

CUADERNOS INTEMAC

Contribución al estudio de la influencia de las inclusiones de sillería en el comportamiento de los muros de mampostería en la rehabilitación de edificios históricos

**Influence of ashlar inclusions on behaviour of masonry walls
on the rehabilitation of ancient buildings**

José M^e Izquierdo Bernaldo de Quirós
Ingeniero de Caminos



INTEMAC

INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 17
1.º TRIMESTRE '95

INTEMAC



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTIA DE CALIDAD

SONDEOS, ENSAYOS E INFORMES GEOTECNICOS

INFORMES DE PATOLOGIA, REHABILITACION Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PUBLICAS
EDIFICACION
INSTALACIONES



INTEMAC AUDIT

AUDITORIA TECNICO-ECONOMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORIA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACION DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCION
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORIAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACION DE LA OBRA



INTEMAC ECO

AUDITORIA TECNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas
Edificación
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire
Agua
Ruido

AUDITORIA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

**CONTRIBUCION AL ESTUDIO DE LA INFLUENCIA
DE LAS INCLUSIONES DE SILLERIA EN
EL COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS
DE MAMPOSTERIA
EN LA REHABILITACION DE EDIFICIOS HISTORICOS**

**INFLUENCE OF ASHLAR INCLUSIONS
ON BEHAVIOUR OF MASONRY WALLS
ON THE REHABILITATION OF ANCIENT BUILDINGS**



José Mº Izquierdo Bernaldo de Quirós
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Jefe del Departamento de Rehabilitación
y Patología de INTEMAC

Civil Engineer
Head of the Renovation and
Pathology Department of INTEMAC

Copyright © 1995, 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-6206-1995
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

INDEX

- 1. INTRODUCTION**
- 2. THE NUEVO BAZTAN PALACE**
- 3. THE CALCULATION MODEL**
- 4. RESULTS**
- 5. CONCLUSIONS**

INDICE

- 1. INTRODUCCION**
- 2. EL PALACIO DE NUEVO BAZTAN**
- 3. CARACTERISTICAS DEL MODELO DE CALCULO**
- 4. RESULTADOS OBTENIDOS**
- 5. CONCLUSIONES**

SUMMARY

The behaviour of masonry façade walls can be strongly affected by the inclusions of ashlar pieces as ornate of doors, windows and corners and also on cornices. Their omission in the assessment may lead to errors on the unsafe side. In this paper a study using finite element analysis for a particular case illustrating this effect is shown.

1. INTRODUCTION

The behaviour of supporting walls in ancient buildings is one aspect which is not generally considered in depth by the Engineer. The solid nature of these elements generally gives a sensation of safety that appears to make any sophisticated analysis of behaviour unnecessary.

Studies are usually limited to determining the damage suffered by the walls throughout their lifetime, and evaluating whether they are capable of withstanding further deterioration in the future. The majority of these actions are due to fundamental changes in the structure, such as the indiscriminate making of openings without the least consideration for the behaviour of the wall as a whole, leading to situations which not only defy the strength of materials but also the laws of equilibrium.

The most common natural actions are those diminishing the masonry and partitions as a result of the reduction in the volume porosity, the loss of material in joints of the brickwork, masonry and some types of ashlar and the rotting of wood in sills, lintels and embedded framework which may be simply tackled by repairing, substituting or reinforcing the affected elements.

The analysis of the wall itself is largely simplified. The wall is generally considered to be a continuous and homogeneous element, mean working stresses are taken and compared with values which are traditionally considered as conservative. Though discharge arches are accepted in the calculation of lintels, their effect on the behaviour of the whole of the wall is hardly taken into account. The inclusion of more rigid materials within a wall are generally considered as decorative pieces which do not affect its average behaviour, in the assumption that one will always be on the safe side if these materials are substituted by a weaker material in our model of calculation.

During INTEMAC's study into the behaviour of the main tower of "La Aljafería Palace" (Saragossa), named "El Trovador" as Verdi's opera of the same name takes place there, we noticed that this simplifying hypothesis could sometimes be on the unsafe side. In this particular case, where the upper levels were built in solid masonry, while the ground level of the tower was made up of a Roman style wall (that is to say, two rigid ashlar leaves filled with an internal rubble filler), there was a channelling of loads which was not considered in the simplified calculation, and which resulted in the progressive deterioration of the tower.

RESUMEN

El comportamiento de fachadas de mampostería puede resultar seriamente condicionado por la inclusión de elementos de sillería como ornamentación de puertas, ventanas, cornijales o cornisas.

Su omisión en el cálculo puede conducir a errores del lado de la inseguridad. Se presentan en este cuaderno los resultados de un estudio mediante elementos finitos de un caso concreto que ilustra este efecto.

1. INTRODUCCION

El estudio del comportamiento de los muros de carga en un edificio antiguo es uno de los aspectos que se consideran generalmente con menor detalle por parte del Técnico. El carácter masivo de estos elementos en la mayor parte de los casos produce una sensación de seguridad que no invita a la realización de estudios sofisticados sobre su comportamiento.

Usualmente, los estudios se reducen a determinar las agresiones que han sufrido los muros a lo largo de su vida, y a estimar si serán capaces de soportar las nuevas agresiones a que vamos a someterles. La mayor parte de estas agresiones son de origen andrógono, y consisten en la apertura indiscriminada de huecos con el más absoluto desprecio al comportamiento del conjunto del muro, que llegan a producir situaciones que desafían no ya las leyes de la resistencia de materiales sino incluso las leyes del equilibrio.

Con respecto a las agresiones naturales, las más conocidas son la merma de las mamposterías y tapias por disminución del índice de huecos, la pérdida del material de juntas, en fábricas de ladrillo, mampostería y algunos tipos de sillería y la pudrición de elementos de madera en durmientes, dinteles y entramados cuajados, cuyo estudio simplemente se obvia, reparando, sustituyendo o reforzando localmente los elementos afectados.

Con respecto al muro propiamente dicho, los estudios se realizan introduciendo simplificaciones importantes. En general, se tiende a considerarlo como un elemento continuo y homogéneo, determinando tensiones medias de trabajo y comparando su valor con valores considerados tradicionalmente como conservadores. Se admite la formación de arcos de descarga para el cálculo de los dinteles, pero apenas se tiene en cuenta su efecto en el comportamiento de conjunto del muro. Y las inclusiones de materiales más rígidos dentro de un mismo paño son consideradas prácticamente como adornos, que no afectan a su comportamiento medio, en la idea de que siempre nos quedaremos del lado de la seguridad si los sustituimos en el modelo de cálculo por un material menos resistente.

En el estudio que realizó INTEMAC sobre el comportamiento de la torre del homenaje del palacio de la Aljafería de Zaragoza, denominada Torre de "El Trovador" por desarrollarse en ella la ópera de Verdi, observamos que esta hipótesis simplificadora podía quedarse del lado de la inseguridad. En ese caso concreto, en que las plantas superiores eran de mampostería de cal y canto, mientras que la planta baja de la torre estaba construida con un muro a la romana, (esto es con dos hojas rígidas rellenas con un material más desfavorable), se generaban concentraciones de tensiones no previstas en el cálculo simplificado, que justificaban la ruina progresiva de la torre.

In fact the finite elements analysis of the cross-section of the wall showed the formation of internal discharge arches in the wall, which tended to overload the head of the ashlar leaves, thereby producing both horizontal stress towards the exterior, and, more importantly, a concentration of pressure in the masonry directly in contact with the rigid leaves, this being way above the admissible pressure for the less resistant material.

Our findings showed that the ashlar leaves tended to absorb a load which was not only higher than that corresponding to the average pressure of the wall, as is to be supposed, but which could also be somewhat higher than that corresponding to a pressure distribution in relation to the supposed deformation moduli in both materials, and as this load had to be transmitted by the masonry, the stresses concentrated in the wall at the layers in contact with the ashlars were extremely high.

These results led us to consider the suitability of an in depth analysis of the effect of rigid elements on the overall behaviour of the wall. The opportunity arose in 1990 when the Regional Council of Madrid asked us to investigate the conditions affecting the renovation of the Historical-Artistic Estate of Nuevo Baztán.

2. THE NUEVO BAZTAN PALACE

The estate, consisting of a palace, a church and two squares in the vicinity of the town of Nuevo Baztán, was declared a National monument by decree of the Ministry of Education on 16 October 1941.

The area was selected for the Basic Study corresponding to the "Programme of Pilot Operations of Renovation in Urban Centres and Rural Settlements" of 2 November 1979, after the initiation of proceedings leading to its declaration as a National Monument on 30 April of the same year, though the resolution was not published in the Official Gazette until 26 February of the following year.

This small urban concentration was, and to some extent still is, the subject of a rather curious legend: According to a maledictive tradition, the origins of the town are related to migrations of people in 18th century Spain.

The first inhabitants of the town were, according to the legend, the Grisonnes, members of tribes from the high Pyrenees, whose isolation had led to the continuous multiplication of blood relationships and consequently considerable genetic degradation. The degree of subnormality was, therefore, very high and widespread among these tribes.

The settlement of these tribes in a location so far away from their place of origin arose from the "humanitarian" aim of renovating their blood through mixtures with individuals who had been uprooted from other areas.

This legend is historically unfounded, and in addition it is strange that the place selected for this settlement should be such a privileged location, only half a day's walk from the extremely important cultural centre of Alcalá de Henares (even though the town had long since lost its primacy to the city of Salamanca) and one hard day's walk from the Court of Madrid. In reality, historical investigations reveal very different beginnings.

The history of the settlement begins at the start of the 18th century, when Don Juan de Goyeneche, treasurer to the Militias of Carlos II and previously to María Luisa de Saboya, decided to establish an industrial town on land he had purchased, and which was known as the "Acevedo Forest", and here to build munition factories, hatters, distilleries, cloth mills, chandleries, confectioneries, boot makers, even fine glass workshops, paper mills and finally the soap factories; all this with the assurance of orders from the Militia, guaranteed by his position as treasurer.

The construction of the town was entrusted to Goyeneche's friend and protégée, José Benito de Churriguera, and the outstanding works were to be the palace and a church dedicated to San Francisco Javier which was to be built on the site previously occupied by a small hermitage, which was probably the only previously existing building in the area. The main works would continue until 1722, and in October of the following year, a Papal Bull from Inocencio XIII segregated the town from the parochial jurisdiction of Olmeda (the town where Juan de Goyeneche was Lord) giving it self autonomy, which indicates that this was a town of some size with a stable population.

The history of this segregation is somewhat confused, but it seems that this was due to differences that had arisen between Juan de Goyeneche and the parish of Olmeda, leading to personal confrontation and eventually to the Lord

En efecto, el estudio por elementos finitos de la sección del muro mostró la formación de arcos de descarga internos en el muro, que tendían a sobrecargar la cabeza de las hojas de sillería, produciendo, por una parte, empujes horizontales hacia el exterior, y de otra, lo que resultaba ser mucho más importante, una concentración de tensiones en la mampostería en contacto directo con las hojas rígidas, que alcanzaba valores muy por encima de las tensiones admisibles para el material menos resistente.

Los resultados obtenidos en este caso mostraban que las hojas de sillería tendían a absorber una carga no ya superior a la correspondiente a la tensión media del muro, como es lógico, sino que podía ser incluso algo superior a la correspondiente a una distribución de tensiones proporcional a los módulos de deformación supuestos en ambos materiales, y como esa carga debía ser transmitida por la mampostería, las tensiones se concentraban en ella en las capas próximas a la sillería de forma muy importante.

Este resultado nos ha hecho plantearnos la conveniencia de estudiar en detalle el efecto de los elementos rígidos de categorización en el comportamiento global del muro. La ocasión se nos planteó en el año 1990 en que la Comunidad Autónoma de Madrid nos encargó el estudio de los condicionantes que imponía a su rehabilitación la situación actual de la estructura del Conjunto Histórico-Artístico de Nuevo Baztán.

