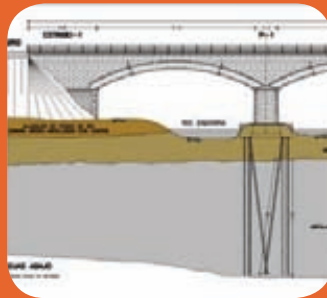


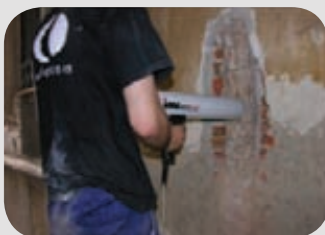
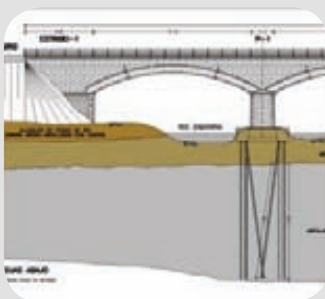
TECNOLOGÍA DE LA REHABILITACIÓN Y GESTIÓN DEL PATRIMONIO CONSTRUIDO (REHABEND 2009)



III Jornadas Técnicas Internacionales
Bilbao, Octubre de 2009

ORGANIZAN:
TECNALIA Construcción
Grupo de Tecnología de la Edificación - Univ. Cantabria (GTED-UC)
Instituto Tecnológico de la Construcción (AIDICO)

TECNOLOGÍA DE LA REHABILITACIÓN Y GESTIÓN DEL PATRIMONIO CONSTRUIDO (REHABEND 2009)



III Jornadas Técnicas Internacionales
Bilbao, Octubre de 2009

ORGANIZAN:

TECNALIA Construcción

Grupo de Tecnología de la Edificación - Univ. Cantabria (GTED-UC)

Instituto Tecnológico de la Construcción (AIDICO)

REHABEND09

Jornadas Técnicas Internacionales

REHABEND 2009

TECNOLOGÍA DE LA REHABILITACIÓN Y GESTIÓN
DEL PATRIMONIO CONSTRUIDO

Estas Jornadas fueron organizadas por:

LABEIN Tecnalia

C/ Geldo - Parque Tecnológico de Bizkaia

Edificio 700. 48160 - Derio, Bizkaia, Spain.

Tel: +34 946 073 300; Fax: +34 946 073 349

www.tecnalia.info

GTED-Grupo de Tecnología de la Edificación

Universidad de Cantabria - E.T.S. de Ingenieros de Caminos,

Canales y Puertos

Departamento de Ingeniería estructural y Mecánica

Av/ Los Castros, s/n. 39005 Santander, Spain.

Tel: 942 201 743; Fax: 942 201 747; gted@unican.es;

www.gted.unican.es

AIDICO-Instituto Tecnológico de la Construcción

Av/ Benjamín Franklin, 17. 46980 Paterna, Spain.

Tel: 96 131 82 78

www.aidico.es

Dirección de las Jornadas:

José Tomás San José

Luis Villegas

Javier Yuste

Coordinación de las Jornadas:

David García

Ignacio Lombillo

José Vicente Fuente

El editor no asume responsabilidad ninguna sobre la actualidad, correctitud, el estado completo o la calidad de las informaciones puestas a disposición. El uso no autorizado puede infringir los derechos de propiedad de patentes de la publicación.

Ninguna responsabilidad es asumida por el editor por cualquier daño a las personas o a la propiedad como consecuencia de productos o servicios prestados u ofertados por otras personas o entidades, y otros derivados de la operación de algún método instrucciones o ideas contenidas a continuación.

ISBN:

978-84-8873-404-4

Depósito Legal:

Sa-679-2009

Participantes:

AIDICO - Instituto Tecnológico de la Construcción

ALGESCON LEVANTE, S.L.P.

CIDEMCO-Tecnalia

Eypo Ingeniería

FHECOR Ingenieros Consultores

FIDIA S.r.l. (Italy)

Gobierno de Cantabria

Instituto Valenciano de Conservación y Restauración.

ISUURU Arquitectos

LABEIN-Tecnalia

Orión Reparación Estructural S.L.

Polytechnic of Bari (Italy)

Universidad de Burgos

Universidad de Cantabria

Universidad de Oviedo

Universidad del País Vasco / Euskal Herriko Unibertsitatea

Universidad Politécnica de Cataluña

Universidad Politécnica de Madrid

Universidad Politécnica de Valencia

Universidade do Minho (Portugal)

Università di Roma (Italy)

University of Padova (Italy)

University of Patras (Greece)

Patrocinadores:

Ayuntamiento de Bilbao

BASF Construction Chemicals España S.L.

FIDIA s.r.l.

IBERMAPEI, S.A.

Orión Reparación Estructural S.L.

Tecpropasa Euskadi, S.A.



Presentación

Las Jornadas Internacionales sobre “TECNOLOGÍA DE LA REHABILITACIÓN Y GESTIÓN DEL PATRIMONIO CONSTRUIDO (REHABEND’09)”, a celebrar en Bilbao el 29 y 30 Octubre 2009, y financiadas por LABEIN-Tecnalia, quedan recogidas en el presente libro de ponencias.

La creciente relevancia que ha alcanzado en la sociedad actual la conservación del parque de edificios e infraestructuras, en particular las que constituyen el patrimonio histórico artístico, ha revelado la necesidad de calibrar métodos efectivos de análisis, planificación y ejecución de las medidas de rehabilitación de construcciones y estructuras.

En esta línea argumental, según datos del Ministerio de Vivienda, actualmente existe en España un parque edificado de 25 millones de viviendas. De ellas, la mitad supera los 30 años de antigüedad y cerca de 6 millones superan los 50 años. Aunque en la Unión Europea la rehabilitación representa una parte muy importante en el negocio total del sector de la construcción, llegando en 2008 al 41%, en el Estado Español este indicador no supera el 25%, frente al 62% de Alemania. Por lo tanto, la rehabilitación tiene un enorme potencial de crecimiento, sin perder de vista, además, la contribución que el sector de la construcción tiene en las economías europeas, destacando particularmente la española con una media (2005-2008) del 12%.

Las Jornadas Internacionales sobre Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio Construido (REHABEND) persiguen, entre otros objetivos, la creación de un foro de encuentro para la discusión y presentación de resultados y avances, en relación con las tecnologías de rehabilitación y la gestión de los bienes inmuebles del patrimonio construido.

Para ello, es propósito de las presentes Jornadas REHABEND 2009, reunir a buena parte de los agentes nacionales (8 comunidades autónomas) e internacionales (Grecia, Italia y Portugal) implicados directamente en la conservación, gestión y recuperación del patrimonio cultural, en sus diferentes competencias: mercado (empresas), formación (universidades) e investigación (empresa y universidad).

Como ya se viene haciendo en toda la serie REHABEND, desde su primera convocatoria anual en 2006, siempre se ha querido convertir este foro en un lugar de intercambio y debate científico y práctico. Por todo ello, el enfoque promovido por los organizadores (TECNALIA-Construcción, Universidad de Cantabria y AIDICO) no es otro que el de aproximarnos al patrimonio construido desde sus diferentes vertientes: experiencias prácticas en su rehabilitación, su gestión, aplicación de metodologías no destructivas, aplicación de nuevas sistemáticas de refuerzo/rehabilitación y su visión global como tractor cultural de desarrollo.

REHABEND09

En esta ocasión, previa a la celebración de las jornadas, los organizadores han querido tener ya editado el presente libro de actas donde se recogen todas las ponencias presentadas, y alguna más, también complementaria. Por lo tanto, al cierre de la presente adición, lógicamente, no se pueden dar cifras de asistencia, aunque sí del enorme esfuerzo realizado por los organizadores, en la difusión del evento REHABEND'09 hacia gran parte de los ámbitos españoles relacionados (administraciones, colegios profesionales, asociaciones empresariales, universidades, etc.), así como hacia los correspondientes entornos científicos y profesionales de los ponentes europeos, y sus organizaciones.

Finalmente, aunque no por ello menos importante, mostrar aquí nuestro más sincero agradecimiento a los ponentes y autores de las charlas presentadas, así como a las empresas colaboradoras y las instituciones que han esponsorizado REHABEND'09. A todos ellos, agradecer que hayan dedicado una importante parte de sus recursos y esfuerzos en hacer posible estas jornadas internacionales. Muchas gracias a todos.



Dr. José Tomás San-José Lombera

Gerente I+D Patología
y Rehabilitación LABEIN-Tecnalia
Profesor Asociado UPV/EHU



Prof. Luis Villegas Cabredo

Catedrático de la Universidad
de Cantabria y Director del Grupo de
Tecnología de la Edificación de la UC



D. Javier Yuste Navarro

Director Unidad Técnica de Investigación
en Seguridad y Tecnología de la
Construcción de AIDICO

Indice

Study of Gothic churches: inspection, monitoring and structural analysis	1
Masonry arch bridges in the Northwest of Iberian Peninsula: from geometrical issues to load carrying capacity	21
Intervención en la rehabilitación de la Antigua Cárcel Modelo de Valencia	39
Control estructural mediante monitorización remota: Casos de aplicación	63
Mercado agrícola de Montevideo	85
Algunas lecciones extraídas de la actuación en puentes de fábrica	99
Estudios previos a la rehabilitación de la iglesia de San Mamés (Cantabria-España)	119
Innovation on Advanced Composite Materials for Civil Engineering and Architectural Applications: Case Studies	141
Arco de ladrillo sito en la estación Campo Grande de Valladolid: Caracterización geométrica, material, estructural y constructiva	155
Consolidación y restauración del tramo del Arquillo del Convent, acueducto romano de Chelva (Valencia)	173
Metodología de análisis aplicable al estudio de estructuras de hormigón armadas con cable	191
A Program for Urban Regeneration and Seismic Safety of the Town of Paganica after the Aquilan Earthquake	205
Proyecto integral de rehabilitación de la iglesia de Santa M ^a de Bareyo (Cantabria-España)	223
El plan director para la recuperación de la Fortaleza de la Mola en el puerto de Mahón (Menorca)	239
La Rehabilitación del Patrimonio construido desde la legislación de Cantabria	251
Monitorización de bienes culturales	255
Patología de la construcción o una “obra en tres actos”: problema, investigación y rehabilitación	267
El instituto universitario de restauración del patrimonio de la Universidad Politécnica de Valencia como ejemplo de gestión y funcionamiento de un instituto universitario de restauración	281
El plan director del Horno Alto n° 1 de Sestao	289
Masonry strengthening with composites	303
Experimental studies to normalize the sonic test on masonry walls	325
Experimentación en laboratorio de reproducciones a escala de muros históricos mediante Monitorización END y QEND	341

Validación teórica mediante macro y micromodelos estructurales a escala de muros históricos	369
Proceso de rehabilitación de un edificio con estructura de madera. Palacio de Aiete	395
Innovative Strengthening of the Building Heritage using Textile-based Composites	413
Anchorage behavior and pre normative test for the reinforcement of concrete with CFRP laminates	435
Rehabilitación y refuerzo de la chimenea de Bolueta	453
Ensayos Sónicos en el Palacio de Riva-Herrera, Santander	459
Análisis de señales sónicas mediante Wavelets y su aplicación para el diagnóstico y rehabilitación del palacio de Riva-Herrera, Santander	471
Stresses quantification in structural steel bars by X-Ray diffraction technique. PART I: Concepts	481
Stresses quantification in structural steel bars by X-Ray diffraction technique. PART II: On site measurements	497
Resolution in evaluation of structural elements by using ground-penetrating radar	511
Experimental outputs when using Basalt Textile Reinforced Mortars as strengthening materials	523

Study of Gothic churches: inspection, monitoring and structural analysis

Pere Roca

Department of Construction Engineering, Technical University of Catalonia

Abstract. *The paper presents a discussion on the use of structural analysis, in combination with parallel activities such as historical research and inspection, to conclude on the structural performance of historical structures. Methodological issues, involving three phases, namely (1) input data preparation, (2) calibration or validation and (3) use of models for prediction, are presented and discussed. The criteria and methods referred to are illustrated by their application to the study of three Gothic buildings located in Barcelona and Mallorca.*

1. Introduction

A key aspect of any study on a historical structure is found in the structural analysis, its purpose consisting of the characterization of the response of the structure for a variety of conditions and actions. This characterization involves results on stresses, deformation, displacements and reactions. Non-linear analysis may as well provide results on damage (cracking in tension, crushing in compression...) and reproduce detailed loading processes across the initial, service and ultimate ranges. In particular, it may determine the ultimate capacity of the structure for different actions.

Structural analysis is always based on models built from data available on geometry, material properties, morphology and actions. Models are necessarily based on hypothesis on the mechanical nature of the building and are prepared using limited data. Because of the implicit assumptions and limited information, models need to be calibrated through some sort of comparison with experimental observations. Inspection techniques are needed, firstly, to gather the data necessary to prepare the model and, secondly, to provide some empirical (observational, experimental) evidence which can be used to validate the model. This second phase (validation) may be reinforced with evidence stemming from history or from present monitoring. In turn, monitoring may provide accurate information on the present response of the building for a variety of actions (thermal cycles, wind, deterioration processes, micro-tremors and earthquakes...).

The present paper describes the study of three large historical structures in Spain, namely the churches of Santa Maria del Mar and Santa Maria del Pi in Barcelona, and Mallorca Cathedral, in the island of Mallorca, including all aspects related with input data gathering and calibration. Inspection included the use of geophysical techniques such as pulse radar and seismic tomography. The material properties were mainly determined by laboratory mechanical tests on stone samples extracted from the original quarries (which were in turn identified thanks to historical investigation). Additional information obtained by means of hole-drilling test and dynamic inspection was used to adjust and validate the numerical models. The models were then utilized to better understand the performance of the building and, particularly, characterize its seismic capacity. A final sort of "plausibility check" based on information of seismic historical performance was also attempted.

2. Methodological approach

The study of ancient buildings and the design of interventions must be based, for obvious reasons, on an accurately, scientific understanding of the historical construction and its possible structural or material problems. This understanding cannot be attained only from structural calculations and needs to resort to other parallel activities of a more empirical nature. Because of the difficulties involved, studies on historical structures are, whenever possible, based on the combination of at least four different activities (or approaches), including historical research, inspection and monitoring in combination with structural analysis. These four activities have a complementary character and are to be integrated in a single frame or methodology to obtain reliable final conclusions. In particular, results or predictions yield by structural analysis should never be in contradiction with the observations provided by the other sources. If significant contradictions appear, structural models and methods should be carefully assessed and improved as to comply with the real observations.

This approach is clearly recognized in the Recommendations for the Analysis and Restoration of Historical Structures recently produced by the International Scientific Committee for the Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage [1]. The principles included in these recommendations have been adopted at the international level by ICOMOS since 2003.

Hence, structural analysis is only one of the pieces of the methodology, even if it can be considered essential in order to draw conclusions on the safety and future performance of the building.

A model, built from available data, is normally needed to draw predictions on the structural response and to verify structural safety (assessment or safety evaluation). The preparation and use of the model involves several phases.

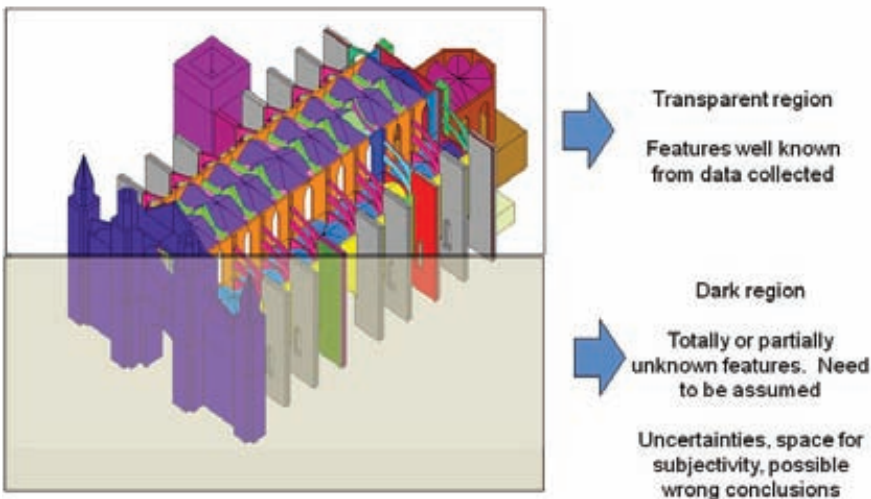


Fig. 1. Elaboration of a structural model, Phase 1. "Transparent" and "dark" regions.

In a first phase, all the available information provided by historical research and inspection are used to construct the model. The information yield by historical research and inspection may provide data on geometry, internal morphology, mechanical properties of materials and existing damage or alterations, all needed to prepare the model. However, it is important to recognize that this information is always limited and that it will normally permit only a partial definition of the model. In **Fig. 1**, this part of the model is metaphorically represented by a “transparent” region or window.

Models are normally also built on a large number of assumptions (metaphorically represented as a “dark” region or window in **Fig. 1**), involving all the features which do not result (at least, in a direct way) from data collected from these complementary activities. This “dark” region is mostly built based on assumptions done by the analyst. These assumptions may involve geometrical, morphological or material features of the building, or more fundamental aspects such as the type of constitutive equations assumed for the description of the mechanical response of the material. It is important to recognize that, no matter the effort invested, the data made available will not be enough to prepare a fully objective model and that a large number of assumptions, either declared or undeclared, will normally be necessary.

This involves significant uncertainty and thus some space for possible subjectivity, leading, in the worst case, to inadequate conclusions. In turn, inadequate (and too conservative) conclusions may lead to over-strengthen the structure and thus cause unnecessary loss of cultural material and historical value. On the contrary, too optimistic conclusions leading to insufficient intervention might endanger the building itself or cause inadmissible risks to people and cultural contents.

A way to counteract this uncertainty consists of carrying out some kind of calibration or validation by comparing the predictions of the model with possible empirical evidence provided, again, by history, inspection and monitoring. Thus, the need for a second phase should be recognized, consisting of the calibration or validation of the models. This calibration can be performed by comparing the predictions of the model with real observations (as the overall distribution of cracking or deformation) or experimental measurements such as monitored displacements, measured work stresses or measured dynamic properties (natural frequencies, modal shapes...).

Hence, these parallel activities (history, inspection, monitoring), are related with the model in two ways (**Fig. 2**): First, they provide basic information to build the model; second, they permit us to calibrate the model and thus produce a validated one which can be used for further predictions and safety evaluation. It is interesting to note that, while in the first phase, the data obtained to build the model are mostly local and concern local properties or features of the building (such as detailed geometry, connections, morphology, damage, material properties...), in the second phase the information used to calibrate the model has a “global” character as it concerns measurements or variables which interest or involve the entire building. Even work stresses, in spite of being locally measured, are a global result involving the entire effect of actions on the overall structural organization.

Unfortunately, calibrating and validating based on experimental information is not enough as to grant a reliable predictive capacity to the model. In fact, using the model to draw final predictions and conclude on safety will involve a sort of extrapolation, as the space for which the model has been validated will be surpassed to permit predictions on what is not known. This operation constitutes a new phase (3rd phase in **Fig. 3**) which comes after the previous phases 1st and 2nd, and is characterized by large, but not always recognized, uncertainty.

For instance, the model might be validated based on evidence related to dead loading response, and then used to conclude on the seismic performance. Or the model could be calibrated using dynamic information obtained from ambient vibration measurements (causing very small oscillations) and then used to predict on the performance for a severe earthquake (generating very large oscillations). This kind of extrapolation is an inherent stage of any modeling activity. Unfortunately, it constitutes another very important source for uncertainty and subjectivity. In this phase (as in fact, in the previous two ones), the adequate judgment of the analyst becomes extremely relevant. The analyst will have to decide to which extent the “extrapolation” done at the attempt to predict is acceptable or abusive, whether the model is used within the possible limits of its predictive capacity. During the previous phases, he or she had also to decide whether the initial data were sufficient and the calibration effort adequate.

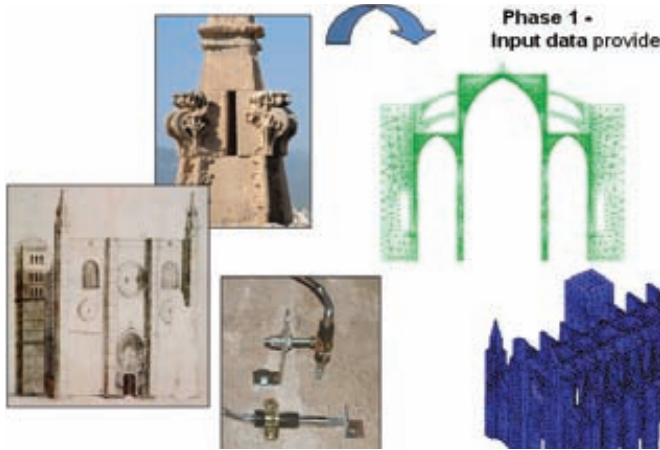


Fig. 2. Bidirectional relationship between the model and parallel activities: Input data preparation (local level) and calibration (global level),

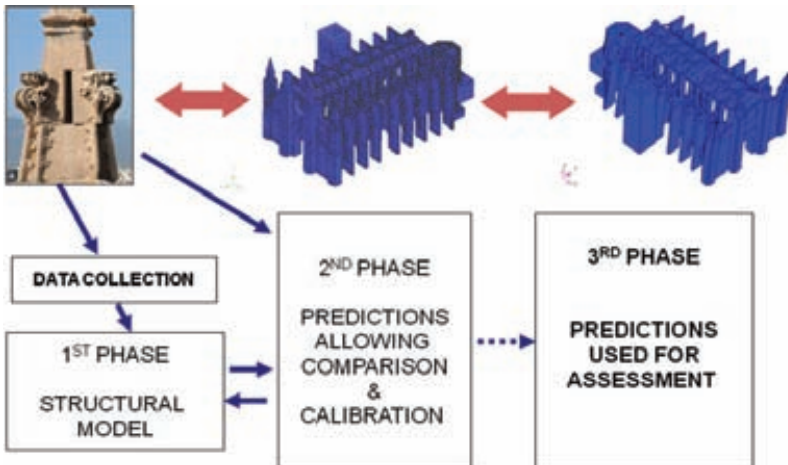


Fig. 3. The overall process , including preparation, validation and prediction

3. Application to case studies

The works here presented were carried out taking into account the aforementioned methodological ideas. The works were laid out as to comply with the principles and guidelines of the Iscarsah Recommendations [1]. In particular, historical research, inspection, monitoring and structural analysis were carried out for the three buildings considered. Nevertheless, these activities were developed differently to accommodate to each case's specific problems.

Structural models were prepared for the three buildings (**Fig. 4**). These models certainly involve "transparent regions" directly based on data available and "dark regions" including a (even large) number assumptions based on experience extrapolation or supposition.

The "transparent" region includes mostly geometry and some morphological treats (as the nature and composition of vault fillings or internal composition of piers and walls). A partial knowledge of the connections among the structural members, the average properties of the materials and the existing damage has been also possible. This knowledge was gained thanks to historical research (construction process, alterations, damage, repairs), visual inspection (composition, connections, damage), non-destructive testing (as GPR on vault fillings, internal composition of piers and walls by seismic tomography), mechanical and chemical tests (in situ, laboratory, and geotechnical research (soundings, georadar, electric tomography, Nakamura, ReMi). Among the better known features is geometry thanks to the wealth of information that is obtained thanks to modern survey technologies. In particular, photogrammetry was fully used for Mallorca Cathedral while Santa Maria del Mar was detailedly surveyed by means of laser-scanner.

The "dark" region includes all the assumptions needed to make up for the unknown features or properties of the building and materials which are required to prepare the model. These include the true and detailed distribution of materials (and material properties, including their scattering) across the entire building, non-visible damage, detailed information on internal morphology extended to the entire building, and non-visible alterations, among many other features. The "parsimony principle" will naturally lead to assume large uniformity of properties, composition and dimensions wherever no specific information is available.

Calibration and validation of the models has been based, as aforementioned, on comparison between numerical predictions and experimental observations. When needed, the models have been improved to obtain better agreement between both. The following possibilities were considered for this purpose:

- ➊ Measure and comparison of work stresses at critical points. Stresses have been measured by the hole-drilling test (in other cases, they could have been measured with the flat-jack test) and then compared with the corresponding numerical values.
- ➋ Dynamic monitoring and ambient vibration recording, permitting characterization of the dynamic properties (frequencies and modal shapes), and comparison with the output of modal analysis. Modal matching has been used to adjust some model parameters.

- Static monitoring involving the characterization of actions (temperature, humidity, wind, micro-tremors) and response (cracks, displacements, rotations), and comparison with a simulation of the response of the numerical model subjected the same actions.
- Visual inspection, allowing comparison between predicted and actually existing damage or deformation.
- Identification of structural past performance through detailed historical research, and comparison with the corresponding model predictions. In particular, study of past-performance in the case of historical earthquakes.
- Sections 5 and following describe the application of this methodology, along phases 1, 2 and 3, to the three case studies considered in the present paper.

4. Brief description of the buildings

Mallorca Cathedral, one of the most daring medieval structures, was built over a large period spanning 300 years (from 1306 to 1600) and was later subjected to significant repairs and reconstructions. The central nave spans 19.9 m and reaches 43.9 m at the vaults' keystone. The octagonal piers have a circumscribed diameter of 1.6 or 1.7 m and a height of 22.7 m to the springing of the lateral vaults. Because of the large dimensions of the nave, a double battery of flying arches (which are inexistent in Santa Maria del Mar) was built to stabilize the high vaults (Fig 4, top).

Santa Maria del Mar is a rare case of a Gothic church entirely built during a short period of only 53 years. Moreover, the building has not experienced any significant architectural alteration after its construction, resulting in large uniformity and architectural purity. The structure shows three naves arranged according to a basilican plan. The building includes a set of distinct features, such as large square central vaults spanning 13.5 m and lateral vaults almost as high (but not so high) as the central ones. The vaults, 32 m high, are sustained on octagonal piers with circumscribed diameter of 1.6 m. (Fig. 4, centre).

The church of S. Maria del Pi was built between 1319 and 1391. Its pure Gothic style is evident in the single, 16.8 m span nave, almost devoid of ornaments. The middle of the main façade boasts a large rose window of 10 meters in diameter.

In the three cases, the vaults are complemented with some sort of filling material up to the level of the terrace. In Santa Maria del Mar, the central vault is partly filled with medieval lime concrete and then with a shallow layer of ceramic pottery, while the central vaults are filled with medieval concrete up to the tile pavement. In Mallorca, a lightweight pottery fill was probably removed from the central vaults during 18th c., while the lateral vaults are still filled with pottery (Fig 4, bottom).

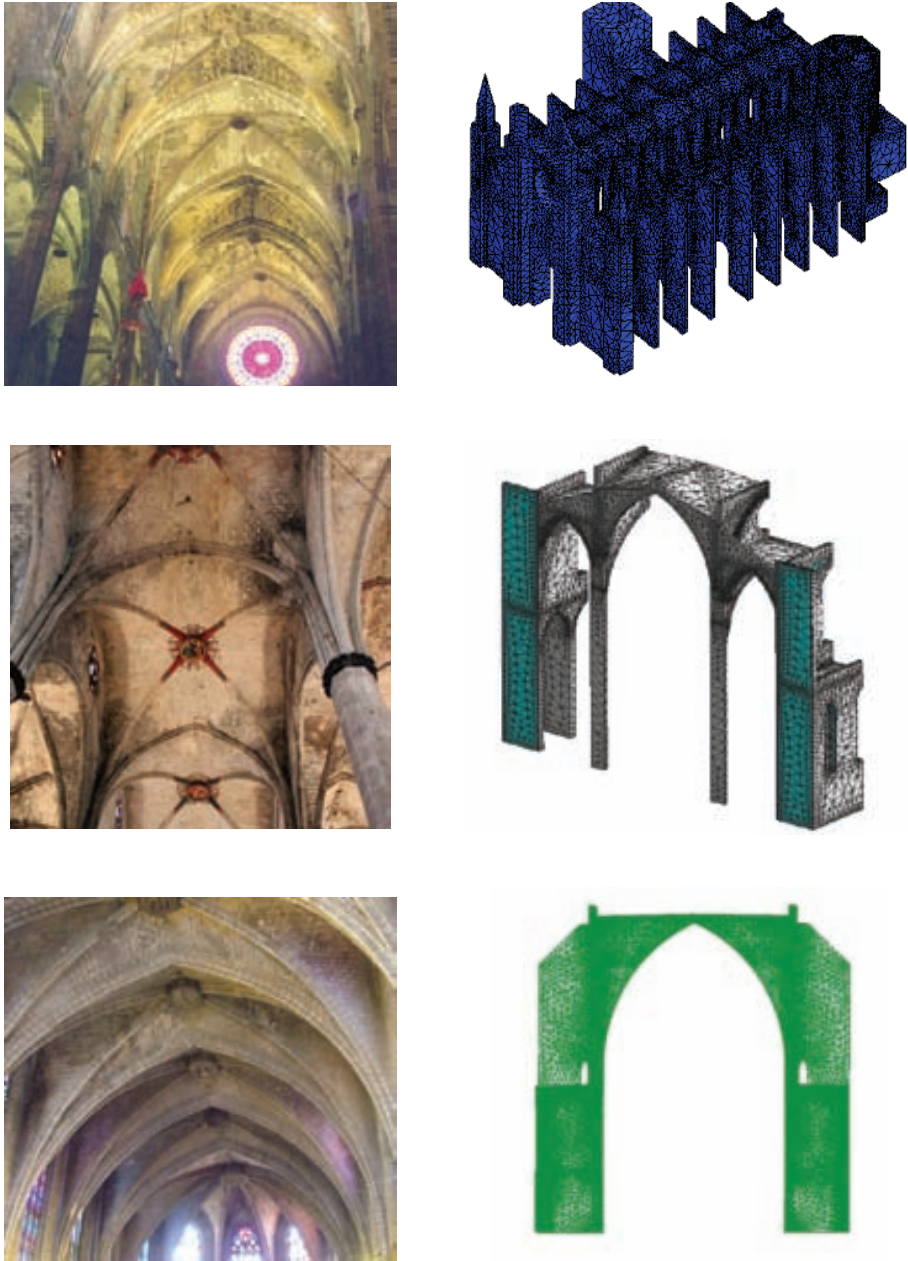


Fig 4. View of the interior of the buildings and corresponding FEM models. Mallorca cathedral model (top) is the only encompassing the entire structure.

5. Parallel activities

As aforementioned, both input data and calibration resorted to evidence supplied by historical research, inspection and monitoring. A brief account of the investigations carried out concerning these activities is given in the following paragraphs.

5.1 Historical research

In the case of the three buildings, a detailed historical research, mostly based on historical available documents, has been done by expert historians and archaeologist. Research on historical books has been complemented with a very detailed inspection of the building for construction clues such as holes or platforms to support scaffoldings and centerings, construction joints and other evidence. It has been possible, in all cases, to investigate the construction chronologies and procedures, as well to identify and date the main architectural alterations, structural problems and collapses and later repair or reconstruction operations. It has been also possible to characterize, to some extent, the effect of historical events or accidents impacting on the buildings, such as wars and bombardments, fires and earthquakes. Santa Maria del Mar and Santa Maria del Pi have both experienced damage due to shelling during the War of the Spanish Succession (1701-1714) and fire at the beginning of the Spanish Civil War, having been later subjected to problematic restorations at the beginning of the 2nd half of the 20th c. Remarkably, the most significant problems shown by both buildings are the result of such inadequate restorations.

The construction process constitutes a most interesting outcome of this kind of research. In the case of Mallorca cathedral, it has been suggested that most of the deformation and damage visible today is a result of hazards experienced during the long construction process. More information on the historical research and the relationship between construction process and damage can be found in González et al. [2].

5.2 Inspection

Inspection included detailed geometrical and visual survey, chemical and physical analysis and the identification of the internal morphology by means of (mainly) minor-destructive testing (endoscopy, hole drilling) and non-destructive testing consisting of GPR and seismic tomography. In addition, some samples were taken from marginal parts of the building, or from original quarries, to perform mechanical tests in laboratory.

Microscopy and diffractometry were done on small amounts of both mortar and stone, sampled over the building. In Mallorca Cathedral, a clear correlation was found between construction stages and different stone varieties. The procedure allowed confirmation of the hypothesis on the construction process as suggested by the historical research (Fig. 5). In Santa Maria del Mar (of a more homogeneous facture), this type of analysis was particularly revealing when applied to fresh mortar historically expelled from the joints (now visible as a hardened mass overflowing the joint, Fig. 6). Microscopy revealed that the mortar was polluted with soot to an extent which was only possible if the fresh mortar had been exposed to fire. It is actually known that a severe fire affected the building during the construction, in 1379, burning the centerings and scaffoldings. It might have been the loss of the centerings, during the fire, which caused the expulsion of fresh mortar causing in turn significant deformation.



Fig. 5. Mallorca Cathedral. Distribution of limestone varieties (in different grey tones)

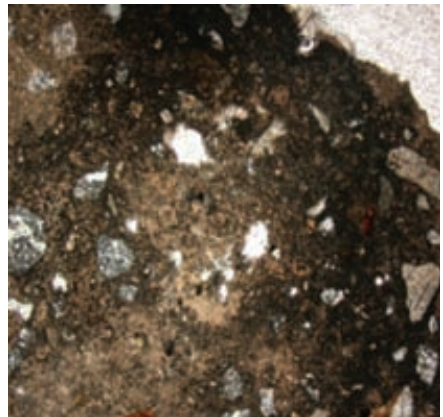


Fig. 6. Arch with mortar expelled in Santa Maria del Mar (left) and microscope picture of mortar showing soot contamination (right)

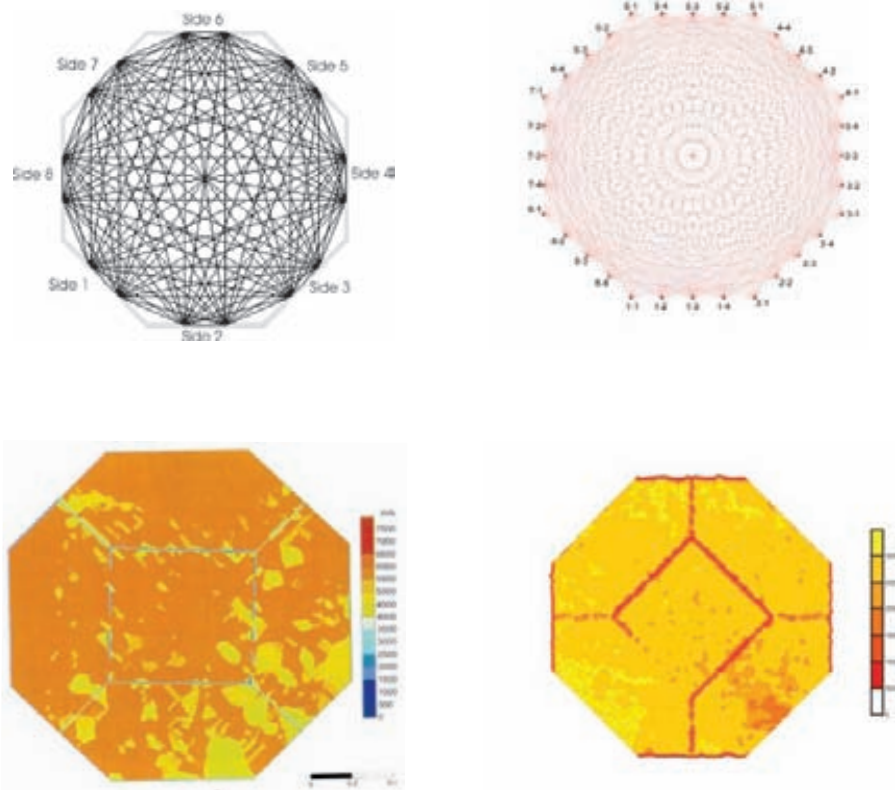


Fig. 7: Seismic tomography on piers of Mallorca Cathedral (left) and Santa Maria del Mar (right). Ray coverage (top) and resulting distribution (bottom).

