prevent differential shrinkage and expansion between supports and finishes. Steel mesh is embedded in rendering, for instance, to afford it the tensile strength

### 3.3. TÉRMICAS Y REOLÓGICAS

Las acciones térmicas y reológicas son acciones indirectas que actúan sobre el cerramiento, acciones que pueden provocar tensiones en la fachada debido a la coacción que la estructura general a la que se encuentran conectadas ejerce sobre estos elementos.

Como su nombre indica, las acciones térmicas tienen su origen en los cambios de temperatura producidos a lo largo de la vida útil de la edificación (dilatación o contracción), mientras que las acciones reológicas son debidas a las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por retracción y fluencia bajo cargas u otras causas.

Tal y como desarrollaremos a continuación, para evitar que este tipo de acciones comprometa la seguridad y funcionalidad de los cerramientos, es fundamental la disposición de juntas de movimiento. El emplazamiento y distribución de estas juntas dependen de muchos factores: las propias características de los materiales que constituyen la fachada, (expansión por humedad, retracción, fluencia, rigidez de los morteros, etc), las condiciones ambientales del entorno (incrementos de temperatura y humedad), la deformabilidad de la estructura y su conexión a la misma, el proceso de ejecución, y la localización y orientación de los cerramientos. Las juntas no deben ocasionar un debilitamiento de los muros, y en este sentido se buscan disposiciones que minimicen este efecto.

En las NTE's de muros cortina de los años 70, ya se hablaba de distancias máximas entre juntas, la NTE-FL (1978) sólo hacía referencia a la necesidad de mantener las juntas estructurales de los edificios en los cerramientos. Por otro lado, la NBE FL-90, definía juntas de dilatación espaciadas de 30 a 50 m en edificios de planta rectangular, valores a todas luces insuficientes para elementos de fachada.

La entrada en carga de un muro de cerramiento puede tener graves consecuencias. Este proceso puede tener su origen en los movimientos diferenciales producidos entre la estructura de hormigón y la fachada, los cuales dependerían de factores como el curado y las condiciones de humedad y temperatura durante y después del hormigonado. En estos casos debemos prestar especial atención a si la ejecución de las fachadas tiene lugar inmediatamente después de vertido el hormigón in situ de la estructura, si el color oscuro de la fachada favorece la dilatación por calentamiento o si el aumento de volumen de la obra de fábrica por efecto de la humedad llega a ser importante cuando la obra se ha ejecutado en tiempo seco.

Elementos frágiles tales como los productos vítreos deben estar colocados de modo que no entren en carga por deformaciones del propio vidrio, de los bastidores que lo enmarcan o las relativas a los elementos resistentes, tal y como postula el Manual del Vidrio, por lo que necesitarán unas holguras determinadas de montaje. Como ya hemos comentado en apartados anteriores, el planteamiento de las fachadas ligeras, basado en un esquema resistente isostático, no permite concentrar las deformaciones en juntas de movimiento espaciadas a lo largo de la fachada, sino que requiere holguras en cada elemento para absorber localmente dichas deformaciones.

No obstante, si nos remitimos a los apartados anteriores, la transmisión de cargas verticales a través de las fábricas, puede resultar beneficiosa para resistir acciones de viento o sismo normales a su plano.

#### Variaciones térmicas

Las deformaciones y cambios geométricos debidos a variaciones de temperatura ambiente exterior, dependen de las condiciones climáticas del lugar, la orientación y la exposición, las características de los materiales constructivos, del aislamiento térmico de la fachada, ventilación interior y la calefacción.

De manera general puede decirse que los bloques de hormigón o los sílico calcáreos presentan problemas de retracción (en gran parte debidos al secado) mientras que los ladrillos cerámicos presentan problemas de dilatación y aumentos de volumen. Los cambios de temperatura estacionales pueden provocar, por ejemplo, contracciones en invierno que se traduzcan en tracciones en las fábricas compuestas por bloques de hormigón si las uniones con la estructura son muy rígidas.

La dilatación térmica de las fábricas depende a su vez de las características intrínsecas de los materiales que las componen, del tipo de mortero, del aparejo de la fábrica y de la exposición de la misma. Tiene mayor incidencia en dirección horizontal, es decir, condiciona en mayor medida la disposición de juntas verticales que las horizontales, ya que en este sentido, según la disposición habitual de la fábrica, la relación entre la dimensión del ladrillo y la llaga es mayor.

También debemos tener precaución con las variaciones térmicas de los elementos estructurales expuestos que presenten contacto con los cerramientos. La diferencia existente entre los valores de los coeficientes de dilatación térmica del hormigón y el acero (con valores iguales al doble del considerado para una fábrica de ladrillo), implica deformaciones que pueden resultar incompatibles con la disposición de la fachada. Sería el caso, por ejemplo de las cubiertas, incluso aunque estén correctamente aisladas. No debemos olvidar además que en los elementos metálicos habría que considerar el aumento de volumen que experimentarían en caso de existir corrosión.