2. EL PALACIO DE NUEVO BAZTAN

El conjunto constituido por el palacio, la iglesia y las dos plazas inmediatas del pueblo de Nuevo Baztán, fue declarado monumento Histórico-Artístico por decreto del Ministerio de Educación Nacional de 16 de Octubre de 1941.

Fue elegido el asentamiento para realizar en él el Estudio Básico correspondiente al "Programa de Operaciones Piloto de Rehabilitación Integrada en Centros Urbanos y Asentamientos Rurales" en fecha 2 de Noviembre de 1979 tras ser incoado expediente de declaración de conjunto Histórico-Artístico el 30 de Abril del mismo año, si bien la resolución no fue publicada en el B.O.E. hasta el 26 de Febrero del año siguiente.

Esta pequeña concentración urbana ha sufrido, y aún debe sufrir, una leyenda negra ciertamente curiosa: según una tradición maledicente, los orígenes de la villa estarían relacionados con las migraciones de población que se produjeron en España en el siglo XVIII.

Los primeros habitantes de la villa habrían sido, según esta leyenda, los grisonos, miembros de unas tribus del alto Pirineo cuyo aislamiento habría producido una multiplicación secular de las relaciones consanguíneas, con el resultado de una degradación genética considerable. El grado de subnormalidad era por ello elevado y muy extendido en esas poblaciones.

El afincamiento de estas tribus en una ubicación tan distante de su lugar de origen se habría producido con la intención "humanitaria" de facilitar la renovación de la sangre mediante mezclas con individuos desarraigados de otras zonas.

Esta leyenda carece de fundamento histórico, y por otra parte resulta peculiar que el lugar elegido para ese asentamiento fuera a ser un paraje tan privilegiado, a media jornada de camino de un foco cultural tan importante como Alcalá de Henares (aunque hacía tiempo que había cedido su privilegio en favor de Salamanca) y a una jornada larga de la Corte de Madrid. En realidad, los estudios históricos realizados con seriedad indican un origen muy diferente.

La historia del conjunto comienza en la primera década del siglo XVIII, cuando Don Juan de Goyeneche, que había sido tesorero de Milicias de Carlos II y lo era de María Luisa de Saboya, decide montar, en unos terrenos comprados por él y conocidos como "Bosque de Acevedo", una villa industrial, en la que se van a asentar fábricas de sombreros de munición y de lujo, destilerías de aguardientes, fábricas de tejidos, cererías, confiterías, talleres de zapatería, y hasta de vidrios finos, de papel y posteriormente de jabón; todo ello con la seguridad de los encargos de la milicia, que él, como tesorero, garantizaba.

El conjunto fue encomendado por Goyeneche a su amigo y protegido José Benito de Churriguera, y como obras singulares incorporaba un palacio, y una iglesia dedicada a San Francisco Javier que sustituiría a una pequeña ermita que era probablemente la única edificación que existía en el lugar. Las obras principales debieron prolongarse hasta el año 1722, y en Octubre del año 1723, una bula papal de Inocencio XIII segregó a la villa de la jurisdicción parroquial de Olmeda, (villa de la que D. Juan era señor) y le concedió autonomía propia, lo que indica un asentamiento de población estable de cierta consideración.

of the Town and Master of the Palace deciding to segregate both populations in order to maintain the rural nature of his lands in Olmeda and give him a free rein in his industrial activities and in his residence of Nuevo Baztan, and here he appointed a more "courtly" parish priest who was less critical of the licentious habits which were apparently the order of the day within those walls.

Unfortunately the industrial town did not prosper, and was yet another victim of the continuous decline of the Kingdoms of Spain throughout the 17th and 18th centuries, which led to the failure of all attempts of modernization successively carried out during the Enlightened Despotism of the Bourbon Monarchs.

The population continued to increase up to the middle of the 18th century, reaching 250 inhabitants, but then began to decline hereafter, with the subsequent closure of some of the factories (those of glass and paper), coinciding with the termination of privileges and exemptions decreed by Felipe V between 1718 and 1720 which had been made to assist the settlement. By the end of the century the population had settled to around 180 inhabitants, and ever since then the population in the town centre has approximately remained the same, a 1980 census gave the figure of 190 inhabitants.

Within the group of buildings surrounding the square of the monumental town of Nuevo Baztán, the most important and prestigious constructions are that of the Palace and the Church. The Palace is set to the left of the façade, and is square in plan at the front, having a central courtyard. Towards the rear of the Palace, between the back of the church and the Patio there is a further square shaped building set around an internal courtyard and some outbuildings to the sides.

The Palace is a two-storey building, the lower storey being set directly at ground level and the upper storey is built on a log or wood beam floor. The original roof was made of double pitched wooden roof trusses, with curved roof tiles (at the time of Intemac's intervention, this had been removed and replaced, using the original roof trusses where possible).

The main façade of the palace is flanked by the church, this has two towers set to the right of the building and a four-storey high fortified tower set to the left. However, the upper floor had been dismantled at the time the Institute was called in, and the ashlar had been numbered and were arranged in the square.

The walls of the building were made of limestone masonry set in lime mortar, very little filling being observed in the original structure, though not so in subsequent closures of openings. The general arrangement of the structure was made up of perimeter walls, with parallel walls making up the internal face of the fortified tower (the structure of which was symmetrically repeated in the four corners of the main body of the palace, though one of them belongs to the church and the other two are only two-storeys high) a third internal wall, which forms the façade of the central courtyard and a colonnaded gallery around the same. This arrangement is somewhat altered in the outbuildings flanking the rear courtyard, by the large hall on the ground floor, (set between the central courtyard and the church), and by the hall behind the main entrance. The external corners of the towers are made up of flush set cut ashlar, as are the jambs and lintels of the external wall openings, together with the cornice at floor and roof level (see photograph No. 1)

3. THE CALCULATION MODEL

The tower in question is square in section with a 6.57m façade, and 1.50m thick wall at its base. It is set to one corner of the Palace, two of its façades being external and to the full height of the tower, the other two being internal in the first two stories, partially internal at roof level and then external above the roof.

This arrangement (though totally normal in corner towers) affects the structural layout, which includes ashlar corner pieces at the three external corners (and exposed masonry in the interior), and ashlar lintels, jambs and sills around the external openings, though in internal openings the lintels are made of wood and the jambs of masonry. Between each storey there is an external ashlar cornice which is obviously not repeated in the interior.

These finishings are only 40 cm thick, that is to say, approximately one quarter of the total thickness of the wall, with the exception of those pieces making up the cornice supporting the upper part of the tower, which are set 20 cm into

La historia de esta segregación es algo confusa, pero parece que fue debida a diferencias surgidas entre D. Juan de Goyeneche y el párroco de Olmeda, que llegaron al enfrentamiento personal, lo que se tradujo en la decisión del Señor de la Villa y dueño del Palacio, de segregar ambas poblaciones para mantener el carácter rural de sus tierras de Olmeda y tener las manos libres en su vida industrial y su residencia de Nuevo Baztán, con un párroco, puesto por él, más "palaciego" y menos crítico con las costumbres licenciosas que al parecer eran habituales en el interior de aquellos muros.

Este intento de villa industrial, desgraciadamente, no prosperó, y fue una víctima más de la continua degradación de los reinos de España durante los siglos XVII y XVIII, que llevaron al fracaso a todos los intentos de modernización que fue sucesivamente realizando el Despotismo Ilustrado de los Reyes Borbónicos.

La población se mantuvo en auge hasta mediados del siglo XVIII, alcanzando los 250 habitantes, y comenzó a decaer desde entonces, cerrándose algunas fábricas (la de vidrios, y la de papel), coincidiendo con las fechas en que concluían los privilegios y exenciones decretadas por Felipe V entre 1718 y 1720 para favorecer el asentamiento. Al finalizar el siglo, la población se había estabilizado en torno a los 180 habitantes, en la que se ha mantenido desde entonces el casco urbano, que en 1980 contaba un censo de 190 personas.

Del agregado de edificios que rodean la Plaza de Fiestas del Conjunto Monumental de Nuevo Baztán, la pieza principal está formada por una unidad de prestigio formada por el Palacio y la Iglesia. El Palacio ocupa la parte izquierda de la fachada. En su parte frontal tiene planta cuadrada, con un patio central, y en la parte posterior, entre el fondo de la Iglesia y el Patio de Fiestas a este cuadrado se adosa otro, compuesto por otro patio interior y unas dependencias que lo flanquean, completando la planta.

El edificio tiene dos plantas, la inferior asentada directamente sobre el terreno y la superior con forjados de rollizos o vigas de madera. La cubierta era originalmente de cerchas de madera a dos aguas, y con teja curva (en el momento de la intervención del Instituto había sido levantada y reconstruida, aprovechando en lo posible la madera de las cerchas originales que se mantuviera en buen uso).

La fachada principal del Palacio queda flanqueada por la estructura de la Iglesia, con sus dos torres en el ala derecha del conjunto, y por un torreón en el ala izquierda, que tiene en altura cuatro plantas, pero cuya planta superior había sido desmontada en el momento de la intervención del Instituto, y sus sillares, numerados, se ordenaban en la Plaza de Fiestas.

Los muros del edificio están compuestos con mampostería de piedra caliza concertada con mortero de cal, en la cual se observan muy pocos ripios en la estructura original, aunque no así en obras posteriores de cerramiento de huecos. La organización general de la estructura es mediante unos muros perimetrales, unos muros paralelos a éstos a la altura de las caras interiores del torreón (cuya estructura se repite simétricamente en las cuatro esquinas del cuerpo principal del Palacio, si bien una de ellas pertenece a la Iglesia y las dos posteriores tienen tan sólo dos alturas), un tercer muro interior, que forma la fachada al patio central y una galería de soportales en torno a dicho patio. Esta organización general presenta algunas variantes en las dependencias que flanquean el patio posterior, en el gran salón de la planta primera, (adosado al patio central y entre éste y la Iglesia), y en el zaguán tras la entrada principal. Las esquinas de fachada de los torreones están cantoneadas con sillería labrada asentada a hueso, como asimismo las jambas y dinteles de los huecos de fachada, por su parte exterior, y una línea de cornisa a niveles de plantas y cubierta (ver fotografía nº 1).

3. CARACTERÍSTICAS DEL MODELO DE CALCULO

La torre en estudio es de planta cuadrada, de 6,57 m de lado en fachada, con muros de 1,50 m de espesor en su base. Situada en una esquina del Palacio, dos de sus fachadas dan al exterior en toda su altura, mientras que otras dos son interiores en las dos plantas del Palacio, parcialmente interior en la planta de cubierta y exteriores en el cuerpo superior.

Esta disposición (por otra parte totalmente normal en las torres de esquina) condiciona su configuración estructural, que incluye cornijales de sillería en las tres esquinas que dan al exterior (mientras que es de mampostería careada en la interior), así como dinteles, jambas y umbrales de sillería en los marcos de los huecos que dan al exterior, mientras que los dinteles son de madera y las jambas de mampostería en los huecos que dan al interior. Además, entre piso y piso hay una cornisa de sillería hacia el exterior, que obviamente desaparece al interior.

El espesor de estos remates es de tan solo 40 centímetros, esto es, de cerca de la cuarta parte del espesor total del muro, con excepción de las piezas que forman la cornisa en que apoya el cuerpo superior de la torre, que se

the interior, and which require additional 60 cm wide slabs which serve to support the fortified tower. These slim ashlar pieces leads one to suppose, as we have already mentioned in the introduction, that the tower is homogeneous in masonry, and therefore to ignore the effects of these finishings and make a traditional manual calculation. However, the example of the Aljafería tower made us consider a more sophisticated model, which incorporated these elements with greater relative rigidity.

When making the mathematical model of the tower, we began with a detailed survey of the structure, taking advantage of the fact that the internal finishings had been removed during the reform works. The most difficult question to solve was the manner in which we would model the transfer of stresses between the vertical surfaces of masonry of different composition.