2D tomography was carried out on some piers to identify the internal morphology and quality of the materials. As is well known, seismic tomography consists of 2D or 3D reconstruction of the propagation wave characteristics (speed and/or attenuation) through the material composing of natural material (soil) or structural members. Three nave piers of Mallorca Cathedral, and one pier of Santa Maria del mar, were selected to carry out detailed research (Fig. 7). The post-processing revealed that the section is made of 4 hexagonal stones surrounding a square inner one. In Santa Maria del Mar, the section was investigated using a much denser ray pattern. As a result, the diagram obtained, which basically displays the same result, provides improved accuracy in the position of internal joints and distribution of possible damage.

The foundation soil was also investigated using a combination of geophysical techniques, including GRP, electrical tomography, refraction microtremor (ReMi) and measurements of the spectral ratio at 15 different points located both inside and outside the perimeter of the building.

More information on the NDT and inspection activities on the three buildings can be found in [3-6].

5.3 Monitoring

Monitoring included a double system oriented to record static and dynamic variables. Static monitoring included devices to measure a set of displacements at critical points of the buildings, clinometers, crackmeters, wind speed and orientation, temperature and humidity. It was implemented in 2004 and is intended to keep working during some additional years. More information on this system and previous results can be found in [6].

Fig 8 shows results for 3 base line extensometers placed across the transverse structure of Mallorca Cathedral since September 2003. Using a decomposition into wavelets [7], it has been possible to separate the cyclic and cumulative (or irreversible) components. A monotonically increasing trend of about 0,1 mm/ year in average has been estimated in some cases (Fig. 9). As can be seen in this graphic, this trend is not uniform, but shows a gradual increase (or acceleration) over time. At present, the ratio of increasing deformation is very small and should not cause immediate concern. However, and due to the acceleration detected, a much larger deformation, with associated structural problems, might be reached in the long-term. A rough extrapolation of the trends detected, based on wavelet modelling, suggest that deformation across the main transverse spans might increase by 3 cm in 100 years and by 8 cm in 200 years.

A dynamic monitoring system has been implemented in Mallorca Cathedral, in April 2005, consisting of a 24-bit resolution dynamic acquirer connected to two triaxial accelerometers, one of which has been installed on top of a vault of the central nave. The acquirer's clock is disciplined to GPS time by means of a GPS antenna. Continuous dynamic measurement is carried out to allow the capture of low-intensity oscillations. Seismic events have been detected thanks to information provided by the nearest seismological station ETO 8 in Mallorca. This approach has permitted the recording of larger acceleration amplitudes (of the order of 0.01 m/s²), even for the far epicentre events recorded, than those resulting from ambient vibration measurement (of 0.0015 m/s²).

It is expected to use both the cyclic and monitoring components of the response to carry out, in the future, some sort of model calibration. This requires, as has been actually done, to record both the action (temperature, wind, earthquakes) and the response (displacements, rotations, accelerations, crack opening). At the moment, only the dynamic monitoring has been used to perform this type of calibration through a "modal matching" process as described in section 6.3.

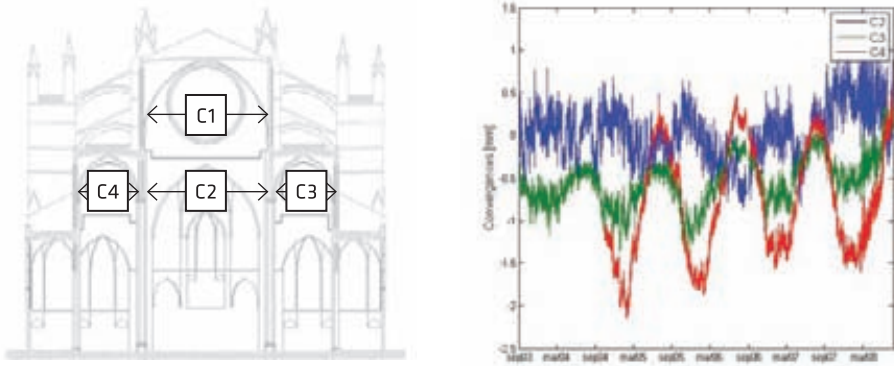


Fig. 8. Base line extensometer recordings over 5 monitored years

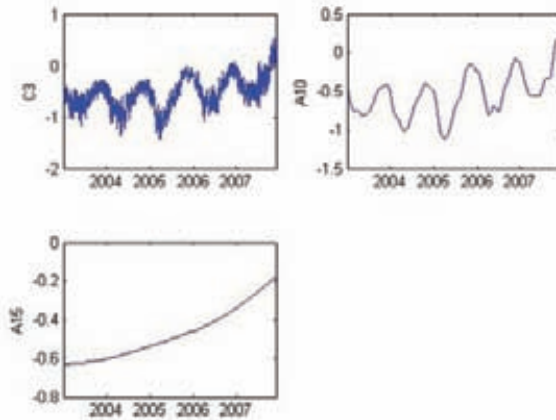


Fig. 9. Wavelet modelling of convergence C3 output (top) and monotonic identified component (down, mm).

6. Model preparation and calibration

6.1 General

All the information resulting from the activities described in sections 5.1 and 5.2 was invested in preparing the structural models of the buildings. In these, the different members were modelled according to the results of the investigation: piers were defined solid, buttresses and walls were described as three-leaf or solid members, depending of each case, and the vaults were modelled with their existing infill. The latter aspect is of large importance, as the nature of the infill may have sensible influence on the total mass of the vaults and the overall the seismic response.

As mentioned in section 2, a number of assumptions were also required to make up for uncertain or “unknown” aspects of the building. The models were then calibrated using the approaches described in the following sections.

Several analytical approaches were used including static and kinematic limit analysis and macro-modelling by non-linear FEM with convenient constitutive equations to describe the response of masonry (more information on the models is provided in Roca et al. [8]).

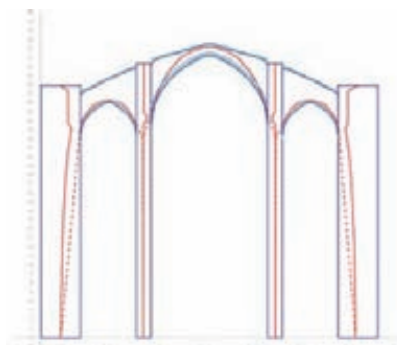
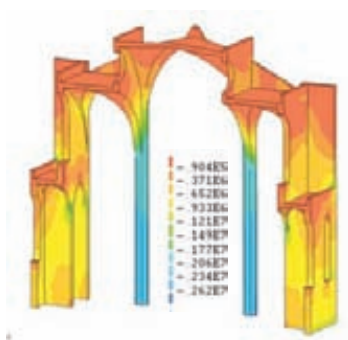
6.2 Work stress measurement

The holle-drilling technique [9,10] was successfully used to measure the work stresses at critical points such as the base of the piers of Santa Maria del Mar church and the springing of the flying arches of Mallorca Cathedral.

In Santa Maria del Mar, the eccentricity of the load applied at the base of the piers was measured by executing the test at two opposite faces of the pier in the direction transverse to the building. Tests were carried out on both intact and fire damaged pier stones. In a pier with intact stones, it was possible to measure maximum and minimum compression stresses of 3.8 and 2.1 MPa, corresponding to an eccentricity of 4 cm. This measurement permitted to identify the only thrust line solution describing the real equilibrium condition of the building among the infinite solutions provided by limit analysis (Fig. 10, top). It also permitted the confirmation of assumptions (or alternatively, a better adjustment of the model) regarding the distribution and weight of the filling over the vaults.

Similarly, the experimental determination of the value and direction of the main compression stress at the springing of the flying arches, in Mallorca Cathedral, allowed some validation of the numerical models by comparison with their prediction for the stress values at the same sections (Fig. 10, bottom).

In Santa Maria del Mar, the test carried on a fire damaged surface produced a measure of only 1,5 MPa . It must be noted, however, that this type of damage is mostly superficial. The influence of this type of damage on the overall capacity of the pier is still into research.



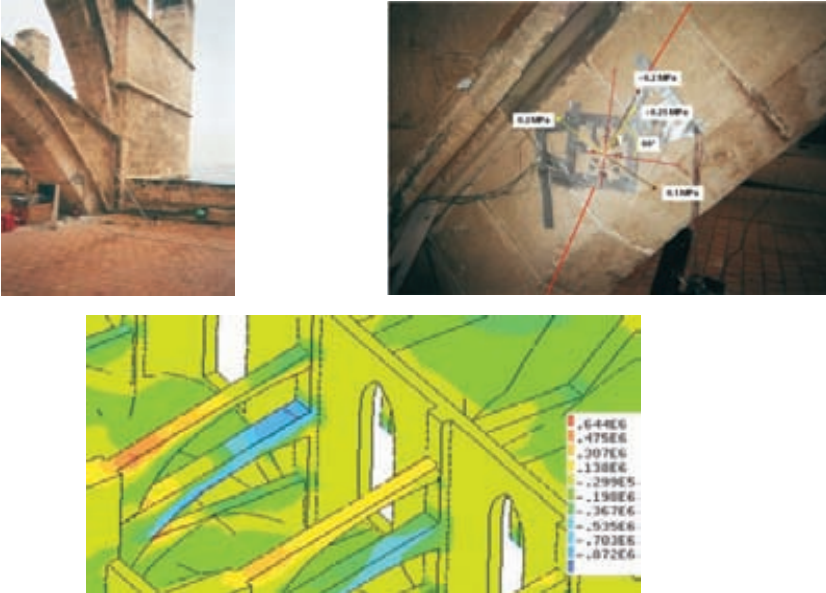


Fig. 10. Top: Validation of FEM model (stresses in Pa) and selection of thrust line solution by comparison with hole drilling test at the base of piers of Santa Maria del Mar. Bottom: Measurement of principal compression stress values and directions by hole drilling test and comparison with numerical predictions (in Pa) at the springing of lower flying-arches of Mallorca Cathedral.

6.3 Modal matching

Ambient vibration recording was considered not only to characterize the dynamic response of the buildings (under low amplitude vibration) but also to obtain experimental information which could be used to improve and validate the numerical models. The last operation can be carried by updating the models so that good agreement is obtained between experimental and numerical frequencies and modal shapes (modal matching).

Dynamic characterization of Mallorca Cathedral was carried out by 18 ambient noise measurements done at different points of the structure during a windy day, using a 20s Lenartz seismometer. The location of the measurements was chosen so as to sample the entire building and included critical points on the extrados of the arches and vaults of the central nave, façade and buttresses.

The more energetic modes, related to local vibration of individual structural members, appeared for high frequencies ranging between 20 and 60 Hz. The frequencies actually linked to the vibration of the overall structure corresponded to lower values showing much smaller amplitudes. About 10 modes could be identified with associated frequencies smaller than 4 Hz. Particle motion analysis was applied for each mode and point. The particle motion diagrams, describing the correspondence between different motion components, are useful to identify the main orientation of the displacements experienced at each point. In turn, this information contributes to the identification of the modal shapes.

In Mallorca Cathedral, and due to the influence and interaction between all the parts of the structure, modal matching required a complete model incorporating not only the naves but also the façade, tower, and choir. The complete model (composed of about 465,000 tetrahedral four node elements) was successfully used for modal matching. For that purpose, the model was defined with a set of tentative values of the Young modulus distributed according to the main different masonry types. These values were updated following an interactive approach until a satisfactory level of agreement between numerical and experimental frequencies was obtained.

It must be remarked that the models have been calibrated for only small amplitude vibration. In its initial condition, the model does not represent the dynamic response that the structure would develop in the case of a major earthquake. However, the model can be used as a starting point to simulate the development of further damage –and its impact on the dynamic and strength response– by means of a realistic approach such as non-linear dynamic analysis in the time domain. At the moment the real applicability of this type of analysis to large FEM models is severely limited by the prohibitive computer effort required.

7. Use of structural models for prediction purposes

One of the main reasons for preparing and calibrating the models was to obtain some understanding on the seismic performance of the buildings for possible earthquakes occurring in their geographical locations. As mentioned, structural analysis has been carried out using static and kinematic limit analysis and non-linear FEM calculations. As a first approach, the analysis of the buildings presented has been carried out by the spectrum capacity method [11-12] using both limit analysis and non-linear FEM analysis to obtain the capacity curves.

Kinematic analysis was utilized to analyze different collapsing mechanisms involving the façades, lateral walls, towers, apse, and transverse bay structures (Fig. 12). Pushover analysis was also carried out on the typical transverse bay structures using nonlinear FEM analyses, providing very similar results to those predicted by limit analysis. More information on the analyses and results obtained can be found in [8] and [13-15].

In general terms, the buildings show a satisfactory capacity and would experience only slight to moderate damage except for some specific weak points. In Santa Maria del Mar, these weak points are associated to local damage or collapses in the upper gallery of the clock-towers or upper spandrel of the façade, whose occurrence would not influence significantly on the rest of the structure. In Santa Maria del Pi, the façade shows significant weakness compared to the rest of the structure. Mallorca Cathedral may experience moderate to severe damage for earthquakes acting mainly in the longitudinal direction due to insufficient performance of the East façade.

8. Compliance with historical information on historical earthquakes

As mentioned in section 2, the use of models to predict on the future response of the building (3rd phase) produces significant space for uncertainty and subjectivity, even if some calibration effort is developed. This is a consequence of the “extrapolative” nature of numerical simulations and predictions. It is the responsibility of the analyst to judge whether the use of the models has been reasonable or abusive, and whether the results may be considered reliable enough. This engineering judgement may recourse, as in the previous phases, to the observational evidence provided by the parallel activities.

In the case of seismic analysis, some appraisal may be undertaken by comparing the numerical predictions with the historical response (or past-performance) of the structure during historical earthquakes. This comparison enables a sort of “plausibility check” consisting of assessing the acceptability of the obtained prediction in terms of compliance, or at least compatibility, with historical evidence. This operation requires significant research on both past earthquakes and their effects on the structures.

This “plausibility check” has been attempted in the case of the three buildings presented. The one offering the largest opportunity is Santa Maria del Mar thanks to the availability of historical records on earthquakes and their consequences on the building. In particular, an earthquake having occurred in 1373 is remarkable for written testimony of the collapse of the upper part of one of the façade clock-towers (later reconstructed). According to some historical sources, on Monday February 2, 1428, another earthquake produced the collapse of part of the rose window and caused about 22 casualties. Later in 1605, another earthquake is said to have damaged the building. The intensity of these earthquakes in Barcelona is estimated as VI-VII in the EMS-98 scale [16].

Remarkably, the body of the towers and the upper spandrel wall over the rose window are the parts of the structure showing the least seismic capacity according the analyses. They are, in fact, the only parts with activating multipliers lesser than 0.1g.

Less specific information is available on historical effects due to the same earthquake record in Santa Maria del Pi. Some documents indicate that the church experienced severe (but unspecific) damage due to the mentioned earthquake of 1428. Later destruction experienced during and after the Succession War (1701-1714) and the Spanish Civil War (1936-1939), followed by reconstruction and repair, make it difficult today to distinguish the effects of past earthquakes. In any case, it is known (and also easily recognizable) that the upper part of the façade, by far the weakest member of the structure according to the analyses, has been reconstructed one or more times.

The only earthquake known to cause some damage to Mallorca cathedral was the one occurring in May 1851 (with estimated intensity between VII-VIII). However, only the façade and lateral towers experienced some damage, while no major damage appeared in the main structure of the building. Mallorca’s Renaissance façade was dismantled in 1851 after the earthquake occurred the same year. In fact, the decision on deconstructing and rebuilding the façade had been already taken before the earthquake, after some reports in 1817 and 1841 recommended it due to concern caused by very large and still increasing out-of-plumb (1,3 m) shown by the original one.

The aforementioned evidence suggests that the predictions obtained on response of the buildings are, to say the least, compatible with the available evidence on their historical performance

(Fig. 11). Existing damage and known past partial collapses are in agreement with the outcome of the application of the capacity spectrum method based on non-linear FEM or limit analysis. According to both the historical and numerical evidence, the buildings seem to be in the condition to endure earthquakes corresponding to a return period of 500 years to the cost of moderate damage and (if no strengthening measure is implemented) possible local collapses affecting the tower and upper façade walls. To ascertain this prediction, however, existing cracks and damage should be repaired (using injection and local reconstruction of the masonries) to allow for new cracking (and thus, energy dissipation) capacity while keeping damage to a moderate and repairable extent.

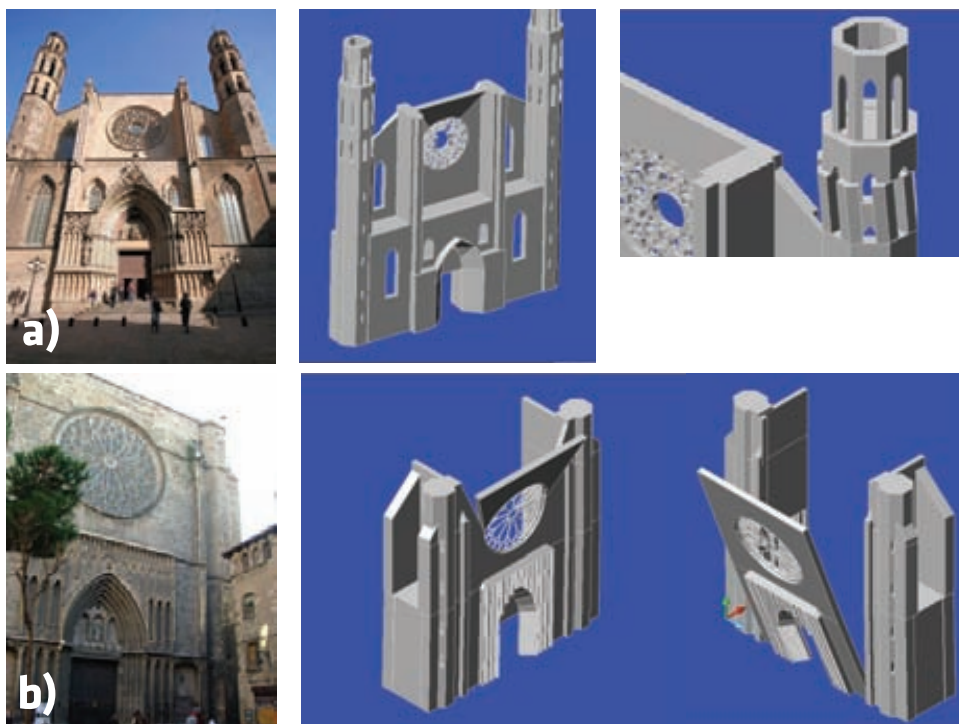


Fig. 11. (a): Santa Maria del Mar's façade with reconstructed spandrel wall over rose window and upper body of left tower, and corresponding collapsing mechanisms. (b): Santa Maria del Pi's façade, also with reconstructed spandrel over rose window, and weakest collapsing mechanisms identified.

9. Conclusions

The studies described integrated different research activities, including historical investigation, inspection by NDT and MDT, monitoring and structural analysis. Some methodological issues have been presented on the way the structural analysis needs to be combined by the more observational or empirical activities. In addition to model preparation, these parallel activities are needed to undertake some calibration, attain validation and obtain predictions. Prediction always means some kind of extrapolation beyond the range or space for which the model has been validated, and involves significant uncertainty and risk for subjectivity. Part of this uncertainty may be counteracted for by some sort of “plausibility check” showing the believability of the results or, at least, their compatibility with available observational or historical evidence. Throughout the entire process, engineering experience and judgement are essential to obtain reliable conclusions.

References

- [1] **ISCARSAH.** *Recommendations for the Analysis and Restoration of Historical Structures.* ISCARSAH– International Committee on Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage, ICOMOS, 2005.
- [2] **González, R., Caballé, F., Domenge, J., Vendrell, M., Giráldez, P., Roca, P., González, J. L.** *Construction process, damage and structural analysis. Two case studies. Structural Analysis of Historical Construction V*, CRC Press, Taylor & Francis Group, London, 643–650, 2008.
- [3] **Roca, P., Clapés, J., Caselles, O., Vendrell M., Giráldez, P., Sánchez-Beitia.** *Contribution of inspection techniques to assessment of historical structures. Proceedings of the Interantional RILEM SACoMaTIS 2008 conference*, RILEM, Bagnéux, 632–632, 2008.
- [4] **Vendrell, M., Giráldez, P., González R., Cavallé, F., Roca, P.** *Santa Maria del Mar. Study of history, construction materials and structural stability* (in Catalan). UB-Patrimoni, Veclus, UPC, Barcelona, 2008.
- [5] **Vendrell, M., Giráldez, P., González R., Cavallé, F., Roca, P.** *Santa Maria del Pi. Study of history, construction materials and structural stability.* UB-Patrimoni, Veclus, UPC, Barcelona, 2008.
- [6] **González, J. L., Roca, P.** *Inspection and analysi of the structure of the Mallorca Cathedral. Part II* (in Spanish) (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2008.
- [7] **Daubechies, I.** *Ten lectures on wavelets. CBMS-NSF conference series in applied mathematics*, SIAM Ed, 1992.
- [8] **Roca, P., Vacas, Cuzzilla, R., Murcia-Delso, J., Das, A. K.** *Response of Gothic churches in moderate seismic Mediterranean regions. Iscarsah seminar on Assessment and strengthening of historical masonry constructions subjected to seismic action.* Interprojekt, Mostar, 2009.
- [9] **Barrallo J, Zulueta A, Sánchez-Beitia S.** *The Donostia Method for stress measurements in architectural heritage.* STRAIN (British Society for Strain Measurement) 35 (3) 107-112, 1999.
- [10] *Standard Test Method for Determinig Residual Stresses by the Hole-Drilling Strain-Gage Method.* ASTM 837-95 (Standard. American Society for Testing Materials, 1995).

- [11] **Fajfar, P.** *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra*. Earthquake engineering and structural dynamics, 28, 979-993, 1999.
- [12] **Lagomarsino, S.** *On the vulnerability assessment of monumental buildings*. Bull. Earthquake Eng. 4:445-463. European Commission, 2006.
- [13] **Vacas, A.** *Seismic analysis of Gothic churches by the capacity spectrum method*. End-of-study dissertation, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2009.
- [14] **Das, A. K.** *Safety assessment of Mallorca Cathedral*. Master's thesis dissertation, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2008.
- [15] **Murcia, J.** *Seismic analysis of Santa Maria del Mar Church in Barcelona*. Master's thesis dissertation, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2008.
- [16] **Oliveira, C., Redondo E., Lambert, J., Riera Melis, A., Roca, A.** *The earthquakes of 14th and 15th c. in Catalonia* (in Catalan). Institut Geogràfic de Catalunya, Barcelona, 2006.

Masonry arch bridges in the Northwest of Iberian Peninsula: from geometrical issues to load carrying capacity

D.V. Oliveira¹, C. Lemos² and P.B. Lourenço¹

¹ **ISISE, University of Minho, Depart. Civil Engineering, Guimarães, Portugal**

² **Civil Engineer, Guimarães, Portugal**

Abstract. *This paper reports the results from a geometrical survey carried out on 59 segmental masonry arch bridges from Portugal and Spain, with focus on the adjacent geographical areas of Northern Portugal and Galicia. Departing from a detailed discussion of the geometrical results, eight standard bridges were defined as representative of the sample. The second part of the paper deals with the parametric analysis of the load carrying capacity assessment of the standard bridges and discussion of results. It was found that the arch thickness and the physical properties of the fill are of paramount importance in terms of ultimate load carrying capacity.*

1. Introduction

The invention of the masonry arch is impossible to date. Following a long process of evolution, Etruscans are considered the first to build masonry arches with specially cut joints (Proske and van Gelder 2009).

European masonry arch bridges were built throughout centuries, thus representing an invaluable architectural and cultural heritage. Nowadays, it is still possible to find Roman bridges, characterized by their flat pavements and identical semicircular arches, as well as the more flexible mediaeval bridges, with larger central spans, with semicircular or pointed arches, cutwaters and humpback pavements. However, the successive maintenance and repair works that bridges were submitted along the centuries generally lead to a difficult dating process, implying sometimes erroneous classifications (Fuentes 2003).

With time, the deep change of loads for which bridges were initially built, the decay of the materials and the lack of maintenance have led to different states of damage, in many circumstances not compatible with their use or even their structural safety. However, the presence of damage, in particular cracking, is not inevitably a sign of danger, since it may produce only a simple redistribution of stresses, for which failure risk might be absence. Moreover, many causes of damage could be avoided if bridges were submitted to periodical inspections. It is well known that the implementation of both periodical inspections and the reduction of the traffic load can efficiently contribute to decrease the structural degradation rate of masonry bridges.

The few works on masonry arch bridges carried out in Portugal have been centred in the survey of damage and strengthening solutions, while structural analysis is almost absent. Aiming at developing a methodology for a fast screening of structural safety of masonry arch bridges based on geometrical information, a research work was carried out, based on the following steps:

- ④ geometrical survey of Portuguese and Spanish masonry arch bridges based on existing bibliography, with focus on the adjacent geographical areas of Northern Portugal and Galicia;
- ④ analysis of the main empirical rules used to build bridges and comparison with surveyed data;
- ④ definition of standard bridges geometrically representative of the sample;
- ④ numerical assessment of the ultimate load carrying capacity of the standard bridges, including the parametric analysis of the most influencing geometrical, physical and mechanical parameters.

The second step is not presented here due to paper size constraints, but it can be found elsewhere (Lemos 2009).

The first part of the paper deals with the presentation and discussion of results from the geometrical survey and definition of the standard single and multi-span bridges. The second part of the paper is focused on the parametric numerical analysis and discussion of the most important parameters that control the ultimate load capacity of masonry arch bridges.

2. Geometrical study

2.1 Geometrical survey

A survey of the most important geometrical properties of ancient roadway masonry arch bridges was carried out based on available literature review (Nunes 1997, Carita 1998, Fuentes 2005, IGESPAR 2008, Rodrigues 2008) and previous works (Luís and Santos 1999). In total 59 bridges from Portugal and Spain were considered, with emphasis on bridges located in the adjacent geographical areas of Northern Portugal (Minho and Trás-os-Montes provinces) and Galicia, Spain, as illustrated in Fig. 1. Indeed, 70% of the surveyed bridges are located in these areas. The predominance of these two geographical areas is basically due to the existence and availability of data. As University of Minho is located in Minho province, visits to some of the bridges were hence made possible. It is assumed that the geographical vicinity might have led to the use of similar construction techniques and practical rules (Brencich and Morbiducci 2007).



Fig. 1. Physical map of the Iberian Peninsula with reference to the total and dominant (smaller circumference) sample areas.

The 59 roadway bridges analyzed are constituted by segmental arches, either single or multi-span bridges, totalizing 207 spans. However, some bridges not considered in this study are simultaneously constituted by segmental and pointed arches, due to important repair works performed in the sequence of partial failures that took place centuries ago.

The non-geometrical parameters analyzed were the structural material used and the place and date of construction. The date of construction is very difficult to assess as most of the bridges are said to be from the Roman period despite of being generally an error. In terms of location, 72% of the bridges from the sample are located in Portugal. This result is obviously conditioned by the availability and access to data. As for the construction material used to build arches and piers, it was found that 79% of the bridges are made of granite. The other structural materials used are sandstone, limestone and schist. This is somehow an expected result as granite is the dominant rock in the Northern part of Portugal.

The geometrical parameters collected were the number of spans and span value (s), rise (r), crown thickness of arches (t) and the width (W) and height (H) of piers. Three classes were here considered for the rise to span ratio (or relative depth), as follows:

- ▷ shallow arch $0.00 < r/s \leq 0.25$
- ▷ semi-shallow arch $0.25 < r/s \leq 0.40$
- ▷ deep arch $0.40 < r/s \leq 0.50$

In addition, bridges were also grouped as a function of their span. Therefore, the following categories were defined:

- ▷ short span bridges $0.0 < s \leq 7.5$ (m)
- ▷ medium span bridges $7.5 < s \leq 15.0$ (m)
- ▷ large span bridges $15.0 < s$ (m)

The relation between the span (s) and the rise (r) (and the rise to span ratio r/s) is illustrated in Fig. 2 for all arches within the sample. The sample is dominated by arches up to 10 m span. Most of the few large span bridges are located in Spain and were built during the Roman period.

Rise to span ratios larger than 0.50 are not usual in bridges and most probably are due to errors related to available geometrical data. Furthermore, different bibliographical sources have led sometimes to different data on a same bridge. These two features recall the need for a detailed in-situ (geometrical) survey of existing masonry arch bridges, where non-destructive techniques are essential (Fernandes 2006, Arias et al. 2007, Orbán and Gutermann 2009).

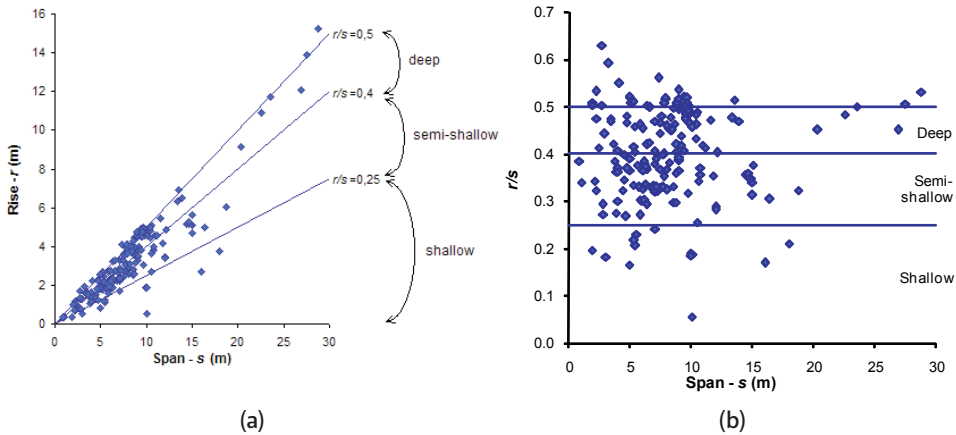


Fig. 2. Relation between the span and: (a) rise; (b) rise to span ratio.

Based on the geometrical survey, three ratios were computed for each arch: rise to span ratio (r/s), thickness to span ratio (t/s) and thickness to rise ratio (t/r). The relation between them is graphically illustrated in Fig. 3, Fig. 4 and Fig. 5, for the three span categories considered.

Short and medium span arches are the great majority of the arches surveyed, while less than 5% of the arches have a span larger than 15 m, see also Fig. 2. Moreover, most of the short and medium span arches present typically a relative depth higher than 0.25. This result means that the arches within the sample might be well represented by semi-shallow to deep arches with short to medium spans.

The different geometrical ratios of Portuguese and Spanish bridges are quite similar (Lemos 2009), thus indicating that most probably geographical proximity allowed the use of the same construction techniques and practical rules. The only difference concerns large span bridges, where all bridges with span larger than 20 m are located in Spain.

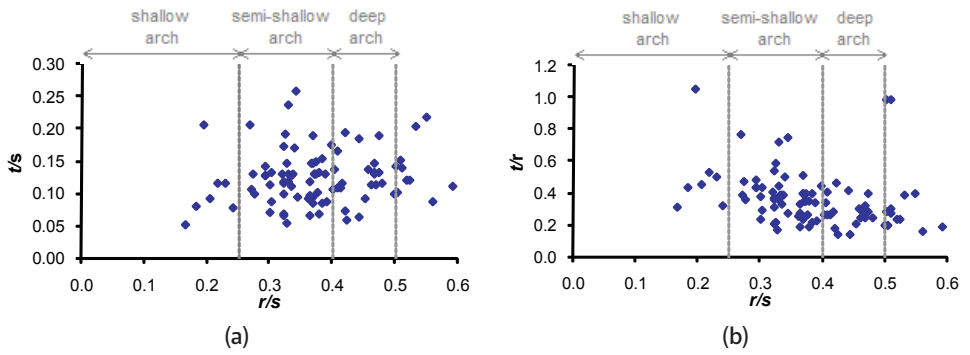


Fig. 3. Short span arches: adimensional relationships between the relative depth (r/s) and: (a) thickness to span ratio (t/s); (b) thickness to rise ratio (t/r).

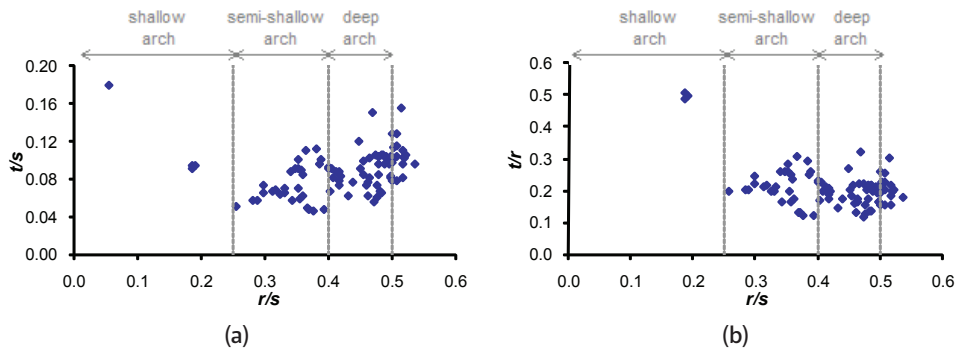


Fig. 4. Medium span arches: adimensional relationships between the relative depth (r/s) and: (a) thickness to span ratio (t/s); (b) thickness to rise ratio (t/r).

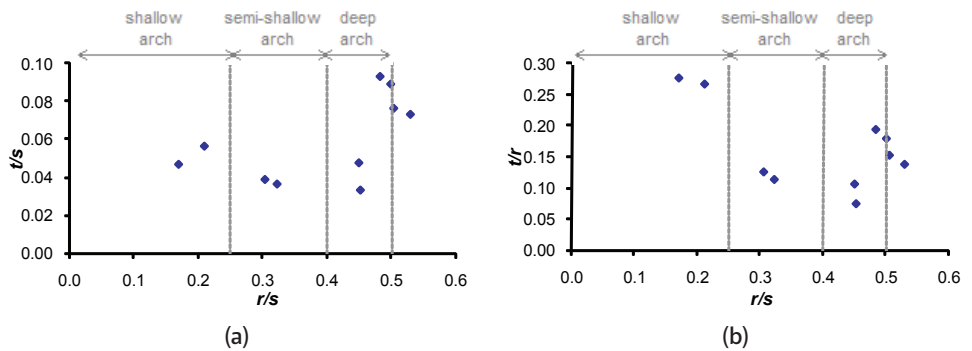


Fig. 5. Large span arches: adimensional relationships between the relative depth (r/s) and: (a) thickness to span ratio (t/s); (b) thickness to rise ratio (t/r).

Considering that 71% of the sample is composed by multi-span bridges, the geometrical survey allowed also to include the piers in the analysis. However, piers' height is often a difficult parameter to characterize, due to lack of knowledge about the flow depth and the type of foundation.

Fig. 6 represents the relation between the span and the width to span ratio. The span value used was computed as the average of adjacent span values. Fig. 6 shows that the width to span ratio is relatively constant for spans larger than 14 m. On the other hand, the width to span ratio tends to increase with decreasing span, for spans less than 14 m. These results indicate that the pier's wide is not linearly proportional to the span and it needs to be further increased for medium to short spans. Two main reasons might explain this feature: (a) short span bridges were probably built by less qualified masons, thus leading to the adoption of more conservative geometrical relations; (b) the existence of more piers in the river flow might have required the use of stockier piers for safety reasons.