---

needed to even out the differential deformation between materials induced by temperature or relative humidity changes along the interface.

One area susceptible to cracking is column cladding when the masonry thickness is reduced where the two elements meet. CTE-DB-HS1 a basic CTE document on health and protection against moisture, notes that in these cases the cladding should be reinforced for stability against differential temperature- or humidity-induced deformation or deformation caused by structural movements in the column. This problem is more severe where joint density is insufficient.

Curtain walls are usually fitted with double glazing, whose seasonal deformations condition their planarity, with "( )" deformations in the summer and ") (" in the winter. The legislation in effect specifies no tolerance levels in this regard.

Another prominent effect in glass caused by rising temperatures is the concentration of stress in the boreholes that house the anchorages.

### Materials

The quality of the materials used may be the cause of many pathologies. In masonry, brick and mortar quality determines the appearance of deferred expansion and degradation, conditions durability and aesthetics and may compromise watertightness.

In structural glass, where glued with silicone in the absence of any mechanical anchorage, the loss of material adhesiveness may cause panel detachment. Glazing movements must be restrained, structural silicone is required, for it is the sole sealant able to transfer dynamic pressure/suction loads at medium or high stiffness moduli. Such silicones are likewise characterised by high UV ray resistance.

### Construction

Construction procedures are vital to guaranteeing enclosure performance. In masonry walls made of fired clay brick, the units (except water-repellent brick and others with suction values of under 0.10 g/cm<sup>2</sup>) must be sprinkled or soaked prior to use so that when they come into contact with the mortar they neither absorb nor shed water. This prevents differential shrinkage in the masonry materials and concomitant cracking. Special precautions must be taken until setting is completed when conditions are unfavourable: low relative humidity, high temperature or strong gusts of wind.

Moisture-induced expansion in brick is irreversible due to the manufacturing process (type of clay and firing) and ongoing absorption of environmental moisture. Tests conducted by INTEMAC on the occasion of its quality control activities in new buildings have shown that the mean moisture-induced expansion in 0.15 mm/m fired clay brick comes to 0.88 mm/m in some cases in buildings with substantial pathologies. While expansion is more intense shortly after brick manufacture, the effect is often observed throughout the first year and cases have been reported of ongoing expansion in 10-year-old brick.

Shrinkage in silico-calcareous brick and concrete consists of an initial and irreversible decline in volume as a result of moisture loss during curing. This also occurs shortly after manufacture. Such brick should not be laid until 30 days after firing.

The use of high-strength, scantily ductile mortars in barely flexible or thin bonds and the pace of construction (drying, shrinkage and settling continue after conclusion of the works) heighten the need for joints in brick masonry enclosures.

#### *3.3.1. DESIGN*

Taking enclosures consisting of perforated fired clay brick as an example as in the preceding sections, the present study explores the suitability of the recommendations laid down in basic document CTE-DBSE-F for joint placement.

For masonry façades, CTE-DBSE-F defines the maximum spacing between movement joints in rectangular buildings by type of masonry. In ceramic brick masonry walls, the distances differ depending on brick properties such as shrinkage and moisture expansion. If the building plan is asymmetric, L- or U-shaped, with lengths greater than half of the ones specified, joints must be placed near the abutments. Wherever possible, joints are to be lapped.



Una función fundamental del revoco y de los revestimientos en general es la de evitar los efectos de las retracciones y dilataciones diferenciales entre los soportes y los acabados. Se emplean por ejemplo telas metálicas para conferir al revoco de la resistencia a tracción necesaria para unificar las deformaciones diferenciales que surgen bajo la acción de los cambios de temperatura o humedad en líneas de cambio de materiales de los soportes.

Cabe señalar que un punto susceptible a la fisuración se produce en los chapados de pilares cuando se reduce el espesor del muro de fábrica en dicho encuentro. De hecho el CTE-DB-HS1: Salubridad. Protección frente a la humedad, señala que en estos casos debe disponerse armadura para conseguir estabilidad de las piezas del chapado frente a deformaciones diferenciales de origen termohigrométrico o aquellas ocasionadas por los movimientos estructurales propios del pilar, problema que se agrava si la disposición de juntas es insuficiente.

Los vidrios que componen las fachadas de los muros cortina suelen ser vidrios dobles que presentan deformaciones estacionales que condicionan su planeidad, en verano se deforman "( )" y en invierno ") ("). La normativa existente no especifica ninguna tolerancia al respecto.

Otro efecto importante causado por el aumento de temperatura en los vidrios, es la concentración de tensiones que se produce en los taladros realizados para colocar los anclajes.