In fact the conglomerate of lime used in the filling between masonry joints and bedding produces a certain homogenization of stresses in the masonry walling, which reduces the errors made when considering them as a continuous and homogeneous arrangement and when attempting to apply traditional methods of calculation, based on theories of elasticity and strength of materials.

However, the transfer of stresses from the masonry to the jambs and the ashlar corners is by no means a simple phenomenon, and here other factors intervene such as the friction between both materials and the free supports that occur at indentations of ashlar pieces.

The very different long term behaviour of both types of walling also intervene in the final distribution of stresses. While the ashlar pieces, being set flush, have limited creep deformation, the masonry suffers a large degree of movement even over the very long term. This phenomenon occurs as a result of the continual decrease in the amount of pores in the in-fill, and by the loss of material in the joints as a result of chemical and mechanical degradation with the continuous microsettlement of the masonry.

All these facts have been known for centuries, but their effect from a structural point of view has received little or no attention, and there are no generally accepted, or clearly established rules by which to consider their effect through a calculation model. The only common practice is to model, with independent double joints, those cracks with openings which totally prevent any friction between sides and which are supposedly long enough to cause variations in the behaviour of the wall, vault or cupola in question (1).

In our case, the dismantlement of the upper part of the tower, due to its highly precarious situation, enabled us to discover the internal arrangement of the cross-section of the wall. Here we could see that the ashlar indentations were both ornamental in nature towards the façade and structural in nature towards the interior of the wall, producing a very strong toothing effect between the ashlars and the masonry, except in the obvious case of the one piece lintels which were set flush.

As a result we decided to consider the model as continuous in volume but not homogeneous in mechanical characteristics nor in the specific weight of the material, and the geometry of the jambs and lintels was taken to be the average plane of the indentations measured.

The calculation was made by modelling the tower with a total of almost 4,000 joints and 2,000 three-dimensional solid elements, which varied in size from 30 x 30 x 15 cm to 100 x 70 x 90 cm, that is to say reduced down to the level of a basic block or ashlar. The roof was represented by shell elements, and the loads transferred by the floors were taken to be point loads, placed at points of intersection, transferring to each point the load corresponding to the surface of influence of the area included between the average points of meeting edges, and accepting a triangular distribution of pressure at the ends of floor beams.

The characteristics of the materials was established by way of sampling and subsequent testing at the Institute's Laboratory. In order to establish the nature of the soil at the foundations, we used information gathered from a

¹ It is always recommendable, however, to carry out a primary calculation draft, based on the hypothesis that these are going to be considered, equalizing the movements at the double joints. If, on completing this draft, tensions do not appear in the area which would justify the existence of the cracks, then it is obvious that either the model or the hypotheses of calculation are seriously incorrect and do not reflect the true situation.

retranquea 20 cm hacia el interior, y obliga a disponer losas de 60 cm de ancho para asentar correctamente el torreón. Esta escasa entidad de las piezas de sillería invita, como hemos apuntado en la introducción, a considerar la torre como homogénea en mampostería, y despreciar el efecto de los remates, realizando un cálculo manual clásico. No obstante, el ejemplo de la torre de la Aljafería nos tentó a considerar un modelo más complejo, introduciendo estos elementos con su mayor rigidez relativa.

Para realizar el modelo matemático de la torre, se comenzó por un reconocimiento detallado de su estructura, aprovechando que las obras de reforma habían obligado a levantar totalmente los acabados interiores. La cuestión que resultaba más delicada de solventar era la forma de modelizar la transmisión de esfuerzos entre las superficies verticales de las fábricas de diferente composición.

En efecto: el conglomerante de cal utilizado en el relleno de juntas y asentamiento de mampuestos produce una cierta homogeneización de tensiones en las fábricas de mampostería, que reduce los errores que se cometen al considerarlas como un medio continuo y homogéneo e intentar aplicarles los métodos de cálculo usuales, basados en las teorías de la elasticidad y la resistencia de materiales.

Sin embargo, la transmisión de esfuerzos desde la mampostería hacia las jambas y esquinas de sillería dista de ser un fenómeno simple, y en él intervienen por un lado el rozamiento entre ambos materiales y por otro los apoyos francos que se producen en las indentaciones de los elementos de sillería.

En la distribución final de tensiones interviene también el muy diferente comportamiento a largo plazo de ambos tipos de fábricas. Mientras que la sillería sentada a hueso tiene una deformación por fluencia limitada, la mampostería sufre, incluso a muy largo plazo, movimientos de magnitud no despreciable. Este fenómeno está producido, de un lado, por la disminución continuada del índice de poros del relleno y por otro por la pérdida de material de juntas por degradación química y mecánica del material con microasentamientos continuos de los mampuestos.

Todos estos fenómenos son conocidos desde antiguo, pero su trascendencia desde el punto de vista estructural está muy poco o nada estudiada, y no existen reglas generalmente admitidas y claramente establecidas para considerar su efecto mediante un modelo de cálculo. Tan sólo es práctica común modelizar, mediante nudos dobles, independientes, las grietas cuya abertura impida totalmente el rozamiento entre labios y cuya longitud se prevea que puede introducir variaciones en el comportamiento del muro, bóveda o cúpula en estudio (¹).

En nuestro caso, el desmontaje que se realizó del cuerpo superior del torreón, cuyas condiciones eran altamente precarias, permitió descubrir la configuración interna del muro en sección, observándose que las indentaciones de la sillería se producían tanto con carácter ornamental en la dirección de la fachada cuanto con carácter estructural, hacia el interior del muro, produciendo un enjarje muy potente entre la sillería y la mampostería, con excepción, naturalmente, de los dinteles, de pieza única y sin enjarje.

Por esta razón nos decidimos a considerar el modelo como continuo en volumen y no homogéneo en características mecánicas ni peso específico del material, y adoptamos como geometría de jambas y dinteles la correspondiente al plano medio de las indentaciones medidas.

El cálculo se hizo modelizando la torre con un total de casi 4.000 nudos y 2.000 elementos tridimensionales, cuyo tamaño oscila entre 30 x 30 x 15 cm y 100 x 70 x 90 cm, esto es, descendiendo casi al nivel de mampuesto o sillar elemental. La cubierta se representó con elementos tipo placa, y las cargas transmitidas por los forjados se supusieron puntuales, localizadas en los nudos, afectando a cada nudo de la carga correspondiente a la superficie de influencia de la zona comprendida entre los puntos medios de las aristas confluyentes, y admitiendo un reparto triangular de las presiones en la entrega de las viguetas de forjado.

Para la caracterización de los materiales se tomaron muestras y se sometieron a ensayo en los Laboratorios del Instituto. Con respecto al terreno de cimentación, se aprovecharon los datos del estudio geotécnico que era necesario realizar para las edificaciones anejas de nueva planta y que permitió justificar las lesiones observadas en otro de los edificios del complejo (concretamente la antigua Lonja, cuyo estado era de ruina inminente). Con ello se obtuvieron los datos precisos para preparar el modelo en la situación real y estudiar el efecto que produciría en la distribución de tensiones la consideración de terrenos con rigidez diferente, mediante la disposición de muelles en

¹ No obstante, es siempre recomendable realizar una primera pasada de cálculo, con las hipótesis que vayan a ser consideradas, igualando movimientos en los nudos dobles. Si al realizar esa pasada no aparecen en la zona las tracciones que justificarían la existencia de las grietas, es obvio que o el modelo o las hipótesis de cálculo tienen defectos importantes que las alejan de la situación real.

geotechnical survey that had been made for new annexe buildings and which justified the damage observed in another of the buildings in the complex (that of the old Warehouse, which was in a state of imminent ruin). From this we gathered the precise information necessary to prepare the model according to the real situation and to study the effect of soils of different rigidity on the distribution of stresses, through the arrangement of springs at the lower face of the nodes, the elastic constant of which being determined in accordance with the surface affected and the soil response according to Winkler's theory.

A density of $2,800 \text{ kg/m}^3$ was taken for the ashlar sections, and one of $2,600 \text{ kg/m}^3$ for the masonry sections. The deformation moduli were taken to be $14,700 \text{ Mpa}$ and $2,060 \text{ Mpa}$ respectively. The calculation was based on the hypothesis of infinitely rigid soil and deformable soil, and the foundations were modelled by springs equivalent to a ballast modulus of $24,500 \text{ KN/m}^3$.

4. RESULTS

a) When including rigid areas

Figures 3 and 4 show the stress levels in the external wall according to both foundation hypotheses, and the analogy between the two may be clearly appreciated, but also the remarkable difference from the results based on the hypothesis of homogeneous material. The figures correspond to vertical compressive stress, indicated by a colour code, the increasing stress levels going from yellow to purple through intermediate stages of red, green and blue.

The face shown corresponds to the north façade, which is one of the two completely external walls of the tower, and which therefore includes ashlar pieces at the two corners and in the jambs and lintels of window openings. The two figures indicate the values obtained for suppositions of rigid and flexible soil respectively.

When studying these figures, one may notice that the wall compressions are not increasingly and uniformly distributed from top to bottom, but instead reveal a highly irregular stress distribution. The ashlar pieces in both the jambs and the corners tend to be overloaded and attract an important amount of the load towards themselves.

This effect may be better appreciated in the sections at first storey level shown in Figures 6 and 7. At first sight a relatively regular stress distribution may be considered in the two walls (only affected by the ashlar corner pieces), but on close inspection this is highly irregular in facing walls. One may clearly observe the overloading of masonry around the ashlar jambs, reaching pressures of 650 KN/m^2 in the example in question, as opposed to average pressures of between 200 and 250 KN/m^2 in the intermediate areas (at this level, the average pressure of the whole tower is around 270 KN/m^2). It is also possible to see that the greatest stress concentrations occur precisely in the vicinity of the corner piece set at the back of the figure, and which is isolated in its walls, though the relative discharge which would supposedly be produced by the ashlar lintels in the external walls, does not, in fact, occur.

At the base, the stress distribution is greatly conditioned by the rigidity of the foundation. Even though a rigid foundation (Figure 8) means that the accumulation of pressure in the ashlars is extended to the foot of the tower, the presence of deformable soil causes the more overloaded areas to produce larger settlements, thereby immediately forming discharge arches in the opposite direction to the former and producing a certain regularization of stresses at this level (Figure 9). However, the rigidity of the tower prevents this effect from extending in height, and, as we have seen at first storey level, the behaviour of this is almost independent of the ground on which it is set, with regards to both vertical and horizontal stresses.

Figure 10 shows the effect which makes up internal arches in the cross-section of the wall at the flared openings, which also tend to produce important stress concentrations at the internal corners of the splays, and this is often underestimated in calculations considering average stress. This effect occurs at all levels, though given the scale of colours of the model it can only be truly appreciated at footings supposedly set on rigid soil, and where the stress levels in the internal leaf reached 1000 KN/m^2 in the model, which is comparable with those obtained in the ashlar elements.