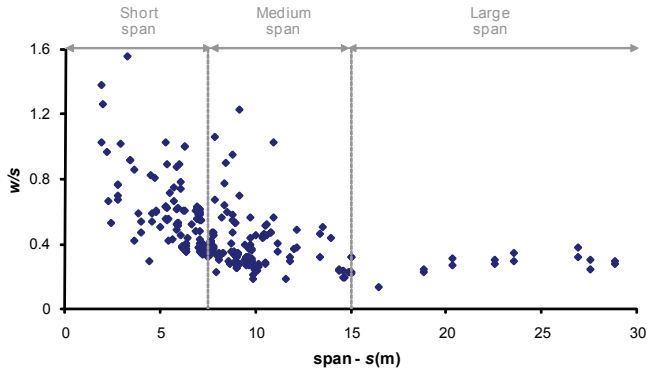


Fig. 6. Relation between the span (s) and the width to span ratio (w/s).

From the geometrical survey, two ratios were compute for piers, the width to span (W/s) and the height to width (H/W) ratios. These ratios were related with the relative depth (r/s) in Fig. 7, Fig. 8 and Fig. 9, for short, medium and large span bridges, respectively.

The diagrams show an important variation of values, being difficult to define trends. For short span bridges and semi-shallow arches, the dominant value of W/s is around 0.50, while for deep arches it's seem to be slightly higher. For simplify, a common value of 0.50 was assumed for both cases. For medium span bridges, the dominant value of w/s is around 0.30 for both semi-shallow and deep arches. This conclusion is in agreement with the outcomes of Fig. 6.

The height to width ratio is hardly higher than 4, being most of the times less than 2. This result seems to be in opposition with the empirical relation provided by Alberti in the 15th century, where it was stated that $H = 4W$. Probably, this difference is due to difficulties in measuring piers' height adequately. Thus a ratio around 4 was considered here. These conclusions will be used later in the paper to establish reference width and height values for the piers.

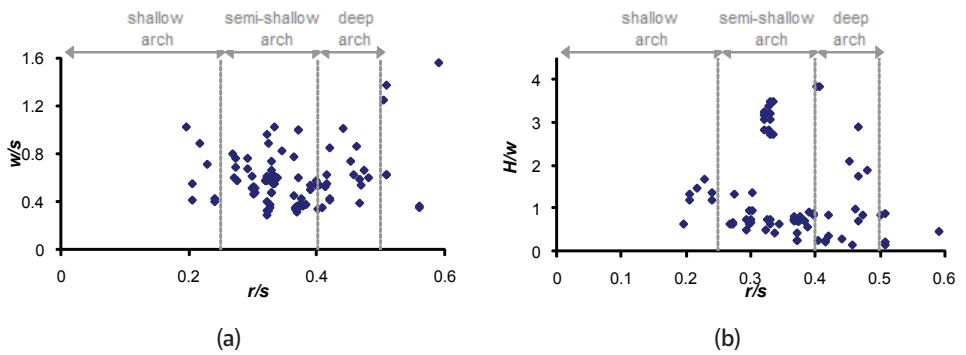


Fig. 7. Short span arches: adimensional relationships between the relative depth (r/s) and: (a) pier's wide to span ratio (W/s); (b) pier's height to width ratio (H/W).

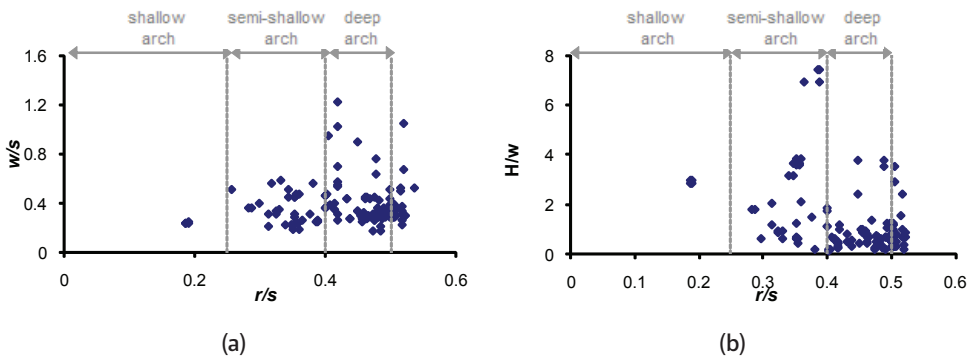


Fig. 8. Medium span arches: adimensional relationships between the relative depth (r/s) and: (a) pier's wide to span ratio (W/s); (b) pier's height to width ratio (H/W).

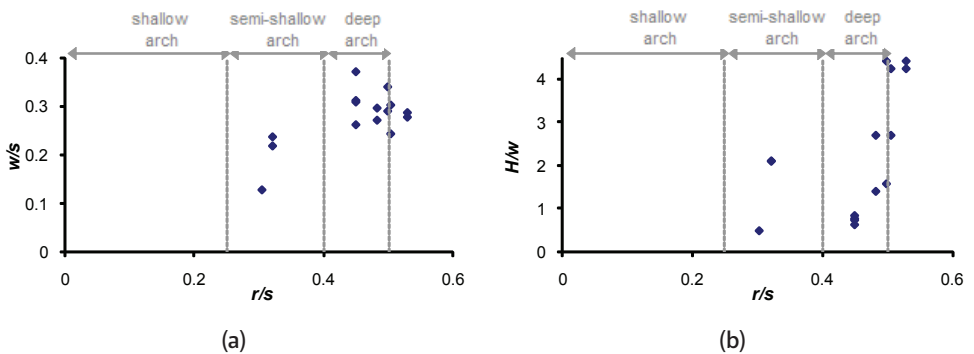


Fig. 9. Large span arches: adimensional relationships between the relative depth (r/s) and: (a) pier's wide to span ratio (W/s); (b) pier's height to width ratio (H/W).

2.2 Standard bridges

Based on data provided in Fig. 3, Fig. 4 and Fig. 5, four standard single span bridges were defined as to be representative of the sample, as shown in Table 1. Neither large span nor shallow bridges were considered due to their reduced presence in the sample as well as in the Northwest of Iberian Peninsula. The analysis of the load capacity of standard bridges A, B, C and D will allow to provide an fast screening on the structural safety of the sample.

Table 1. Standard bridges derived from the sample

	semi-shallow arch	deep arch
short span	$s = 5.0$ m	$s = 5.0$ m
	$r/s = 0.30$	$r/s = 0.60$
	$t = 0.50$ m	$t = 0.50$ m
	(bridge A)	(bridge B)
medium span	$s = 10$ m	$s = 10$ m
	$r/s = 0.30$	$r/s = 0.50$
	$t = 0.70$ m	$t = 1.0$ m
	(bridge C)	(bridge D)

The thickness of the arches was defined according to the results exhibited in Fig. 3 and Fig. 4, by considering representative values. For the other geometrical parameters, current values found in bridges from the Northwest Peninsular were assumed (Oliveira and Lourenço 2004a, Oliveira and Lourenço 2004b). The number of voussoirs was calculated assuming a usual intrados thickness of 0.35 m. In addition, a width of 4.0 m was assumed for all the standard bridges, as well as a fill depth above the crown of 0.40 m.

3. Ultimate load carrying capacity of single span bridges

The ultimate load carried by a masonry arch bridge depends basically on the arch and fill properties. The arch is the structural element responsible for transferring the load to abutments/piers while the soil adds dead weight, disperses the applied load at the surface and provides horizontal restraint to movements of the arch.

3.1 Parametric analysis

In order to get a deep insight of the most important parameters that control the load carrying capacity of bridges, a parametric analysis was performed on each of the standard bridges. The variables that most influence the collapse load were identified by means of a previous general parametric analysis (Lemos 2009). Therefore, the relevant variables considered here are geometrical and mechanical parameters of the arch and geometrical, mechanical and physical parameters of the fill, as follows:

- ▷ arch thickness (t)
- ▷ compressive strength of masonry (f_c)
- ▷ fill depth at the crown (h)
- ▷ mobilized earth pressure coefficient (k_p)
- ▷ physical properties of the fill (γ)

The physical properties of the soil placed above the arch, here represented by the symbol g , encompass its self-weight and the internal friction angle. The variation of the physical properties of the fill implies directly the simultaneous and coherent variation of both parameters, as well as indirectly the variation of the earth pressure coefficient and of the fill-barrel friction angle (Smith et al. 2004).

The values adopted for the parametric analysis are provided in Table 2. Besides the reference value, marked in bold, four physically significant values were considered for each of the parameters listed above. Each cell represents an independent numerical analysis, as only one parameter was varied in each run.

Table 2. Values adopted for the parametric analysis (reference values marked in bold).

Parameter		Unit	Parametric variation					
Fill	fill properties (γ)	(°;kN/m ³)	(20;18)	(25;19)	(30;20)	(35;21)	(40;22)	
	fill depth (h)	[m]	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	
	mobilized earth pressure coefficient (k_p)	-	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00	
Arch	compressive strength (f_c)	[MPa]	3	4	5	10	20	
	arch thickness (t)	A		0.35	0.42	0.50	0.58	0.65
		B		0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
		C	[m]	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
		D		0.70	0.85	1.00	1.15	1.30
Piers	width of piers (W)	A		1.75	2.5	3.25	4.00	4.75
		B		1.75	2.5	3.25	4.00	4.75
		C	[m]	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
		D		2.00	3.00	4.00	5.00	6.00
	height of piers (H)	A		7.0	10.0	13.0	16.0	19.0
		B		7.0	10.0	13.0	16.0	19.0
		C	[m]	9.0	12.0	15.0	18.0	21.0
		D		9.0	12.0	15.0	18.0	21.0

3.2 Numerical analysis

The assessment of the condition of masonry arch bridges is a particularly difficult task due to their specificities as use of natural materials, lack of knowledge related to mechanical properties of materials and their large variability, existing damage caused by increasing traffic loads, aging and environmental factors and lack of maintenance.

A very important approach is the use of numerical models able to reproduce the structural response, both at serviceability and ultimate limit states. For that, several methods and computational tools are available. Different types of constitutive models originate a sequence of models, which allow the analysis to include more complex response effects. The most common idealizations of material behaviour are elastic behaviour, plastic behaviour and nonlinear behaviour. For a detailed discussion the reader is referred to Lourenço (2002) and Oliveira et al. (2007).

Among the available computational methods proposed in literature to evaluate the load carrying capacity of masonry arch bridges, the rigid block computational limit analysis method is the most generally applicable (Gilbert and Melbourne 1994, Gilbert 2007). Within the limit analysis method the load distribution is known but the load magnitude that the bridge can carry is unknown, but it can be easily computed. Therefore, limit analysis is a very practical computational tool since it only requires a reduced number of material parameters and it can provide a good insight into the failure pattern and limit load.

In this study the non-commercial computer software Ring 1.5 (Gilbert 2005), designed to compute the ultimate load carrying capacity of masonry arch bridges, was used. This software is based on the rigid block limit analysis method. Within it, single or multi-span bridges are modelled as in-plane structures.

Input data within Ring is composed by the bridge geometry, loading and material properties of the arches and fill, so few data is required. The geometry of the standard bridges has been fully defined based on the geometrical survey and on current values found in similar bridges. Besides the self-weight of the materials (masonry and fill), a live load composed by the standard Portuguese vehicle (RSA 1983) was considered. This standard vehicle is composed by three axles equally spaced by 1.5 m and with a load of 100 kN per axle. With regard to material properties and in the absence of comprehensive in-situ test results, those were considered to assume typical values found in similar surveyed bridges (Oliveira et al. 2007), see Table 3. In particular, a value equal to half of the classical value adopted from Rankine theory for arches was used for the earth pressure coefficient (Smith et al. 2004).

The ultimate load carrying capacity is expressed in terms of a load factor, which is the ratio between the collapse load and the live load due to the standard vehicle. A different load factor is associated to each location of the vehicle, therefore the minimum value of all possible load factors is the only one of interest. Besides the minimum load factor, the Ring software also provides the failure pattern associated to it.

Table 3. Material and mechanical properties adopted for the standard bridges.

Stone masonry	Fill material
self-weight = 25 kN/m ³	self-weight = 20 kN/m ³
friction angle = 30°	fill friction angle = 30°
compressive strength = 5 MPa	fill-barrel friction angle = 20°

3.3 Discussion of results

A first approach to the results is given in Table 4, where the load factors for the four types of bridges are shown. These factors were computed using the reference parameter values. The load factor is higher than 7 in all cases, which seems to indicate that standard bridges are structurally safe.

Table 4. Load factor for the four standard single span bridges considered.

	semi-shallow arch	deep arch
short span	10.6	7.54
medium span	8.26	9.51

The results from the parametric analysis are summarized in Fig. 10, where the load factor is related with arch thickness, compressive strength, fill depth, mobilized earth pressure coefficient and physical properties for the four standard bridges. The curves were normalized with reference to results from reference parameter values. This means that the point with coordinates (1 ; 1) corresponds to the response of a standard bridge with reference data.

The adopted representation highlights the sensibility of bridges to each of the five parameters. It is clear that the increase of any of the parameters causes the increase of the load factor for all the four bridges, but not in the same way. Fig. 10 shows that the variation of the arch thickness is very important to all bridges. While the variation of the mobilized earth pressure coefficient and of the physical properties of the fill affect more the deep bridges, due to the soil stabilization effect, the variation of the fill depth affects more short span bridges. With regard to the compressive strength, its variation effect is only important for very low strength values.

Fig. 10 allows to identify the influence of each parameter on the four bridges, but does not provide information on the most important parameters for each bridge. For that purpose, results were rearranged according to the type of bridge, see Fig. 11. This figure shows beyond any doubt that the arch thickness and the physical properties of the soil are the most influential parameters of the load factor value. However, the physical properties of the soil within the sample probably will not be very different from the reference values adopted here, while the arch thickness may assume important differences with respect to the reference values.

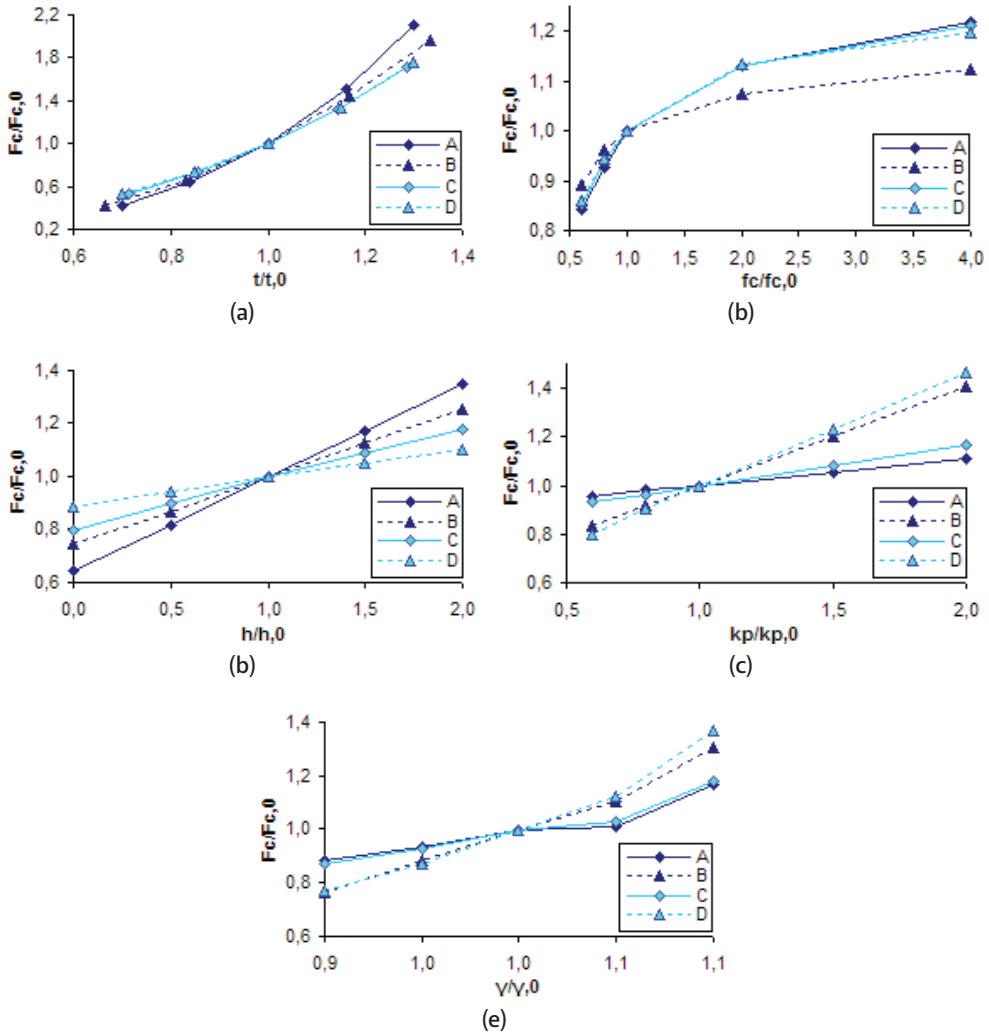


Fig. 10. Adimensional relationship between the load factor and: (a) arch thickness; (b) compressive strength; (c) fill depth; (d) mobilized earth pressure coefficient; (e) physical properties of the fill.

The importance of the other three parameters depends on the bridge type. For deep arches (B and D), the mobilized earth pressure coefficient is the most important due to the available fill depth and its stabilizing effect. For semi-shallow arches the fill depth is more important for short span bridges (A), while all the other three parameters have similar importance for medium span bridges (C). Table 5 summarizes the importance of each parameter on the variation of the load factor.

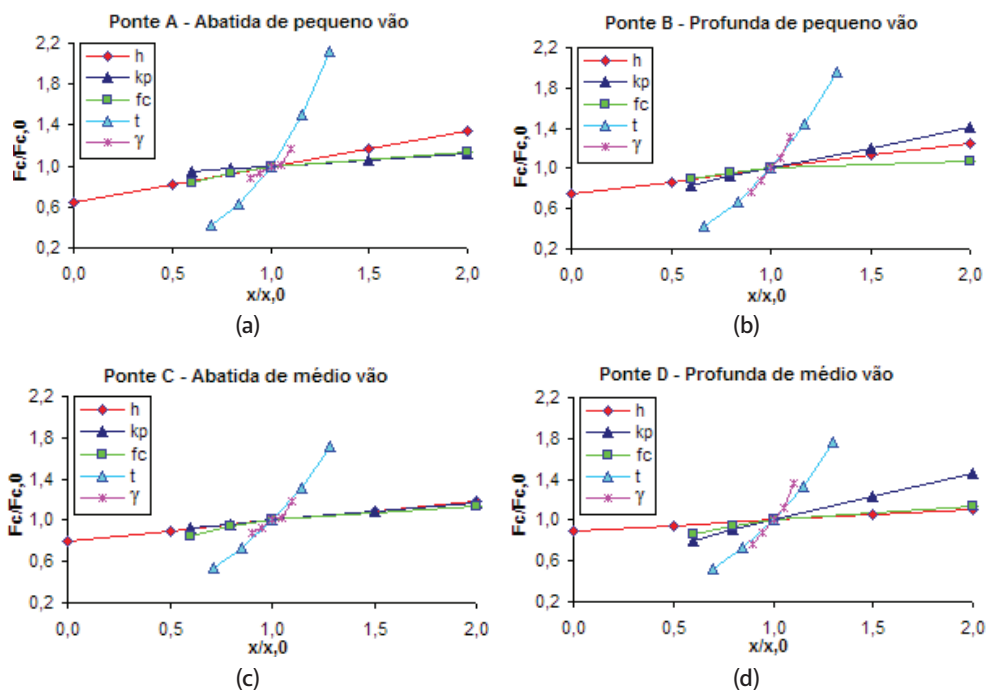


Fig. 11. Adimensional relationship between the load factor and the 5 parameters considered for: (a) semi-shallow short span bridge (type A); (b) deep short span bridge (type B); (c) semi-shallow medium span bridge (type C); (d) deep medium span bridge (type D). The variable x is referred to any of the five parameters.

Table 5. Most relevant parameters affecting the load factor value (ascending sorting)

	semi-shallow	deep
short span	t	γ
	γ	t
	h	k_p

medium span	t	γ
	γ	t
	$f_c + h + k_p$	k_p

4. Ultimate load carrying capacity of multi-span bridges

Multi-span masonry arch bridges are often analysed as a series of separate single spans due to the presence of stocky piers and the use of simpler numerical models. However, the ultimate load of a multi-span bridge modelled as such can be lower than computed by omitting adjacent spans.

4.1 Parametric analysis

Aiming at assessing the load factor of multi-span masonry arch bridges modelled as such, four standard multi-span bridges are also considered. Each of these standard bridges is composed of five equal spans, as defined in section 2.2. Therefore, the arches of these additional four standard bridges have the same characteristics of standard single span ones.

The geometry of piers, based on the geometrical survey, is provided in Table 2. In order to characterize the sensibility of the ultimate load to pier's geometry, four physically significant values were considered for the width and height in addition to the reference value, see Table 2. Within this section, only the geometry of piers was varied.

4.2 Numerical analysis

Multi-span bridges were modelled resorting to Ring 1.5 software, exactly in the same way as single span bridges. The number of blocks in piers was not available in literature, being adopted blocks with a approximate height of 0.60 m, which is a current value found in bridges from Minho region (Oliveira and Lourenço 2004a, Oliveira and Lourenço 2004b). In addition, the influence of the number of blocks on the variation of the load factor, evaluated within a preliminary parametric analysis (Lemos 2009), was found to be reduced.

4.3 Discussion of results

Table 6 illustrates the load factor for the four standard multi-span bridges, computed using the reference parameter values.

Table 6. Load factor for the four standard multi-span bridges considered.

	semi-shallow arch	deep arch
short span	8.11	7.54
medium span	7.33	9.51

By comparing Table 4 with Table 6, it is possible to identify a visible decrease of load factors associated to semi-shallow arches, namely 23% for short span and 11% for medium span bridges. However, for standard multi-span bridges composed of deep arches, the modelling as a series of separate single spans provides the same ultimate load. For all standard bridges, the load factor is still higher than 7, indicating that bridges adopted are structurally safe.

The results from the parametric analysis are presented in Fig. 12, where the load factor is related with piers' wide and height for the standard bridges. The curves were normalized with reference to results obtained from reference parameter values.

The increase of piers' wide causes the increase of the load factor up to a given threshold, delimited by the activation of local collapse mechanisms characterized by the failure of single arches. Once arches are equal in a same standard multi-span bridge, the load factor cannot increase any longer. Semi-shallow bridges are more sensitive to the variation of piers' wide.

The variation of piers' height originates a change of the load factor only from a given threshold value, as happened with the width of piers. From the threshold value onwards, the increase of height causes a decrease of the load factor. The common conclusion is that a variation (decrease) of the load factor takes place when moving from a local failure mechanism to a global one, being the latter characterized by the failure of two adjacent spans.

The reference values adopted for the width and height of piers of bridges characterized by semi-shallow arches (A and C) are associated to global failure mechanisms, while for bridges characterized by deep arches (B and D) local failure mechanisms were found. These results show that the computation of the load factor in standard multi-span masonry arch bridges using a single span is adequate only if local failure mode is present.

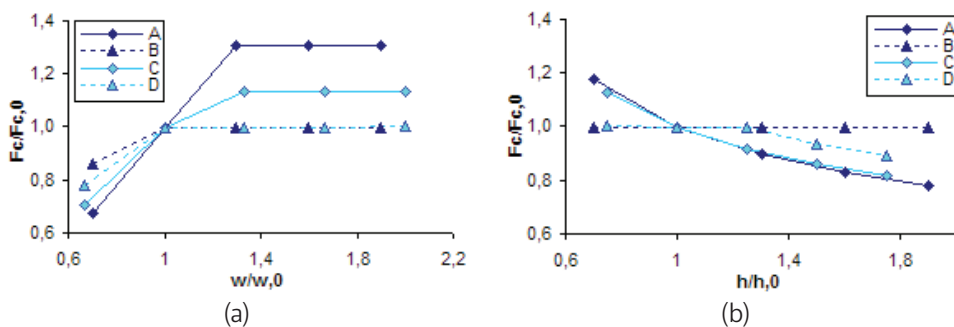


Fig. 12. Adimensional relationship between the load factor and: (a) width of piers; (b) height of piers.

5. Concluding remarks

The results of a geometrical survey concerning 59 bridges located in the adjacent geographical areas of Northern Portugal and Galicia, are presented and discussed.

The sample is dominated by arches up to 10 m span, typically with a relative depth higher than 0.25. It was found that the width of piers is not linearly proportional to the span of arches. A constant relation exists for large spans, but it needs to be further increased for medium and short spans.

The geometrical ratios of Portuguese and Spanish bridges analyzed are quite similar, thus indicating that most probably the geographical vicinity promoted the use of same construction techniques and practical rules.

The analysis of the available bibliography allowed to define eight standard bridges, geometrically representative of the sample, for both single and multi-span bridges. Additionally, the most important parameters that control the ultimate load capacity were identified and a comprehensive parametric analysis was carried out.

The numerical results show that the arch thickness and the physical properties of the soil are the most influential parameters of the load factor for single span bridges. However, the estimation of the arch thickness is sometimes problematic because the external (visible) arch thickness may differ from the internal (effective) value. Besides visual inspection and geometrical survey, further tests, as the use of non-destructive techniques, need to be considered in order to provide an adequate characterization of arches' thickness.

As for multi-span bridges, the results show that the computation of the load factor using a single span is adequate if a local failure mode is present, meaning that no adjacent spans are involved in failure. Furthermore, no changes of the load factor take place.

For both single and multi-span standard bridges (8 bridges), the load factor is always higher than 7, so standard bridges seem to be structurally safe. However, due to lack of maintenance, many bridges show damage, which might reduce its ultimate load carrying capacity. A way to incorporate such features in the numerical analysis is considering suitable reductions of key parameters, as the arch thickness of the compressive strength. Nevertheless, correlating the existing damage level with the decrease of properties is a hard task that requires further research, namely a comprehensive in-situ damage survey.

Finally, this work has provided a good insight on the safety of existing masonry arch bridges located in the Northwest of Iberian Peninsula.

References

- [1] **Arias, P., Armesto, J., Di-Capua, D., Gonzalez-Drigo, R., Lorenzo, H., Perez-Gracia, V.:** Digital photogrammetry, GPR and computational analysis of structural damages in a mediaeval bridge. *Engineering Failure Analysis*. 1444–1457, 2007.
- [2] **Brencich, A., Morbiducci, R.:** Masonry arches: historical rules and modern mechanics. *International Journal of Architectural Heritage*. 1(2), 165-189, 2007.
- [3] **Carita, H.:** *Bridges in Portugal* (in Portuguese), Secil, 1998.
- [4] **Fernandes, F.M.:** *Evaluation of two novel NDT techniques: micro-drilling of clay bricks and ground penetrating radar in masonry*, PhD dissertation, University of Minho, Guimarães, Portugal, 2006 (available at www.civil.uminho.pt/masonry).

- [5] **Fuentes, M.D.:** An endeavour to identify Roman bridges built in former Hispania, *First International Congress on Construction History*, Madrid, Spain, 775-786, 2003.
- [6] **Fuentes, M.D.:** *The construction of Roman bridges in Hispania* (in Spanish), Xunta de Galicia, 2005.
- [7] **Gilbert, M., Melbourne, C.:** Rigid-block analysis of masonry structures, *The Structural Engineer*, 72, 356-361, 1994.
- [8] **Gilbert, M.:** *RING: Theory and modelling guide*, Computational limit analysis and design unit, University of Sheffield, UK, 2005.
- [9] **Gilbert, M.:** Limit analysis applied to masonry arch bridges: state-of-the-art and recent developments, *5th International Conference on Arch Bridges*, Madeira, Portugal, 13-28, 2007.
- [10] **IGESPAR, www.monumentos.pt** (accessed in November 2008).
- [11] **Lemos, C.:** *Masonry arch bridges: geometrical issues and load capacity* (in Portuguese), MSc thesis, University of Minho, Guimarães, Portugal, 2009.
- [12] **Lourenço, P.B.:** Computations on historic masonry structures, *Structure Engineering Material*, 4, 301-319, 2002.
- [13] **Luís G.; Santos, S.:** *Ancient bridges over Ave and Vizela rivers* (in Portuguese), Internal report, University of Minho, Guimarães, Portugal, 1999.
- [14] **Nunes, A.J.:** *Ancient bridges from Bragança municipality* (in Portuguese), Mirandela, Portugal, 1997.
- [15] **Oliveira, D.V., Lourenço, P.B.:** *Structural stability and strengthening design of the Donim bridge. Part II: Strengthening design* (in Portuguese), internal report, University of Minho, Guimarães, Portugal, 2004a.
- [16] **Oliveira, D.V., Lourenço, P.B.:** *Strengthening design of Negrelos Bridge* (in Portuguese), internal report, University of Minho, Guimarães, Portugal, 2004b.
- [17] **Oliveira, D.V., Maruccio, C., Lourenço, P.B.:** Numerical modelling of a load test on a masonry arch bridge. *5th International Conference on Arch Bridges, Madeira, Portugal, 577-584, 2007.*
- [18] **Orbán, Z., Gutermann, M.:** Assessment of masonry arch railway bridges using non-destructive in-situ testing methods, *Engineering Structures*, doi:10.1016/j.engstruct.2009.04.008, 2009.
- [19] **Proske, D., van Gelder, P.:** *Safety of historical stone arch bridges*, Springer 2009.
- [20] **Rodrigues, N.:** *Rehabilitation of historical masonry bridges* (in Portuguese), MSc thesis, IST, Lisbon, Portugal, 2008.
- [21] **RSA:** *Safety and load code for buildings and bridge structures* (in Portuguese), Decreto-Lei N.º 235/83, Imprensa Nacional, Casa da Moeda, Lisboa, Portugal, 1983.
- [22] **Smith, C.; Gilbert, M.; Callaway, P.:** Geotechnical issues in the analysis of masonry arch bridges. *Arch Bridges IV: Advances in Assessment, Structural Design and Construction, Barcelona, Spain, 343-352, 2004.*

Intervención en la rehabilitación de la Antigua Cárcel Modelo de Valencia

Gonzalo Martínez Sánchez

ALGESCON LEVANTE, S.L.P.

Director de Ejecución y Coordinador de Seguridad y Salud de la obra “Complejo Administrativo 9 de Octubre”, Valencia

Resumen. Compleja y apasionante intervención sobre la antigua “Cárcel Modelo” de Valencia, cuyo objetivo es la transformación de un centro penitenciario en un complejo para albergar servicios de la Generalitat Valenciana. Del confinamiento de los individuos al uso libre de los ciudadanos y centro de trabajo de multitud de funcionarios. Un reto en su totalidad, conjugando la rehabilitación con la nueva edificación, estando a su vez supeditadas éstas entre sí por el orden constructivo y su proceso.

1. Datos históricos

La parcela en la que se ubica la antigua “Cárcel Modelo” de Valencia está situada en el barrio de Nou Moles de la ciudad de Valencia con una superficie de 30.656m² y delimitada por las calles Castán Tobeñas, Luis Lamarca, Nueve de Octubre y Rincón de Ademuz.



El proyecto de la “Cárcel Modelo” data de 1.877, siendo autor del mismo el Arquitecto Joaquín María Belda Ibañez.

Los trabajos de construcción del conjunto penitenciario dieron comienzo en 1.889, siendo inaugurado el 5 de junio de 1.903.

El uso penitenciario de la “Cárcel Modelo” estuvo vigente hasta finales de los años 90.

En 1.991, la edificación queda catalogada como edificio protegido en el Plan General de Ordenación Urbana de Valencia y forma parte del inventario del Patrimonio Arquitectónico de Interés Histórico Artístico “Ministerio de Cultura” desde 1.979.



AMP Associats S.L.P., equipo de Arquitectos autores del proyecto “Complejo Administrativo 9 de Octubre”, en el que se recoge entre otras grandes actuaciones la rehabilitación de los antiguos edificios de la Cárcel Modelo. En la introducción histórica de la memoria del proyecto, describe el conjunto penitenciario de la forma siguiente:

“Con una morfología elocuente, se ubica originalmente el centro penitenciario a una prudencial distancia del núcleo urbano, entonces limitado al recinto amurallado (en 1.865 tiene lugar el derribo de las murallas) y en fase de proyecto de crecimiento de la ciudad burguesa con los sucesivos proyectos de Ensanche. Se trataba de un despoblado próximo a la ciudad de Valencia llamado Soternes, entonces pedanía de la capital hoy unido a ella.

La reforma penitenciaria en España comenzará con la creación de centros modelos. El Programa para la construcción de cárceles de 1.860 ofrecía las pautas para el diseño de modelos constructivos. La cárcel Modelo de Madrid, diseñada por Tomás Aranguren será el verdadero punto de arranque: edificio radial con cuerpos trapezoidales que facilitan, en base a retranqueo continuo la vigilancia desde el punto central. El programa para la construcción de cárceles de partido de 1.877 trata de homogeneizar el dispar panorama penitenciario del país difundiendo como pauta la cárcel diseñada por Aranguren.

La Modelo de Barcelona, de los arquitectos Salvador Viñals y Domenech Estapá, presenta los detalles de la iluminación cenital y frontal de las galerías con luz natural; la parte central de la estructura radial, punto de vigilancia y capilla a la vez, se cuida con los materiales más avanzados de la época como el hierro, materializando el valor simbólico del enclave.

La cárcel modelo de Valencia plasma los criterios señalados.”

2. Proyecto de ejecución Complejo Administrativo 9 de Octubre

En abril de 2008 dieron comienzo las obras de ejecución del Complejo Administrativo 9 de Octubre, según el proyecto redactado por AMP Associats, S.L.P., representada por los Arquitectos Juan Añón Gómez, Rafael Martínez Sánchez, Gemma Martí Sanjuan, Ramón Calvo Soto y José Ramón Illanes. El promotor de las obras es la Generalitat Valenciana.



El proyecto del Complejo Administrativo 9 de Octubre contempla entre otras intervenciones la rehabilitación y puesta en uso de los edificios que componían la antigua "Cárcel Modelo" de Valencia, integrándolas dentro del complejo administrativo.

Para la comprensión de la magnitud del proyecto y su razonamiento arquitectónico, se describe someramente su alcance y contenido.

La solución arquitectónica propuesta en el proyecto de ejecución parte de conjugar las necesidades del amplio programa funcional establecido por el promotor caracterizado fundamentalmente por el uso administrativo con la implantación del mismo entre la edificación existente y edificación de nueva planta, haciendo hincapié en los siguientes aspectos:

- ❶ Control del impacto de la volumetría de nueva planta.
- ❷ Adecuación de los espacios protegidos en la edificación existente al nuevo uso que se incorpora.
- ❸ Articulación de la nueva edificación con la preexistente y con el entorno urbano en que se ubica.
- ❹ La optimización de los recorridos entre los diferentes espacios necesariamente relacionados.

Todo ello dentro de un lenguaje arquitectónico racional con soluciones constructivas de vanguardia y el empleo de materiales y sistemas constructivos respetuosos con el medio ambiente.

Esta propuesta persigue varios objetivos:

- ❶ Una reducción del impacto visual de la edificación de nueva planta.
- ❷ Respetar el carácter unitario que posee la edificación existente por su rotunda morfología.

- Respetar el carácter unitario que posee la edificación de nueva planta desde el diálogo con la edificación existente y el entorno urbano inmediato.

El Complejo Administrativo 9 de Octubre consta de 3 niveles bajo rasante y hasta 16 niveles sobre rasante. Corresponden los 16 niveles a la edificación nueva EN1, estando definidas con 9 niveles los edificios EN2, EN3 y EN4. Manteniéndose e incorporándose al completo los edificios del complejo carcelario EP1, EP2 y EP3.