### Materiales

Las calidades de los materiales empleados, pueden ser la causa de muchas patologías. En las fábricas, la calidad de los ladrillos y morteros condiciona la existencia de expansiones diferidas, degradación o reducida durabilidad, deficiencias estéticas y pueden comprometer la estanquidad.

En el vidrio estructural, vidrio pegado con silicona sin ningún anclaje mecánico, la pérdida de adhesividad del material conlleva la caída de las placas. Las limitaciones en el movimiento de las lunas exigen la utilización de silicona estructural, único sellante que puede emplearse como transmisor de cargas dinámicas de presión/succión, con módulos de rigidez medios o altos. Estas siliconas se caracterizan por una mayor resistencia frente a la acción de los rayos ultravioletas.

### Ejecución

El proceso de ejecución es de vital importancia para garantizar el comportamiento del cerramiento. En el caso de las fábricas formadas por ladrillo cerámico, las piezas (exceptuando ladrillos hidrófugos y aquellos que tienen succión inferior a  $0,10 \text{ gr/cm}^2$ ) se humedecerán antes de la ejecución por aspersión o inmersión, de modo que a la hora de colocar la pieza con el mortero, ésta no absorba agua ni la aporte, de este modo se evitará la fisuración por retracción diferencial de los materiales que contiene la fábrica. En estos casos, deben tomarse precauciones especiales hasta el fin del fraguado en condiciones desfavorables: baja humedad relativa, altas temperaturas o fuertes corrientes de aire.

La expansión por humedad del ladrillo cerámico es un proceso no reversible consecuencia de su proceso de fabricación (del tipo de arcilla y proceso de cocido), y debido a la absorción de humedad del ambiente. De los ensayos realizados por INTEMAC en sus labores de Control de Calidad en edificaciones de nueva construcción, obtenemos un valor medio para la expansión por humedad del ladrillo cerámico de  $0,15 \text{ mm/m}$ , alcanzando valores de  $0,88 \text{ mm/m}$  en algunos casos reales de construcciones que presentaban patologías importantes. El comportamiento de este fenómeno en el tiempo es más acusado en los primeros días tras su fabricación, siendo frecuente encontrar efectos durante el primer año, incluso nos consta la existencia de casos en los que su influencia ha alcanzado los 10 años.

La retracción de los ladrillos sílico calcáreos y de hormigón supone una pérdida inicial de volumen, irreversible, consecuencia de la pérdida de humedad durante el curado y se produce durante los primeros días tras su fabricación. Es recomendable dejar un periodo de 30 días para proceder a su colocación.

El empleo de morteros de considerable resistencia y poca ductilidad en uniones poco flexibles y delgadas, y la velocidad de los trabajos de construcción, (el secado, la retracción y el asentamiento continúan una vez finalizada su construcción), agravan la necesidad de la disposición de juntas en los cerramientos de fábrica de ladrillo.

#### *3.3.1. CÁLCULO*

Centrando el estudio de nuevo en cerramientos formados por fábrica de ladrillo cerámico perforado, tal y como hemos hecho en apartados anteriores, comprobaremos la idoneidad de las indicaciones establecidas en el CTE-DBSE-F para la disposición de juntas.

Para las fachadas de fábrica, el CTE-DBSE-F, define las distancias máximas entre juntas de movimiento para edificios de planta rectangular, en función del tipo de fábrica. En el caso de fábricas compuestas por ladrillo cerámico, se especifican distancias en función de la retracción y expansión por humedad de la pieza. Si la planta tiene forma asi-



**Photograph 8**  
**Fotografía 8**

Another essential consideration in connection with thermal stress is the temperature gradient across wythes. If outer surface temperatures are expected to climb to 90 °C, the temperature on the inner surface should be no higher than 40 to 50 °C (assuming a double wythe enclosure, which is not standard practice) to ensure a comfortable indoor temperature of no higher than 20 °C. In other words, the total thermal gradient in the exposed wythe would be over 40 °C.

#### **4. CONCLUSIONS**

The aim of the foregoing discussion is none other than to set out a series of doubts that persist even today, after many years of using conventional façade solutions, about the stresses actually withstood by enclosures.

These doubts refer to the value of thermally or seismically induced actions, but also to their nature or origin when transferred by the structure. This latter concern, façade-structure interaction, is probably the area where uncertainty is greatest.

In fact, it is no easy task to even identify specific construction systems to which a strength model can be assigned, since in actual construction practice, façades are not generally secured to the structure in accordance with standardised solutions. Nor does this author believe it possible to establish universal solutions able to cover the wide range of situations arising around façade design. In masonry enclosures, the perimeter should clearly be anchored to the structure to enhance resistance to plane-normal actions. This, however, introduces new forces in the façade plane that are difficult to assess.