Figure 11 shows the very different behaviour, that we have already referred to, between an isolated ashlar element in a masonry wall (the internal corner, to the right of the figure) and multiple insets that share the load throughout

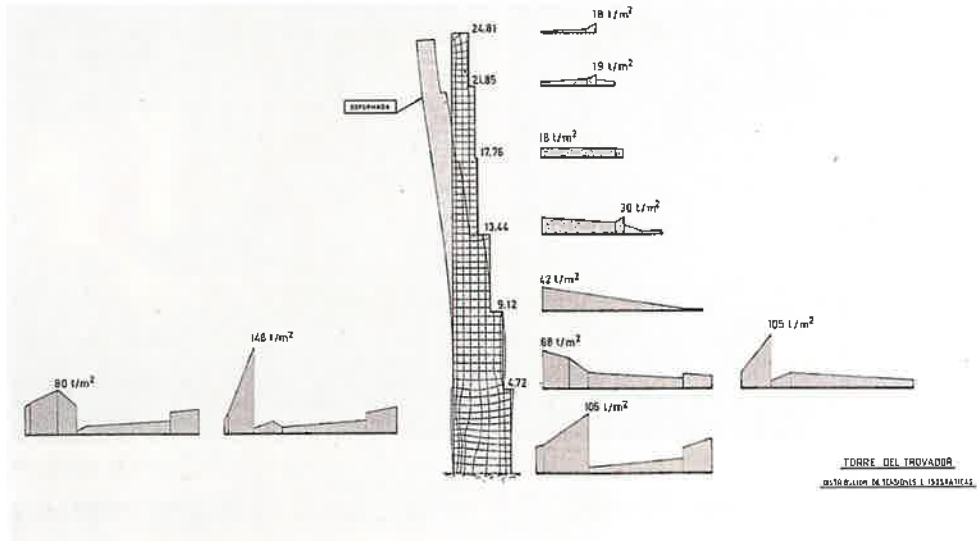


FIGURA 1: DISTRIBUCION DE TENSIONES EN EL MURO DE LA TORRE DE "EL TROVADOR" (ZARAGOZA)
 FIGURE 1: STRESS DISTRIBUTION IN A WALL IN "EL TROVADOR" TOWER (SARAGOSSA)



FIGURA 2: FACHADA DEL PALACIO DE NUEVO BAZTAN
 FIGURE 2: FAÇADE OF THE NUEVO BAZTAN PALACE

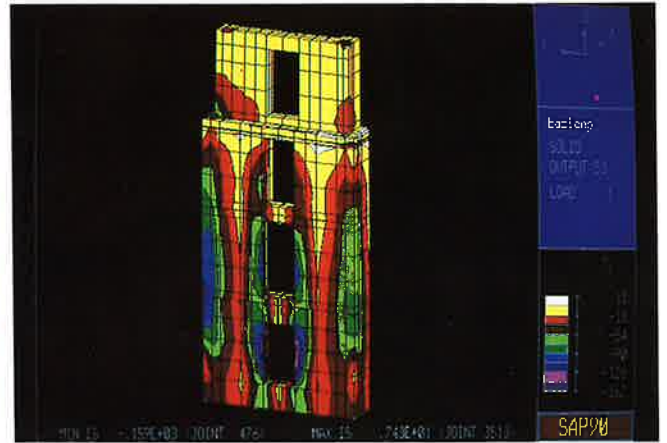


FIGURA 3: TENSIONES VERTICALES EN LA HOJA DE FACHADA. SUELO RIGIDO
 FIGURE 3: VERTICAL STRESS IN FACING WALL. RIGID SOIL

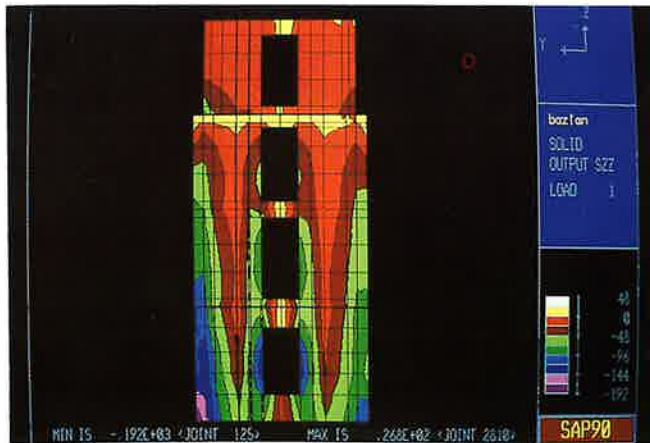


FIGURA 4: TENSIONES VERTICALES EN LA HOJA DE FACHADA, SUELO FLEXIBLE
 FIGURE 4: VERTICAL STRESS IN FACING WALL, FLEXIBLE SOIL

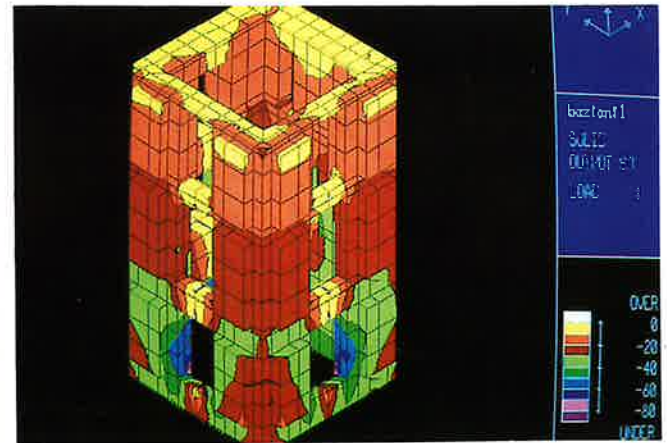


FIGURA 5: TENSIONES VERTICALES EN LA HOJA DE FACHADA, SUELO FLEXIBLE SUPUESTO MATERIAL HOMOGENEO
 FIGURE 5: VERTICAL STRESS IN FACING WALL, FLEXIBLE SOIL AND HOMOGENEITY OF MATERIALS

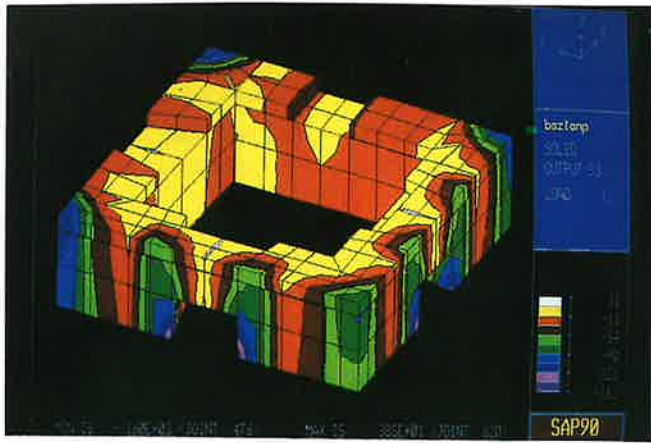


FIGURA 6: TENSIONES VERTICALES EN EL NIVEL DEL PRIMER FORJADO, SUELO RIGIDO
FIGURE 6: VERTICAL STRESS AT FIRST FLOOR LEVEL, RIGID SOIL.

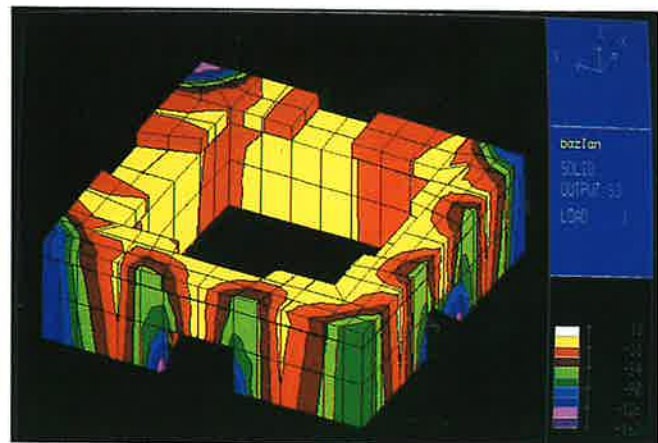


FIGURA 7: TENSIONES VERTICALES EN EL NIVEL DEL PRIMER FORJADO, SUELO FLEXIBLE
FIGURE 7: VERTICAL STRESS AT FIRST FLOOR LEVEL, FLEXIBLE SOIL

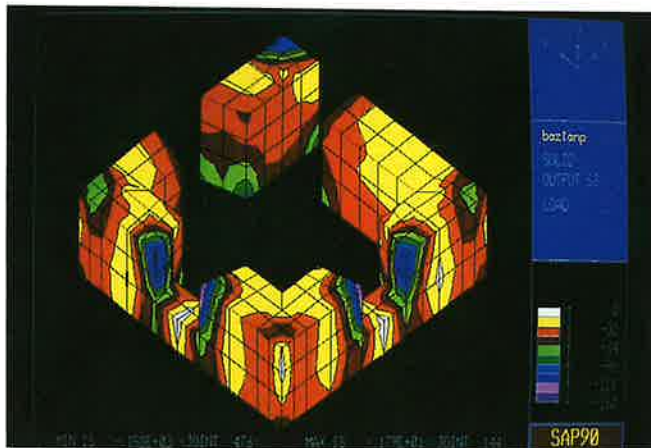


FIGURA 8: TENSIONES VERTICALES EN LA BASE, SUELO RIGIDO
FIGURE 8: VERTICAL STRESS AT FOUNDATION LEVEL, RIGID SOIL.

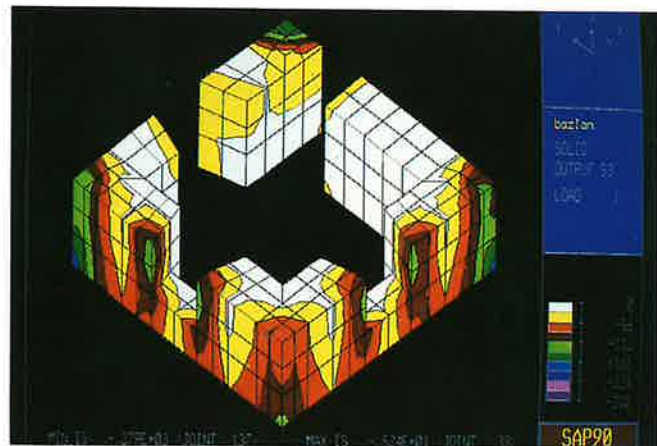


FIGURA 9: TENSIONES VERTICALES EN LA BASE, SUELO FLEXIBLE
FIGURE 9: VERTICAL STRESS AT FOUNDATION LEVEL, FLEXIBLE SOIL



FIGURA 10: COMPRESIONES EN LAS CARAS INTERNAS DE LOS MUROS DE FACHADA CON ADORNOS DE SILLERIA, SUELO RIGIDO. Obsérvense, sobre todo en el arranque, las concentraciones de tensiones bajo las esquinas de los huecos.
FIGURE 10: COMPRESSION IN INTERNAL FACES OF FACING WALLS WITH ASHLARS ORNAMENTS.
 Note the stress concentrations, especially at the base, below the corners of openings.