Como datos básicos del proyecto, se reflejan las superficies construidas y el presupuesto de ejecución material en el resumen siguiente:

- Rehabilitación. Edificios EP1, EP2 y EP3		25.127,70 m ²
- Edificación Nueva		84.577,60 m ²
Edificios EN1, EN2, EN3 y EN4	48.164,10 m ²	
Galería de servicios	2.760,70 m ²	
Garaje	33.652,80 m ²	
Superficie total de la intervención		109.705,30 m ²
- Presupuesto Ejecución Material del proyecto		76.082.966,86 €

3. Equipos técnicos de obra

Para la ejecución del Complejo Administrativo 9 de Octubre, la obra ha sido dotada con el siguiente equipo técnico:

Dirección de obra.- AMP ASSOCIATS, S.L.P., Arquitectos



- ▷ Juan Añón Gómez
- ▷ Gemma Martí Sanjuan
- ▷ Equipo de Arquitectos e Ingenieros de AMP ASSOCIATS, S.L.P.
- ▷ Vicente Puig Cruz, Arquitecto

Dirección de ejecución de obra.- ALGESCON LEVANTE, S.L.P., Arquitectos Técnicos



- ▷ Gonzalo Martínez Sánchez
- ▷ Equipo de Arquitectos Técnicos de ALGESCON LEVANTE, S.L.P.
 - ▶ Flor de Liz Ramos Gomariz
 - ▶ Rita Dosil Moratilla

Coordinación de Seguridad y Salud.- ALGESCON LEVANTE, S.L.P., Arquitectos Técnicos.



- ▷ Gonzalo Martínez Sánchez
- ▷ Equipo de Arquitectos Técnicos de ALGESCON LEVANTE, S.L.P.
 - ▶ Flor de Liz Ramos Gomariz
 - ▶ Rita Dosil Moratilla

En todas las facetas de dirección de obra colaboran Arquitectos, Ingenieros y Arquitecto Técnico de la Generalitat Valenciana.

Empresa Constructora.- U.T.E. COMPLEJO ADMINISTRATIVO 9 DE OCTUBRE (DRAGADOS, ROVER ALCISA, CONSTRUCCIONES LUJAN)



- ▷ Gerente.- José Manuel Estebarán Martí
- ▷ Jefe de obra.- Juan José de Pedro Llorca
- ▷ Jefe de Oficina Técnica.- Pedro José Cabello López
- ▷ Jefe de Ingeniería.- Francisco González
- ▷ Jefe de Prevención.- Benjamín Miguel Blanes
- ▷ Equipo de Ingenieros y Arquitectos Técnicos de la UTE

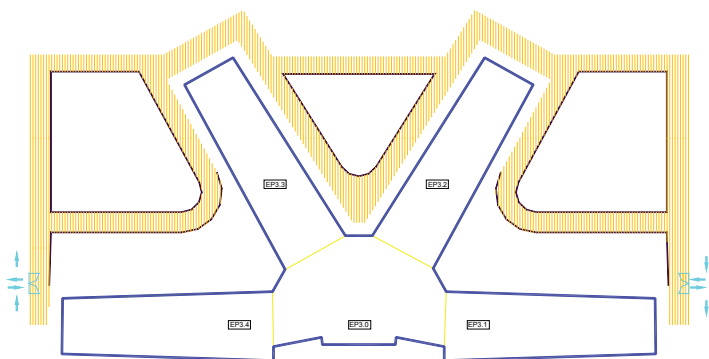
4. Proceso constructivo rehabilitación Edificios Previos (Proyecto de ejecución)

El proceso constructivo para la rehabilitación de los edificios que componían la antigua "Cárcel Modelo" de Valencia fue redactado por ALGESCON LEVANTE, S.L.P. e incorporada al proyecto de ejecución.

El proceso coordina e interrelaciona la intervención de rehabilitación a realizar con los procedimientos de trabajo seguro incorporados al Estudio de Seguridad y Salud, así como con el plan de obra previsto en el proyecto de ejecución.

Dado que la tipología de intervención es muy similar en los tres edificios previos, describimos seguidamente el correspondiente al edificio EP3 que es el que albergaba las celdas del centro penitenciario, siendo constructivamente el más representativo.

EP3. Sin duda, este edificio resulta el más singular con respecto a su rehabilitación de los que conforman el complejo existente. Para su tratamiento se ha subdividido en cinco edificios. Cuatro conforman los brazos y se denominan EP3.1, EP3.2, EP3.3 y EP3.4, siendo a su vez los que requieren una mayor atención y perfeccionamiento en sus procedimientos constructivos.



El núcleo central, denominado EP3.0, recoge y unifica los brazos, rematando en una cúpula en su centro.

Con respecto a su ejecución, es prácticamente simultánea, con los decalajes propios de comienzo de los trabajos en los brazos para poder acceder al núcleo central.

Se detallan y pormenorizan los procedimientos constructivos para la ejecución de los brazos con el fin de sintetizar la amplitud de los mismos.

EP3.1, EP3.2, EP3.3 y EP3.4. Estos subedificios albergaban las antiguas celdas de la cárcel, siendo su construcción acorde con ese uso. La modificación del uso de las celdas, reconvirtiendo la zona en la que se ubican en un espacio diáfano determina la forma de actuación. La configuración del brazo, con dos naves laterales de tres alturas y una central a una sola altura implican el proceso constructivo para acometer por tramos la rehabilitación del edificio.

Se descompone el edificio en cinco tramos en cada una de las naves laterales y tres zonas denominadas A, B y C que determinan el orden alternado para su ejecución.

Con lo anteriormente expuesto, se actúa en las zonas denominadas A, dos en una nave lateral y tres en la otra. Una vez concluida la intervención en estas zonas y con la estructura realizada, se iniciará la actuación en las zonas denominadas B, tres en una nave lateral y dos en la otra.

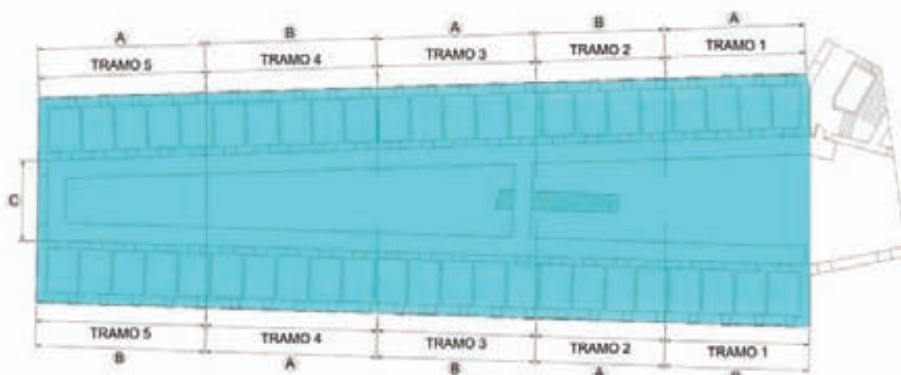
Este tipo de intervención permite asegurar la estabilidad de los muros portantes durante la ejecución de los trabajos en las zonas mencionadas, así como el suministro y retirada de materiales desde las grúas exteriores.

La intervención en cada tramo será completa a nivel estructural y no se comenzarán los trabajos en uno de ellos hasta que sus contiguos hayan quedado completados.

ZONIFICACION DE TRABAJOS.

Intervenciones Generales.

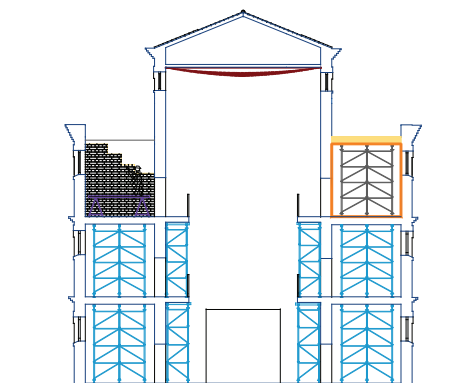
Detalles Trabajos a realizar: 1 2 13 14 15 16 17 18



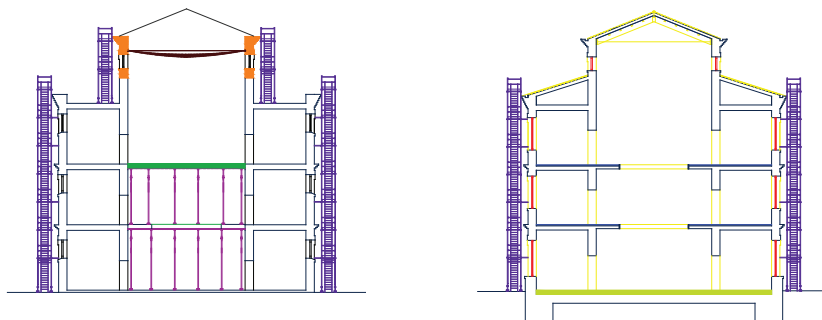
En el momento que las naves laterales se encuentran terminadas a nivel estructural procederemos a iniciar los trabajos en la nave central.

El orden de ejecución de los trabajos es el siguiente:

1. Toma de datos, ejecución de catas, toma de muestras y ensayos.
2. Apertura de hueco en el muro piñón del testero a nivel de planta baja para posibilitar el acceso al interior.- Situación de andamios para la colocación de la red horizontal de protección bajo el falso techo de la nave central.
3. Demolición manual de las bóvedas tabicadas de las celdas.- Montaje andamio de fachada para el desmontaje de la teja de las cubiertas de las naves laterales.
4. Desmontaje y recuperación teja naves laterales.- Desmontaje estructura soporte teja.- Apuntalamiento forjados existentes mediante cimbrado.- Apuntalamiento pasarelas interior nave central.
5. Retirada andamio fachada naves laterales.- Corte y desmontaje del forjado 3, dejando una vigueta por celda como arriostramiento de los muros.- Retirada apuntalamiento forjado 3.- Corte y desmontaje de las paredes de las celdas sobre forjado 2, utilizando sierra de hilo o radiales deslizantes, formando bloques para su retirada con útil desde las grúas exteriores.



6. Corte y desmontaje del forjado 2, dejando una vigueta por celda como arriostramiento de los muros.- Retirada apuntalamiento forjado 2.- Corte y desmontaje de las paredes de las celdas sobre forjado 1, utilizando sierra de hilo o radiales deslizantes, formando bloques para su retirada con útil desde las grúas exteriores.
7. Corte y desmontaje del forjado 1, dejando una vigueta por celda como arriostramiento de los muros.- Retirada apuntalamiento forjado 1.- Corte y desmontaje de las paredes de las celdas de planta baja, utilizando sierra de hilo o radiales deslizantes, formando bloques para su retirada con útil desde las grúas exteriores.
8. Ejecución del forjado de planta baja sin el voladizo de la pasarela.
9. Ejecución del forjado de planta primera sin el voladizo de la pasarela.
10. Ejecución del forjado de planta segunda.
11. Montaje andamio fachada nave central sobre el nuevo forjado 3 de la nave lateral.- Desmontaje y recuperación de teja de la cubierta de la nave central.- Montaje andamio deslizante adaptable en nave central.- Desmontaje del falso techo de cañizo de la nave central.
12. Desmontaje estructura cubierta nave central, dejando dos cerchas por tramo como arriostramiento de los muros.
13. Ejecución apoyos estructura nave central.- rehabilitación fachadas exteriores nave central.- Montaje andamios para la rehabilitación de las fachadas de las naves laterales.- Ejecución forjados planta primera de la nave central.
14. Ejecución apoyos estructura nave central.- Rehabilitación fachadas exteriores nave central.- Montaje andamios para la rehabilitación de las fachada de las naves laterales.- Ejecución forjados planta segunda de la nave central.



15. Ejecución estructura cubierta nave central.- Ejecución cubierta de teja nave central.-Rasgado huecos fachadas exteriores de naves laterales en plantas segunda, primera y baja.- Rehabilitación fachadas exteriores naves laterales.
16. Ejecución estructura cubierta naves laterales.- Ejecución cubierta de tejas naves laterales.- Ampliación huecos muro nave central en plantas segunda, primera y baja.- Rehabilitación fachadas exteriores naves laterales.
17. Rehabilitación fachadas exteriores naves laterales.- Demolición soleras existentes.- Ejecución infraestructuras enterradas.- Ejecución nueva solera.
18. Terminación de la rehabilitación de las fachadas exteriores de las naves laterales.- Ejecución en el lógico orden constructivo de las compartimentaciones, instalaciones, revestimientos, carpinterías y acabado.

5. Datos, ensayos, caracterización de elementos constructivos y procesos

El proyecto de ejecución contempla y ha sido realizado, un amplio programa de toma de datos de todos los elementos que componen los edificios existentes, catas, ensayos de los materiales, caracterización de los elementos portantes, pruebas de carga, modelizaciones, etc. Encaminados a obtener datos reales que poder contrastar con los previstos en el proyecto y con el fin de optimizar las soluciones constructivas proyectadas.

☛ Cimentación.

La cimentación de los muros portantes de los edificios son zapatas corridas superficiales de sección rectangular y dimensiones que oscilan entre 1,20 – 1,50 metros de anchura y 1,40 – 1,60 metros de profundidad, realizadas con hormigón ciclópeo, usando la cal como aglomerante.



Se han realizado multitud de catas para establecer las dimensiones reales y cotas de asiento de la cimentación, así como extracción de testigos con el fin de determinar la resistencia a compresión del material.

- LOCALIZACIÓN: CATA CIMENTACIÓN TCEP 1-1
- LONGITUD TOTAL: 151 cm
- COTA EXTRACCIÓN MUESTRA: 38 cm



- TIPO MATERIAL ENSAYO: 2 probetas de argamasa.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN M1: 11.5 N/mm²

RESISTENCIA A COMPRESIÓN M2: 14.2 N/mm²

➤ Muros portantes.

Los muros portantes que configuran la estructura de los edificios se conservan en su totalidad y siguen cumpliendo la misión de soportar las cargas que les transmiten los forjados.

La intervención sobre éstos, además de la limpieza, rehabilitación y consolidación, es el rasgado de los huecos de ventana en fachadas para adecuar la iluminación del uso carcelario al de oficinas.

Se actúa también sobre los muros interiores ampliando ligeramente los huecos de puertas por el mismo motivo de adecuación de uso indicado anteriormente.

Los muros de la fachada son de tipo romano con hoja exterior de mampostería de piedra concertada y llagas de mortero resaltado, hoja interior de la misma mampostería o fábrica de ladrillo macizo según casos y relleno ciclópeo interior de mortero y mampuestos de piedra. Conforman paños recercados por verdugadas y pilastras de ladrillo macizo. Los espesores varían entre 60 y 80 cm.



Los muros interiores también son de tipo romano, pero la composición de las hojas son fábrica de ladrillo macizo de 1 pie y $\frac{1}{2}$ pie, con relleno interior de ladrillo macizo tomado con mortero, manteniéndose las verdugadas horizontales de ladrillo para el apoyo de los forjados. El espesor mayoritario es de dos pies, que dado que el ladrillo es de formato catalán de 28 x 14, equivale a unos 60 cm.



Resulta destacable la perfecta ejecución constructiva de todos los muros de los edificios a rehabilitar. Las únicas afecciones que presentan son las agresiones a que se han visto sometidos durante su historia, por desafortunadas intervenciones sobre ellos para adecuar usos y operatividad de la actividad carcelaria.

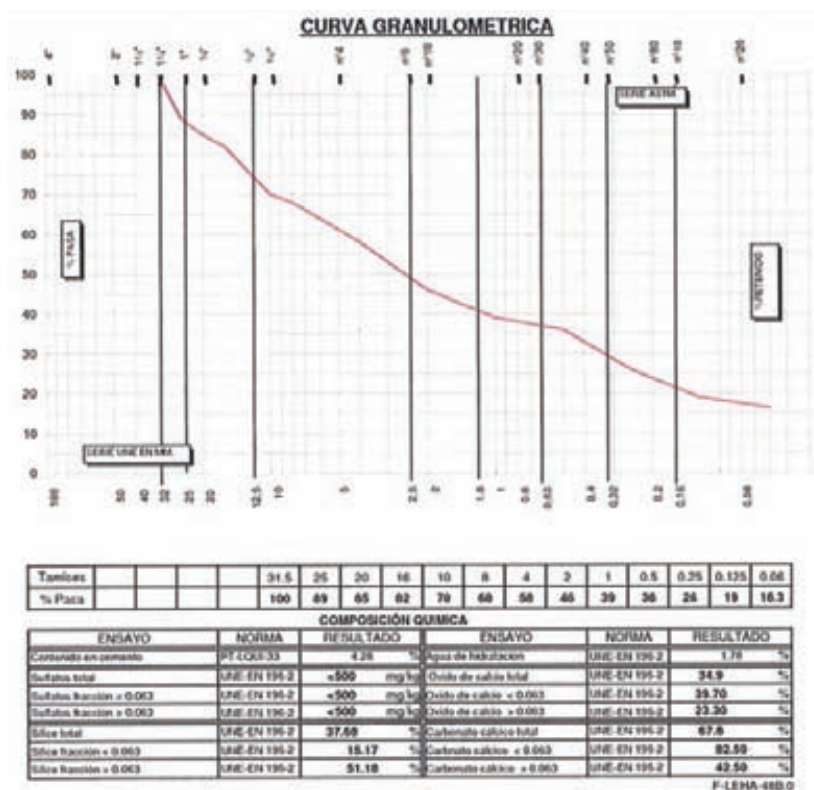
Como dato de la calidad constructiva, la siguiente fotografía muestra la ejecución y composición del muro de cerramiento del recinto carcelario junto a una de las garitas de vigilancia. Este muro que delimitaba la reclusión con la libertad ha sido demolido en su totalidad.



No obstante, y a modo de hito se dejan para la posteridad dos vestigios de los muros de cerramiento del recinto. Una garita de vigilancia y un tramo de contramuro perimetral.



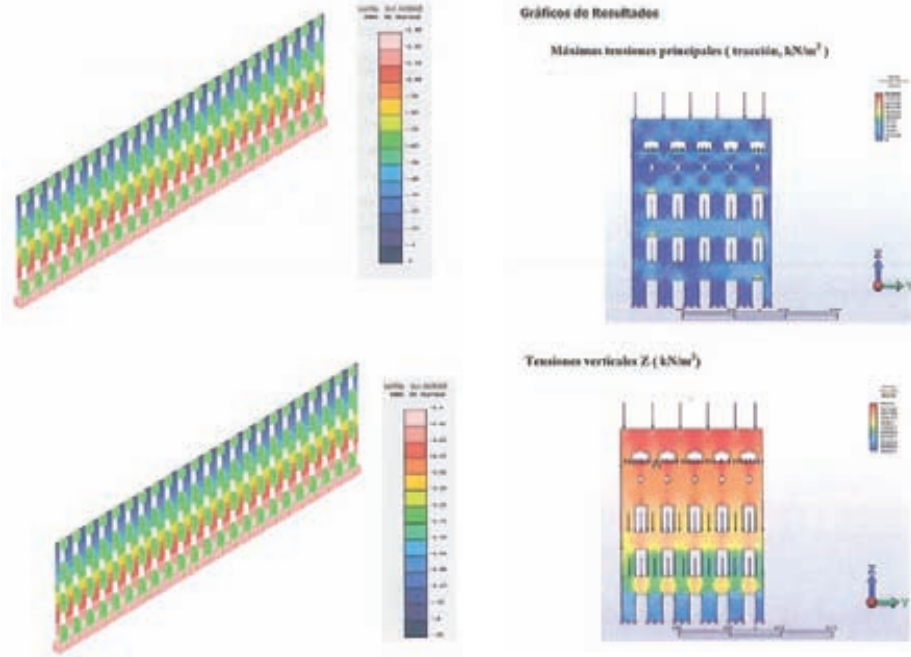
Para poder caracterizar pormenorizadamente los muros portantes se ha realizado una amplia campaña de ensayos, abarcando la realización de gatos planos dobles, composición de morteros, ladrillo, piedra, etc...



El análisis de la composición de los morteros ha permitido determinar las dosificaciones que se están empleando para la realización de la reconstrucción de los huecos de las fachadas tras el rasgado de los mismos. Habiendo alcanzado la meta de realizar la rehabilitación y reconstrucción de los muros, utilizando el mismo ladrillo macizo y piedra (se han recuperado estos materiales en las demoliciones realizadas), así como el mortero de agarre, con el que se ha conseguido hasta la uniformidad de color. En todo momento se han respetado las técnicas de albañilería empleadas antaño para la ejecución de la rehabilitación.

MATERIAL	Peso Kg / m ³	Volumen aparente Componentes L / m ³	Dosificación Volumen por partes V / m ³
Arena de río. Mezcla heterogénea de árido calizo y silicio	1770	1310	17
Cemento	85	77	1
Cal	140	175	2.3
Yeso	0	-	-
Totales	1995	1562	-

Además se han modelizado los muros para analizar su comportamiento ante las nuevas cargas que le transmiten los forjados, así como rasgado y ampliación de huecos en puertas y ventanas.



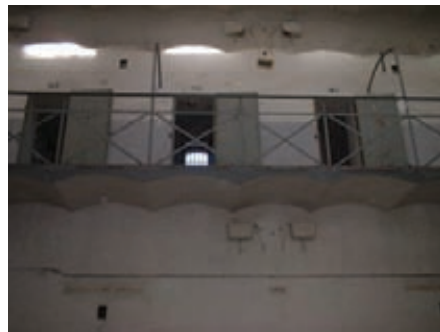
➤ Forjados.

Los forjados de todos los edificios del centro penitenciario están realizados con viguetas metálicas de perfil doble T, evidentemente no de tipo IPN dado su fecha de fabricación, apoyadas en los muros portantes, coincidiendo siempre el alojamiento de éstas en las verdugadas horizontales de ladrillo macizo y revoltón realizado con rasillón macizo. El relleno de senos, como es habitual en este tipo de forjado es material muy heterogéneo de cascote y restos, con la única misión de regularizar la cara superior del forjado para recibir el pavimento.



Las viguetas metálicas doble T son perfiles de 160 mm de canto en su mayoría, si bien hay zonas que por la luz entre apoyos alcanzan los 180, 200 y 220mm.

Se procedió a la caracterización del acero de las viguetas con el fin de determinar su límite elástico y aptitud al soldeo.



Ante los datos obtenidos se procedió a realizar un estudio específico encaminado a rehabilitar los forjados existentes sin necesidad de proceder a su demolición.

ENSAYO DE DUREZA BRINELL
UNE 7-422-85 / UNE 7-423-88

- **PROBETA:**
 - Nº: CF1EP1-29
 - ESTADO SUPERFICIAL: LIMPIEZA MECÁNICA MEDIANTE CEPILLO ACERO
 - ESPESOR PROBETA: 5.06 mm
- **MAQUINA DE ENSAYO:** DURÓMETRO CENTAUR Nº 00112016
 - CARGA DE ENSAYO F (KN) = 29.42
 - PENETRADOR: BOLA DIÁMETRO 10mm
 - DISPOSITIVO DE MEDIDA: FISURÓMETRO
 - TEMPERATURA DE ENSAYO: AMBIENTE
- **RESULTADOS:**

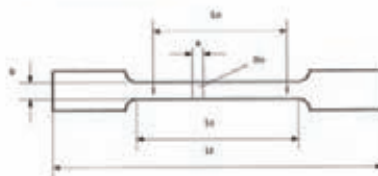
VALOR MEDIO HBS: 126 HBS 10 / 3000

ENSAYO ACREDITADO DE TRACCION
EN 10.002-1 / UNE 7.474-92

PROBETA:

- ORIENTACION: LONGITUDINAL
- DIRECCION EJE RESPECTO PRODUCTO: ALMA
- NATURALEZA MATERIAL: MECANIZADA PLANA
- TIPO DE PROBETA:

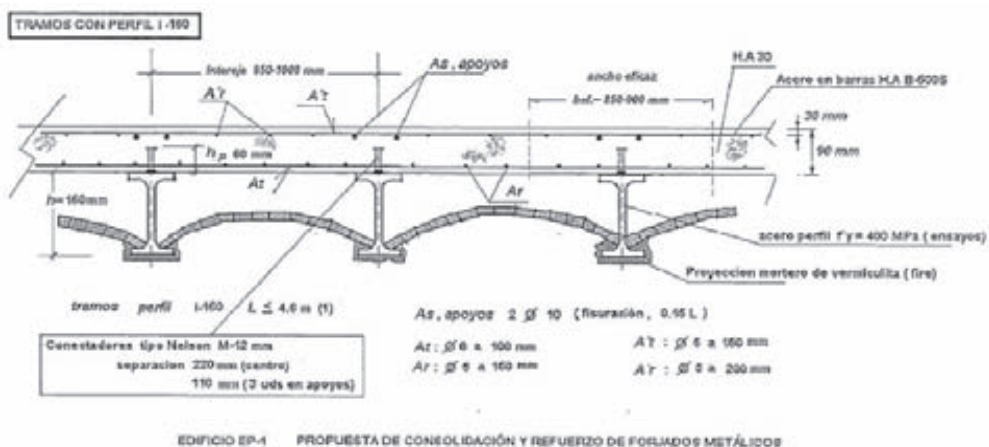
Espesor (a)	5.06mm
Anchura (b)	19.9mm
Longitud inicial entre puntos (L ₀)	56.7mm
Longitud parte calibrada (L _c)	89.5mm
Longitud total probeta (L _t)	299mm
Sección inicial parte calibrada (S ₀)	100.7mm ²



METODO DE ENSAYO Y CARACTERISTICAS MEDIDAS

- | | |
|---|---|
| - Máquina de ensayo: | Presna aceros 60 Tn CODEIN, S.L. Clase 0.5. |
| - Temperatura | Extensómetro HBM modelo DD1 Clase 0,1. |
| - Longitud final entre puntos (L _f): | 77.12 mm |
| - Área mínima sección después rotura (S _u): | 53.53 mm ² |
| - Coeficiente de estiración (ε) = (S ₀ -S _u /S ₀) x 100 | 46.8 % |
| - Alargamiento porcentual A = (L _f -L ₀ /L ₀) x 100 | 36.0 % |
| - Carga máxima (F _m): | 46210 N |
| - Resistencia a la tracción (R _m): | 458.9 MPa |
| - Límite elástico convencional (R _p 0.2): | 289.4 MPa |
| - Velocidad de puesta en carga: | 9.79 MPa.s ⁻¹ |

Como resultado de este estudio se planteó la propuesta de rehabilitar el forjado conservando las viguetas metálicas y conectándolas mediante conectores tipo Nelson con sujeción mecánica en el ala superior de la vigaeta, (puesto que los condicionantes de soldeo del acero de las viguetas desaconsejaban esta técnica) a una losa de hormigón armado HA30 de 9cm de espesor, anclada también mediante anclajes a los muros en sus apoyos. Con esta propuesta, se alcanzaban dos objetivos, conservar la perfiles metálica y los revoltones del forjado existente, asegurando la capacidad portante del forjado ante las nuevas solicitaciones.



(1) a cara de muros

No sólo se confeccionó la propuesta desde un punto de vista teórico. También se construyó un modelo in situ a escala real siguiendo el proceso constructivo desarrollado, procediendo a la comprobación de su comportamiento estructural realizando una prueba de carga.

La secuencia de todo el proceso queda resumida en las siguientes imágenes.



RESULTADOS DE ENSAYOS							
ENSAYO DE TRACCIÓN DE ANCLAJER							
MEN V90-0K2							
EQUIPO UTILIZADO:							
Modelo Galil: ENERPAL ZEP-E				Modelo Mármora: PARKER			
Nº	Situación Ensayo	Ø Anclaje (mm)	Producto Refresco	Carga máxima (Tn)	Rotura		Observaciones
					Zona	Alargamiento (mm)	
1	EPE 1 MURO FABRICA INTERIOR	16	SIKADUR	4,66	3	-	COTA 0,20m
2	EPE 1 MURO FABRICA EXTERIOR	16	SIKADUR	9,62	3	-	COTA 0,20m
3	EPE 1 MURO FABRICA INTERIOR	20	SIKADUR	14,58	3	-	COTA 0,20m
4	EPE 1 MURO FABRICA EXTERIOR	20	SIKADUR	15,84	3	-	COTA 0,20m
5	EPE 1 MURO FABRICA EXTERIOR	25	SIKADUR	12,69	3	-	COTA 0,20m
6	EPE 1 MURO FABRICA INTERIOR	25	SIKADUR	27,45	3	-	COTA 0,20m
7	MURO MAMPOSTERIA	16	SIKADUR	6,68	3	-	COTA 0,20m
8	MURO MAMPOSTERIA COCINA	20	SIKADUR	8,27	3	-	COTA 0,20m
9	MURO MAMPOSTERIA COCINA	16	SIKADUR	8,93	3	-	COTA 0,20m
10	MURO MAMPOSTERIA COCINA	25	SIKADUR	5,78	3	-	COTA 0,20m
11	MURO MAMPOSTERIA COCINA	25	SIKADUR	5,91	3	-	COTA 0,20m
12	MURO MAMPOSTERIA COCINA	16	SIKADUR	5,78	3	-	COTA 0,20m
13	MURO MAMPOSTERIA COCINA	20	SIKADUR	3,17	3	-	COTA 0,20m

Observaciones: LOS PUNTOS Nº 10 Y Nº 11 SE HAN REALIZADO CON EL GATO DE 69 Tn, EL RESTO CON EL GATO DE 35 Tn.

Datos complementarios

Catet, a 2 de Julio de 2009



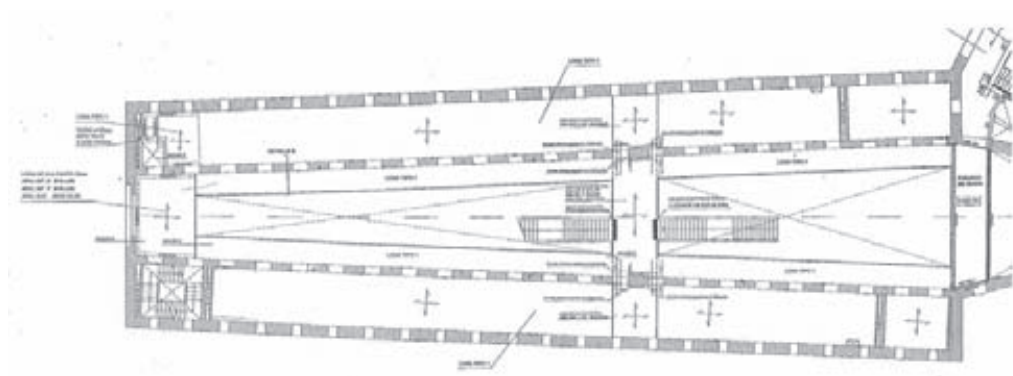
Los resultados de las pruebas de servicio realizadas concluyeron que el comportamiento estructural de la propuesta de rehabilitación del forjado existente era plenamente satisfactorio.

No obstante, la aplicación de la propuesta a la totalidad de los forjados no ha resultado posible por su elevado coste económico, manteniéndose lo especificado en el proyecto de ejecución en cuanto a forjados, siendo éstos de nueva ejecución previa demolición de los existentes.

La estructura horizontal esta resuelta en el proyecto mediante losas de hormigón armado de diversos espesores, conectadas a los muros portantes mediante anclajes de barras de acero corrugado B500S, perforados en la fábrica y sujetos a ésta con relleno de morteros epoxídicos..

Para su ejecución se ha respetado el proceso constructivo previsto en el proyecto de ejecución, con ligeros ajustes de operatividad para las condiciones en obra.

Las siguientes imágenes muestran de forma resumida el proceso de ejecución de los nuevos forjados.



☛ Cubiertas.

Las cubiertas de los edificios, realizadas con cerchas o viguetas de madera para la sustentación de los forjados de teja árabe, no ha sido posible su rehabilitación tal y como ya se contemplaba el proyecto de ejecución.

Estando las cerchas compuestas por cordones y viguetas de madera, así como por tirantes metálicos, con una factura de auténtica artesanía, su estado de conservación es muy precario. El paso del tiempo, las inclemencias meteorológicas durante el elevado tiempo de abandono del recinto penitenciario y algunos incendios puntuales han supuesto un grado de deterioro que no permite su rehabilitación.



Si se procede al desmontaje, limpieza y acopio para posterior reutilización en las nuevas cubiertas de la teja árabe existente que presenta un estado óptimo de conservación.

6. Monitorización y control de la edificación existente

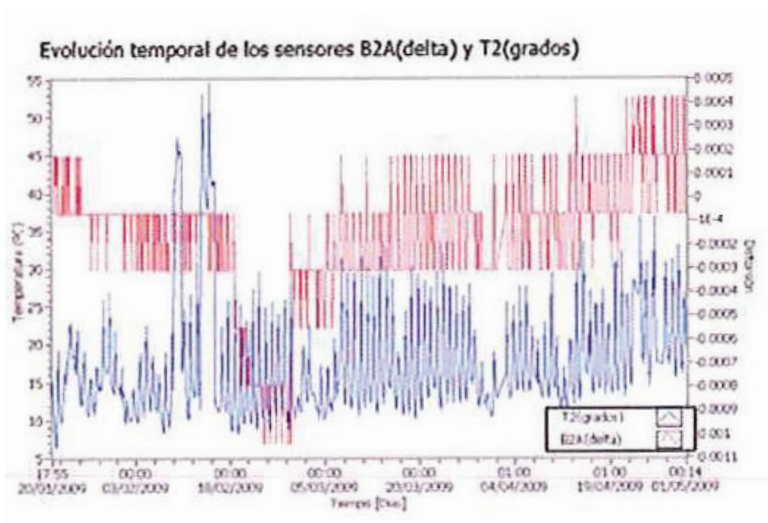
En el resumen del encabezamiento de esta ponencia se apuntaba a la relación intrínseca existente entre la obra nueva y la rehabilitación.

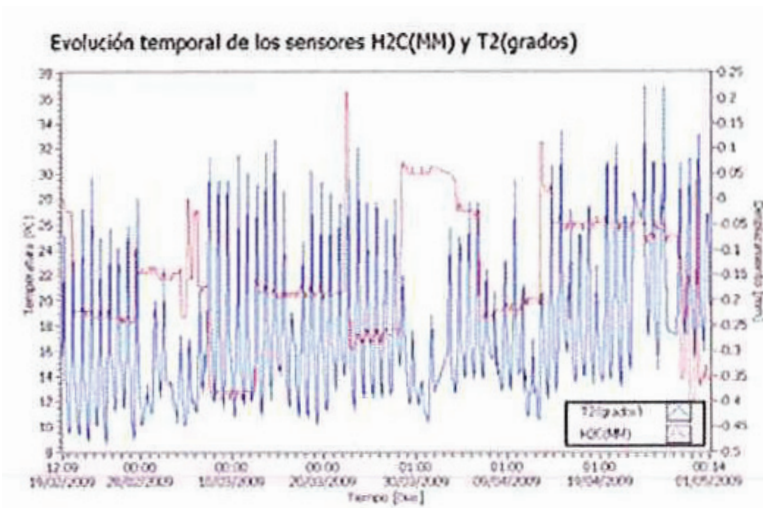
Los antiguos patios que delimitaban la alas del edificio penitenciario se convierten en tres sótanos para albergar aparcamientos y equipamientos del complejo administrativo. Hay que realizar una excavación de 9'50mts de profundidad junto a la edificación a conservar.

Técnicamente queda resuelto con la ejecución de muros pantalla junto a las cimentaciones existentes, atirantados entre sí a varios niveles, confinando de esta forma el terreno sobre el que se asientan la alas del edificio penitenciario.