Moreover, as ever stricter functional demands begin to justify less traditional solutions (regulatory requirements on thermal and acoustic insulation, for instance, favour the use of ventilated façades), the formulation of simple models becomes even more necessary to analyse enclosure interaction with the structure or its resistance to environmental and rheological actions. The use of these models should be formalised in specific legislation, the need for which is fast becoming crucial.

#### **5. REFERENCES**

1. Álvarez Cabal, R. *"El Eurocódigo 8"* Jornada Técnica Anual ACHE Comportamiento de estructuras de hormigón en zonas sísmicas". 2004.
2. Álvarez, R; Arroyo, J.R. *"La estimación del período fundamental de los edificios"* III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Zaragoza. 2005

En la Fotografía 8 se observan fisuras debidas a la dilatación de un peto cuya junta se rellenó con mortero en su parte inferior debido a una ejecución poco cuidada.

Un aspecto fundamental de la sollicitación térmica es el que se refiere al gradiente de temperaturas a través de las hojas. Si la cara exterior puede alcanzar los 90°C, la interior no debería sobrepasar los 40°C ó 50°C (dando por supuesto, lo que tampoco es general, que se trata de un cerramiento de doble hoja) para que en la zona habitable no se superen los 20°C de confort. Es decir, el valor total del gradiente térmico en la hoja expuesta podría superar los 40°C.

#### 4. CONCLUSIONES

En todo lo expuesto no se ha pretendido más que plantear algunas de las muchas dudas que aún hoy, tras tantos años de uso de las más convencionales soluciones de fachada, persisten en cuanto a las sollicitaciones que realmente actúan sobre ellas.

Son dudas que se refieren a los valores de las acciones, como ocurre con las térmicas o sísmicas, pero también a su carácter u origen, como es el caso de las transmitidas por la estructura. De hecho, probablemente sea este último, el que se refiere a la interacción entre las fachadas y la estructura, el aspecto que genera las mayores incertidumbres.

En efecto, ni tan siquiera es fácil identificar sistemas constructivos concretos a los que asignar un modelo resistente, ya que los detalles de unión de las fachadas a la estructura no se ajustan, en general, a soluciones normalizadas. En realidad, tampoco creemos posible catalogar soluciones universales que satisfagan criterios tan dispares como los que han de cumplir las fachadas. Cuando, por ejemplo, los cerramientos se ejecutan mediante paños de fábrica, parece clara la conveniencia de anclar su perímetro a la estructura, lo que mejora su capacidad ante las acciones normales a su plano. Ello, sin embargo, introduce nuevas fuerzas en su plano de muy difícil evaluación.

Cuando, por otra parte, las cada vez más estrictas exigencias funcionales empiezan a justificar soluciones menos tradicionales (los requisitos normativos de aislamiento térmico y acústico, por ejemplo, favorecen el empleo de fachadas ventiladas) parece aún más necesario avanzar en la formulación de modelos simples de comportamiento de los cerramientos, modelos que recojan los efectos de la interacción con la estructura, los de las acciones ambientales y reológicas, etc. El uso de estos modelos debería formalizarse a través de una normativa específica, normativa cada día más necesaria.

#### 5. REFERENCIAS

1. Álvarez Cabal, R. "El Eurocódigo 8", Jornada Técnica Anual ACHE Comportamiento de estructuras de hormigón en zonas sísmicas". 2004.
2. Álvarez, R; Arroyo, J.R. "La estimación del período fundamental de los edificios" III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Zaragoza. 2005.
3. Arcos Trancho, H; Cristina Porcu, M. "Movimientos sísmicos y estructuras murarias" Consorcio de Compensación de Seguros. 2003.
4. Arroyo Arroyo, J.R; Benito Muñoz, J.J; Álvarez Cabal, R. "Análisis de la acción del viento en los edificios" Cuadernos de INTEMAC. 4º trim. 97.
5. ASEFAVE. *Manual de producto. Fachadas ligeras*. AENOR Ediciones. 2006.
6. Bertero, V; Brokken, S. "Infills in seismic resistant building" *Journal of Structural Engineering*, 109, 1337. 1983.
7. Calavera, J. *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón en masa, armado y pretensado*. 2ª Edición INTEMAC. 2008.
8. CTE-DBSE-AE: "Seguridad Estructural. Acciones en la edificación". Ministerio de la Vivienda. Abril 2009.