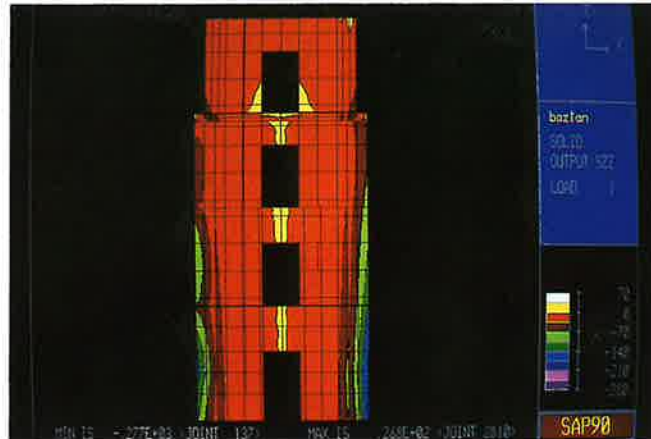


FIGURA 11: TENSIONES VERTICALES EN EL MURO POSTERIOR Y SECCIONES DE LOS MUROS LATERALES, SUELO FLEXIBLE
 FIGURE 11: VERTICAL STRESS IN THE BACK WALL AND SECTIONS OF SIDE WALLS, FLEXIBLE SOIL

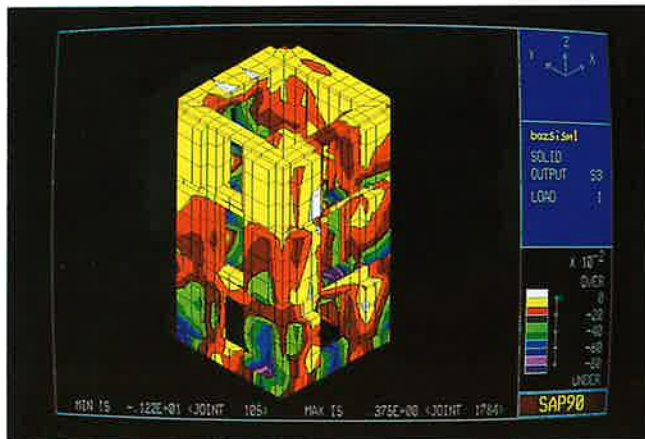


FIGURA 15: TENSIONES AL ACTUAR EL SISMO, MATERIAL HOMOGENEO
 FIGURE 15: STRESS DUE TO SEISMIC ACTION, HOMOGENEOUS MATERIAL

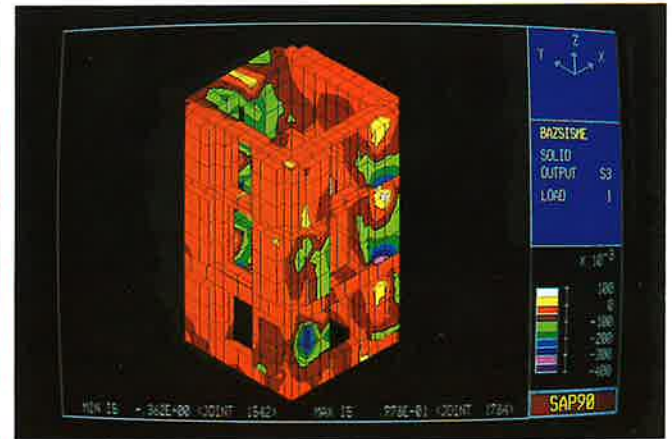


FIGURA 16: TENSIONES AL ACTUAR EL SISMO, MATERIAL REAL
 FIGURE 16: STRESS DUE TO SEISMIC ACTION, ACTUAL MATERIAL

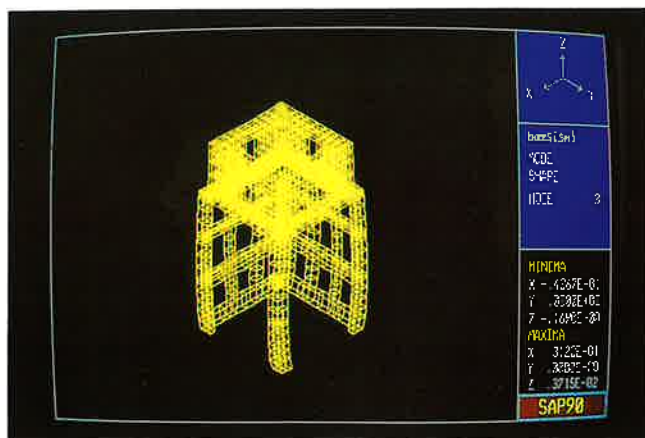


FIGURA 17: TERCER MODO DE VIBRACION, MATERIAL HOMOGENEO
 FIGURE 17: THIRD MODE OF VIBRATION, HOMOGENEOUS MATERIAL

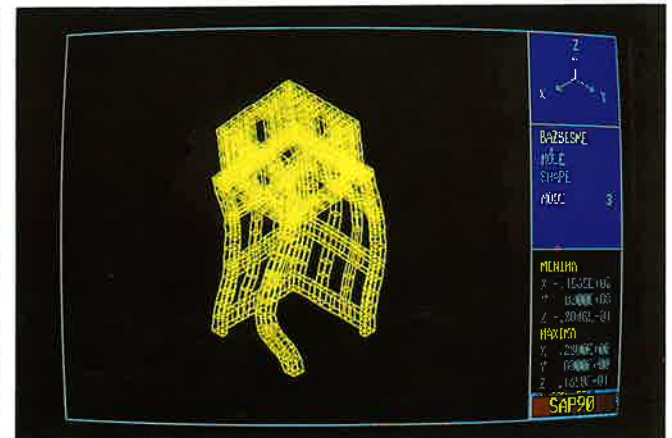


FIGURA 18: TERCER MODO DE VIBRACION, MATERIAL REAL
 FIGURE 18: THIRD MODE OF VIBRATION, ACTUAL MATERIAL

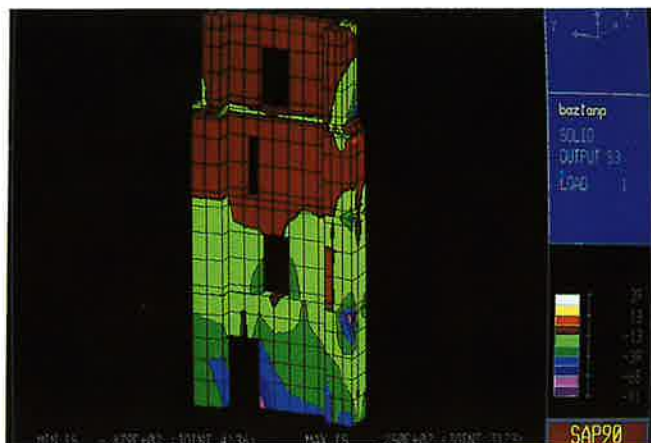


FIGURA 19: EFECTO DE LA DISPOSICION DE HUECOS. SUELO RIGIDO
 FIGURE 19: EFFECT OF DISTRIBUTION OF OPENINGS. RIGID SOIL

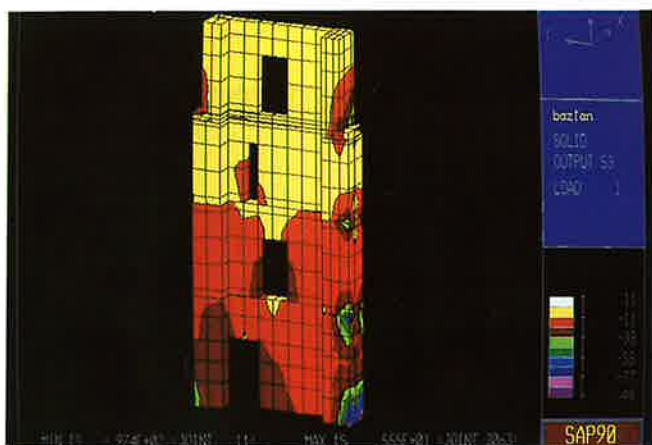


FIGURA 20: EFECTO DE LA DISPOSICION DE HUECOS. SUELO FLEXIBLE
 FIGURE 20: EFFECT OF DISTRIBUTION OF OPENINGS. FLEXIBLE SOIL

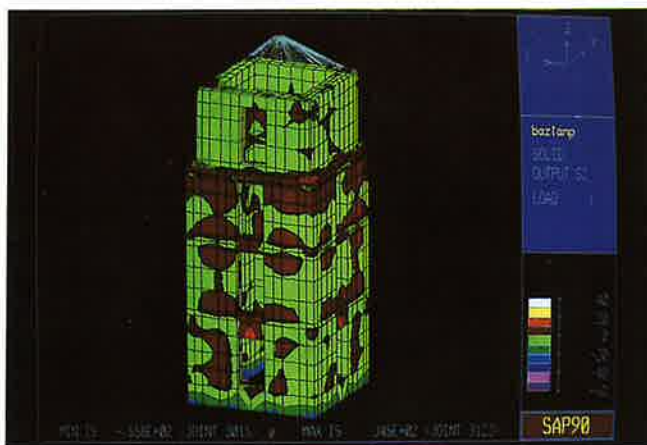


FIGURA 21: TRACCIONES HORIZONTALES. CIMENTACION RIGIDA
 FIGURE 21: HORIZONTAL TENSION. RIGID FOUNDATION

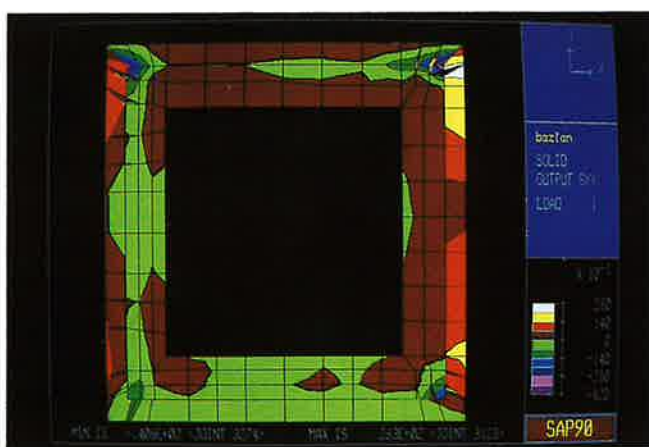


FIGURA 22: TRACCIONES HORIZONTALES. TRACCIONES HORIZONTALES BASE DEL CUERPO SUPERIOR. CIMENTACION RIGIDA
 FIGURE 22: HORIZONTAL TENSION. HORIZONTAL TENSION AT BASE OF UPPER SECTION. RIGID FOUNDATION

la capa inferior de nudos, cuya constante elástica se determina en función de la superficie afectada y de la respuesta del terreno en la hipótesis de Winkler.

Para las zonas de sillería se supuso una densidad de 2.800 kg/m^3 , y para las de mampostería de 2.600 kg/m^3 . Los módulos de deformación respectivos se admitieron iguales a 14.700 Mpa y 2.060 Mpa . El cálculo se realizó en las hipótesis de terreno infinitamente rígido y terreno deformable, con la cimentación modelizada por muelles equivalentes a un módulo de balasto de 24.500 KN/m^3 .

4. RESULTADOS OBTENIDOS

a) Efecto de la inclusión de zonas rígidas.

En las figuras nºs 3 y 4 se representan los valores de las tensiones en la hoja de fachada en ambas hipótesis de comportamiento del suelo, y puede observarse la gran analogía que existe entre ellas, pero la gran diferencia existente con las hipótesis de material homogéneo (Figura 5). Las figuras corresponden a las tensiones verticales de compresión, y están representadas con un código de colores en el cual los valores absolutos de las tensiones van creciendo desde el amarillo hacia el morado pasando sucesivamente por el rojo, el verde y el azul.

La cara representada corresponde al paramento de fachada del muro Norte, que es uno de los dos muros completamente exteriores de la torre, y que por lo tanto incluye los elementos de sillería en las dos esquinas y en jambas y dinteles de los huecos de ventana. Las dos figuras corresponden respectivamente a los valores obtenidos en las hipótesis de suelo rígido y de suelo flexible.

Lo primero que llama la atención al observar estas figuras es que las compresiones en el muro, lejos de tener un reparto uniformemente creciente desde la coronación hacia la base, presentan una distribución sumamente irregular. Las piezas de sillería, tanto en las jambas como en los cornijales tienden a sobrecargarse y a atraer hacia sí una fracción de la carga nada despreciable.

El efecto se aprecia mejor en las secciones a nivel de 1ª planta que se representan en las figuras nºs 6 y 7. Frente a una distribución relativamente regular de tensiones en los dos muros laterales (sólo afectada por el cornijal de sillería, entre ellos), la distribución de tensiones en los muros de fachada situados en primer plano, es sumamente irregular. Además, se aprecia perfectamente cómo las zonas de mampostería inmediatas a las jambas de sillería se sobrecargan de una forma notable, alcanzando presiones de más de 650 KN/m^2 en el ejemplo estudiado, frente a presiones medias del orden de 200 a 250 KN/m^2 en las zonas intermedias (a este nivel, la presión media de toda la torre es del orden de 270 KN/m^2). Además, puede observarse que las mayores concentraciones de tensiones se producen precisamente en las proximidades del cornijal situado al fondo de la figura, que resulta aislado en sus muros, sin que se produzca la descarga relativa que supone en los muros de fachada el efecto de los dinteles de sillería.