La inquietud surge de inmediato. ¿Cómo conocer de forma precisa y en tiempo real, el comportamiento de los edificios existentes ante el proceso constructivo de la nueva edificación a realizar? La respuesta surge de inmediato. Monitoricemos los edificios y midamos su comportamiento en cuanto a movimientos en las tres dimensiones.





Aquí, entra en el proceso constructivo un nuevo agente, AIDICO. Propone, monta y controla un sofisticado sistema de monitorización para el control de la edificación existente. El sistema, permite a los agentes implicados (Dirección Facultativa, Constructora y Propiedad) acceder a una página web que muestra los resultados en tiempo real del control de movimiento de los edificios. Asimismo, tiene establecidos unos niveles de alerta que informan de inmediato cuando son rebasados.

La presencia en obra de este sistema ha permitido realizar las obras de excavación y estructura de la zona de los patios del recinto carcelario, siguiendo el proceso constructivo en el orden previsto, de forma segura, conscientes y alerta de que no se afectaba en ningún momento a la edificación existente.

7. Seguridad en el proceso

A modo de breve apunte, pero con la importancia que merece, dado que ante la complejidad de ejecución de la obra tanto en su faceta de rehabilitación como en la de edificación nueva, ésta no podría estar realizándose sin la incorporación a todos sus procesos de los procedimientos específicos de trabajo seguro que permiten su desarrollo y culminación.

El aspecto preventivo para la realización de una obra segura viene cumplimentándose desde la misma redacción del proyecto de ejecución y del estudio de seguridad y salud. Habiéndose alcanzado en su aplicación a la obra hasta la fecha el objetivo de realizar una obra segura.

Hay que destacar en este aspecto la colaboración de todos los agentes implicados, Promotor, Dirección Facultativa y especial mención al trabajo y dedicación de los servicios preventivos que la empresa constructora UTE COMPLEJO ADMINISTRATIVO 9 DE OCTUBRE ha asignado a la obra.

La magnitud y singularidad de la obra, así como el proceso constructivo y plan de seguridad, ha motivado al INSTITUTO VALENCIANO DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO (INVASSAT), para acoger dentro de su programa de Actuación Integral Preventiva en Obras Singulares (AIPOS), el Complejo Administrativo 9 de Octubre, colaborando estrechamente con el coordinador de seguridad y los servicios preventivos de la UTE constructora con el fin de conseguir el objetivo de realizar una obra segura.



Control estructural mediante monitorización remota: Casos de aplicación

V. Albert¹, R. Fernández¹, J.V. Fuente¹, R. Martínez¹ and J. Yuste¹

¹AIDICO – Instituto Tecnológico de la Construcción

Abstract. *The latest technologies in the field of Structural Health Monitoring are presented in this article, for the control, damage prevention and diagnostic of new and heritage buildings. A global vision of the SHM is treated and finally two works are detailed. The first one is about the movement control in the “Modelo” prison of Valencia, while the second one is about the dynamic identification of a bell tower by means of ambient vibration and Operational Modal Analysis.*

1. Introducción

El presente artículo recoge los trabajos realizados por AIDICO en el ámbito de la monitorización estructural dentro del marco de un proyecto de investigación (DIAGMON) del Ministerio de Ciencia y Tecnología, un proyecto de cooperación (SEFDEC) junto al Centro Tecnológico AIDO del Ministerio de Ciencia y Tecnología y un servicio tecnológico prestado a la UTE 9 de Octubre en los trabajos de rehabilitación de la cárcel modelo de Valencia.

Los trabajos presentados se han llevado a cabo a lo largo de más de un año y son fruto de proyectos de investigación y servicios anteriores prestados a diferentes entidades que trabajan en la conservación del Patrimonio Histórico Construido.

Fundamentalmente, en este artículo se presentan los resultados obtenidos de la identificación dinámica de la torre campanario de la Iglesia de San Antonio Abad en Gilet y el control de seguridad estructural realizado en los trabajos de rehabilitación de la cárcel modelo de Valencia.

2. Fundamentos de la monitorización estructural

La monitorización estructural puede clasificarse atendiendo a la naturaleza de las medidas realizadas como estática o dinámica. La monitorización estática se centra en el control de una estructura a largo plazo, basándose en los registros obtenidos por diferentes sensores electrónicos o fotónicos capaces de transducir determinados parámetros físicos tales como desplazamiento, inclinación, convergencia, humedad o temperatura en una señal eléctrica.

Estas magnitudes propias de la Ingeniería son adquiridas en forma de registros temporales lo que supone un elevado volumen de datos y son procesadas en tiempo real con objeto de evaluar el estado actual de la estructura atendiendo a unas zonas de alarma establecidas previamente.

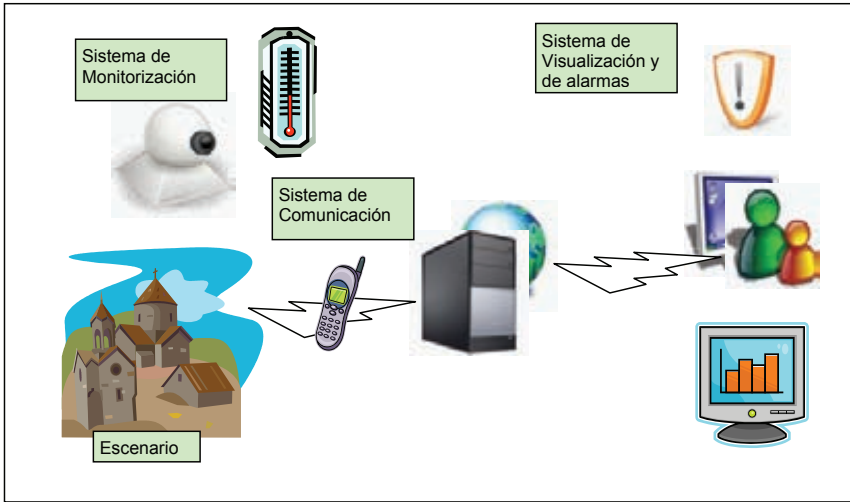


Fig. 1. Sistema de monitorización remota

La monitorización dinámica por su parte trata de encontrar la función de respuesta en frecuencia de una determinada estructura a partir de las aceleraciones o desplazamientos medidos en la misma ante una fuente de excitación controlada o ambiental.

La modificación de las características mecánicas de la estructura supone una modificación de la respuesta dinámica de la misma, ante una excitación equivalente. Por ejemplo una pieza a flexión, con una rigidez concreta, posee unas frecuencias propias de vibración. Si la pieza presenta defectos, ó rigidez distinta en algún tramo de su directriz, se modifican las frecuencias y las formas modales en su vibración libre. La utilización de las medidas dinámicas se realiza en este caso para la evaluación de la **Integridad Estructural**.

La utilización de medidas en el campo dinámico en construcciones, en especial construcciones históricas de las que es difícil y costosa la toma de datos, ha sido y es, objeto de un interés creciente en el sentido genéricamente expuesto en el punto anterior. La disponibilidad de equipos e instrumentos capaces de adquirir con frecuencias de muestreo elevadas y con precisión, útiles para las medidas dinámicas, permite el disponer de una serie de datos difícilmente alcanzables hace pocos años.

Cabe indicar la especialización, el equipamiento y los medios de análisis, informáticos y de software necesarios para estas pruebas, además de las dificultades propias experimentales de perturbación del registro, y de las numéricas en el tratamiento de los datos.

3. Caso de aplicación 1: Cárcel modelo de Valencia

3.1 Alcance

El primer caso de aplicación que se presenta en este artículo hace referencia al control estructural mediante monitorización estática de la antigua cárcel modelo de Valencia. En la citada cárcel se

realizan obras de remodelación y ampliación con el objeto de trasladar las nuevas instalaciones centrales de la administración regional de la Comunidad Valenciana.



Fig. 2. Cárcel modelo de Valencia (vista interior y exterior)

El objeto de dicha monitorización es realizar un control de movimientos en la antigua estructura que se pretende rehabilitar, mientras se realizan los trabajos de construcción de cuatro nuevas torres adyacentes a dicha estructura.

El sistema de monitorización propuesto incluye sensores de inclinación para la medida de distorsiones angulares en muros de fachada, sensores de desplazamiento instalados en cabeza de pantalla para registrar movimientos horizontales, sondas inclinométricas en el interior del muro pantalla para controlar deformaciones en los mismos y células de asiento en los puntos más críticos de la estructura para controlar pequeños desplazamientos verticales. El equipamiento instalado se completa con sensores de temperatura acompañando a cada uno de los puntos de medida para realizar una compensación de la misma en los diferentes parámetros monitorizados, haciendo uso de herramientas de procesado de señal que se explican en detalle más adelante.

El objetivo final del sistema es controlar y prevenir los daños en una estructura de elevado valor histórico-artístico. Para ello es necesario generar ciertas alarmas ante la superación de determinados umbrales. Dichos umbrales son establecidos a partir de modelos de daño en construcciones históricas que se encuentran en abundante bibliografía.

Por este motivo, se implementa una plataforma web mediante la cual se puede observar en tiempo real la evolución de las diferentes señales ya procesadas y compensadas en temperatura.

3.2 Equipamiento empleado

El adquirente empleado en la monitorización es una unidad LPDAS que permite conectar hasta 8 canales. La conexión de los diferentes sensores se realiza a través de los diferentes acondicionadores de señal a una tarjeta adquirente, que cuenta con una serie de registros y una memoria de 512 kB, para el almacenamiento de un gran número de lecturas.

En el propio módulo de adquisición se encuentra también la batería, que suministran la alimentación necesaria al equipo en caso de fallo en la red eléctrica, así como la estación de comunicaciones GSM

mediante la cual establecer un puesto de control remoto. La interconexión se realiza por medio de un cable serie RS-232.

Los instrumentos de medida que se conectan en este caso al adquisidor son: inclinómetros, extensómetros de hilo y sensores de temperatura.



Fig. 3. Sonda de temperatura NTC/A, clinómetro, extensómetro y célula de asiento

El clinómetro monoaxial presenta una linealidad de $\pm 1\%$ en un rango de medidas de $\pm 10^\circ$ grados de desviación respecto a la dirección normal de colocación del mismo. El clinómetro biaxial tiene un funcionamiento análogo al monoaxial, pudiéndose medir la desviación respecto a la normal como la transversal.

El sensor de temperatura es el modelo NTC/A, de la firma Boviari, capaz de leer temperaturas en el rango entre -20° y 70° con una sensibilidad de 0.1° , con lo que quedan cubiertas las especificaciones de diseño.

El sensor empleado para la medida de desplazamientos en cabeza de pantalla es el WDS-100-P60-CR-P de la casa Micro-Epsilon. Es un extensómetro de hilo consistente en un potenciómetro que varía su resistencia en función del movimiento del carrete donde se enrolla el hilo colocado entre los dos puntos de medida. Presenta un rango de medida entre 0-100mm, una resolución de 0,006mm, una sensibilidad de 0,02 Volt/mm y una linealidad de $\pm 0.5\%$.

Por último, la célula empleada para la medida de asientos es la IS- Liquid Levelling System de la firma Profound. El rango de medida de la célula es de 600 mm con una linealidad del 0,1%.

3.3 Procedimiento de medida

El primer punto a tener en cuenta durante la monitorización de una estructura es la selección de los puntos de control y los parámetros físicos que interesa medir, atendiendo a la tipología de la misma.

En el caso de la cárcel se opta por la siguiente distribución de los puntos de medida, atendiendo a los diferentes clinómetros, extensómetros de hilo, inclinómetros de profundidad, células de asiento y sondas de temperatura a instalar:

EP 3.4

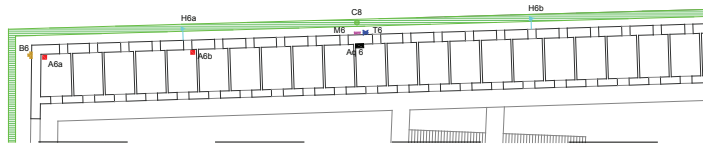


Fig. 4. Detalle de localización de instrumentos en planta de uno de los edificios.

Una vez instalados los sensores se habilita una plataforma web de seguimiento de la instrumentación instalada en la cárcel con control de acceso para el usuario final (<http://monitorizacion.aidico.es>), en la cual se actualiza de forma automática las lecturas obtenidas por los equipos de medida.

En la web se visualiza en tiempo real la evolución temporal de los diferentes sensores instalados, la tendencia de las señales respecto a los márgenes de seguridad establecidos y los perfiles de inclinometría obtenidos en los puntos establecidos para la medida de deformaciones en los muros pantalla. También se incluye una imagen aérea de la cárcel donde se muestra la colocación de todos los sensores, junto a su última lectura y un led indicando su nivel actual de alarma.



Fig. 5. Detalle de la plataforma WEB con la monitorización de la cárcel

Las señales de alarma incluyen un procesado digital de señales en tiempo real que permite evaluar los movimientos registrados atendiendo a unos umbrales de trabajo obtenidos del estudio de la propia estructura. Estas alarmas se muestran en la forma de distorsión angular en el caso de los sensores inclinométricos y en la forma de desplazamientos relativos para el caso de los transductores de hilo

instalados en cabeza de pantalla. Ambos parámetros son procesados para la eliminación del efecto que tiene la temperatura sobre los mismos. La elección de dichos umbrales así como los algoritmos de procesado empleados, se explican en mayor detalle en el punto siguiente.

Procesado de señales

3.3.1 Señales temporales

Tras la obtención de los diferentes registros temporales para cada uno de los sensores colocados, se inicia la tarea de procesar digitalmente las diferentes señales adquiridas. Por una parte es necesario llevar a cabo una correcta validación de las medidas obtenidas en el tiempo, lo cual se lleva a cabo mediante funciones de autocorrelación y correlación cruzada, mientras que por otra parte se debe compensar el efecto que tiene la temperatura en los diferentes movimientos registrados a fin de poder llevar a cabo un control eficaz mediante los niveles de alarma establecidos.

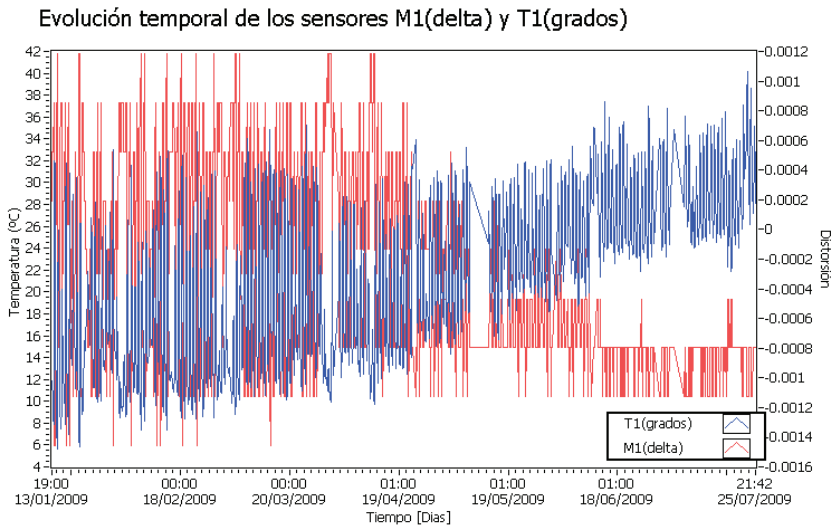


Fig. 6. Evolución temporal del clinómetro biaxial B1 con respecto a la temperatura T1

En la figura anterior se puede observar la necesidad de discernir el efecto que tiene la temperatura sobre las diferentes medidas obtenidas. Sin embargo, es necesario aplicar un procesado preciso de las señales para la obtención del grado de correlación entre ellas y la tendencia que presentan.

3.3.2 Funciones de correlación

En primer lugar, con el objeto de validar los datos y observar periodicidades y dependencias entre las diferentes señales obtenidas se utilizan las llamadas “Funciones de Correlación”, las cuales permiten comparar y cuantificar el grado de similitud o semejanza entre diferentes clases de señales.

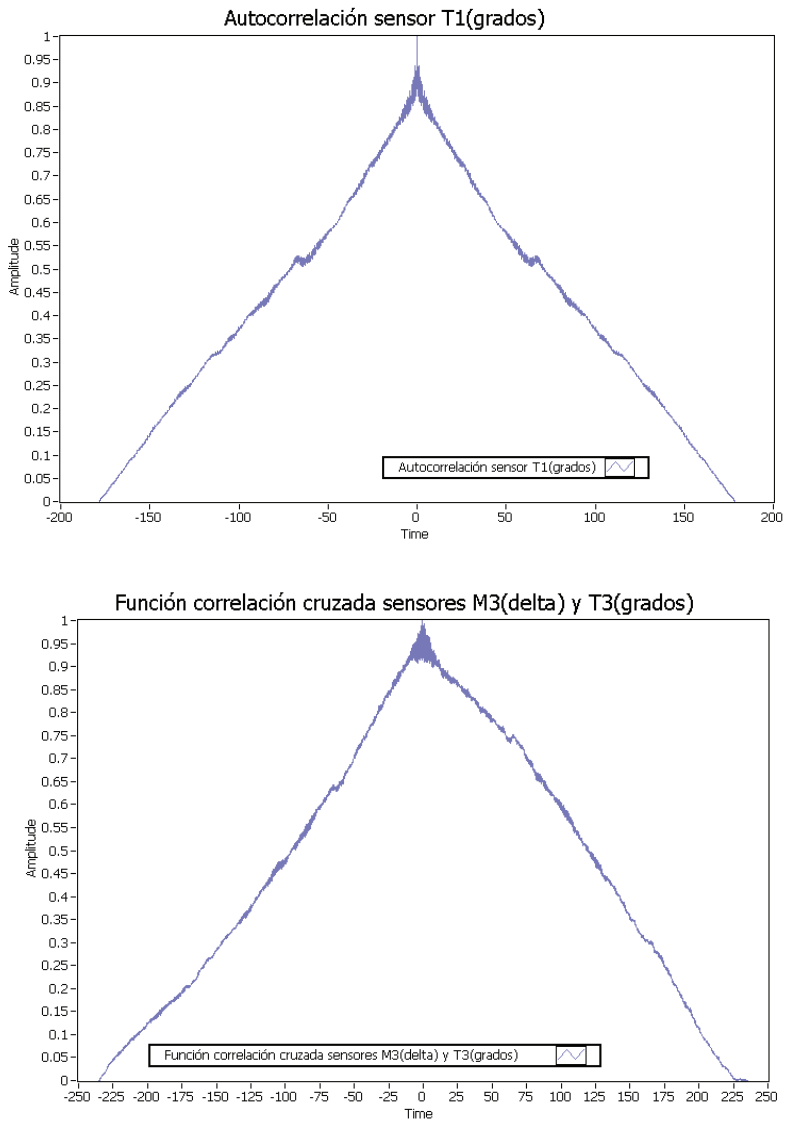


Fig. 7. Función de autocorrelación y correlación cruzada

$$R_x(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)x(t+\tau)dt = \int_{-\infty}^{\infty} x(t-\tau)x(t)dt \quad (1)$$

$$R_{xy}(\tau) = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t)y(t-\tau)dt \quad (2)$$

La función de autocorrelación calculada en base a la ecuación (1) a partir de una determinada señal temporal mide la velocidad de variación de la señal y su posible periodicidad con el tiempo.

La función de correlación cruzada (2) permite obtener cualitativamente el grado de similitud entre dos señales, por lo que, en el caso que nos ocupa, permite estimar la dependencia existente entre los diferentes movimientos registrados y la temperatura en dichos puntos.

3.3.3 Gestión de alarmas

Para el establecimiento de los niveles de alarma o seguridad se debe realizar un estudio de la estructura monitorizada y establecer aquellos umbrales de seguridad permitidos para cada una de las magnitudes de Ingeniería a controlar.

Dada la gran cantidad de variables que intervienen en la interacción suelo-estructura, históricamente se viene limitando, de manera empírica y basada en la experiencia, los máximos movimientos que puede sufrir un edificio, en función de datos básicos como la naturaleza del suelo, tipo de cimentación o la tipología de la estructura.

Basado en este planteamiento existe en la bibliografía actual una amplia referencia de normativa y recopilaciones de distintos autores, entre las que se podría citar, entre otras, las siguientes:

ASIENTOS MÁXIMOS Y DIFERENCIALES

- 1) MV-101. Asientos generales admisibles
- 2) Norma TGL 11464 (1972) (R.D.A.)
- 3) Skempton y McDonald (1956)
- 4) Polshin y Tokar (1957)
- 5) Bjerrum, (1963)
- 6) Burland (1977)
- 7) Norma SNIP II 15-74 (U.R.S.S.)
- 8) Grant (1974)

MOVIMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS Y DIFERENCIALES

- 1) Orchard, 1954
- 2) Ministerio Polaco de Minas y Energía. (Hutching et al 1977)

3) Recomendaciones de la National Coal Board (U.K. Shadbolt, 1977)

4) Resultados obtenidos

En el caso de la cárcel se opta por cuatro niveles de alarma, atendiendo a las distorsiones máximas asumibles y a los desplazamientos en cabeza de pantalla. La siguiente figura muestra un cuadro resumen.

Nivel de alarma	Distorsión angular	Movimientos horizontales
Verde	$\beta < 1/500$	$h < 8 $
Ámbar	$1/500 < \beta < 1/350$	$ 8 < h < 12 $
Rojo	$1/350 < \beta < 1/150$	$ 12 < h < 20 $
Negro	$\beta > 1/150$	$h > 20 $

Fig. 8. Niveles de alarma establecidos

Una vez establecidos correctamente los umbrales de alarma hay que tener en cuenta las variaciones de alta frecuencia observadas en las señales obtenidas. Estas variaciones son debidas únicamente al efecto de los cambios de temperatura sobre la propia estructura, traducidos en movimientos de compresión y de tracción. Finalmente estos movimientos quedan reflejados en la evolución temporal de todos los parámetros medidos, bien sean clinómetros, células de asiento, extensómetros.

Por este motivo es necesario decorrelar la contribución de la temperatura en las diferentes señales y aplicar los umbrales de decisión a estas señales previamente procesadas.

En el caso de la cárcel modelo de Valencia, se implementan dos algoritmos de procesado previo a la gestión de alarmas.

Por una parte, el primero de los algoritmos empleados consiste en una función matemática que, mediante aproximación mínimo cuadrática a funciones paramétricas de orden 3, permite realizar un suavizado y posterior compensación de las señales de desplazamiento e inclinación.

Por otra parte, el segundo de los algoritmos consiste en la aplicación de un filtro paso bajo con una frecuencia de corte inferior que se encuentra muy por debajo de la frecuencia correspondiente a la variación intradía de la temperatura. De esta forma se consigue eliminar de las señales de distorsión y desplazamiento la variación de alta frecuencia que se debe únicamente a los cambios que va experimentando la temperatura a lo largo de un día.

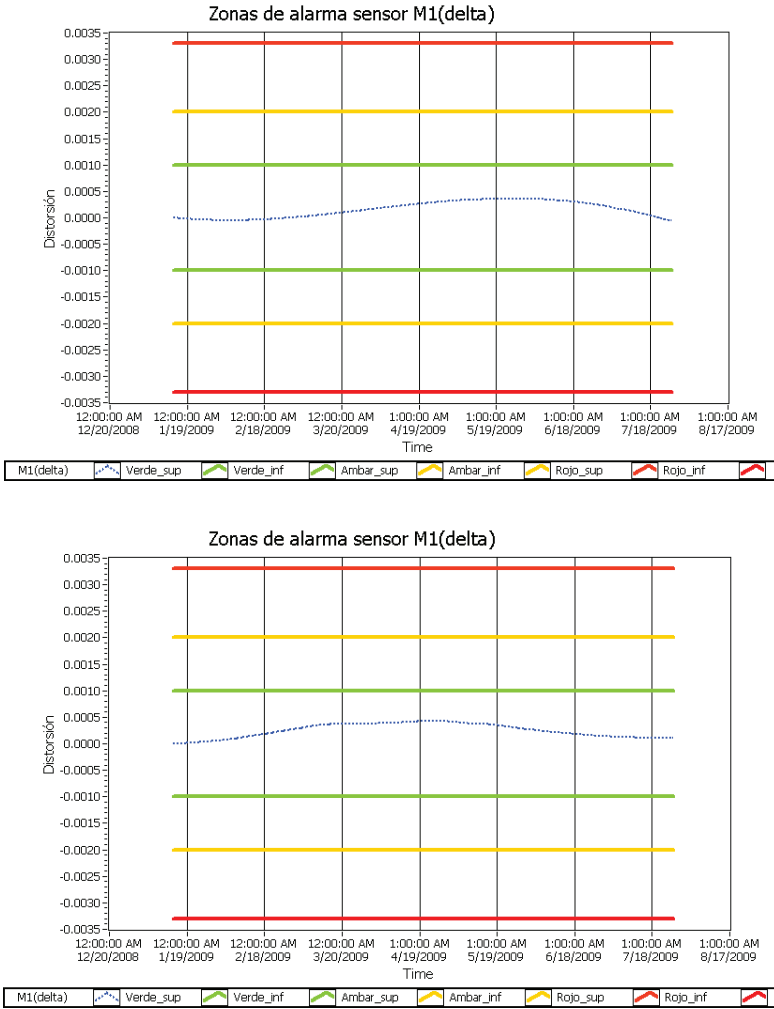


Fig. 9. Señal M1 procesada (Aproximación paramétrica y filtrado de alta frecuencia)

4. Caso de aplicación 2: Torre Campanario en Gilet

4.1 Alcance

El siguiente caso de aplicación se centra en la monitorización dinámica de una estructura esbelta excitada mediante vibración ambiental, en este caso el viento.

La estructura monitorizada a lo largo del último año es una torre campanario que presenta una altura de 30 metros y pertenece a la Iglesia de San Antonio Abad en Gilet del siglo XV.

El campanario, situado a la derecha de la Iglesia, se levanta sobre una base cuadrada y tiene cuatro secciones divididas por una fina cornisa. Por otro lado, la torre ofrece diferentes restauraciones a lo largo de la historia.

El estudio realizado en el campanario consiste en evaluar su integridad estructural a partir de la caracterización dinámica del mismo. Para ello se distribuye una serie de acelerómetros de alta sensibilidad a lo largo de la estructura y se emplea la única excitación del viento. Posteriormente, se realiza un análisis modal operacional que permite obtener los modos de vibración fundamentales (frecuencia, amortiguamiento y forma modal).



Fig. 10. Torre Campanario de la Iglesia de San Antonio Abad en Gilet

Finalmente los valores obtenidos se comparan con un modelo teórico de elementos finitos ideal no dañado, con el objeto de determinar posibles patologías en la estructura y con otras medidas adicionales.

4.2 Equipamiento empleado

El equipamiento empleado en la caracterización dinámica del campanario incluye sensores de diferente naturaleza: acelerómetros piezoeléctricos y sensores ópticos de deformación y aceleración.



Fig. 11. Acelerómetro óptico, sensor de deformación óptico y piezoeléctrico

El acelerómetro óptico tiene un rango de medida entre 0 y 80g, un margen de frecuencias entre 0 y 300Hz y una sensibilidad de 10 pm/g, el sensor de deformación basado en la red de difracción de Bragg con un rango de medida entre ± 2500 microdeformaciones y una sensibilidad de 1.2 pm/g, y, por último acelerómetros piezoeléctricos de alta sensibilidad (1000 mV/g) con un rango de frecuencia entre 0.025 Hz a 800 Hz y que permite registrar aceleraciones hasta un máximo de 2.5 g.



Fig. 12. Sistema de adquisición dinámico

El sistema de adquisición empleado es un módulo de 16 canales con una elevada relación señal a ruido y la posibilidad de programar algunas funciones de procesado en tiempo real, tales como puedan ser, la transformada de Fourier (FFT), funciones de correlación, etc.

4.3 Procedimiento

En el caso del campanario la colocación de los sensores se lleva a cabo a partir de un primer pre-modelo teórico dinámico mediante el cual se identifican aquellos puntos que van a presentar los desplazamientos y aceleraciones de mayor amplitud para cada uno de los modos fundamentales.

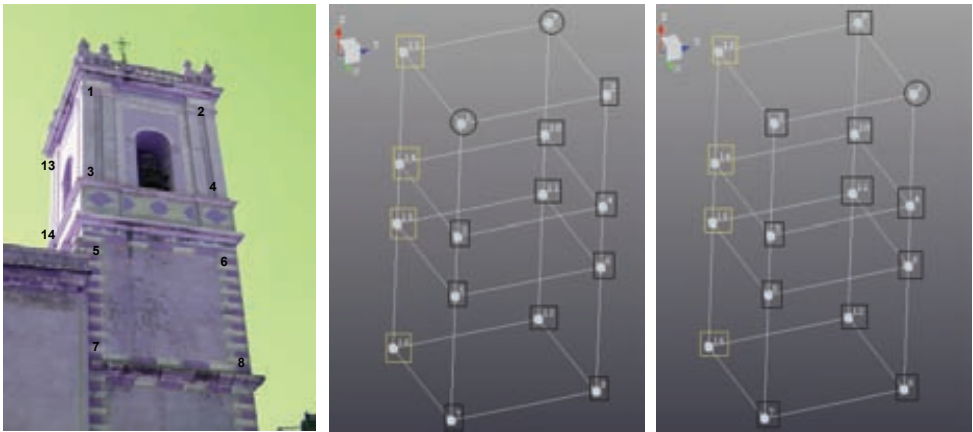


Fig. 13. Distribución de los sensores en la torre campanario

Tal y como se puede observar en la anterior figura, los sensores se colocan en los 15 metros superiores de la torre, para facilitar la accesibilidad y puesto que es a partir de esa altura donde la torre se encuentra libre de constricciones.

Para la caracterización dinámica de la estructura se debe obtener la función de respuesta en frecuencia (en adelante FRF) del sistema. Para ello es necesario registrar las aceleraciones medidas (señales de salida del sistema) frente a una excitación controlada (señal de entrada del sistema). Así, la FRF se puede obtener de la siguiente forma:

$$H(\omega) = \frac{Y(\omega)}{X(\omega)} \quad (3)$$

donde $H(\omega)$ es la FRF del sistema, mientras que $X(\omega)$ y $Y(\omega)$ representan la entrada y la salida del sistema respectivamente.

En el caso del campanario, una fuente de excitación controlada resulta muy costosa y peligrosa para la propia estructura, por lo que se recurre a la excitación ambiental producida por el viento. En ese caso, siempre que la entrada (en nuestro caso el viento) se pueda definir como ruido blanco, la FRF se obtiene a partir de las funciones autopower y crosspower calculadas a partir de las señales temporales. Este método de obtención de los parámetros modales tales como frecuencia, amortiguamiento y forma modal, es lo que se conoce con el nombre de Análisis Modal Operacional (en adelante OMA).

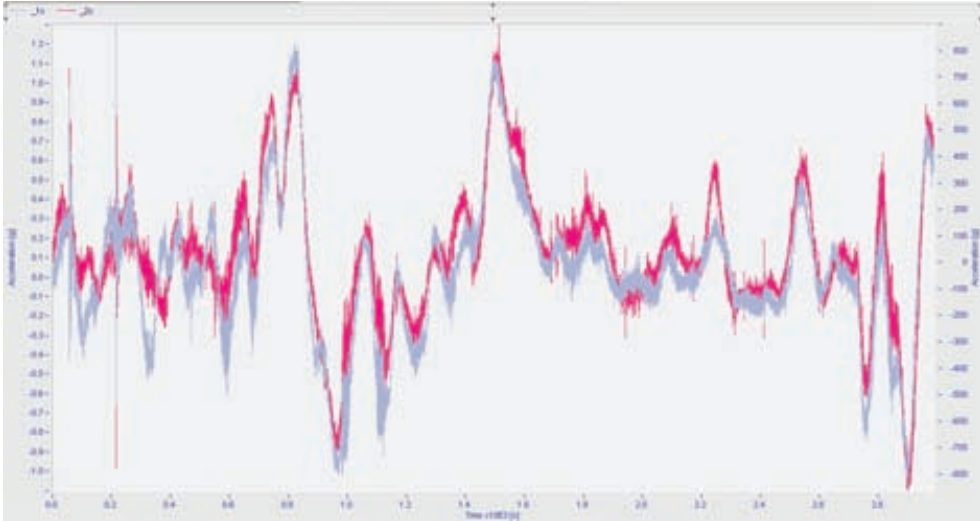


Fig. 14. Aceleración obtenida en los puntos 1 y 2 de control

Se ha procedido a realizar dos esquemas de montaje con diferentes parámetros de configuración de la adquisición dinámica, ambos con 12 puntos de medida. La primera de las configuraciones empleada presenta una frecuencia de muestreo de 1 kHz y un tiempo de adquisición de 5 minutos, mientras que para la segunda configuración se modifican dichos parámetros. La frecuencia de muestreo se reduce a 50 Hz con el objeto de eliminar el ruido eléctrico de las aceleraciones registradas y mejorar la resolución, mientras que el tiempo de adquisición se amplía a 10 minutos para obtener un mayor número de líneas espectrales.

Los puntos de medida empleados en el análisis se distribuyen en: 10 nodos de medida con solape, 2 nodos de referencia y 4 nodos configurados como esclavos debido a la imposibilidad de acceso con la plataforma a esos puntos de medida.

4.4 Procesado de señales

A partir de las señales temporales obtenidas durante el periodo de adquisición con la única acción del viento (tales como la que se muestra en la figura 14), se calculan las funciones de autopower (ec.4) y crosspower (ec.5) a partir de la transformada de Fourier de las funciones de autocorrelación y correlación cruzada respectivamente.

$$S_{xx} = S_x \cdot S_x^* = \frac{1}{M} \sum_{m=1}^M X_m(k) \cdot X_m^*(k) \quad (4)$$

$$S_{xy} = S_x^* \cdot S_y = \frac{1}{M} \sum_{m=1}^M X_m^*(k) \cdot Y_m(k) \quad (5)$$

Para la obtención de los parámetros modales a partir de las funciones arriba mencionadas se utiliza el método POLYmax, que es una técnica de identificación modal basada en frecuencia mediante la cual se distinguen con mayor facilidad en un diagrama las frecuencias ω_i , los amortiguamientos ξ_i y las formas modales $[v_i]$. (fig. 15)

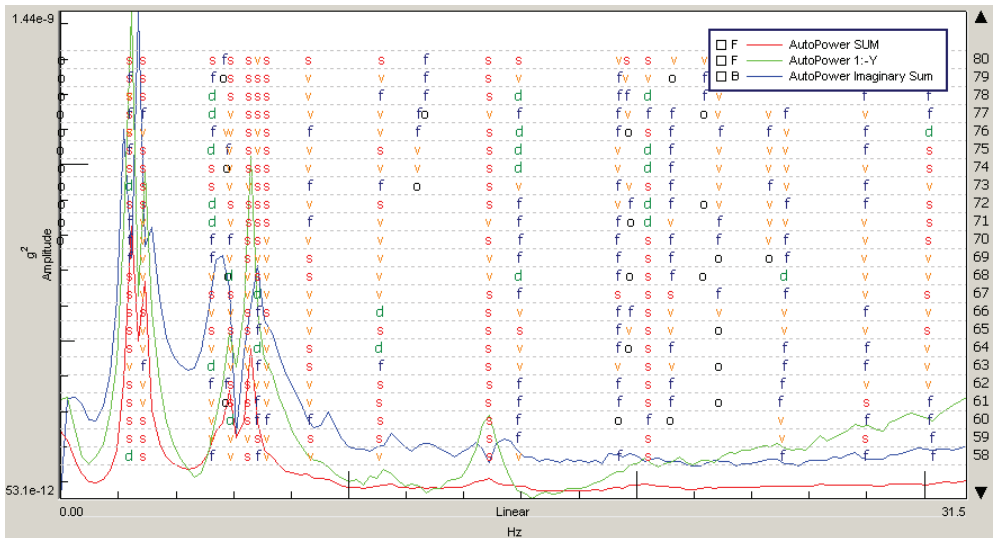


Fig. 15. Diagrama de estabilización POLYmax

A partir de los parámetros modales se obtiene finalmente la FRF sintetizada.