3. Arcos Trancho, H; Cristina Porcu, M. "Movimientos sísmicos y estructuras murarias" Consorcio de Compensación de Seguros. 2003.
4. Arroyo Arroyo, J.R; Benito Muñoz, J.J; Álvarez Cabal, R. "Análisis de la acción del viento en los edificios" *Cuadernos de INTEMAC*. 4º trim. 97.
5. ASEFAVE. *Manual de producto. Fachadas ligeras*. AENOR Ediciones.2006.
6. Bertero, V; Brokken, S. "Infills in seismic resistant building" *Journal of Structural Engineering* 109, 1337. 1983.
7. Calavera, J. *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón en masa, armado y pretensado*. 2ª Edición INTEMAC. 2008.
8. CTE-DBSE-AE:"Seguridad Estructural. Acciones en la edificación". Ministerio de la Vivienda. Abril 2009.
9. CTE-DBSE-F Seguridad Estructural Fábricas. Aplicación a edificios de uso residencial vivienda-DAV. Monografías CTE Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España.
10. Dowrick, D.J. *Earthquake Resistant Design*. John Wiley & Sons. 1977.
11. European Consortium of Earthquake Shaking Tables. "Experimental and numerical investigations on the seismic response of R.C. infilled frames and recommendations for code provisions". Michael N. Fardis Editor. 1996.
12. Gutiérrez Jiménez, J.P.(1)\*, Oteiza S. José, I.(1), Monjo Carrió, J.(1), Rey González, J.R.(1) "Estudio del comportamiento mecánico de los muros no portantes de fábrica de ladrillo, en fachadas". Memorias de las II Jornadas de Investigación en Construcción, celebradas en Madrid en mayo de 2008 Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, IETcc-CSIC.
13. Paulay, T; Priestley, M.J.N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons. 1992.
14. Rodríguez Romero, J.Mª; Santos Olalla, F; Arroyo Arroyo, J.R; Álvarez Cabal, R. "Cálculo de muros cortina" *Cuadernos de INTEMAC*. 4º trim. 98.
15. Saint-Gobain Glass. *Manual del vidrio*. 2001.
16. UNE-EN 1991-1-4:2007 "Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento". AENOR. 2007.
17. UNE-EN 1996-1-1:2011 "Eurocódigo 6: Proyecto de Estructuras de Fábrica Parte 1-1: Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar" AENOR 2011.
18. UNE-EN 1998-1:2011 "Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación" AENOR 2011.

- 
9. CTE-DBSE-F Seguridad Estructural Fábricas. Aplicación a edificios de uso residencial vivienda-DAV. Monografías CTE Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España.
  10. Dowrick, D.J. *Earthquake Resistant Design*. John Wiley & Sons. 1977.
  11. European Consortium of Earthquake Shaking Tables. *"Experimental and numerical investigations on the seismic response of R.C. infilled frames and recommendations for code provisions"*. Michael N. Fardis Editor. 1996.
  12. Gutiérrez Jiménez, J.P.(1)\*, Oteiza S. José, I.(1), Monjo Carrió, J.(1), Rey González, J.R.(1) "Estudio del comportamiento mecánico de los muros no portantes de fábrica de ladrillo, en fachadas". Memorias de las II Jornadas de Investigación en Construcción, celebradas en Madrid en mayo de 2008 Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, IETcc-CSIC.
  13. Paulay, T; Priestley, M.J.N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons. 1992.
  14. Rodríguez Romero, J.M<sup>a</sup>; Santos Olalla, F; Arroyo Arroyo, J.R; Álvarez Cabal, R. "Cálculo de muros cortina" *Cuadernos de INTEMAC*. 4º trim. 98.
  15. Saint-Gobain Glass. *Manual del vidrio*. 2001.
  16. UNE-EN 1991-1-4:2007 "Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento". AENOR. 2007.
  17. UNE-EN 1996-1-1:2011 "Eurocódigo 6: Proyecto de Estructuras de Fábrica Parte 1-1: Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar" AENOR 2011.
  18. UNE-EN 1998-1:2011 "Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación" AENOR 2011.

## Relación de Personal Titulado de INTEMAC

### Arquitectos

Benito Díez, María Pilar  
Fernández Sáez, Ana María  
Fraile Mora, Serafín  
González Balseyro, María José  
Luzón Cánovas, José M<sup>a</sup>  
Nieto Esteban, Eva  
Sánchez Arroyo, Jesús M<sup>a</sup>  
Sicilia Mañá, Beatriz  
Vergara Pérez, Carlos