En las proximidades de la base, la distribución de tensiones queda condicionada fuertemente por la rigidez de la cimentación. En efecto, mientras que una cimentación rígida (figura nº 8) supone que la acumulación de presiones en la sillería se prolonga hasta el pie de la torre, la existencia de un terreno deformable hace que las zonas más sobrecargadas tiendan a producir asientos mayores e inmediatamente se forman arcos de descarga en sentido opuesto a los anteriores, que producen una cierta regularización de tensiones en este nivel (figura nº 9). Sin embargo, la rigidez de la torre impide que este efecto se prolongue en altura, y, como hemos visto en el nivel de planta 1, enseguida el comportamiento de aquella es casi independiente del terreno sobre el que se asienta, tanto en tensiones verticales como horizontales.

En la figura nº 10 se aprecia también un efecto consistente en la formación de arcos internos en la sección transversal del muro en los huecos abocinados, que tienden a producir también concentraciones de tensiones importantes en las esquinas internas de las bocinas, fenómeno también que tiende a minusvalorarse en un cálculo que considera tensiones medias. Este efecto se produce en todos los niveles, si bien dada la escala de colores del modelo sólo se aprecia bien en el arranque de la base en la hipótesis de suelo rígido, en que las tensiones llegan a alcanzar en la hoja interior valores que superan, en el modelo realizado, los 1000 KN/m^2 , comparables a los que se alcanzan en los remates de sillería.

En la figura nº 11 puede apreciarse el muy diferente comportamiento a que antes nos hemos referido entre un remate aislado de sillería en un muro de mampostería (el cornijal interno, en la derecha de la figura) y la existencia de múltiples adornos que repartan la carga en todo el paramento (a la izquierda de la figura, muro de fachada).

the facing (to the left of the figure, façade wall). As opposed to that gathered from superficial analysis, here it may be seen that the stress concentration does not lighten, but in fact becomes more pronounced on increasing the relative distance between rigid areas.

The phenomenon in question is perfectly predictable in all reality, given the different deformation moduli of both elements. However, it is no easy matter to analyse this phenomenon by simplified methods.

We begin by analyzing the behaviour of the ashlar areas. If we reduce the stress in these areas by multiplying them by the inverse ratio to the modules of elasticity and compare them with the average stress at each level, this being simply obtained by dividing the total axial by the total surface, and the equivalent stress, obtained by multiplying the area of ashlar elements by the ratio of modules of elasticity, we obtain the result given in Figure 12.

We may see that the jambs are subject to much higher corresponding stresses when considering the ratio of modules of elasticity, except in transitional sections, while the corner stones, being more consistent, continue to be somewhat higher than the theoretical levels except in the area of transition between floors and at the base of tower, both being areas which are not very representatives.

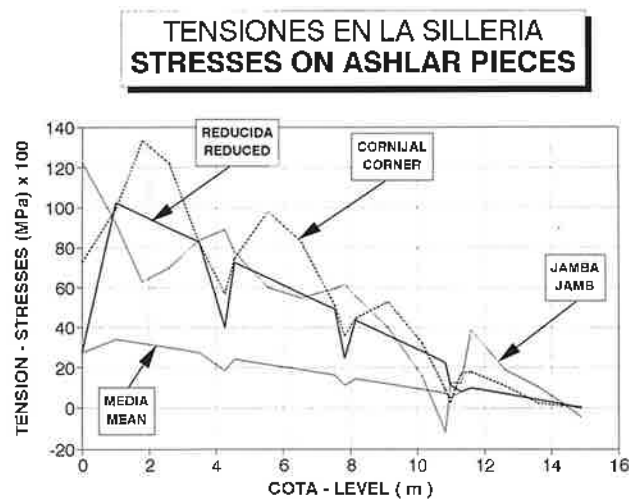


FIGURA 12: TENSIONES EN LAS PIEZAS DE SILLERIA
FIGURE 12: STRESS IN ASHLAR ELEMENTS

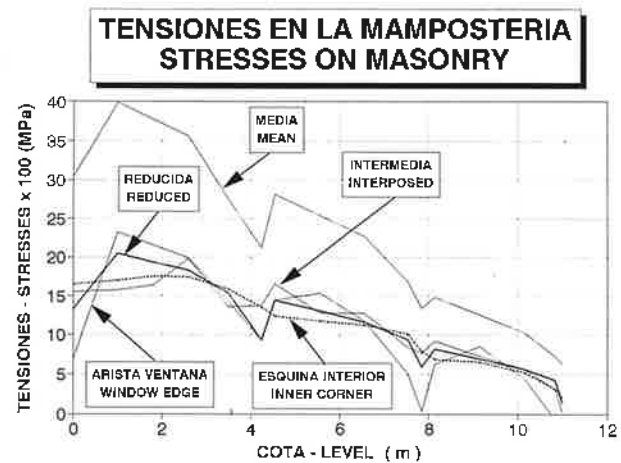


FIGURA 13: TENSIONES EN LA MAMPOSTERIA EN ZONAS ALEJADAS DE LA SILLERIA
FIGURE 13: STRESS IN MASONRY FAR FROM THE ASHLARS

This graph then shows that the ashlar pieces generally appear to be subjected to stress levels which are clearly higher than their corresponding level when using the traditional method of calculation, therefore the masonry areas would generally be subject to lower stresses than that given by this procedure.

The graph in Figure13 shows the corresponding stresses for three of the masonry areas which are relatively far removed from the ashlar pieces: the intermediate vertical between jamb and corner, the vertical of the internal arris of the window and the vertical of the inner corner.

In these cases one may note that, with the exception of the transitional areas between floors where the internal arrises are affected by the embedding of the floor and the external corners by the presence of the cornice, the stresses in the masonry are similar to the theoretical values, showing higher or lower levels of around 10 to 15% of the expected pressures and which tend to even themselves out.

The stresses at the centre of the masonry block elements in direct contact with the ashlar, may be seen in the graph in Figure14 which shows the vertical stresses in the blocks placed in the internal angle edge of the corner piece, and those adjacent to the jambs both in the interior and in the façade.

It is possible to see that the stress produced at the centre of the blocks next to the jambs are on average 15% higher than the supposed average sectional stress in the areas of openings, reaching a maximum of 25% higher, while those placed in the interior of the corner show similar stress levels to the theoretical ones, and below them.

Como puede observarse, y en contra de lo que podría parecer en un análisis superficial, el efecto de concentración de tensiones no sólo no se alivia, sino que se agrava al aumentar la distancia relativa entre zonas rígidas.

Realmente, este fenómeno que estamos comentando era perfectamente previsible, dada la diferencia de módulos de deformación entre ambos elementos. Ahora bien, lo que resulta destacable es que su estudio no resulta en absoluto sencillo por métodos simplificados.

Comenzaremos por el análisis del comportamiento de las zonas de sillería. Si reducimos las tensiones en estas zonas multiplicándolas por la relación inversa a los módulos de elasticidad y las comparamos con la tensión media en cada nivel, obtenida simplemente dividiendo el axil total por la superficie total, y con la tensión equivalente, obtenida multiplicando el área de las zonas de sillería por la relación de módulos de elasticidad obtenemos el resultado que se expresa en la figura 12.

Podemos observar que las jambas están sometidas a tensiones muy superiores a las que le corresponderían al tener en cuenta la relación de módulos de elasticidad, salvo en las secciones de transición, mientras que el cornijal, ajustándose mucho mejor, siguen siendo algo superiores a las teóricas, salvo en las zonas de transición entre plantas y en la sección de base de la torre, que son poco representativas.

Así pues, este gráfico indica que, en general, las piezas de sillería resultan sometidas a tensiones claramente superiores a las que les corresponderían con el sistema tradicional de cálculo, luego las zonas de mampostería estarán sometidas, en general, a tensiones inferiores a las que resultarían con este procedimiento de cálculo.

En el gráfico de la figura 13 se representan las tensiones correspondientes a tres de las zonas de mampostería relativamente alejadas de las de sillería: la vertical intermedia entre jamba y cornijal, la vertical de la arista interior de la ventana y la vertical de la esquina interna.

Se observa que, en estos casos, salvo en las zonas de transición entre planta y planta, afectadas en las aristas internas por la entrega del forjado y en las externas por la existencia de la cornisa, las tensiones en la mampostería son del mismo orden que las teóricas, con diferencias en más o menos que tienden a compensarse entre sí y que son del orden del 10 al 15% de las presiones esperadas.

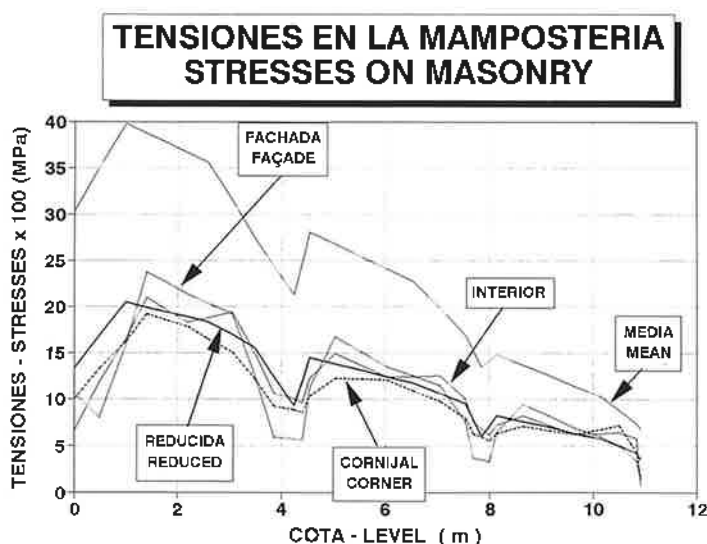


FIGURA 14: TENSIONES EN LA MAMPOSTERIA EN ZONAS PROXIMAS A LA SILLERIA
 FIGURE 14: STRESS IN MASONRY CLOSE TO THE ASHLARS

Si consideramos ahora las tensiones en el centro de los elementos bloque de mampostería en contacto directo con la sillería, obtenemos el gráfico de la figura 14 en que se representan las tensiones verticales en los bloques situados en la esquina interior del cornijal, al adyacente a las jambas por el interior y el adyacente por fachada.

Se observa que las tensiones que se producen en el centro de los bloques adyacentes a las jambas superan la tensión media supuesta sección equivalente, en las zonas de los huecos, en cerca del 15% como media, llegando a alcanzar el 25%, mientras que los situados en el interior del cornijal se mantienen en niveles tensionales próximos a los teóricos y por debajo de éstos.

This effect is also notable in the response of the structure to seismic action. Figures 15 and 16 show the considerable difference that exists in the stress distribution of the building when subject to these actions when considering it to be constructed in homogeneous materials or when considering the presence of these rigid inserts at corners and around openings.

However, this effect is even more noticeable in the secondary modes of vibration of the structure. (Figures 17 and 18) The difference is dramatic at the 3rd mode of vibration, where the internal corner of the tower, isolated by two façades without ashlar elements and therefore of less rigid configuration, runs into a particular mode of vibration which is extremely unfavorable with regards to its stability. This factor, obviously, does not appear in the simplified hypothesis which allows for material homogeneity.

b) Effect of the random distribution of openings

Figures 19 and 20 show the compressive stresses in one of the internal masonry walls, where the openings at different floor levels do not coincide vertically. While the proximity of the lateral walls serve to diminish this defect, one may clearly appreciate the increase in load that has to be taken by the ground floor buttress. However, the methods of distribution via internal discharge arches proves to be very effective, and the increase in stress is not excessive. In these two figures one may also see the effect a deformable soil may have in the regularization process, considerably reducing the stress peaks produced at the base of the tower.

c) Effect of sectional changes

Figure 21 shows the horizontal tensile stresses produced in the tower as a result of the creation of discharge arches. These are greater at the base, as was presumed, but one may also notice the appearance of ring tension at the top and bottom of all floors (clearly produced by the stiffening caused by the ashlar cornices) and particularly at the base of the upper section which is of reduced thickness.