A continuación se debe validar el procesado OMA realizado y para ello se hace uso de la MAC (Modal Assurance Criterion). El valor de MAC para dos modos diferentes debe ser muy bajo ($<15\%$), mientras que valores altos de MAC ($>90\%$) indican que ambos son el mismo modo. Esto permite identificar modos que pueden estar acoplados o que simplemente no son modos físicos sino que se han obtenido como posibles soluciones matemáticas al problema.

Finalmente se presenta una tabla resumen con diferentes parámetros empleados en la validación del modelo OMA. Estos son el MPC (Modal Phase Collinearity), el MPD (Modal Phase Deviation), el Scatter o la MP (Modal Participation). Para modos físicos y bien definidos, los valores del MPC deben ser altos, los del MPD y el scatter bajos y los de la participación modal deben ser algo mayores para los primeros modos puesto que son estos los que se excitan con una mayor energía.

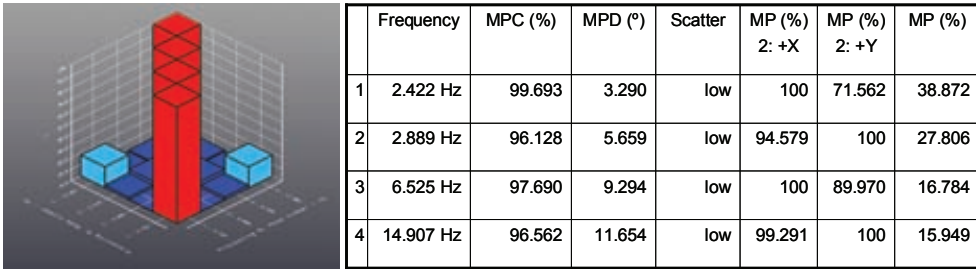


Fig. 16. Tabla resumen con la MAC (figura a la izquierda), MPC, MPD, scatter y MPx

4.5 Resultados obtenidos

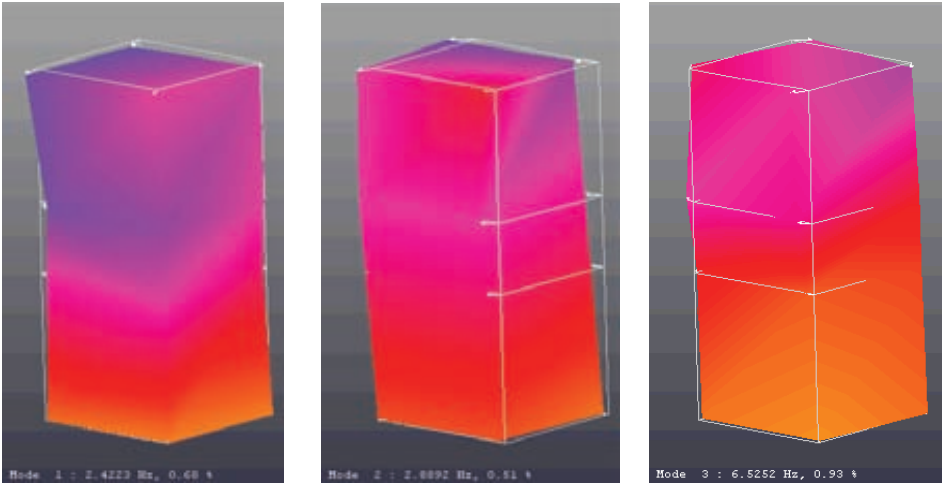


Fig. 17. Modos obtenidos experimentalmente con OMA

Los resultados obtenidos mediante el método OMA en diferentes realizaciones temporales con el viento son los siguientes: un primer modo de flexión en la dirección X de 2.42 Hz, un segundo modo de flexión en la dirección Y de 2.89 Hz y finalmente un tercer modo de torsión en torno a 6.52 Hz. Estos tres modos son los que se excitan con una mayor energía ante la excitación de viento empleada en el análisis experimental. La forma de los modos se observa en la figura anterior (fig. 17).

El modelo OMA se compara con el modelo teórico del campanario generado con el software de elementos finitos ALGOR©. Las deformaciones remanentes en el campanario y la escasa información de la geometría y de los materiales constructivos, hacen necesario la realización de un levantamiento topográfico de la estructura mediante scanner láser a fin de obtener un modelo geométrico muy preciso de la estructura (fig. 16). A partir de este modelo geométrico y aplicando las características mecánicas del material obtenidas mediante un ensayo de gatos planos, se obtienen las frecuencias propias de la estructura a partir de un análisis dinámico.

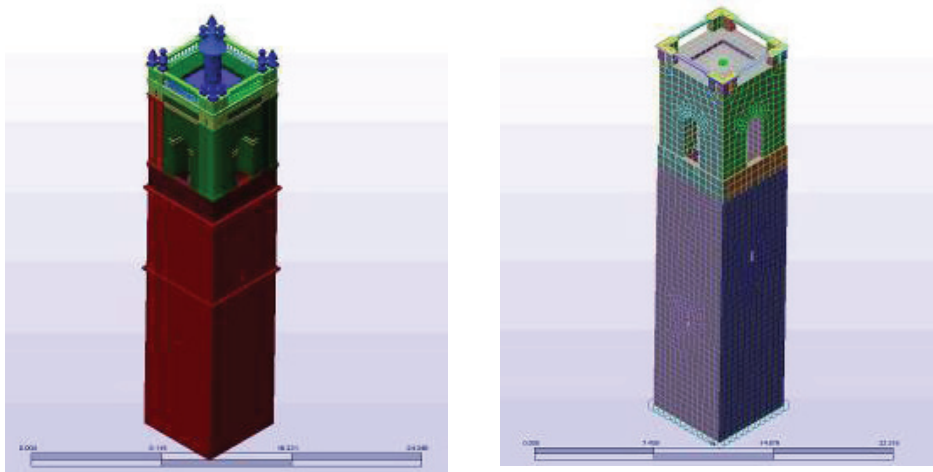


Fig. 18. Modelo geométrico preciso y simplificado

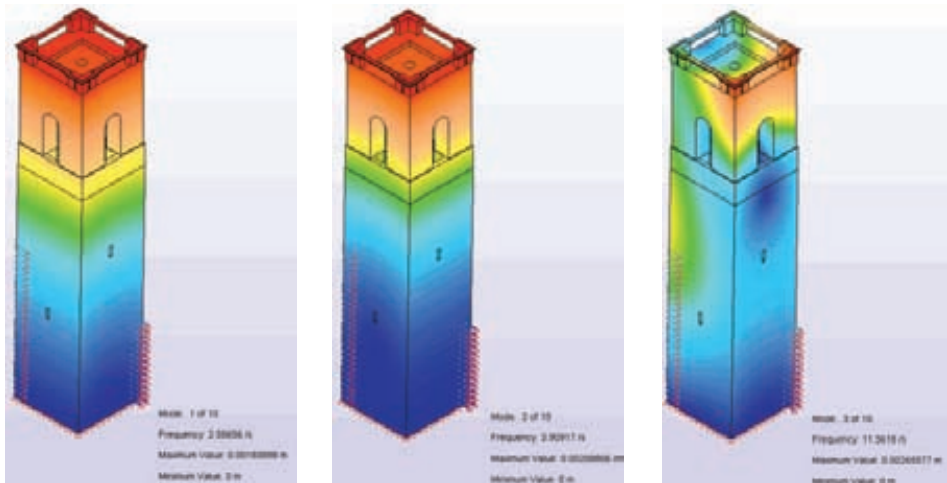


Fig. 19. Modos obtenidos teóricamente mediante software de elementos finitos ALGOR

Las características mecánicas del material obtenidas mediante ensayo de gatos planos y otros ensayos no destructivos se pueden resumir en las siguientes:

- ▷ Coeficiente de Poisson: 0,20
- ▷ Módulo de Young: 7000 N/mm²
- ▷ Densidad: 2100 kg/m³

En la figura 19 se muestra los tres primeros modos obtenidos teóricamente mediante el análisis dinámico de ALGOR© correspondientes a los 2 primeros modos de flexión y al modo torsional, con frecuencias de 2.58 Hz, 3.9 Hz y 11.6 Hz respectivamente.

Finalmente, a modo de mediciones adicionales, se realiza una monitorización dinámica mediante interferometría radar sobre el campanario, con el objeto de evaluar la potencialidad de este novedoso sistema de medida que permitiría afrontar este tipo de ensayos de una manera más rápida y efectiva.

Estas mediciones se basan en establecer diferentes puntos de medida que actúan como reflectores de onda electromagnética (en nuestro caso 4 de las cornisas del campanario) y basándose en la teoría interferométrica registrar pequeños desplazamientos producidos en dichos puntos de medida.

El principio interferométrico consiste en calcular la diferencia de fases de dos ondas de la misma frecuencia. A partir de dicha diferencia se puede calcular los desplazamientos producidos en los puntos de medida y las componentes frecuenciales de los mismos mediante su FFT.

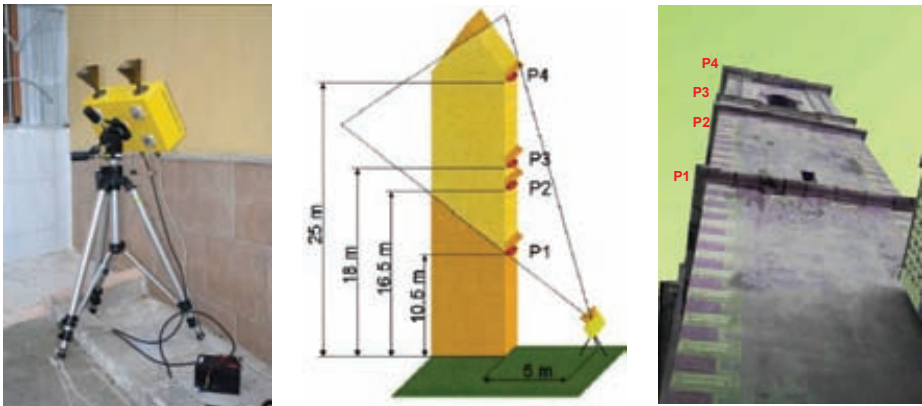


Fig. 20. Modos obtenidos teóricamente mediante software de elementos finitos ALGOR

A modo de resumen y comparación entre las diferentes técnicas empleadas se muestra la siguiente tabla resumen:

1st measurement Wind exciting

	Frequency	Damping	Mode
1	2.396	0.81	Flexural
2	2.88	0.69	Flexural
3	6.54	0.75	Torsion

2nd measurement Wind exciting

	Frequency	Damping	Mode
1	2.42	0.68	Flexural 1
2	2.89	0.51	Flexural 2
3	6.52	0.93	Torsion

3rd measurement Wind exciting

	Frequency	Damping	Mode
1	2.407	0.58	Flexural 1
2	2.861	0.73	Flexural 2
3	6.541	0.79	Torsion

Interferometric RADAR

	Frequency	Damping	Mode
1	2.4	---	Flexural
2	2.8	---	Flexural
3	---	---	Torsion

Finite Element Model

	Frequency	Damping	Mode
1	2.58	-	Flexural
2	3.9	-	Flexural
3	11.36	-	Torsion

Fig. 21. Tabla resumen con resultados obtenidos mediante diferentes técnicas

En la figura anterior se muestra en la parte superior tres de las diferentes realizaciones experimentales realizadas en la torre campanario de Gilet y procesadas con OMA. Los valores de frecuencias son idénticos en todas ellas, a pesar de que las condiciones de viento y los parámetros de adquisición no son los mismos para cada una de las realizaciones.

Sin embargo, el efecto de las diferentes condiciones de viento queda reflejado en los valores de amortiguamiento obtenidos para los diferentes modos flexurales y torsional, puesto que estos dependen de la dirección y la velocidad de viento incidente sobre la estructura.

Por otra parte, el modelo teórico presenta valores muy similares de frecuencia para los dos modos flexurales, respecto a los mismos obtenidos experimentalmente, y difiere ligeramente en el modo torsional. Los valores de los materiales empleados son los obtenidos mediante la experimentación, a pesar de que posteriormente se recalibran ligeramente estas características mecánicas para adecuarlas a los valores obtenidos mediante OMA. Asimismo, el modelo teórico no refleja las patologías que puedan estar presentes en la estructura, tales como algunas fisuras o degradaciones del material, lo cual se traduce en una disminución de las frecuencias propias experimentales respecto a las teóricas calculadas idealmente, fundamentalmente en el modo torsional.

Finalmente, el radar interferométrico únicamente permite identificar los dos primeros modos experimentales y esto es debido fundamentalmente a la colocación de los reflectores de onda electromagnética. El modo torsional no aparece en las señales procesadas de radar debido a que para ese modo los desplazamientos de la torre en los reflectores instalados no son perfectamente perpendiculares a la onda electromagnética.

5. Conclusiones finales y líneas futuras

Las conclusiones fundamentales que se extraen de los trabajos realizados son las siguientes:

- ❖ La evaluación de la integridad estructural en el Patrimonio Histórico Construido y en edificios de nueva construcción mediante monitorización estática y dinámica previa y posterior a la rehabilitación contribuye a una gestión más precisa y eficaz de las intervenciones realizadas en la misma.
- ❖ La identificación dinámica estructural es una primera etapa para la definición de un modelo predictivo que contribuya a una mejor gestión y conservación de las construcciones. Se basa en un mejor conocimiento del comportamiento mecánico y la durabilidad de la estructura a través del control de determinados parámetros físicos.
- ❖ El establecimiento de zonas de alarma realizado en base a modelos de daño previene la aparición de futuras patologías en las estructuras que se están monitorizando.
- ❖ La plataforma web implementada presenta los datos en tiempo real obtenidos de la monitorización ya procesados en tiempo real, lo que facilita el control de la estructura por parte de los técnicos involucrados.

- ❶ Las medidas experimentales realizadas con instrumentación avanzada se deben contrastar con modelos teóricos con el fin de identificar correctamente la respuesta dinámica de la estructura. La realización del modelo tiene que tener en cuenta la información de los materiales extraída de ensayos no destructivos complementarios.
- ❷ Finalmente, la puesta en funcionamiento, procesado e interpretación de los datos obtenidos de la monitorización requiere un equipo multidisciplinar de trabajo que contenga técnicos experimentados en los campos del análisis estructural, el procesado digital de señales y la instrumentación electrónica.

Las líneas futuras que se presentan en el campo de la monitorización estructural y en las cuales se está actualmente trabajando, involucran fundamentalmente dos aspectos:

- ❸ Por una parte, el desarrollo de nuevos dispositivos fotónicos y electrónicos, tales como la fibra óptica o los transductores piezoeléctricos auto alimentables que puedan embeberse en el propio material constructivo y por tanto realicen un control continuo en el tiempo de diferentes parámetros físicos a partir de los cuales se pueda prevenir la aparición de daños en la estructura.
- ❹ Por otra parte, en el área del procesado digital de señales, se trabaja en la línea de implementar redes neuronales avanzadas, que tras un período de entrenamiento, sean capaces de detectar la aparición de daños en una estructura a partir de los sensores de diferente naturaleza instalados.

Referencias bibliográficas

Structural Health Monitoring

- [1] **Farrar, Charles R.; Keith Worden.** *An introduction to structural health monitoring.* *Philosophical Transactions of the Royal Society A* (London: Royal Society Publishing) 365 (1851): 303–315. doi:10.1098.
- [2] **Farrar, C. R.; S. W. Doebling and D. A. Nix** (2001). *Vibration-Based Structural Damage Identification.* *Philosophical Transactions of the Royal Society: Mathematical, Physical & Engineering Sciences* 359 (1778): 131–149. doi:10.1098/rsta.2000.0717.
- [3] **Worden, Keith; Charles R. Farrar, Graeme Manson and Gyuhae Park** (2007). *The Fundamental Axioms of Structural Health Monitoring.* *Philosophical Transactions of the Royal Society: Mathematical, Physical & Engineering Sciences* 463: 1639–1664. doi:10.1098/rspa.2007.1834.

Diagnóstico y monitorización estructural

- [4] **Tuutti, K.** *Corrosion of steel in concrete.* **Swedish Cement and Concrete Research Institute. Estocolmo, Suecia. 1982.**
- [5] *Health Monitoring of Bridge Structures and Components Using Smart Structure Technology*, **Brent M. Phares, Terry J. Wipf, Lowell F. Greimann, and Yoon-Si Lee.** Center for Transportation Research and Education- Iowa State University - January 2005.

[6] *Structural health monitoring of large-scale bridges: Research & experience*, **J.M. Ko**. Faculty of Construction and Land Use, The Hong Kong Polytechnic University, Hung Hom, Kowloon, Hong Kong.

[7] *Finite element model updating of bridges by using ambient vibration testing results*. **Wei-Xin Ren & Bijaya Jaishi**, Department of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian Province, People's Republic of China.

[8] *Examples of some parameters influence on bridges behaviour under moving loadings*, **J.B. Obre_bski**, Institute of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology & Institute of Civil and Sanitary Engineering, Faculty of Technical Sciences, University of Warmia, and Mazury, Olsztyn, both Poland .

[9] *Técnicas avanzadas de auscultación y diagnóstico de construcción históricas. El proceso de diagnóstico estructural*. **J. Yuste, J.V. Fuente, J.V. Sabater, V. Albert, G. Calzado**, AIDICO. 1ª Jornada Nacional sobre metodologías no destructivas aplicadas a la Rehabilitación del Patrimonio Construido. Santander Noviembre de 2006.

Modelos de daño estructural

[10] **Prof. A. W. Skempton, D. H. MacDonald**. *The allowable Settlements of Buildings*. Structural and building Division Meeting. 195.

[11] **M. D. Boscardin & E. J. Cording**. *Building response to excavation-induced settlement*.

[12] **R. Grant, John T. Christian and Erik H. Vanmarcke**. *Differential settlement of building*. Journal of the geotechnical engineering division. 1974.

Mercado agrícola de Montevideo

Ignacio Marcos^{1,2}, Natalia Lasarte¹, Idoia Arribas¹

¹ Labein-Tecnalia

² Universidad del País Vasco/Euskal Herriko Unibertsitatea UPV/EHU

Resumen. El Mercado Agrícola de Montevideo constituye un edificio singular encuadrado en la familia de los mercados cubiertos mediante estructura metálica. La estructura, trasladada desde la exposición universal de Bruselas de 1910, ha sufrido un deterioro continuado hasta hace muy pocos años, llegando a amenazar su existencia. Hoy constituye un foco de atracción para la recuperación del Barrio de Goes, estando englobada su restauración dentro de las actuaciones de regeneración urbanística y social, constituyendo un foco de dinamización socioeconómica.

1. Introducción

El proyecto de restauración del Mercado Agrícola de Montevideo, es parte de una estrategia de repoblación y revitalización que se está llevando a cabo en su entorno. Se trata de la regeneración del barrio de Goes, en el cual el Mercado Agrícola tiene un papel vertebrador de la vida social y cultural del barrio. El Mercado de encuentra inmerso en un proceso de reforma interior para transformarlo de un mercado de tipo mayorista a otro minorista. Goes es un barrio residencial, fundado por inmigrantes, provenientes de Italia, España y de origen hebreo. En las últimas décadas ha existido una tendencia de traslado de habitantes de zonas centrales hacia áreas periféricas, llevando aparejado un fenómeno de segregación social y residencial.

El Mercado Agrícola ocupa una manzana completa en el Barrio de Goes, presentando amplias explanadas en origen hacia dos fachadas laterales (C/Martín García y C/J Amézaga). Su origen se remonta a la Exposición Universal de Bruselas de 1910, ya que su estructura fue desmontada y trasladada hasta Uruguay, donde se empleó para crear el Mercado Agrícola, inaugurándolo en 1913. El Mercado se enmarca en la tradición de los mercados de estructura metálica de finales del siglo XIX y principios del XX.

El edificio se encontraba en un estado de abandono generalizado, lo que limitaba su uso como fuente de intercambio comercial, existiendo incluso riesgo físico en la entrada en el mismo por cuestiones de seguridad ciudadana. Hoy en día, se trata de un lugar seguro gracias a la intervención en el mismo y el impulso de las autoridades, con presencia policial habitual en la zona, lo que ha logrado recuperar una actividad social y cultural en el barrio. En estos momentos, además de las labores de restauración y consolidación a nivel estructural, cubierta y fachadas, se está en fase de análisis del proceso de distribución interna, ya que se quiere impulsar la transformación de un mercado mayorista a otro minorista y mucho más articulado con el barrio.

Para tener una idea de la intervención en el barrio, se puede mencionar el nivel de inversión previsto, del orden de unos 14 millones de dólares, aportados tanto por las instituciones uruguayas (Ministerio de Vivienda e Intendencia Municipal de Montevideo) como por la agentes internacionales (Banco Interamericano de Desarrollo, Unión Europea, Junta de Andalucía, Agencia Española de Cooperación

Internacional al Desarrollo) y que comprenden desde creación de nuevas viviendas, planes de igualdad, intervenciones de urbanización y de mejora del transporte y comunicaciones hasta la propia intervención en el Mercado. Dentro de esta confluencia de proyectos, se incluyen los trabajos de restauración de la fachada, financiada por la AECID.



Fig. 1. Fachada trasera (C/Valle Inclán) e interior del Mercado

2. Descripción general del edificio

Se trata de un edificio de una única planta, con la excepción de un pequeño sótano ubicado junto a la fachada trasera, contando con un gran espacio diáfano central. Consta de una serie de pilares formando una planta rectangular paralela a las fachadas originales. Estos pilares constituyen el arranque de los arcos en celosía que forman la estructura principal del edificio, y soporte de la cubierta. En su interior, el espacio es prácticamente diáfano, contando tan solo con algunas edificaciones adosadas a los muros perimetrales de sus fachadas más cortas (C.J.L. Terra y C/Valle Inclán).

El edificio originalmente presentaba las cuatro fachadas exentas, con una configuración similar. Cuenta con cuatro accesos rodados, uno por fachada, mediante puertas de gran tamaño ubicadas en el centro de cada fachada, dando acceso a unos viales dispuestos en forma de cruz en el interior, aún hoy pavimentados con adoquinado de piedra.

Cada fachada consta de una modulación repetitiva, constando de un primer nivel de fábrica de ladrillo con acabado en un mortero con almohadillado, que finaliza en una balaustrada. Sobre ella aparecen unas columnas de fundición, separadoras de los módulos entre sí, y un sistema de parteluces o maineles que permiten la fijación de los vidrios que hacían el cierre de la fachada. Detrás de cada columna, que a su vez es una bajante de pluviales, arranca un pilar de índole estructural y que soporta una viga que alcanza los pilares interiores del edificio. Esta disposición permite crear el primer nivel de cubierta inclinada, de donde arranca el segundo nivel de fachada, retranqueada sobre la primera.

Por encima de este segundo nivel, se desarrolla la cubierta dividida a su vez en dos tramos. El primer tramo superior, al igual que la cubierta inferior, tiene un acabado metálico mediante chapa de zinc. Sin embargo, el último tramo tiene un revestimiento de fibrocemento, habiéndose perdido la cubrición original y la crestería en la cumbre. El revestimiento metálico mencionado se sustenta

sobre un entablado de madera visible desde el interior del mercado. Por ello, la cubierta se puede considerar como una cubierta ligera.

La singularidad de este edificio se centra, no solo en su tamaño, ya que ocupa completamente una manzana (aproximadamente 100 x 67 m.) sino en el hecho de que el canalón no presenta ninguna pendiente, siendo horizontal en todo el perímetro del edificio. Por ello, cada una de las columnas de la fachada, funciona como bajante con continuidad en el interior de la fábrica de ladrillo, creando en esta la apariencia de unos pequeños contrafuertes.



Fig. 2. El Mercado Agrícola en los años 20

En las fachadas laterales, las de mayor longitud (calles Martín García y J.J. Amézaga), se adosaron sendos edificios para ampliación de las instalaciones, de los que solo se conserva el de J.J. Amézaga. El otro fue demolido en 2002. Ambas ampliaciones se construyeron con estructura de hormigón armado, y su construcción supuso una alteración importante en sendas fachadas, lo que implicó la eliminación de algunos elementos. El edificio que hoy se conserva cuenta además con un sótano en el que hasta hace poco alberga restos de instalaciones obsoletas, tales como antiguas cámaras frigoríficas y una fábrica de barras de hielo.

Pese a estos edificios adosados, el mercado siempre ha tenido la consideración de una instalación abierta, permitiendo una ventilación permanente en su interior, no solo a través de sus puertas, sino mediante el empleo de lamas de vidrio en cada uno de los módulos originales, vidrios que ya desde el origen se vieron afectados por roturas, tal y como puede apreciarse en la imagen 1.

En la imagen 2 se aprecia el esquema estructural adoptado en su construcción. Existe un gran espacio diáfano central, limitado por los pilares soporte de los grandes arcos de cubierta, en una disposición rectangular paralela a las fachadas originales. Entre estos pilares y las fachadas se colocan vigas en celosía que constituyen el soporte de la cubierta inferior.

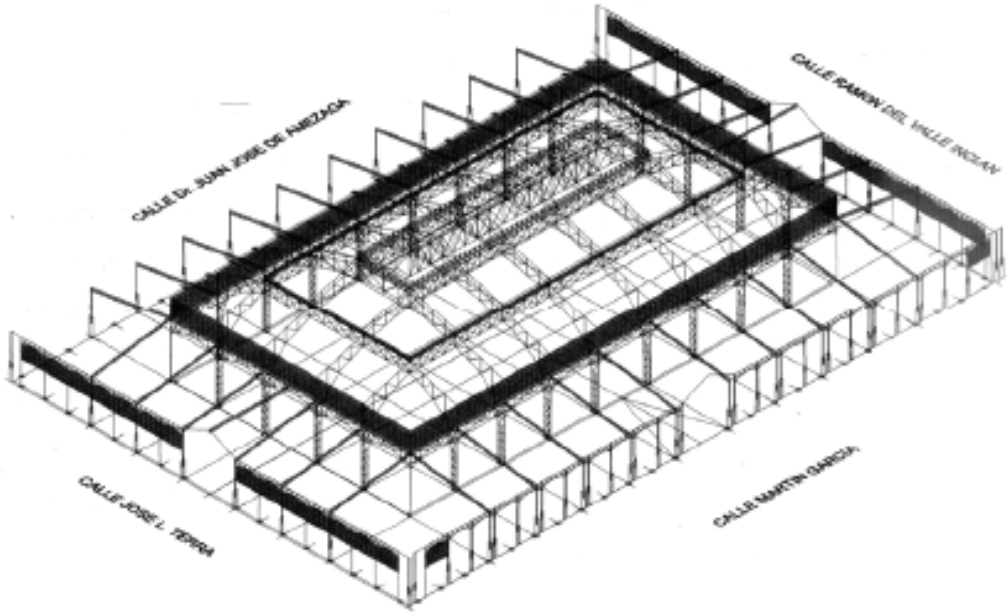


Fig. 3. Esquema estructural Mercado Agrícola

Por otra parte, otros elementos singulares del edificio lo constituyen los falsos torreones de las esquinas y los cuatro accesos rodados, de entre los cuales destaca puerta principal, en la que se incorporan cerámicas en su decoración, y que es un auténtico icono del mercado.



Fig. 4. Puerta principal del Mercado Agrícola

3. Marco de actuación

Desde que la Intendencia adoptó la iniciativa para la recuperación del Mercado, se han llevado a cabo varias intervenciones encaminadas a tal fin. Las inversiones comprometidas se enmarcan dentro de la regeneración del barrio, constituyendo el Mercado un núcleo de dinamización socio-económica. En los últimos años se han llevado a cabo diversas actuaciones en el propio Mercado que se mencionan a continuación:

- Incorporación de un equipo técnico para la gestión técnica económica de los procesos de reestructuración interior y de restauración, liderados por el arquitecto de la Intendencia, D. Carlos Pascual.
- Incorporación de un nuevo equipo de gestión en el Mercado. Impulso inicial a la implantación de nuevos comerciantes.
- Dotación de seguridad de uso y tránsito mediante presencia policial.
- Demolición del edificio de hormigón anexo de la C/ Martín García.
- Consolidación estructural de la fachada medianera con dicho edificio, al encontrarse comprometida la integridad de los pilares y su unión con las vigas en dicha zona.
- Concurso para la sustitución completa de la cubierta.
- Redacción de estudios previos y gestiones para la restauración de la fachada con fondos AECID. Asistencia técnica financiada por AECID para la restauración.

El presente artículo se enmarca dentro de este último paso, que tiene como misión asesorar tanto en la componente técnica como en los pasos sucesivos a afrontar en la propia fachada.

4. Estado general del edificio

El edificio presenta un estado de deficiente mantenimiento a los largo de las última épocas, que incide negativamente en su conservación y en el deterioro acelerados de sus elementos significativos más característicos. De hecho, la cubierta presenta entradas de agua generalizadas, que empapan por completo el entablado inferior y mojan continuamente casi todos los elementos constructivos.

Cada una de las fachadas cuenta con una solución basada en módulos que se repiten de manera constante. Este módulo, de unos 4 metros de frente, abarca toda la fachada, interrumpiéndose en los accesos rodados en el centro de cada fachada y en la rejería de los accesos peatonales. Las cuatro esquinas se han resuelto con sendos falsos torreones. Cada módulo de los mencionados consta de una parte inferior resuelta mediante fábrica de ladrillo rematada con una balaustrada y con otra parte superior de estructura metálica. La primera presenta un almohadillado mediante mortero. Las bajantes de la cubierta se sitúan en cada módulo a modo de columnas en el tramo metálico, teniendo continuidad en el interior de su basamento e incluso en el interior de la fábrica de ladrillo. En el tramo almohadillado se ha podido observar que las bajantes se encuentran embebidas en hormigón revestido con mortero. De la balaustrada destaca la inclusión de vidrios coloreados cuyo efecto óptico

es de una gran vistosidad, apreciable únicamente desde el interior del Mercado. La separación entre ella y la parte almohadillada la forma una cornisa con pequeñas ménsulas enmoldadas y adheridas posteriormente. Tanto la cornisa como gran parte de los elementos ornamentales de mortero se han construido y fijado al muro a través de perfilera metálica, hoy visible por la pérdidas de material. Por debajo de la cornisa se encuentra una hilera de rosetones en diferente coloración, que aporta algo de color a la fachada, cuyo acabado general es en color gris Portland.

En la zona superior de la parte metálica se encuentran unos arcos de fundición y sobre ellos una viga de canto, también con piezas de fundición. Ambos elementos se encuentran enmarcados por perfiles de acero. Sobre el arco se fijan los perfiles de los parteluces que se desarrollan desde su apoyo inferior en la balaustrada, y que sirven de fijación a las lamas de vidrio que originalmente cerraban esta zona, permitiendo una generosa ventilación. Por su parte, el arco superior y la viga contaban con cerramiento de vidrio en su trasdós. Sobre la viga se fijan ménsulas cuya misión es el soporte del canalón. Este se resuelve con piezas de fundición, sobre las que se disponía asimismo chapas de zinc para la evacuación de agua. El canalón originalmente contaba con una rica ornamentación a base de chapa esmaltada fijada a las piezas del canalón.



Fig. 5. Módulo tipo de fachada y detalles canalón

Como primera medida en el desarrollo de los trabajos, se procedió a la elaboración de una cartografía e inspección del estado general de las fachadas y de aquellos aspectos constructivos que tuvieran relación con ellas. El resumen de daños se indica continuación:

- ❖ Entrada indiscriminada de agua por la cubierta y por la fachada, incluso con escorrentía por vertido desde el canalón, especialmente en el canalón entre el edificio original y la ampliación.
- ❖ Ausencia generalizada de vidrios fijados entre parteluces y tras las celosías en forma de arco y soporte del canalón
- ❖ Corrosión generalizada de acero en piezas de acero laminado, tanto de parteluces, como en elementos estructurales. En estos se incluye tanto los soportes de las vigas de cubierta como el encuentro de estas mismas vigas con todos los elementos de fachada. Los arcos y la viga de fundición cuentan con un enmarcado en perfiles de acero tipo angular cuyo estado de deterioro es notable.
- ❖ El canalón se soporta sobre una pieza de fundición cuyo estado general, pese a la corrosión superficial es aceptable. El resto de elementos de fundición presentan corrosión superficial.
- ❖ Pérdida casi total de la ornamentación del canalón. Tan solo quedan pequeñas muestras originales.
- ❖ Ausencia de algunas piezas ornamentales de la celosía bajo el canalón.
- ❖ Deterioro del mortero de revestimiento en forma de erosiones y pérdidas de material. Presencia de fisuración abundante, si bien es de pequeño espesor. Tan solo en zonas concretas esta presenta mayor magnitud.
- ❖ Ausencia de material en ornamentaciones de mortero, especialmente de cornisas y balaustradas, si bien afecta también a otras zonas.
- ❖ Daños y pérdidas de mortero por corrosión de perfiles y barras de acero, afectando a las molduras de la cornisa, a las ornamentaciones bajo el pedestal de la bajante y las ornamentaciones similares en los falsos torreones de las esquinas y la entrada principal.
- ❖ Separación física e inclinación del pedestal de mampostería bajo la bajante de fundición. A pesar de que en informes previos se menciona un posible asentamiento de la fachada, este se ha descartado durante los trabajos de campo. Más bien se trata de una posible entrada en carga de la columna de fundición, que continúa en el interior del pedestal de revoque, junto con procesos de corrosión del acero. Es por tanto un fallo local en todos los casos.
- ❖ Degradación generalizada de la balaustrada por corrosión del acero de las barras colocadas en su interior, Está construida mediante ladrillo y revoque, presentando pérdidas de material muy importantes en la parte correspondiente al pasamanos.
- ❖ Presencia de pátinas de ennegrecimiento de forma generalizada bajo cornisas por depósitos de suciedad, y en aquellas zonas no afectada por el agua de lluvia.
- ❖ Colonización vegetal en cornisas, torreones y encuentro con el módulo central de la puerta principal.
- ❖ Humedades en fachada en las zonas inferiores, presumiblemente debidas a locales interiores.

- ❖ Ausencia de numerosos vidrios coloreados de la balaustrada.
- ❖ Modificaciones de carácter antrópico, tales como desaparición de parte de los componentes de módulos o creación de nuevos huecos .
- ❖ Ausencia de rejillas de la parte inferior de los módulos.
- ❖ Presencia de instalaciones, algunas de ellas obsoletas y fuera de servicio, en la fachada

Todos los aspectos citados lo son en general para los tramos de fachada que se conservan desde origen. Sin embargo las fachadas laterales, las de mayor longitud, se han producido modificaciones que han inducido alteraciones notables. La fachada colindante con el edificio demolido presenta una pérdida casi total de la balaustrada y de las ornamentaciones de la cornisa, así como la ornamentación en la basa de las bajantes. Aparece un nuevo cargadero construido para efectuar la comunicación entre la nave y el edificio ampliación, hoy impedida mediante un tapiado reciente, por lo que falta todo el mortero de esa zona. Obviamente han desaparecido también los parteluces soporte de los vidrios. Esta fachada ha sido sometida recientemente a un proceso de intervención a fin de consolidar los elementos estructurales, ya que se encontraban muy deteriorados, a causa de las filtraciones de agua hacia el interior del canalón.