### Ingenieros Aeronáuticos

Fernández Moreno, Tamar

### Ingenieros de Caminos

Baena Alonso, Eva  
Barrios Corpa, Roberto  
\* Calavera Ruiz, José  
Calderón Bello, Enrique  
Corbacho Vicioso, José Angel  
Cortés Bretón, Juan María  
De la Cuerda del Olmo, Francisco Javier  
De la Fuente Gómez, Ana Isabel  
\* Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa  
Díaz Heredia, Elena  
Díaz Lorenzo, Lucía  
Díaz Pavón Cuaresma, Eduardo  
\* Fernández Gómez, Jaime Antonio  
Fernández Montes, David Constantino  
García de Diego Cano, Eva María  
Gómez Mariño, Cristina  
González González, Juan José  
\* Hostalet Alba, Francisco  
\* Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M<sup>a</sup>  
Jiménez Ortiz, Gonzalo  
León Bello, Raúl  
\* Ley Urzaiz, Jorge  
Menéndez Martínez, Laura  
Misol Moyano, Carolina  
Pérez García, Noemí  
\* Rodríguez Escribano, Raúl Rubén  
\* Rodríguez Romero, Jesús M<sup>a</sup>  
Rueda Contreras, Jorge Ladislao  
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe  
Torres Cobo, María Carmen  
Valdés Fernández de Alarcón, Pablo

### Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

### Ingenieros Civiles

Almeida da Silva, Pedro Miguel  
Teixeira Martins, Hermano Tiago

### Ingeniero Geólogo

Catalán Navarro, Antonio

### Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

### Ingenieros Industriales

\* Alvarez Cabal, Ramón Amado  
Arroyo Arroyo, José Ramón  
Borraz López, Alfonso  
González Carmona, Manuel  
Ibañez Mayayo, Miguel  
Liébana Ramos, Miguel Angel  
Pou Esquiús, Carles  
Ramírez de la Pinta, Rubén  
\* Valenciano Carles, Federico

### Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

### Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

### Licenciada en Administración y Dirección de Empresas

Perales Gómez, Natalia

### Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

### Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

### Licenciado en Ciencias Físicas

Salas Roa, Luis David

### Licenciada en Ciencias Políticas y de la Administración

Estébanez Morer, Ana María

### Licenciados en Ciencias Químicas

Grandes Velasco, Silvia María  
López Sánchez, Pedro

### Licenciado en Derecho

Jarillo Cerrato, Pedro

### Licenciados en Geología

Blanco Zorroza, Alberto  
Casado Chinarro, Alejandro  
Catalán Navarro, Antonio  
López Velilla, Oscar  
Martín López, Jesús Heliodoro  
Usillos Espín, Pablo

---

**Licenciada en Filología Hispánica**

Valentín Sierra, M<sup>a</sup> Consuelo

**Master of Science in Civil Engineering**

Hoogendoorn, Peter Paul

**Arquitectos Técnicos**

Carrato Moñino, Rosa M<sup>a</sup>

Díaz Lorenzo, Lucía

Jiménez Salado, Borja

Montejano Jiménez, María del Carmen

Vicente Minguela, Francisco

**Ingeniero Técnico Aeronáutico**

Domenech Mestre, Alberto

**Ingeniero Técnico Forestal**

Collazo Rial, Manuel Ramón

**Ingeniero Técnico en Informática de Gestión**

Esteban Pérez, Ramón

Macías Gómez, Juan José

**Ingenieros Técnicos Industriales**

Alcubilla Villanueva, Rubén

Ases Rodríguez, Cristóbal

Jiménez Rodríguez, José Antonio

Madueño López, Javier

Madueño Moraño, Antonio

Quílez Hernáiz, Sonia

Villar Riñones, Jesús

**Ingenieros Técnicos Obras Públicas**

Carrero Crespo, Rafael

González Nuño, Luis

Martínez Vicente, Cristina

Mata Soriano, Juan Carlos

Montiel Sánchez, Ernesto

Muriel León, Carlos

Ortiz del Campo, Natalia

Pardo de Agueda, Juan Luis

Rivera Jiménez, Marta

Romero García, Daniel

Rosa Moreno, José Andrés

Rozas Hernando, José Juan

Sánchez Tomé, Elena

Sanz Ruiz, Idoya

**Ingenieros Técnicos Topógrafos**

Barragán Bermejo, M<sup>a</sup> Vicenta

Carreras Ruiz, Francisco

De Francisco Rodríguez, Francisco

López Jiménez, Luis

Martínez Ochando, Eduardo

Sánchez Martín, María de la O

Torés Campos, Ana M<sup>a</sup>

**Técnicos en Administración de Empresas**

Cebrián Sobrino, M<sup>a</sup> José

**Técnico en Publicidad**

Blanco Armas, Cristina

---

\*NOTA: Todo el personal de INTEMAC trabaja en dedicación completa y exclusiva, con la excepción de las personas arriba indicadas con \* a las que se autoriza la dedicación a la Enseñanza Universitaria en régimen de dedicación parcial.



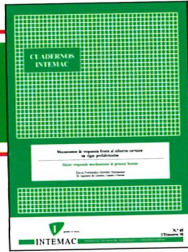


## CUADERNOS INTEMAC

CUADERNOS INTEMAC es una publicación trimestral, bilingüe en español e inglés, en forma de monografías que recogen trabajos realizados por los técnicos del Instituto o presentados en los Cursos y Conferencias organizados por el mismo.