The base of this section is indicated in the diagrams in Figure 22, which show the stress according to the Y-Y axes of the figures. The highest tension occurs at the corners, reaching 0.25 Mpa, a much higher level than the tensile strength of normal masonry and absorbed with some difficulty even by high quality ashlars, but it is even more important to notice that the average tensile stress is around 70 KN/m², which is by no means insignificant, and this is not generally taken into account when designing reinforcing bands for this type of structure.

5. CONCLUSIONS

The real behaviour of a masonry construction is much more complex than is normally credited in renovation projects for buildings. From the analysis made in this particular study we can come to the following conclusions:

- The behaviour of walls of considerable thickness in a building is conditioned by the formation of discharge vaults, and not by the traditionally considered discharge arches. The assessment must be made in three dimensions, as simplification down to two dimensions produces important errors leading towards insecurity.
- The presence of ashlar decoration, finishings and corner stones causes serious distortion in the distribution of stresses in the interior of the walls, this being much higher than may be thought at first, when considering the ratio between its volume and the total volume of the walls. These distortions lead to a decrease in the average stresses in the more deformable areas, and overloading in the more rigid elements. However, the most important factor of all is that this causes a large increase in pressure in layers of less rigid elements (and therefore weaker elements) in contact with the more rigid areas, which means that the former greatly exceed their design strength. Although the material in these area is confined, important plastic deformation must occur, and this generates an increase in lateral thrust towards the outside of the ashlars. This effect could not be studied with the elastic model employed in this assessment, but we feel that it might be the cause of distortion, slipping and failures which are observed in many cases but which are sometimes erroneously attributed to causes of a thermohydrological nature, as a result of which any ensuing repair work would not be able to guarantee its safety.

Este efecto es también notable en la respuesta de la estructura frente a las acciones sísmicas. En las figuras 15 y 16 puede verse la considerable diferencia existente en la distribución de tensiones en la estructura cuando se somete a estas acciones en la hipótesis de considerarla como construida con un material homogéneo o considerando la existencia de esas inclusiones rígidas en los cornijales y alrededor de los huecos.

Pero el efecto es aún más notable en los modos de vibración secundarios de la estructura (Figuras 17 y 18). La diferencia es crítica en el 3º modo de vibración, en el cual, el cornijal interno de la torre, aislado en dos fachadas sin adornos de sillería y por ello de configuraciones generales sensiblemente menos rígidas, entra en un modo particular de vibración sumamente desfavorable para su estabilidad, lo cual no ocurre, obviamente, en la hipótesis simplificadora de homogeneidad del material.

b) Efecto de la disposición anárquica de huecos

En las figuras nºs 19 y 20 se representan las tensiones de compresión en uno de los muros interiores de mampostería, en que los huecos en las distintas plantas no coincidían en la misma vertical. Pese a que la proximidad de los muros laterales contribuye de forma importante a paliar este defecto, se aprecia perfectamente el incremento de carga que debe recibir el machón resultante en planta baja. Sin embargo, los mecanismos de distribución por arcos de descarga internos resultan ser muy eficaces, y el incremento de tensiones no es excesivo. En estas dos figuras se aprecia, además, el efecto de regularización que supone un terreno deformable, aliviando de forma muy considerable los picos de tensiones que se producen en la base de la torre.

c) Efecto de los cambios de sección

En la figura nº 21 se representan las tensiones horizontales de tracción que se producen en la torre por causa de la formación de los arcos de descarga. Como era presumible, son máximas en la base, pero se observa también la aparición de tracciones circunferenciales en base y cabeza de todas las plantas (producidas claramente por la rigidización introducida por las cornisas de sillería) y especialmente en la zona de acuerdo en el arranque del cuerpo superior, de menor sección.

La base de este cuerpo se representa en el diagrama de la figura nº 22, que representan las tensiones según el eje Y-Y. Las tracciones más importantes se producen en las esquinas, llegando a alcanzar 0,25 Mpa, valor muy por encima de la resistencia de una mampostería normal y difícilmente absorbible por una sillería de calidad, pero es aún más importante observar que la tensión de tracción media es del orden de 70 KN/m², valor que no resulta nada despreciable, y que no es tenido generalmente en cuenta al diseñar zunchos de refuerzo en este tipo de estructuras.

5. CONCLUSIONES

El comportamiento real de una obra de fábrica es más complejo de lo que ordinariamente se tiene en cuenta en los proyectos de rehabilitación de edificios. Del análisis realizado para el caso estudiado se obtienen las siguientes conclusiones:

- El comportamiento de los muros de un edificio, cuando su espesor es considerable, está condicionado por la formación de bóvedas de descarga, en lugar de los arcos de descarga tradicionalmente tenidos en cuenta. El estudio debe hacerse en tres dimensiones y su simplificación a dos dimensiones produce errores no despreciables del lado de la inseguridad.
- La existencia de adornos, remates o cornijales de sillería introduce distorsiones importantes en la distribución de tensiones en el interior de las fábricas, de magnitud muy superior a la que podría parecer en principio, teniendo en cuenta la relación entre su volumen y el volumen total de la fábrica.

Estas distorsiones se traducen en una disminución de las tensiones medias en la fracción más deformable, y en una sobrecarga de los elementos más rígidos, pero lo más importante es que para ello se produce un importante incremento de presiones en las capas de los elementos menos rígidos (y al mismo tiempo menos resistentes) en contacto con los más rígidos, lo que hace que se pueda superar ampliamente su resistencia de cálculo. Aunque en estas zonas el material está confinado, se deben producir deformaciones plásticas importantes, lo que generaría un incremento de las presiones laterales de empuje hacia el exterior de los sillares. Este efecto no ha podido estudiarse con el modelo elástico utilizado en el estudio realizado, pero se estima que puede ser la causa de los desencajes, desenjarjes y roturas que se observan en muchos casos y que se atribuyen en ocasiones erróneamente a causas de carácter termohidrológico, con lo cual la reparación que se realiza es insuficiente para garantizar su seguridad.

-
- The rigidity of the foundation soil has an influence in the distribution of stresses at a certain height in the wall, tending to reduce concentrations of stress when the soil is highly deformable. However, this effect is hardly noticeable above relatively low levels (in this particular case, above first floor level).
 - The reduction in the thickness of the wall in higher storeys leads to a non negligible an important increase in horizontal stress, as the stress tends to homogenize by way of discharge arches perpendicular to the plane of the wall.
 - The formation of internal discharge vaults together with the reduction in the resisting section of flared openings, causes stress concentrations at the internal corners of the same, which may mean that the admissible stress and even the designed strength capacity be surpassed in these areas. This effect is even more emphasized in the case of rigid soils at the base of the walls, and may frequently be the cause of the increased speed with which joint materials are lost, this being commonly observed in these areas, and which would be caused by plastification and not by the misuse of the building, conservation defects or humidity as is commonly supposed.
 - Even though the study carried out was limited to one particular case, the conclusions made open the way to a better understanding of many of the phenomena that are insufficiently explained at present. The results must be confirmed and completed by further investigations which would characterize the phenomenon. We would propose that the following areas of study be pursued in this regard:
 - Study of the influence of the distance between rigid elements.
 - Study of the non-linear behaviour of the materials.
 - Study of the influence of the ratio between the deformation moduli of the component materials.
 - Determination of the critical thickness of the walls where three dimensional phenomena then become of some importance.

All these investigations would give us a more precise knowledge of the behaviour of these elements, thereby enabling reformation studies to be carried out on a more solid and more favourable basis.

- La rigidez del terreno de cimentación influye en la distribución de tensiones en la fábrica en una cierta altura, tendiendo a suavizar las concentraciones de tensiones cuando el terreno tiene una deformabilidad alta. Su efecto, sin embargo, resulta ya casi despreciable a partir de una cota relativamente reducida (en el modelo estudiado, a partir del nivel de la primera planta).
- La disminución de sección en el muro en plantas superiores produce un incremento de las tensiones horizontales, de valor no despreciable, al tender a homogeneizarse las tensiones mediante arcos de descarga perpendiculares al plano del muro.
- El efecto combinado de la formación de bóvedas de descarga internas y de disminución de sección resistente en los abocinamientos de los huecos, produce concentraciones de tensiones en las esquinas interiores de éstos, que pueden conducir a que se superen las tensiones admisibles e incluso las capacidades resistentes de cálculo con carácter local. Este efecto, maximizado en el caso de terrenos rígidos en el arranque de los muros, podría ser la causa, en muchas ocasiones, de la aceleración del fenómeno de pérdida de material de juntas que es tan corriente que se observe en estas zonas, el cual sería provocado por su plastificación y no por el mal uso del edificio, defectos de conservación y humedades como a menudo se diagnostica.
- Pese a que el estudio realizado se ha limitado a un caso concreto, sus conclusiones abren un camino que permitirá comprender mejor muchos de los fenómenos que actualmente resultan insuficientemente explicados. Los resultados obtenidos deben confirmarse y completarse con investigaciones posteriores que permitan caracterizar el fenómeno. Como campos de investigación a seguir en esta dirección, proponemos los siguientes:
 - Estudio de influencia de la distancia entre elementos rígidos.
 - Estudio con comportamiento no lineal de los materiales.
 - Estudio de la influencia de la relación entre módulos de deformación de los materiales constituyentes.
 - Determinación del espesor crítico de los muros a partir del cual dejan de ser despreciables los fenómenos tridimensionales.

Todas estas investigaciones nos permitirán tener un conocimiento más preciso del que poseemos sobre el comportamiento de estos elementos, lo que posibilitará la realización de estudios de rehabilitación mejor fundamentados y más optimizados.

Relación de Personal Titulado

Arquitectos

Jalvo García, Jaime
Luzón Cánovas, José M.^º

Ingeniero Aeronáutico

Cerdó Alonso-Misol, Gonzalo

Ingenieros de Caminos

Acón Robleda, Miguel Angel
Aparicio Alonso, Angel
Arroyo Pérez, José Alberto
Calavera Ruiz, José
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
Díaz Lozano, Justo
Fernández Gómez, Jaime Antonio
Ferrerías Eleia, Román
Gómez Alvarez, Mercedes
González González, Juan José
González Valle, Enrique
Hostalet Alba, Francisco
Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M.^º
Jordán de Urries de la Riva, Jorge
Ley Urzáiz, Jorge
Penón Molins, Eduardo
Rodríguez Escribano, Raúl Rubén
Rodríguez Moragón, Julio
Sanz Pérez, Lorenzo
Sirvent Sirvent, Enrique
Tapia Menéndez, José
Torre Cobo, María Carmen
Verges Coll, David
Villanueva Manzanares, Oscar

Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

Ingenieros Industriales

Alvarez Cabal, Ramón Amado
Arroyo Arroyo, José Ramón
Bueno Bueno, Jorge
Durán Boldova, José Miguel
Rodríguez Delgado, José Manuel
Valenciano Carles, Federico

Ingeniero de Montes

Martínez Lorente, José Alberto

Licenciado en Ciencias Físicas

Díaz Paniagua, Carlos

Licenciados en Ciencias Geológicas

Blanco Zorroza, Alberto
Massana Milá, Joan
Rodríguez Duque, Josu

Licenciados en Ciencias Químicas

Grandes Velasco, Sylvia María
López Sánchez, Pedro
Morgado Sánchez, José Carlos

Licenciada en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Arquitectos Técnicos

Alvarez Begega, José Manuel
Cervera García, Eduardo
Díez García, Francisco Javier
Fernández de Caleyá Molina, Alberto J.
Fuente Rivera, Jesús de la
Montejano Jiménez, María del Carmen
Muñoz Mesto, Angel

Diplomada en Ciencias Empresariales

De la Mano Calvo, Isabel M.^º

Ingenieros Técnicos Industriales

Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio
González Carmona, Manuel
Laserna Parrilla, María Teresa
Madueño Moraño, Antonio
Sánchez Orgaz, Miguel Angel

Ingeniero Técnico de Minas

Ballesteros Peinado, Luis Alberto

Ingenieros Técnicos de Obras Públicas

Alañón Juárez, Alejandro
Aranda Cabezas, Luis
Blanco García, Fernando
Carrero Crespo, Rafael
Esteban García, Juan José
Fernández Corredera, Carlos
Galán de Cáceres, M.^º del Puerto
González Isabel, Germán
González Nuño, Luis
Mata Soriano, Juan Carlos
Montiel Sánchez, Ernesto
Muñoz Mesto, Angel
Peña Muñoz, Roberto
Ramos Pino, Pedro
Rosa Moreno, José Andrés
Rozas Hernando, José Juan
Sánchez Vicente, Andrés

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Barragán Bermejo, M.^º Vicenta
Carreras Ruiz, Francisco
Gallardo Alvarez, José Luis
García Martín, M.^º Mercedes
Gutiérrez Tío, Jorge
López-Canti Casas, Elisa
Molero Vicente, M.^º Isabel

Profesores Mercantiles

González Alvarez, Vicente
Sampedro Portas, Arturo

Técnico en Administración de Empresas

González del Olmo, M.^º de la Peña de Francia

Técnico en Informática

García Rodríguez, Juan Tomás

Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

Topógrafo

Alquézar Falcetto, Ricardo

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.



ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno Nº 16

"La estimación in situ de la resistencia del hormigón endurecido. Aplicación al caso de hormigones de estructuras de edificación".

Autor: Prof. F. HOSTALET ALBA.
Dr. Ingeniero de Caminos.

Cuaderno Nº 17

"Influencia de las inclusiones de sillería en el comportamiento de muros de fachada de mampostería en la rehabilitación de edificios históricos".

Autor: J. M^o. IZQUIERDO BERNALDO DE QUIROS.
Ingeniero de Caminos.

CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

Cuaderno Nº 18

"Tolerancias en Estructuras de Hormigón".

Autores: Prof. J. CALAVERA RUIZ.

Prof. E. GONZALEZ VALLE.
Prof. J. FERNANDEZ GOMEZ.
Dres. Ingenieros de Caminos.

Cuaderno Nº 19

"Rehabilitación y durabilidad de fachadas de piedra".

Autores: J. M^o. CORTES.

Dr. Ing. de Caminos
J. M. FERNANDEZ PARIS.
Ingeniero Técnico Industrial
Químico.

Cuaderno Nº 20

"Un resumen de investigaciones realizadas por INTEMAC sobre armaduras de hormigón armado".

Autores: J. CALAVERA RUIZ.
J. FERNANDEZ GOMEZ.
Dres. Ingenieros de Caminos

VIDEOS TECNICOS

INTEMAC, dentro de sus actividades en el campo de la formación, ha iniciado la edición de una serie de VIDEOS TECNICOS, analizando distintos campos de la construcción.



SERIE OBRAS DE HORMIGON EN MASA, ARMADO Y PRETENSADO.

REFERENCIA	TITULO	CONTENIDO	DURACION	PRECIO
Nº 8801 (1)	FABRICACION Y ENSAYO DE PROBETAS DE HORMIGON	Contempla, de forma completa y detallada, el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, medida de consistencia con el cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión.	27 min.	80.000 ptas* IVA INCLUIDO

EN PREPARACION

REFERENCIA	TITULO	REFERENCIA	TITULO
Nº 8802 (2)	MUESTREO Y ENSAYO DE ARMADURAS DE HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO	Nº 9002 (6)	EJECUCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON (II)
Nº 8901 (3)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A FLEXION SIMPLE	Nº 9101 (7)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A ESFUERZO CORTANTE
Nº 8902 (4)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A COMPRESION	Nº 9102 (8)	PIEZAS DE HORMIGON PRETENSADO SOMETIDAS A FLEXION SIMPLE
Nº 9001 (5)	EJECUCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON (I)		

* PRECIO para entregas dentro del territorio español

BOLETIN BIBLIOGRAFICO

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) 18.000 ptas.



CONSULTAS E INFORMES BIBLIOGRAFICOS

EL INSTITUTO tiene un SERVICIO DE DOCUMENTACION, que pone a su disposición y que le puede informar sobre cualquier tema relacionado con la Edificación, Instalaciones, Obra Civil y Urbanismo. Se efectúan CONSULTAS BIBLIOGRAFICAS sobre cualquiera de los temas indicados anteriormente, de acuerdo con las siguientes tarifas:

Apertura de expediente	2.000 ptas.
Cantidad a abonar por referencia	60 ptas.
Cantidad a abonar por hoja de fotocopia de documento	15 ptas.

Además de la Consulta Bibliográfica correspondiente, el INFORME BIBLIOGRAFICO contiene un breve documento redactado por un especialista en el tema, miembro de INTEMAC, con una serie de recomendaciones sobre la Bibliografía básica, así como los comentarios correspondientes.

Tarifa correspondiente al Informe Bibliográfico: 15.000 ptas, más la tarifa de la consulta.



ARTICULOS TECNICOS

INTEMAC dispone de una amplia serie de trabajos publicados por nuestros técnicos en diferentes revistas.

A continuación incluimos la lista de los últimos.

Si está Vd. interesado, solicite relación completa de títulos.

- 55 DEFECTOS DE ESTANQUEIDAD Y ADECUACION TECNICA AL MEDIO DE UN EDIFICIO DOCENTE. Arrechea Veramendi, F.; Cortés Bretón, J. M^o; Jordán de Urries, J.
- 56 ASPECTOS HUMANOS Y PSICOLOGICOS EN LA IMPLANTACION DEL CONTROL DE CALIDAD DE CONSTRUCCION. Calavera, J.
- 57 ALGUNOS COMENTARIOS A LA EII-91. Calavera, J.
- 58 PROYECTOS DE DOSIFICACION DE UN HORMIGON DE ALTA RESISTENCIA. Calavera, J.; Fernández Gómez, J.; Jai, J.
- 59 EVOLUCION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE UN HORMIGON DE ALTA RESISTENCIA CON DIFERENTES TIPOS DE CURADO. Calavera, J.; Fernández Gómez, J.; Jai, J.
- 60 WELDED METAL STRUCTURE BUILDINGS IN SPAIN. LATEST DEVELOPMENTS. Cortés, J. M^o; Jordán de Urries, J.; Díaz Trehuelo, A.
- 61 HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA. EL PUENTE SOBRE EL RIO EO. Delibes, A.; Fernández Gómez, J.; Fernández Molina, E.
- 62 FORJADOS MIXTOS DE CHAPA Y HORMIGON. Jordán de Urries, J.
- 63 RECIENTES EXPERIENCIAS Y TRES CASOS SIGNIFICATIVOS DE INSPECCION, DIAGNOSTICO Y REPARACION DE DAÑOS DE VIGUETAS PREFABRICADAS CON CEMENTO ALUMINOSO. Delibes, A.; Díaz Lozano, J.; González Valle, E.; Ley, J.; López Sanchez, P.

P.V.P. 300 ptas/ ejemplar.





1



2



3



4



5



6



7



8

NUEVAS PUBLICACIONES

1 CALCULO, CONSTRUCCION Y PATOLOGIA DE FORJADOS DE EDIFICACION

- Autor: *J. Calavera*
- 4ª edición. 1988.
- 678 páginas.
- Encuadernación en guaflex.
- 344 figuras, 93 tablas y ábacos. 188 detalles constructivos. 16 ejemplos resueltos. 159 referencias bibliográficas.
- Precio: 7.500 ptas.

3 PROYECTO Y CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO PARA EDIFICIOS

- Autor: *J. Calavera*
- 2ª edición, 1991, de acuerdo con las Instrucciones EH-91 y EF-88, con referencia al EUROCODIGO EC-2, Model Code CEB-FIP 1990 y ACI 318-89.

TOMO I: CALCULO DE ESFUERZOS

- 568 páginas.
- Encuadernación en guaflex.
- 73 figuras, 90 gráficos y tablas auxiliares.

TOMO II: DIMENSIONAMIENTO Y DETALLES CONSTRUCTIVOS

- 871 páginas.
- Encuadernación en guaflex.
- 61 figuras, 142 gráficos y tablas auxiliares.
- Precio de la obra completa: 16.500 ptas.

5 CALCULO DE FLECHAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

- Autores: *J. Calavera* • *L. García Dutari*
- Edición 1992.
- De acuerdo con las Instrucciones EH-91 y EF-88, el EUROCODIGO EC-2, el Model Code CEB-FIP/1990 y la Norma Norteamericana ACI 318-89.
- 336 páginas.
- Encuadernación en guaflex.
- 312 tablas de comprobación de forjados, losas, vigas de canto y vigas planas.
- Diskette conteniendo tres programas informáticos de Cálculo de Flechas, para secciones de forma cualquiera.
- Precio: 7.400 ptas.

7 MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO

- Autor: *J. Calavera*
- Edición 1993.
- 506 páginas.
- Encuadernación en guaflex.
- 210 detalles constructivos con comentarios y recomendaciones.
- Además del libro se ha editado un Paquete informático consistente en 6 diskettes de 3,5" con ficheros en AutoCAD versión 10 (compatible con las versiones AutoCAD 11 y 12) conteniendo los 210 Detalles Constructivos, para su salida por impresora o plotter después de adaptar, si se desea, cada Detalle a las condiciones de cada proyecto concreto y un Manual de Instrucciones. No contiene las páginas de Comentarios y Recomendaciones incluidas en el libro.
- Precio del libro: 16.000 ptas.
- Precio del paquete informático (manual de instrucciones y diskettes): 30.000 ptas.

2 MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SOTANO

- Autor: *J. Calavera*
- 2ª edición. 1989.
- 308 páginas.
- Encuadernación en guaflex.
- 26 gráficos y tablas auxiliares. 22 tablas para el dimensionamiento directo.
- Precio: 6.500 ptas.

4 CALCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACION

- Autor: *J. Calavera*
- 3ª edición, 1991, de acuerdo con la Instrucción EH-91 con referencia al EUROCODIGO EC-2, Model Code CEB-FIP 1990 y ACI 318-89.
- 418 páginas.
- Encuadernación en guaflex.
- 40 tablas para el dimensionamiento directo de zapatas corridas y aisladas.
- Precio: 7.700 ptas.

6 HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

- Autor: *G. González - Isabel*
- Edición 1993.
- 316 páginas.
- Encuadernación en guaflex.
- 34 ejemplos de dosificaciones tipo. 111 figuras. 87 tablas auxiliares. 189 referencias bibliográficas.
- Contenido: características, dosificación, puesta en obra y posibilidades del Hormigón de Alta Resistencia.
- Precio: 6.500 ptas.

8 TECNOLOGIA Y PROPIEDADES MECANICAS DEL HORMIGÓN

- Autor: *A. Delibes*
- 2ª edición, 1994.
- 416 páginas.
- Encuadernación en guaflex.
- Precio: 7.500 ptas.

BARCELONA

Antón Fontuny 14-16, Esc. C, 4.º 2.º
Tel.: (93) 473 85 00 • Fax: (93) 473 79 32,
08950 Esplugues de Llobregat

MADRID

Monte Esquinza, 30, 4.º D.
Tel.: (91) 310 51 58 • Fax: (91) 308 58 65,
28010 MADRID.

SEVILLA

Polígono Stóre, Calle A, N.º 17-1.
Tel.: (95) 443 31 06/07 • Fax (95) 443 36 56,
41008 SEVILLA.

VALLADOLID

C/Pirita, Parcela 221, Navc A-6 Polígono de San Cristóbal.
Tel.: (983) 29 22 44 • Fax: (983) 29 23 78,
47012 VALLADOLID.



INTEMAC