Fig. 6. Estado general fachada Martín García

Mayor alteración presenta aún la fachada original que se encuentra en contacto con la ampliación de hormigón hacia la calle Juan José Amézaga. En ellas se procedió al rasgado completo de todos los huecos afectados, desapareciendo por completo las balaustradas y los parteluces, quedando en pié los soportes estructurales y las bajantes. Se conservan, eso sí, los arcos y vigas de fundición,

si bien su estado de deterioro es notablemente mayor que en las fachadas principales a causa de las continuas filtraciones de agua proveniente de la cubierta. Esto se debe, al igual que debió de suceder en la otra fachada lateral, al efecto del edificio adosado de hormigón, cuya cubierta, más elevada, hace que las filtraciones discurran evitando un vertido libre hacia la calle en caso de un probado mal funcionamiento de las bajantes, discurriendo por lo tanto por todos los elementos estructurales. En lo relativo al tramo de fábrica, este se encuentra retocado y en muchos casos pintado con pintura plástica, ocultando por completo la coloración interior.

Las fachadas superiores son poco visibles en la actualidad ya que cuentan con un revestimiento de lámina plástica para evitar la entrada de agua al interior y la afección a la actividad. La fachada del nivel superior es similar a la inferior en la parte metálica, si bien presenta una menor complejidad. Cuenta igualmente con parteluces para soporte de vidrios, muchos de los cuales ha desaparecido. Por debajo de ellos existe una viga en celosía, con un nivel de corrosión importante, apreciable desde el interior del mercado.

Las condiciones de observación han sido limitadas, tanto por la existencia del revestimiento provisional como por la altura existente. Además, la cubierta no ofrece actualmente garantías para su tránsito.

Pese a ello, existen indicios más que suficientes para pensar que su estado general es similar al de la estructura metálica del nivel inferior.

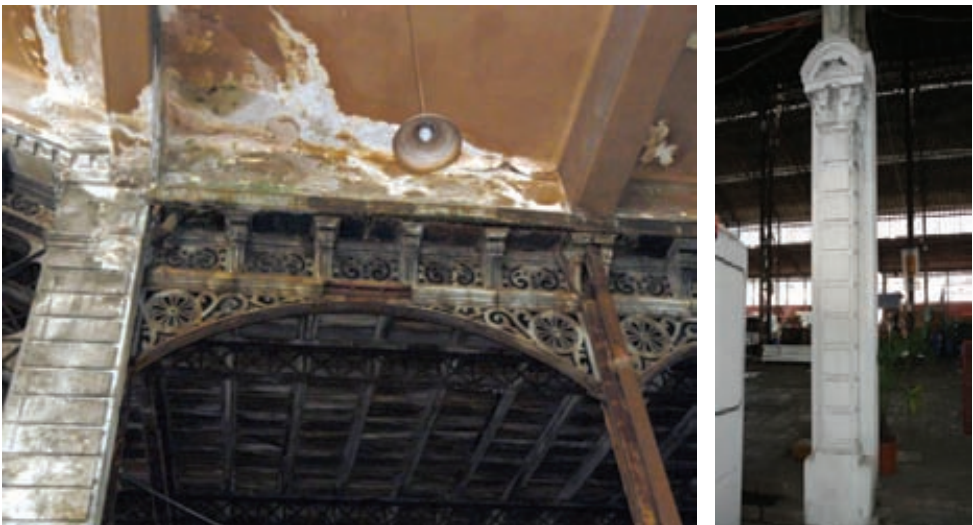


Fig. 7. Detalles de fachada hacia edificio hormigón C/JJ. Amézaga

Otro de los aspectos singulares de las patologías en las fachadas es la presencia de fisuras provocadas por la corrosión de los perfiles de acero de los forjados de las construcciones adosadas a la fachada trasera (C/ Valle Inclán). Al contar la mitad de la fachada con un sótano, el techo de este se ha resuelto mediante el empleo de forjados con viguetas metálicas, cuyas cabezas se han visto sometidas a procesos de corrosión, manifestándose en consecuencia en forma de fisuración y pérdida de material en la fachada. Se desconoce si estos fenómenos han afectado a la capacidad portante de dichos perfiles.

Se ha dejado para el final el análisis de las cuatro puertas de acceso rodado al mercado. De ellas, la principal, constituye uno de los iconos del propio Mercado, por lo singular de la entrada, con elementos cerámicos indicando el nombre del edificio. Se conservan los módulos de las fachadas principal y trasera con su decoración. Sin embargo, las otras dos, a causa de los edificios de hormigón, han perdido todo el material ornamental.



Fig. 8. Entrada acceso rodado fachada principal

El acceso rodado supone una interrupción en el plano de la cubierta al sobresalir por encima del canalón, así como en la fachada por contar con mayor luz que los módulos estándar. El pórtico se ha resuelto mediante una celosía metálica, con disposición triangular hacia la cornisa y con un arco por la parte inferior. En los cuatro casos, se observa una notable deformación del cordón inferior de la celosía, en forma de arco. Además, se presentan fisuras en las cornisas de mortero, sustentadas por los dos cordones superiores. Dado el peso de los materiales colocados para la construcción de la cornisa, se descarta la deformación por efecto de una hipotética succión de viento, que pusiera en carga de compresión el cordón inferior. Sin embargo, a la vista de las pilastras de mampostería a ambos lados de cada una de las puertas, que presentan notables daños y fisuras en sus arranques, puede afirmarse que ambos fenómenos están relacionados. La deformación del cordón inferior y los desperfectos en las pilastras tienen su origen en el tamaño de la edificación, ya que en ningún caso se hayan detectado disposiciones constructivas que permitan los movimientos de carácter térmico que sin lugar a dudas se han de producir. La dimensión principal del edificio es de unos 100 metros, contando cada módulo con arcos y vigas de fundición con armado perimetral de perfilera de acero, módulos que en sentido transversal se encuentran fijados a la estructura principal del edificio y por lo tanto con el movimiento fuera de la fachada impedido. Sin embargo, los cordones inferiores de las celosías de acceso rodado no presentan ninguna coacción, siendo las que absorben en consecuencia el movimiento térmico. Este mismo efecto provoca la creación de rótulas en la cornisa, en forma de grietas y fisuras no previstas.

Observando la estructura interior del Mercado, se observa el mismo fenómeno de pandeo fuera del plano en varias celosías ubicadas bajo la fachada superior. Estas se corresponden con la transición de la cubierta desde el nivel inferior, e igualmente se trata de celosías con cordones inferiores en curva y sin ningún punto fijo.

No se han mencionado hasta ahora las fisuras existentes en los cuatro falsos torreones. Estas son diversas y se manifiestan horizontalmente al nivel de arranque de los pilares, así como en vertical, correspondiéndose con la transición entre estructura de acero y fábrica de ladrillo. Estas fisuras tienen su origen también en los movimientos de origen térmico que se produce en el resto de la estructura, arrastrando el diedro de cada torreón y manifestando la diferente dilatación de ambos materiales, acero y fábrica de ladrillo.



Fig. 9. Puertas acceso rodado fachada trasera (C/Valle Inclán) y lateral (C/Martín García) cuya ornamentación ha desaparecido por la construcción de edificio adosado.

4. Catas y ensayos

Pese a lo relevante que estos aspectos deberían de haber sido, la realidad es que la posibilidad de realización de catas y ensayos se vio limitada, debiendo completarse la campaña de ensayos durante la fase de obra. Como resulta habitual al afrontar una restauración de este tipo, es necesario completar un estudio de materiales que permita posteriormente un contraste con el material de reposición, asegurando un comportamiento homogéneo entre lo nuevo y lo antiguo, que evite un deterioro prematuro de ambos materiales. A este respecto, se llevaron a cabo ensayos sobre el mortero y los ladrillos originales, estando pendiente la realización de los ensayos sobre el acero,

que por otra parte ha sufrido en intervenciones previas procesos de soldadura, aparentemente sin contrastar su soldabilidad.

Tal y como ya se ha expuesto, existía una cierta sospecha de que parte de los desperfectos existentes se debían a la existencia de asientos en la cimentación del edificio. A raíz de la inspección detallada, se descartó, tal extremo. Sin embarbo, en todos los casos de presentaban fisuraciones entre las edificaciones adosadas a las dos fachadas principales por el interior del Mercado y el muro de fachada. Por ello, se decidió llevar a cabo una cata de cimentación, que pusiera de manifiesto el tipo de cimentación empleado y las posibles diferencias entre zonas constructivas. Las catas se efectuaron de manera manual, no siendo posible alcanzar el nivel de apoyo. La cata se efectuó en la puerta de acceso rodado de la fachada trasera (C/ Valle Inclán), poniéndose de manifiesto la sustentación del muro de fachada sobre dos arcos de ladrillo, que a su vez se sustentan sobre pilares, supuestamente hasta alcanzar un nivel competente. Este tipo de cimentación aparece descrita en los manuales de los años 40, recomendándose para profundidades entre 3 y 5 metros. Sin embargo, el nivel de apoyo de la construcción interior es de 1,20 m. Existe en consecuencia un diferente nivel de apoyo que explica la fisuración detectada entre muros de diferente rigidez y nivel de apoyo.

5. Conclusiones

El Mercado Agrícola de Montevideo es una pieza de arquitectura singular en Uruguay, que, pese a su deficiente mantenimiento y algunas intervenciones realizadas, conserva el espíritu que lo vio nacer, de manera análoga al barrio en el que se enclava. Precisamente la misma falta de inversión que ha llevado a la degradación del barrio de Goes ha motivado que el este se haya mantenido de manera similar a sus orígenes, sin apenas nuevas construcciones, permitiendo conservar en sus construcciones el sabor del Montevideo de principios de siglo.

El proceso que ahora se afronta se enmarca dentro de la iniciativa de regeneración del Barrio de Goes, abordándose desde la AECID la restauración de la fachada, siempre con la Intendencia de Montevideo como el agente local que lidera el proceso.

De la observación del proceso de intervención se han efectuado sugerencias en el proceso de restauración. Como medida inicial que permita afrontar la obra con las mayores garantías, se propone la ampliación de los estudios previos sobre las fachadas, llevando a cabo las siguientes tareas:

- ❖ Levantamiento planimétrico de las fachadas. Tanto los tramos inferiores de fachada como los correspondientes al nivel superior. Se empleará topografía para la correcta representación de la fachada y de la estructura en su relación con las mencionadas fachadas.
- ❖ Investigación histórica del edificio.
- ❖ Inventario y catalogación de las rejeras existentes en el edificio, incluso planimetría y fotografiado.
- ❖ Redacción del proyecto de intervención.

Además de estas tareas de carácter previo a la propia obra, existe otra labor fundamental para asegurar la correcta durabilidad de la fachada, y consiste en la puesta en servicio del sistema de evacuación de pluviales. El edificio originalmente se concibió con un canalón perimetral horizontal con un gran número de bajantes, atendiendo a la gran superficie de cubierta. Para evitar las filtraciones de agua sobre la fachada deterioren la intervención que se lleve a cabo, deberá de garantizarse que cada bajante funciona adecuadamente, restituyendo la red de pluviales a un correcto funcionamiento y con los debidos registros. Estos trabajos no deben de ser abordados dentro del proyecto de fachada, excepto en el tramo correspondiente a la propia columna bajante.

El mencionado proyecto deberá de contemplar las actuaciones a nivel de restauración, tanto de estructura metálica en la zona de fachada, como en la correspondiente a fábrica de ladrillo. La opción más razonable para la sustitución del sistema de lamas de vidrios en el perímetro del edificio (salvo la zona del edificio de hormigón), consiste en la colocación de un vidrio serigrafiado fijado a los mismos parteluces. De esta manera se evitará la incidencia del agua sobre el interior, a la vez que un excesivo soleamiento en verano, todo ello sin alterar significativamente su estética y teniendo en cuenta la incidencia económica de una recuperación total de las lamas. Además, estas son muy susceptibles de sufrir un notable deterioro, al igual que en las primeras edades del edificio, donde se aprecian múltiples roturas en fotografías de los años 20. El eje de la restauración consistirá en la reposición de los elementos desaparecidos y la recuperación de elementos estructurales de acero y morteros, manteniendo un acabado en mortero, análogo al existente, así como la ornamentación general de canalón. Para los pórticos principales, deberá de modificarse la estructura del acceso, para dotar a la portada de capacidad de movimiento longitudinal en el plano de la fachada. Por ello, las cornisas, muy deterioradas, deberán contemplar posibilidad de absorber también esos movimientos.

Estos trabajos, junto con la recuperación interior, y la incorporación de nuevos comerciantes, aportarán al edificio de una nueva vida que permitirá afrontar una nueva etapa en la vida del edificio y del Barrio de Goes.

Bibliografía

- [1] **Juan Primiano:** *Manual de la Construcción*. Ed. Construcciones sudamericanas. 1944
- [2] *Diagnóstico arquitectónico para la restauración del Mercado Agrícola de Montevideo*. Ing. **Juan Perrone**. Junio 2008.
- [3] <http://agenda.montevideo.gub.uy/proyecto/3021>. acceso 21/09/2009.

Algunas lecciones extraídas de la actuación en puentes de fábrica

F.J. León^{1,2}, S.R. Espejo²

¹ **FHECOR Ingenieros Consultores. Madrid, España.**

² **Grupo de Hormigón Estructural. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.**

Resumen. *Se presentan aquí algunos ejemplos de actuación de los autores con espíritu autocrítico con el fin de que la experiencia pueda servir a otros ingenieros. Se trata de la actuación de recalce de dos puentes ferroviarios de fábrica y de la importancia del relleno rígido situado en el trasdós de las bóvedas, de tal forma que se puede prescindir de refuerzos convencionales, caros e invasivos.*

Abstract. *The authors present a couple of examples of interventions carried out by themselves, focusing the attention, with self-criticism, in the strengthening operations in foundations (two railway bridges). Additionally, the importance of the rigid backfill is pointed out, suggesting the need of characterizing its nature and geometry in order to avoid expensive and anti-aesthetic interventions.*

1. Introducción

En este artículo se muestran un par de ejemplos de intervenciones en las cimentaciones de puentes de fábrica y, además, unas reflexiones a propósito de la consideración del relleno rígido en este tipo de puentes.

Se trata de dos asuntos aparentemente inconexos pero que tratan de dos aspectos esenciales en la valoración de la capacidad portante de un puente de fábrica. El primero, el de las cimentaciones, es crucial puesto que, como es sabido, la socavación y la consiguiente pérdida de pila o la formación de mecanismos multiarco de colapso es la principal causa de ruina de estos nobles y sostenibles puentes. El segundo asunto tiene que ver con la tradicionalmente ignorada capacidad portante de los rellenos del trasdós de los puentes de fábrica.

2. Reparación de las cimentaciones de dos puentes de fábrica

2.1 Puente ferroviario sobre el río Boedo (línea Palencia-Santander)

2.1.1 Descripción del puente y de sus daños

Este puente, de proporciones modestas (tres bóvedas de 8 m de luz libre), fue construido en la segunda mitad del s. XIX y fue reparado en 2006 según un proyecto redactado en nuestra oficina. La **fig. 1** muestra sendas vistas de la estructura antes y después de la reparación. En la **fig. 2** se presenta asimismo la configuración del puente, anunciándose ya el recalce de las pilas y estribos que constituyeron la esencia de la intervención realizada.



Fig. 1. Puente sobre el río Boedo, antes y después de la intervención.

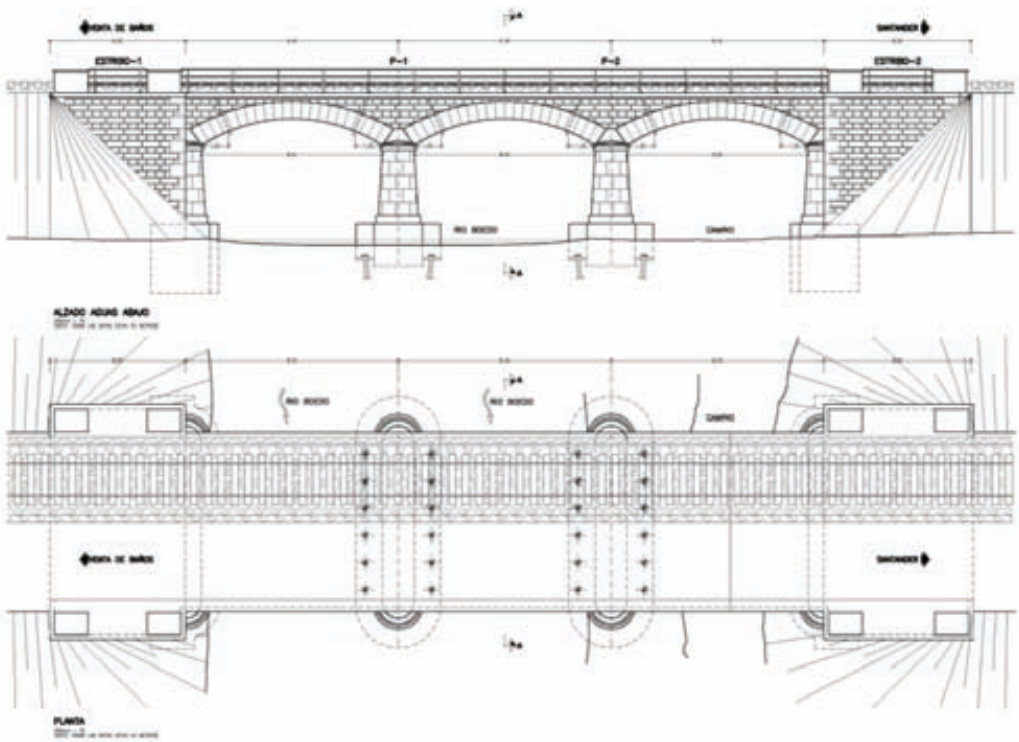


Fig. 2. Configuración del puente sobre el río Boedo.

En la **fig. 3** se presentan los daños observados en el puente, derivados del giro hacia aguas arriba de la pila 1 (sintomático de un problema de socavación de la zapata), que se evidenciaban asimismo en una fisuración vertical de la pila y una fisura en las bóvedas por la torsión inducida por el giro. El croquis está tomado de la referencia (1).

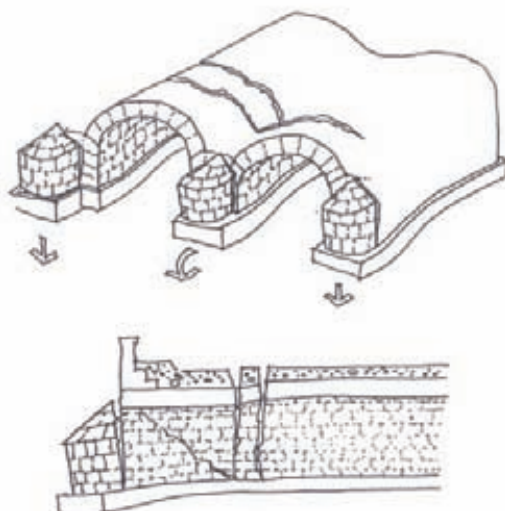


Fig. 3. Daños observados en cimentación, pilas y bóvedas, así como esquema descriptivo tomado de la ref. (1).

2.1.2 Criterio para el recalce

Es indudable que, lo mejor, es plantear una solución de recalce, ejecutada desde la plataforma, que convierta a las pilas en encepados de los micropilotes enhebrados, como han planteado los autores en otras ocasiones (ref. 2). Es lo mejor porque permite eludir los trabajos en el agua o la construcción de ataguías, y porque no genera un nuevo obstáculo al flujo del agua, de manera que no se empeora la capacidad de desagüe de la obra. A cambio, exige el corte total o parcial del tráfico. Ejemplo de esta solución es la que se muestra en la **fig. 4** (ref. 2), que incluye un modelo de bielas y tirantes que explica el mecanismo resistente.

Como puede verse, en las pilas es preciso agregar unos tirantes (barras de acero inoxidable) que sean capaces de absorber la difusión horizontal, en tracción, de las fuerzas que se encauzan, desde la plataforma (cabeza de pila) hacia los micropilotes.

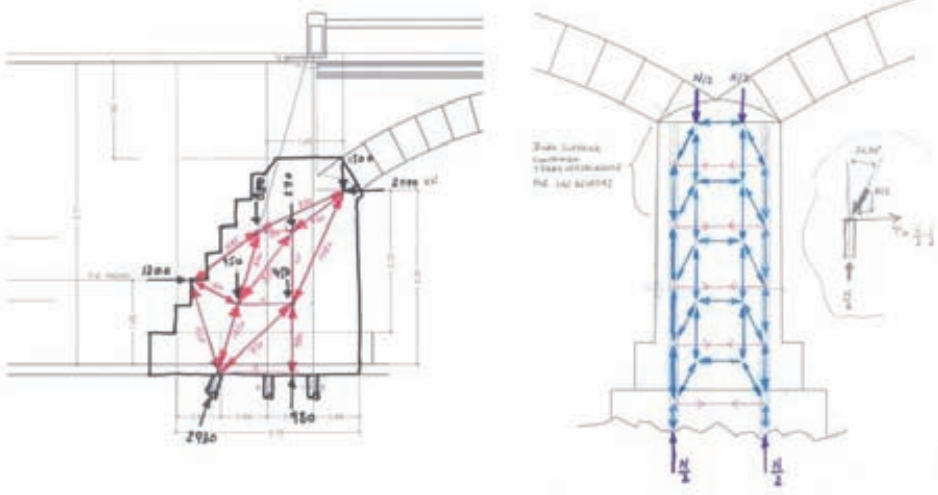
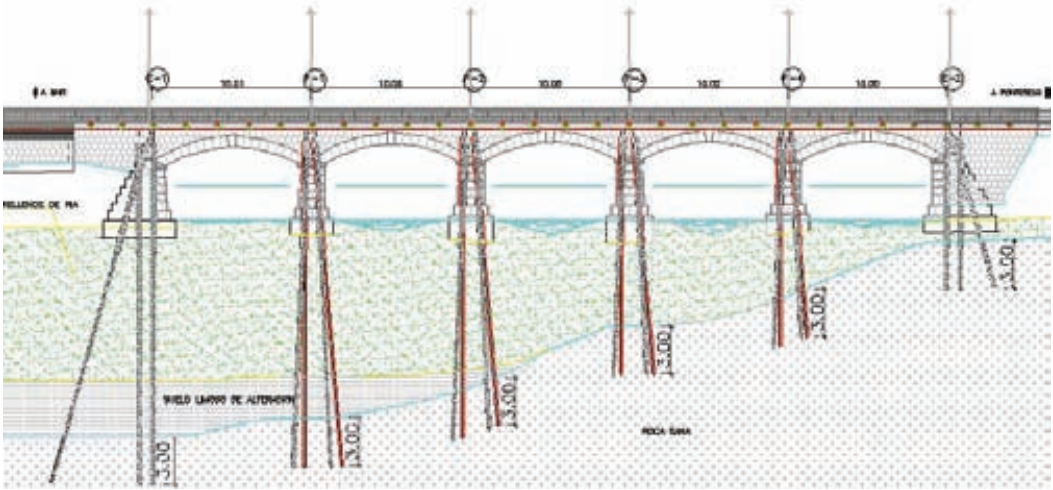


Fig. 4. Solución de los autores (ref. 2) para el puente de Ponteceso (La Coruña), consistente en convertir pilas y estribos en encepados de los micropilotes perforados desde la plataforma.

Cuando, como era el caso del puente del río Boedo, no es posible cortar el tráfico ferroviario, se ha de acudir a una solución de recalce como la indicada en la fig. 5, consistente en la disposición de un encepado perimetral cosido con barras que cierran el circuito de fuerzas.

En este caso, de luces moderadas y altura cómoda de encepado, se pueden disponer barras de armadura pasiva aunque de mayor diámetro. Se dispusieron barras tipo Gw1 dada la versatilidad de roscado en cualquier punto que exhiben. La fig. 6 muestra unas imágenes descriptivas al respecto.

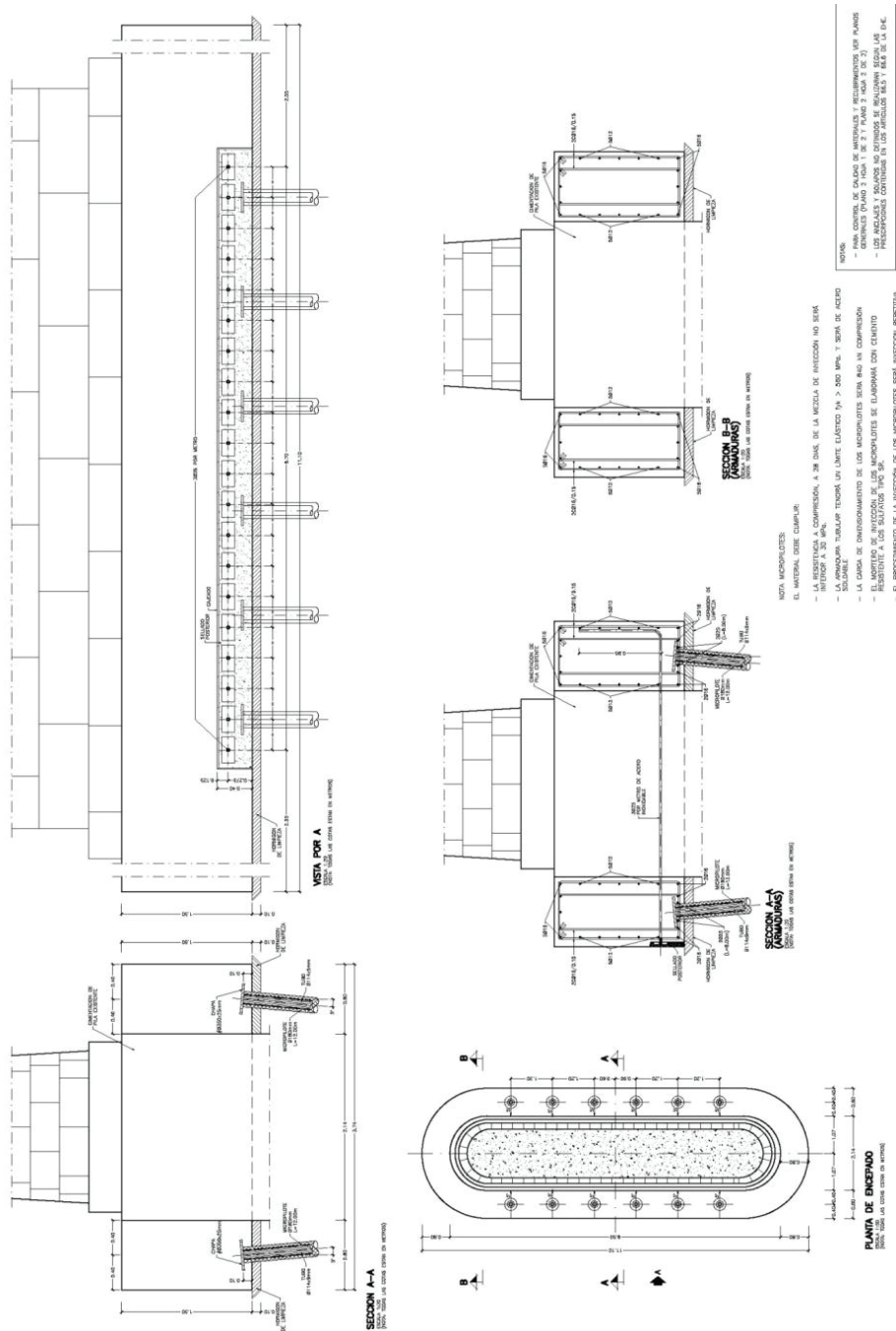


Fig. 5. Solución aplicada por los autores al recalce del puente sobre el río Boedo. La inclinación de los micropilotes obedece a la necesidad de actuar con poco gálibo, que impedía el trabajo en vertical, y asegurar también de esa manera el arriostamiento en sentido horizontal.



Fig. 6. Ejecución de los micropilotes inclinados y resultado del recalce.

2.1.3 lecciones de esta intervención

La **fig. 7** presenta dos imágenes del estado final que merecen un comentario especial. La imposta, como puede verse en la fase final de la restauración, sigue siendo testimonio del problema detectado en su momento. Aunque la operación de desmontaje de la imposta y su restitución habría sido sencilla y de poco coste, se decidió dejarla como estaba, con el fin de que constituya una lección para inspectores de estructuras de este tipo, que deben leer en la imposta, preferentemente en el lado de aguas arriba, qué incidencias ha podido tener la cimentación.



Fig. 7. Ejecución de los micropilotes inclinados, disposición de la ferralla y resultado del recalce.

Como puede verse en las fotografías de la **fig. 7**, la reparación consistió asimismo en una limpieza de paramentos con agua nebulizada y un rejuntado general con mortero de cal (mortero bastardo, más bien, con cemento blanco).

Además, la misma figura muestra el estado final del encepado, que se afiló para dar un aspecto más hidrodinámico al conjunto. A pesar de que la figura subraya la solidez de la intervención y le otorga fiabilidad, no es menos cierto que, a fuer de ser autocríticos, resta esbeltez a la obra. Hay que decir que, matizando la afirmación realizada más arriba, la estructura no ha disminuido sección hidráulica, o lo ha hecho de manera muy reducida, porque la cara superior del encepado se sitúa coincidiendo con el fondo del lecho encontrado.

Añádase, finalmente que esta estructura sufría problemas de durabilidad debido a la percolación de agua desde la parte superior de la plataforma. Los daños consistían en la lixiviación de los morteros de la junta y en los daños sufridos por la acción de los ciclos hielo-deshielo en la caliza de páramo de los sillares de la bóveda (las boquillas son de cuarcita).

La solución adoptada, con carácter más bien pionero en España, consistió en la inyección del trasdós de la bóveda mediante una emulsión de silicona. Para ello se perforaron todos los encuentros de llagas y tendeles hasta llegar al relleno rígido (en apariencia, naturalmente), lo que equivalía a dar una profundidad a los taladros equivalente a la que mostraban las dovelas en las boquillas. El método de inyección era el ya conocido de comenzar por los taladros más bajos hasta que los más altos comenzaban a funcionar como purgas (ver **fig. 8**).

La operación concluyó con la re-perforación de los drenes de riñones, para asegurar la salida del agua que, hasta la reparación, drenaba por las juntas.



Fig. 8. Inyección de intradós de bóveda en la intersección de llagas y tendeles con emulsión de silicona para la impermeabilización del trasdós de la bóveda.

2.2 Puente ferroviario sobre el río Zadorra (línea Madrid-Irún)

2.2.1 Descripción del puente y de sus daños

Hacia ya treinta años que este puente (fig. 9, antes y después de la intervención), formado por tres bóvedas de 22 m de luz libre, un puente importante para ser de fábrica) exhibía síntomas de giro de la pila 2, lo que se traducía en fisuras en los tímpanos (fig. 10) y en una acusada deformación de la imposta (lados de aguas arriba y aguas abajo). Como es sabido, este tipo de daño es sintomático de un giro de eje transversal al puente, que podría propiciar un fallo multiarco del conjunto (fig. 11, tomada de la ref. 2).

Cuando, como en este caso, no se ha producido un giro de pila de eje transversal al puente, lo que ha sucedido es que se ha producido un giro diferencial de la cimentación. En este caso, los estudios geotécnicos pusieron de manifiesto la existencia de un estrato muy potente de materiales blandos, especialmente bajo la pila 2, lo que explicaría que, a lo largo de los 140 años de vida del puente, se hayan ido produciendo giros en las cimentaciones. Además, en el caso de la pila 2 sucede que se ha construido un camino en terraplén sobre la margen izquierda del río, lo que da lugar a un empuje no equilibrado hacia el río de esa pila, precisamente en la dirección en que ha girado.



Fig. 9. Puente ferroviario sobre el río Zadorra antes y después de la intervención



Fig. 10. Fisuras en tímpano tanto sobre pila como sobre riñones de bóveda. La parte inferior muestra el estado final.

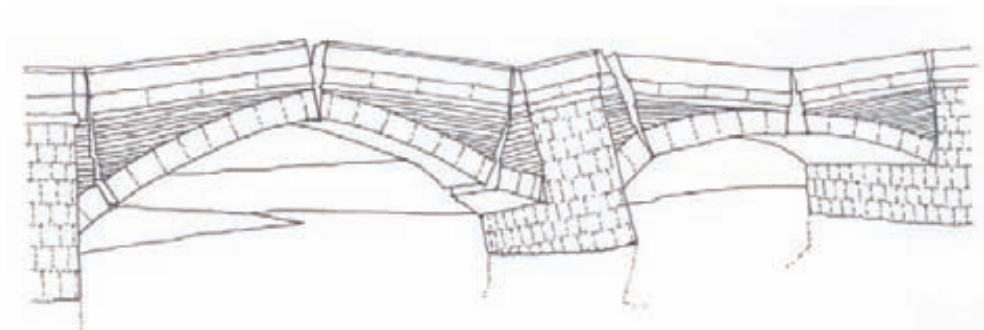


Fig. 11. Esquema explicativo del mecanismo multiarco que puede desarrollarse en un puente de fábrica como consecuencia de un giro de pila de eje transversal.

2.2.2 Solución de recalce y sus lecciones

En la **fig. 12** se presenta la solución de recalce adoptada, que consiste en ‘congelar’ los movimientos mediante un recalce de con micropilotes, recibidos en cabeza por medio de un zuncho perimetral de hormigón, semejante al ya descrito en 2.1, con la diferencia de que, debido a que la luz es casi tres veces mayor que la del puente sobre el río Boedo, también las cargas son mucho mayores, exigiendo el empleo de barras de pretensado en lugar de barras pasivas como en dicho caso. Además, como se puede apreciar en la **fig. 12**, fue necesario también disponer barras en la cara superior para asegurar un estado permanente de compresiones en el zuncho, centrando así la resultante de las compresiones del pretensado. A cambio, las bielas comprimidas de hormigón funcionan con una mayor inclinación.

En cuanto a los micropilotes, dado que aquí se disponía de mayor gálibo, se optó por combinar pilotes verticales e inclinados.

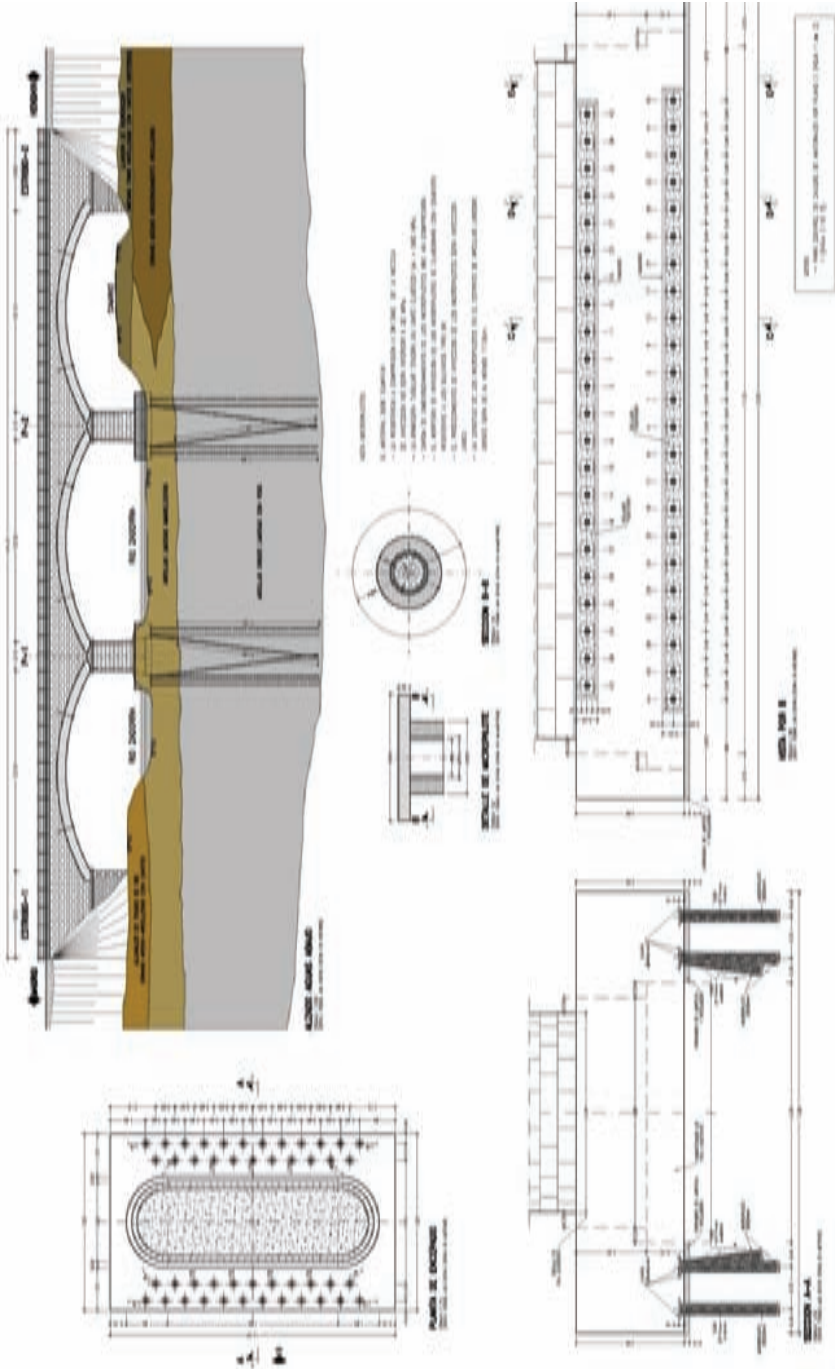


Fig. 12. Solución de recalce del puente sobre el río Zadorra.