Los temas tratados cubren tanto el campo de las Obras Públicas como el de la Edificación y sus Instalaciones.

Precio de la suscripción Año 2010: 35 €



## ÚLTIMOS TÍTULOS PUBLICADOS

**Cuaderno N° 82**  
"Certificación de aeropuertos".  
Autor: Ángel París Loreiro.

**Cuaderno N° 83**  
"Acciones en fachadas".  
Autores: Suyapa Dávila,  
Peter Paul Hoogendoorn,  
Ramón Álvarez Cabal.

## CUADERNOS DE PRÓXIMA APARICIÓN

**Cuaderno N° 84**  
"Influencia de las solicitaciones axiales de tracción en la resistencia a cortante de las viguetas de forjado sin armadura transversal".  
Autores: David C. Fernández Montes,  
Enrique González Valle.

**Cuaderno N° 85**  
"Los accidentes de los puentes: errores de ayer y de hoy, lecciones para el mañana".  
Autores: Jorge Ley Urzáiz,  
Enrique González Valle.

Consulte lista completa de la Colección

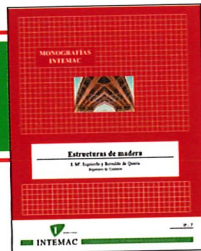
## MONOGRAFÍAS INTEMAC

Publicación de INTEMAC con un carácter eminentemente práctico destinada a tratar temas muy concretos que, o bien presentan un nivel de problemas acusado en la práctica, o bien están insuficientemente cubiertos por la Normativa y la documentación técnica correspondientes.

**MONOGRAFÍA INTEMAC N° 5**  
"Mantenimiento y reparación de paramentos de hormigón".  
Autores: R. Barrios Corpa, C. Beteta Cejudo, E. Díaz Heredia,  
Prof. J. Fernández Gómez, J. M. Rodríguez Romero.  
Precio de la Monografía 38 €

**MONOGRAFÍA INTEMAC N° 6**  
"Patología, técnicas de intervención y limpieza de fábricas de ladrillo".  
Autores: P. López Sánchez, J. M. Luzón Cánovas, I. Martínez Pérez,  
A. Muñoz Mesto, A. Fernández Sáez.  
Precio de la Monografía 38 €

**MONOGRAFÍA INTEMAC N° 7**  
"Estructuras de madera".  
Autores: J. M. Izquierdo y Bernaldo de Quirós.  
Precio de la Monografía 38 €



## NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT

Con independencia de la serie de Cuadernos de INTEMAC, de los que se publica un número trimestral, bilingüe en español e inglés, en INTEMAC se producen, con acentuada frecuencia notas de información sobre aspectos concretos que pensamos que no solamente tienen una utilidad interna, sino que pueden resultar interesantes para muchos Técnicos de la Construcción.

Las Notas se envían únicamente por correo (pago por transferencia o tarjeta de crédito).

**NIT-5 (06)**  
Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón  
J. Calavera Ruiz, A. Delibes, J. M. Izquierdo y Bernaldo de Quirós, G. González Isabel.  
Edición en español, en color. 12 páginas  
Precio 14 €



**NIT-6 (07)**  
El previsible descenso de la seguridad en pilares con la entrada en vigor del Eurocódigo EC-2, y la necesidad de un control estricto de la calidad del hormigón en pilares  
J. Calavera Ruiz.  
Edición en español, en color. 10 páginas  
Precio 12 €

## VÍDEOS TÉCNICOS Y DVD'S

### Fabricación y ensayo de probetas de hormigón.

N° 2001 (1-1)

Contempla de forma completa y detallada el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, la medida de la consistencia con el Cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión.

Esta nueva versión del vídeo 8801 (1), introduce las modificaciones de EHE y un sistema de estudio de la distribución de presiones de la prensa sobre la probeta así como los aspectos particulares del ensayo de hormigones de alta resistencia.  
30 minutos - 25 €



### Fabricación y control de calidad de barras y mallas para hormigón armado.

N° 2002 (1-2)

Muestra el proceso de laminación en fábrica de las barras y alambres, la fabricación de mallas y los ensayos de tracción, doblado, arrancamiento de nudos y determinación de las características geométricas del corrugado y el ensayo de Beam-test para la determinación de las características de adherencia.  
30 minutos - 25 €



### Compresión centrada en hormigón armado.

N° 2002 (1-4)

Contempla la rotura de siete pilares a escala real, variando resistencias de hormigón desde 25 Mpa a 70 Mpa, las cuantías de armaduras, la separación de estribos y la velocidad de carga conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.  
35 minutos - 25 €



### Flexión simple en hormigón armado.

N° 2002 (1-3)

Incluye el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes cuantías y diferentes desarrollos de adherencia conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.  
35 minutos - 25 €



### Esfuerzo cortante en hormigón armado.

N° 2002 (1-5)

Muestra el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes formas de rotura por corte (Tracción diagonal, corte flexión, compresión diagonal, etc.) conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.  
25 minutos - 25 €



## BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO

INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETIN BIBLIOGRAFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

EL BOLETIN BIBLIOGRAFICO incluye:

Fotocopia del índice y de los resúmenes de los artículos contenidos en las 105 revistas técnicas que se reciben en el Instituto referentes a los campos de la Edificación, Instalaciones, Obras Públicas y Urbanismo. Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera. Secciones de Bibliografía y Cursos. Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.

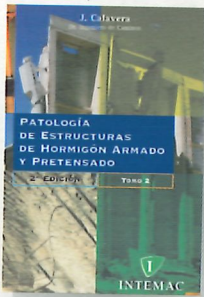
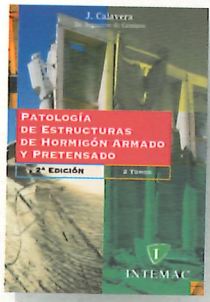
Tarifa de suscripción anual (6 números) 200 €



Consulte otras publicaciones

[www.intemac.es](http://www.intemac.es)

# PUBLICACIONES



## Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado 2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 135 €

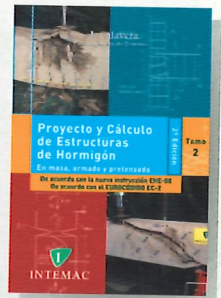
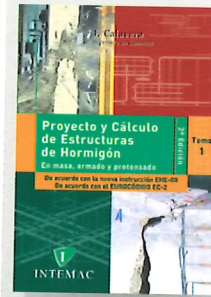


## Fichas de ejecución de obras de hormigón 3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 68 €

Nueva publicación

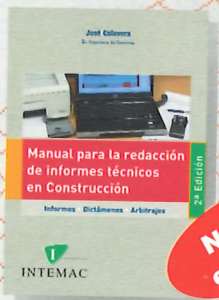


## Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón 2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 180 €

Nueva edición



## Manual para la redacción de informes técnicos en construcción 2ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 90 €

Nueva edición



## Manual de Ferralla 3ª edición

J. Calavera, E. González Valle, J. Fernández Gómez, F. Valenciano

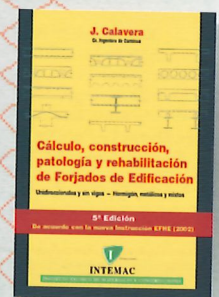
Precio: 45 €



## Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

J. Calavera, E. González Valle, J. Fernández Gómez, F. Valenciano

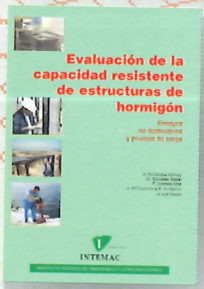
Precio: 50 €



## Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación 5ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 113 €



## Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

J. Fernández Gómez, G. González Isabel, F. Hostalet Alba, J. M<sup>a</sup> Izquierdo, J. Ley Urzaiz

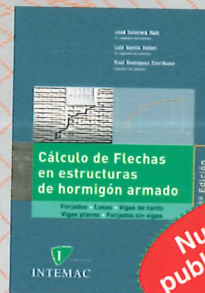
Precio: 64 €



## Muros de contención y muros de sótano 3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



## Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado 2ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos), L. García Dutari (Ingeniero Civil), R. Rodríguez (Ingeniero de Caminos)

Precio: 110 €

Nueva publicación



## Manual de detalles constructivos en obras de hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Libro: 123 € CD-ROM: 198 €

El libro y el CD-ROM pueden adquirirse conjuntamente o por separado

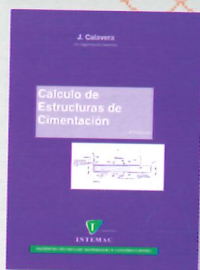
Software asociado en ficheros de AutoCAD



## Ejecución y control de estructuras de hormigón

J. Calavera, P. Alaejos Gutiérrez, J. Fernández Gómez, E. González Valle, F. Rodríguez García

Precio: 133 €



## Cálculo de estructuras de cimentación 4ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

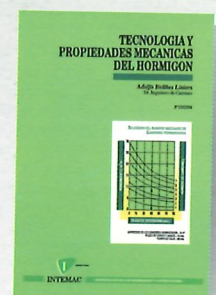
Precio: 80 €



## Hormigón de alta resistencia

G. González-Isabel (Ingeniero Técnico de O. P.)

Precio: 47 €



## Tecnología y propiedades mecánicas del hormigón

A. Delibes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 57 €