La **fig. 13** presenta dos instantáneas del proceso de ejecución que tienen también interés. En primer lugar se ejecutaron los micropilotes después de haber construido una ataguía que permitiera los trabajos en seco (con bombeo permanente). En segundo lugar se ejecutaron las perforaciones en las pilas para el enhebrado de las barras (con sus vainas de protección y para la posterior inyección de lechada de cemento para asegurar la protección contra la corrosión).

Durante la perforación se pudo comprobar el magnífico estado de las pilas, con fábricas de excelente calidad y completamente macizas, lo que es muy frecuente en pilas de viaductos ferroviarios del s. XIX. Como es sabido, los puentes carreteros más antiguos, sobre todo los medievales, suelen presentar un interior de cal y canto, con alguna frecuencia lixiviado, lo que daría lugar a una capacidad resistente más pequeña. Como se advierte más adelante al tratar del relleno rígido, se aconseja efectuar catas o perforaciones que permitan determinar la naturaleza del relleno de pilas, lo que tiene una gran importancia desde el punto de vista de la comprobación estructural.



Fig. 13. Ejecución de micropilotes e, inmediatamente después, ejecución de los taladros en pilas en el puente sobre el río Zadorra.

El segundo comentario que merece la foto derecha de la **fig. 13** es que los taladros se efectuaron a una cota claramente superior a la del antiguo zócalo, lo que se traduciría (ver más adelante) en un afeamiento de las pilas, que perderían su esbeltez inicial. El proyecto (**fig. 12**) contemplaba disponer el encepado de manera que la cota de la cara superior del nuevo hormigón apenas superase la del zócalo primitivo. Sin embargo, las dificultades surgidas durante la ejecución con relación al achique del agua y el riesgo de que la ataguía y el fondo de la excavación sufrieran problemas de estabilidad y de sub-presión aconsejaron elevar la cota del encepado. Esto enseña que, en la fase de proyecto conviene ser, como es frecuente en intervenciones en estructuras existentes, más conservador y prever tales contingencias.

Finalmente, la **fig. 14** muestra otras secuencias del proceso, como el encofrado y los cajetines de pretensado, antes de hormigonar esa última franja.

Para concluir con este puente, la **fig. 15** presenta una vista del conjunto concluido con un par de detalles de interés a los efectos de este escrito:

En primer lugar, ha de hacerse una nueva autocrítica: si bien el encepado construido aporta una indiscutible sensación de solidez, sucede al mismo tiempo que la pila ha perdido esbeltez y el conjunto ha visto disminuir su capacidad de desagüe, aunque eso ya no sea un inconveniente desde el punto de vista de la socavación porque tal fenómeno ya no va a comprometer la estabilidad de la cimentación.



Fig. 14. Montaje del encofrado de uno de los encepados y vista de los cajetines de pretensado de las barras.



Fig. 15. Aspecto final de la obra. En la foto de detalle se muestra la consecuencia de un acabado defectuoso.

En segundo lugar, la elevación de la cota del encepado ha supuesto que quede a la vista la cara inferior del mismo, lo que, como han podido comprobar los autores, ha suscitado la alarma de inspectores que advierten un síntoma de socavación de lo que parece una zapata o un zampeado, no un encepado con micro-pilotes.

Estas dos lecciones se unen a la necesidad imperiosa de extender la exigencia de que este tipo de proyectos concluyan con un manual de mantenimiento que, una vez acabada la obra se transforme en un manual 'as built' que recoja las incidencias de la obra como las que se han relatado en este ejemplo.

3. La caracterización del relleno rígido como elemento estructural

La evaluación de la capacidad portante de los puentes de fábrica con los principios del análisis límite o de los bloques rígidos (los procedimientos más usuales) se ha basado en la comprobación de las bóvedas, consideradas aisladamente, las pilas y, menos frecuentemente, los tímpanos, relegando el papel de los tímpanos a un segundo plano, como elemento de reparto de la carga puntual, como carga que pretensa a la bóveda y como elemento que moviliza empujes activos o pasivos (por simplificar), ayudando a resistir las acciones exteriores. Del lado de la seguridad, ciertamente, se ha ignorado el papel determinante que los rellenos rígidos juegan en el hecho resistente, tanto en sentido longitudinal como transversal.

Los autores han procedido de igual manera, lo que daba lugar, en muchos casos, a la necesidad de proyectar refuerzos costosos (ensillados, bóveda intradosada con o sin conexión, armado con barras o adosado de fibras resistentes a tracción) por no tener en cuenta la importancia de la contribución del relleno rígido. Así, la **fig. 16** muestra el caso del puente ferroviario del Garraf, muy cerca de Sitges, ejemplo excelente de la mejor ingeniería de puentes del s. XIX. Durante su proyecto (2004) se evidenció la necesidad de proceder a un refuerzo estructural, dado el reducido espesor aparente de la bóveda y su estado de deterioro.

En efecto, el análisis estructural 'clásico' arrojaba el resultado de que las líneas de presiones sistemáticamente se salían de la rosca que conforma la bóveda para los trenes de la normativa actual. Sin embargo, la inspección detallada de la estructura no evidenciaba síntoma alguno de daño estructural o de principio de formación de rótulas.

Se descartó la solución de intradosada, fea y de difícil ejecución en una zona de difícilísimo acceso, y se descartaron las soluciones de ensillado o cualesquiera otras que exigiesen trabajar desde la plataforma, dado el muy intenso tráfico ferroviario de esa línea. Se optó, finalmente, por la realización de un relleno del trasdós para convertir el relleno rígido, que no llegó a analizarse nunca durante la fase de proyecto, en elemento estructural competente capaz de alojar la línea de presiones y convertir en estable lo que el cálculo 'clásico' se obstinaba en rechazar.

Durante la ejecución de los trabajos, en la fase de asistencia técnica, se comprobó que el relleno rígido estaba bien cimentado, presentaba pocas coqueras y su altura era prácticamente igual a la de la flecha, lo que convertía en resistente no sólo a la rosca de ladrillo visible desde el exterior, sino a casi toda la zona situada tras los tímpanos. En esas condiciones, un recálculo de la estructura con una geometría corregida de la bóveda (actualizada a la suma de rosca de ladrillo + trasdós rígido) permitía alojar cómodamente cualquier línea de presiones derivada del paso de los trenes de carga de la normativa IAPF vigente.

Lo anterior se vio ratificado por una campaña de ensayos hasta rotura ya expuesta en REHABEND 2007 (ref. 3), original en la medida en que no hay más datos españoles y los otros resultados existentes (británicos, **fig. 17**) se refieren a tipologías algo diferentes y se centraban en el estudio del comportamiento de las bóvedas, sin considerar la contribución de los rellenos. La **fig. 18** muestra dos secuencias de los ensayos hasta rotura de la Riera del Rubí (Barcelona, 2005) y Urnieta (Guipúzcoa, 2007). El primero de los ensayos alertó a los autores acerca de la enorme importancia de calibrar la presencia del relleno rígido a la hora de evaluar la capacidad resistente real de la estructura.

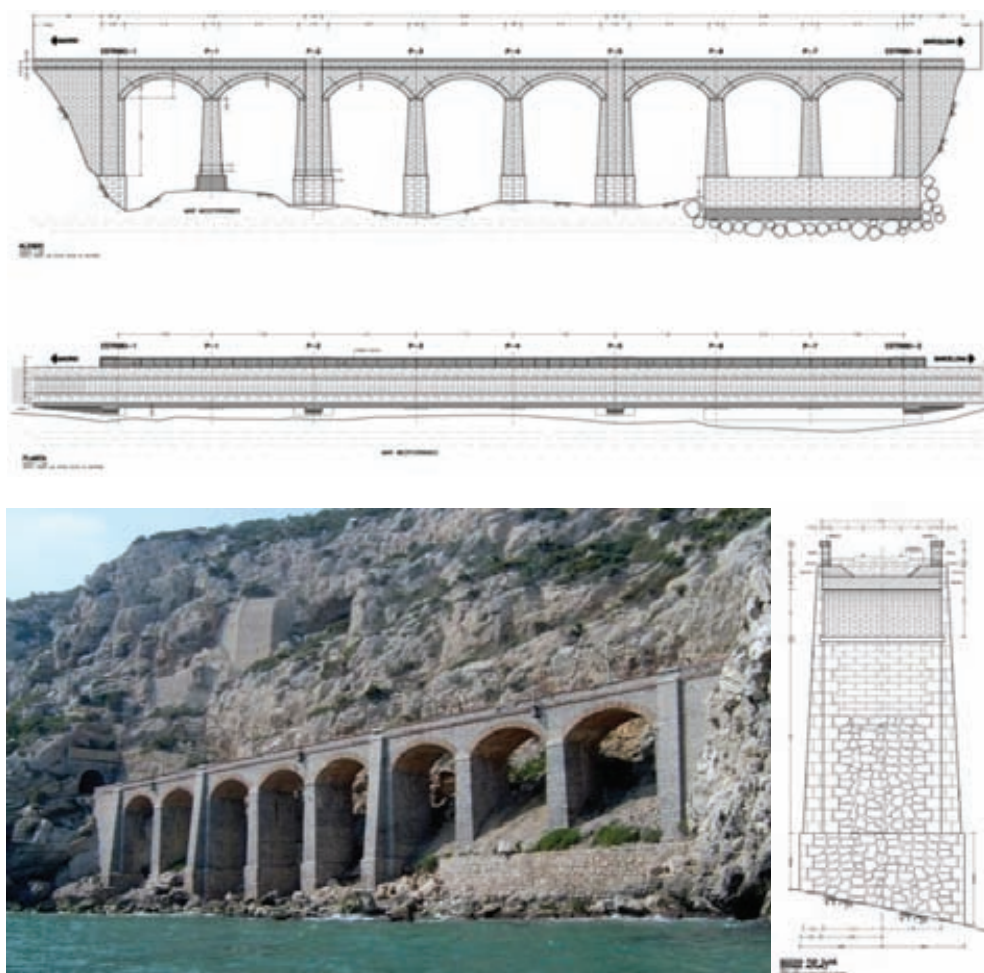


Fig. 16. Puente ferroviario del Garraf.

El segundo ensayo, el realizado sobre el puente de Urnieta permitió también cuantificar la contribución del relleno rígido (fig. 19) y hasta plantear un nuevo estado límite, el de la formación de un mecanismo multiarco por transmisión de empujes horizontales, como se muestra en la fig. 20.



Fig. 17. Ensayo hasta rotura de un puente inglés.



Fig. 18. Ensayos hasta rotura de los puentes de la Riera del Rubí (2005) y Urnieta (2007).

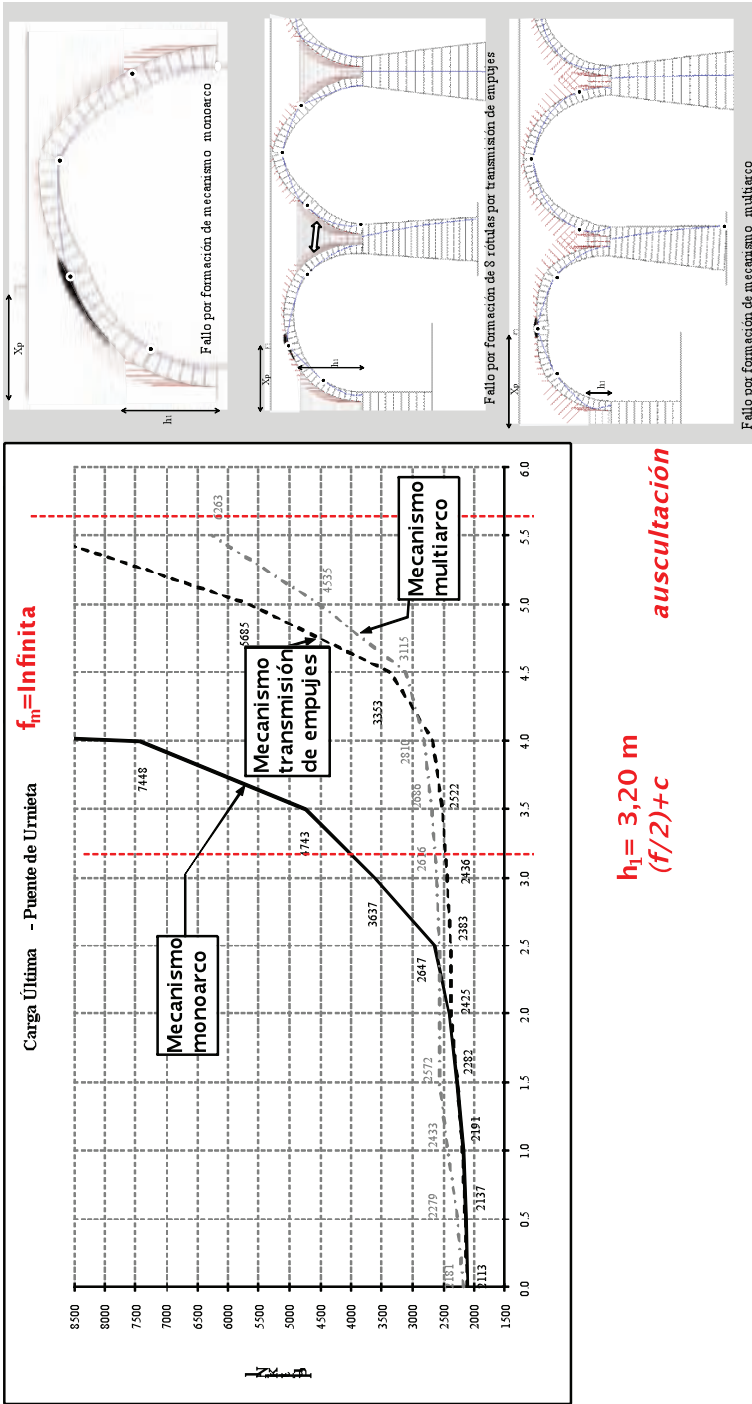


Fig. 19. La figura muestra, en abscisas, la altura del relleno rígido, contada desde la línea de arranque de bóvedas y, en ordenadas, la carga última de agotamiento correspondiente a distintos modos de fallo (parte inferior).

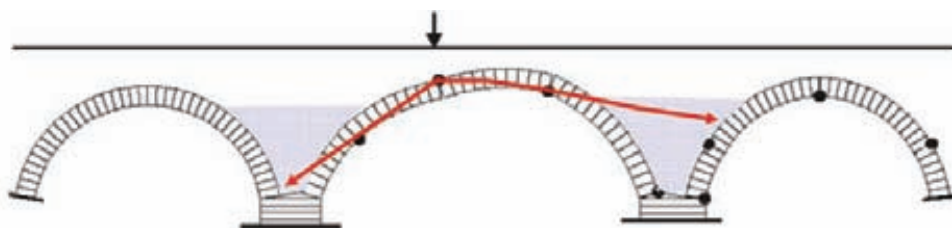


Fig. 20. Mecanismo multiarco (en el sentido de que afecta a más de una bóveda) por transmisión de empujes cuasi-horizontales, lo que da lugar, como en el caso del ensayo del puente de Urnieta, al agotamiento del material, debido a la dificultad de movilizar un mecanismo cinemático como los clásicos.

La lección práctica de estos ensayos es que los ingenieros dedicados a la evaluación estructural de este tipo de puentes deben contemplar de manera explícita la contribución del relleno rígido. Para empezar, debe hacerse una caracterización geométrica de su altura y de su naturaleza, y esto deberá resultar tan cotidiano como encargar un estudio geotécnico para caracterizar las propiedades del terreno de cimentación.

Así, las figs. 21 y 22 muestran una de las experiencias de los autores en la realización de este tipo de operaciones. Como puede verse, se caracterizan las profundidades de los rellenos tanto en clave como en ejes de pila o borde de estribo, dado que el perfil de tales rellenos es variable.

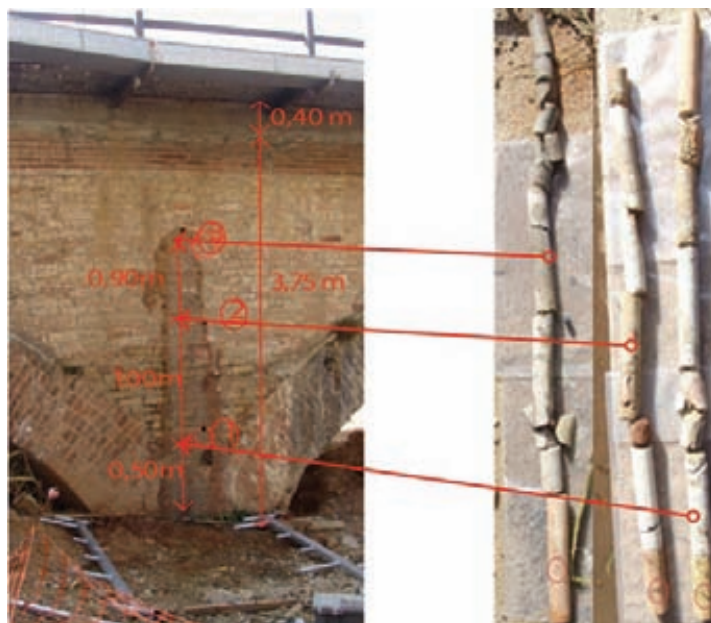


Fig. 21. Caracterización del tímpano mediante perforaciones ideadas para reconocer naturaleza y espesores.

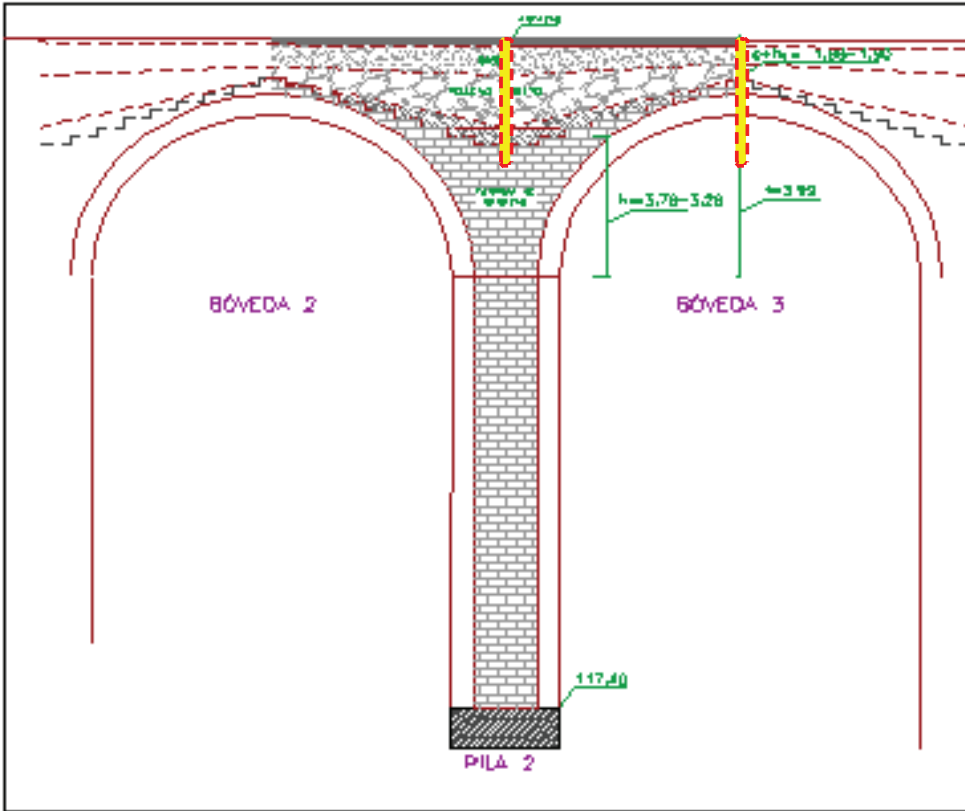


Fig. 22. Técnica para la caracterización del relleno rígido de los puentes de fábrica. Consiste en realizar dos perforaciones verticales, en clave y en eje de pila, para determinar las profundidades y naturalezas de dichos rellenos. Los taladros horizontales responden a la necesidad de reconocer el espesor de los tímpanos, de comprobación igualmente obligada.

Además, en sentido transversal, se practican taladros horizontales para reconocer la profundidad y la naturaleza de los tímpanos.

De esta forma se puede realizar con fiabilidad la comprobación en el sentido longitudinal, considerando como geometría del trasdós de la fábrica la del relleno rígido y cohesivo. La comprobación del tímpano se realiza para los empujes movilizados por el relleno granular o no cohesivo más la repercusión correspondiente de las restantes cargas muertas actuando sobre la plataforma y las sobrecargas.

De esta manera, en casi todos los casos en que pueda constatarse la presencia de un relleno rígido, será posible encajar una línea de presiones suficientemente segura, ahorrándose así importantes, invasivas y antieconómicas operaciones de refuerzo.

Debe añadirse que, dado el carácter masivo de la estructura, las presiones transmitidas son moderadas por lo que las comprobaciones pueden realizarse asignando al relleno rígido una capacidad resistente moderada, del orden de los 6 a 10 MPa, siempre que se detecte la presencia de ligante no lixiviado.

Finalmente, hay que decir que puentes de este tipo son los romanos y los decimonónicos, especialmente los ferroviarios. Por el contrario, los puentes medievales, renacentistas y hasta barrocos son, salvo excepciones, de mucho menos fiar en cuanto a la presencia de rellenos rígidos, cuya altura en eje de pila o borde de estribo pocas veces superaba la mitad de la flecha.

Referencias

- [1] **ADIF:** *Inspección y Diagnóstico de Puentes Ferroviarios de Fábrica*. 2008.
- [2] **León, J.; Martínez, J.L.; Martín-Caro, J.A.** *Widening, strengthening and repair of a masonry bridge in Ponteceso (Galicia, Spain)*. Arch Bridges IV. Advances in Assessment, Structural Design and Construction. P. Roca and C. Molins (Eds.). CIMNE, Barcelona, 2004
- [3] **León, J.; Espejo, S.** *Ensayo hasta rotura y autopsia del Puente de Urnieta (Guipúzcoa)*. Jornadas internacionales sobre la tecnología de la rehabilitación y la gestión del patrimonio construido. REHABEND. Santander, 25 y 26 de octubre de 2007.

Estudios previos a la rehabilitación de la iglesia de San Mamés (Cantabria-España)

I. Lombillo¹, L. Villegas¹, F. López¹ y E. Ruiz de la Riva²

¹ **Dpto. de Ingeniería Estructural y Mecánica, Universidad de Cantabria. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P. Avda. Los Castros s/n, Santander, 39005 España. gted@unican.es**

² **Dpto. Geografía, Urbanismo y Ordenación del Territorio de la Universidad de Cantabria. Av. Los Castros, s/n. 39005 Santander (España).**

Resumen. Como primer paso a la rehabilitación de una construcción es necesario conocer en profundidad el estado en que se encuentra la misma, de modo que la inversión que va a llevarse a cabo, normalmente grande en este tipo de trabajos, se haga con las suficientes garantías. Tal conocimiento se consigue a través de los denominados “Estudios previos a la rehabilitación” [4], [5], [6], [7]. En lo que sigue, se reflexionará sobre diferentes aspectos de los mismos que consideramos de interés y centraremos nuestra atención en una construcción: La iglesia de San Mamés (Cantabria, España), edificio construido a mediados del siglo XVIII y que responde a un modelo arquitectónico derivado del clasicismo. Si bien las ideas que subyacen en nuestro trabajo pueden extrapolarse fácilmente a otros edificios y a las obras públicas.

1. Introducción: Antecedentes históricos y arqueológicos

El pueblo de San Mamés pertenece al Valle de Polaciones (Cantabria, España), territorio situado en la cabecera del río Nansa, y rodeado por las sierras de Peña Sagra, Peña Labra y El Cordel, cuyas cumbres superan los 2.000 m de altura.

Dentro de los trabajos, se llevaron a cabo indagaciones [2] de carácter historiográfico (consultas de la bibliografía de toda índole referida a las inmediaciones del área afectada por la ejecución del Proyecto), archivístico (consultas en el Archivo Histórico Provincial de Cantabria y en el Archivo Diocesano de Santander, recopilando documentos relacionados con el edificio y su promotor, entre otros se localizó una transcripción del “Libro de Fábrica” de San Mamés), cartográfico y arqueológico. Igualmente, se realizaron consultas a vecinos de edad avanzada (fuentes orales), sobre la existencia de vestigios antiguos, leyendas o topónimos de interés arqueológico, histórico y etnográfico en los terrenos afectados por la obra y sus inmediaciones.

Parece ser que el medievo fue el momento del asentamiento estable en el valle. Las primeras noticias de San Mamés, en las fuentes escritas, lo vinculan al monasterio lebaniego de Santa María La Real de Piasca, que ejerció influencia y dominio, en esta comarca, durante los siglos altomedievales.

La organización urbanística de la localidad de San Mamés es nuclear, aunque posee un barrio desmembrado del eje urbano, Pejanda. Escasas son las evidencias constructivas medievales que dieron lugar al núcleo primigenio. En su mayoría el caserío parece proceder de un mismo momento histórico, la segunda mitad del siglo XVIII en adelante.

Centrándonos en la iglesia, el comienzo de las obras puede fijarse a mediados del siglo XVIII. “Se comenzó a plantar la Iglesia y habiendo seguido hasta capiteles” supo el benefactor desde la ciudad de México, D. Antonio de Terán y Robledo, que no se había atendido sus ordenes, ni seguido su modelo arquitectónico, por lo que canceló el suministro de capital hasta no rectificar lo construido. Ello supuso una paralización de la obra hasta el año 1771. En ese momento D. Juan de Terán y Robledo, hermano del mecenas, intercede sufragando la reedificación del edificio arruinado y financiando una cubierta de madera y teja.

Llegado el año 1786, D. Antonio de Terán y Robledo otorga en su testamento una elevada cantidad de dinero para la conclusión del proyecto: “*lego y mandó a favor de esta cantidad de ochomil pesos fuertes, para que despachándolos sus Albaceas, después de su fallecimiento, a disposición de el Señor Cura, mayordomo, regidor y vecinos de este dicho su lugar, reedificasen con su liquido la citada Iglesia*”.



Fig. 1: Paramento Norte de la iglesia de San Mamés (Polaciones).

Fig. 2: Perspectiva general de los muros norte y este de la construcción.

Como consecuencia de dicho legado, en el año 1798 se retoman los trabajos. A este respecto parece extraño que el proyecto de 1798 se realice como partiendo de “ex novo”, al recoger que se demoliere la iglesia vieja, cuando llevaba la nueva en funcionamiento religioso desde hacía ya 26 años. Una posibilidad interpretativa es la que puede formularse a partir de este comentario recogido del Libro de Fábrica: “*Vino la limosna a España a principios del mes de Mayo de 1796 en ocasión que la pared de ella que miraba al Norte se estaba arruinando*”. Puede observarse que este paramento (Fig. 1) posee una distinta forma de armar que los que conforman el resto del edificio (Fig. 2), ya que a partir del primer tramo o sotabanco, marcado por un rebaje con listel achaflanado, el armado del muro pasa de ser a base de mampostería (base de la iglesia en esta fachada y en el resto de los lienzos del edificio hasta cornisa), a conformarse con piedra de sillería toscamente escuadrada o sillarejo bien canteado (con el fin de asentar el recrecimiento del muro).

Por esta evidencia, los trabajos realizados en 1798 parece lógico tomarlos como una rectificación constructiva que corrigió un problema estructural que ya padecía la iglesia y que en la actualidad se ha vuelto a generar.

Se comenzó la obra, nuevamente, el 5 de junio de 1798, bajo la dirección del maestro Don Martín de Bustamante Bárcena, quien fue sustituido por fallecimiento por su hermano D. Cosme Antonio de Bustamante Bárcena, ambos vecinos de Buelna (Cantabria).

La obra concluyó, dos años más tarde, el 23 de mayo de 1800 (Fig. 3).



Fig. 3: Documento acreditativo del final de la obra. [2]

Es por tanto curioso que la actual intervención deba de actuar sobre un problema anteriormente detectado. En aquel entonces, sin discernir que la causa se encontraba en la calidad del subsuelo, se optó por mejorar la calidad en el trabajo de cantería, recurriendo a una fórmula más sólida en base a sillería.

1.1 La iglesia vieja

Según un documento del Cartulario de Santa María La Real de Piasca, en el año 1122, el conde Rodrigo González y su esposa, Sancha, de ascendencia real (hija de doña Urraca, reina de Castilla y de su matrimonio con Raimundo de Borgoña, en aquel entonces monarca consorte con el rey aragonés Alfonso I el Batallador, -quien aparece, asimismo, suscribiendo el documento-), donan a Santa María de Piasca y a su prior, don Andrés, el monasterio de San Mamés de Polaciones (*“Sancte Mamitis in illas Poblaciones”*) con todas sus pertenencias.

Casi ninguna evidencia remite a un edificio anterior al actual, ya sea en las inmediaciones o en el interior de la actual construcción. No obstante, se fueron recopilando vagas noticias entre los vecinos de avanzada edad del pueblo que, de forma coincidente, referían la ubicación de una iglesia anterior en el lugar donde hoy en día se localiza un humilladero (Fig. 4). Estas sospechas fueron refrendadas al tener acceso a una copia mecanografiada de los *“Libros de Fábrica”* de la iglesia. Hasta el año 1750, según el *“Libro de Fábrica”*, la antigua iglesia había permanecido y se localizaba *“en el sitio del arroyal, pasado el agua hacia la parte del poniente por avajo del camino”*. Lugar éste que coincide con la ubicación del humilladero (Fig. 5).



Fig. 4: Humilladero junto al arroyo en el lugar de las Animucas. En este solar debió ubicarse el antiguo templo parroquial anterior al actual. La fisonomía de contrafuerte se interpreta como el único resto en pie de la iglesia vieja. [2]



Fig. 5: Posibles vestigios arqueológicos de la iglesia vieja (muro armado con mortero de cal) junto al humilladero. [2]

La fábrica de esta iglesia previa debió conocer procesos de deterioro, posiblemente similares a los ocurridos en la actual iglesia, dado que en una visita episcopal, realizada en el año 1747, se describe la situación de ruina en la que se encontraba el templo: *“se reconoce en dicha iglesia amenaza y riesgo de quiebra o ruina (...) no teniendo su fábrica aquellos medios necesarios para ocurrir a los costosos reparos, se ha ofrecido por varios devotos y vien hechores naturales de este Valle y residentes en Indias, remitir las cantidades equivalentes a un nuevo reedificio”*...disponiéndose que *“se apoie y apuntale con toda seguridad la mencionada iglesia”* (Libros de Fábrica).

1.2 El templo actual

Una vez más, el “Libro de Fábrica” es ilustrativo, al respecto: *“D. Antonio de Terán y Robledo difunto originario que fue de este dicho lugar y vecino de las ciudades de México y San Luis de Potosí en el Reyno de la nueva España, havuéndole suplicado su Padre Don Antonio Terán concurriese con alguna limosna par su reparo, sio orden, para que a sus espensas se construyese nueva Iglesia en el sitio de las cortinas en medio del Pueblo, que para la comodidad de el, compró, y que la obra fuese arreglada a el modelo que de dicho Reyno embió de madera a tal fin”*.

La ejecución de sondeos geotécnicos en el exterior de la iglesia, en la campa situada junto a la cabecera, al norte de la misma, fue objeto de seguimiento arqueológico. Este seguimiento pretendía determinar la existencia o no de una posible necrópolis medieval alrededor de la iglesia o de elementos arquitectónicos previos a la actual fábrica de Edad Moderna. Se practicaron un total de cinco catas, no encontrándose ningún indicio de necrópolis medieval, ni de otros elementos que mostrasen restos de fábricas anteriores.

En lo que respecta al interior del templo se realizaron dos sondeos arqueológicos (Fig. 6) para determinar la existencia de una posible necrópolis de cajoneras de Edad Moderna o posibles estructuras anteriores a la fábrica actual.

El objetivo de estos sondeos fue establecer una cota máxima para la protección de la necrópolis interior durante la fase de ejecución de la obra y durante el arreglo del solado de la iglesia.

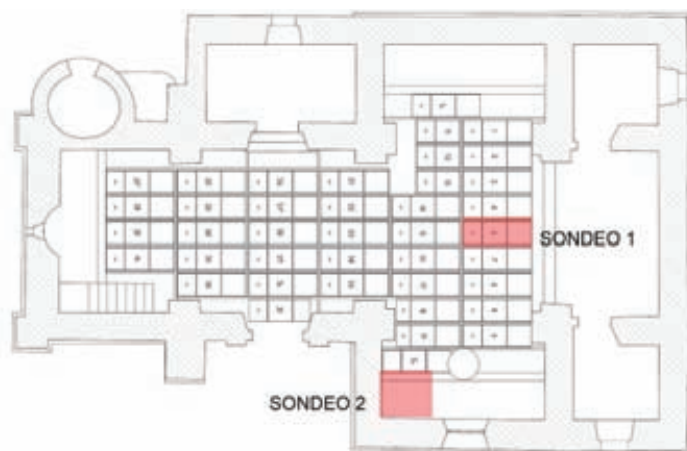


Fig. 6: Localización de los dos sondeos arqueológicos realizados en el interior del templo

El nº 1 se decidió ejecutar en la tumba situada bajo la linterna de la cúpula para que pudiese aportar datos útiles en el diseño de la estructura del apeo Fig. 7, 8 y 9).



Fig. 7, 8 y 9: Sonda nº 1. Posiblemente, el inhumado fue un personaje eclesiástico, ubicado de espaldas al altar, y probablemente pueda tratarse de los restos mortales de D. Juan Antonio Gómez de Robledo, párroco y sobrino del benefactor de la iglesia. [2]

Por su parte, el sondeo número 2 (Fig. 10 y 11) se ejecuta en la esquina SE de la capilla de la epístola, fuera de la estructura de retícula de "runes". El objetivo fue triple, por una parte comprobar cómo se asienta la cimentación del muro E de la iglesia, por otra para verificar si en este lugar se dispone un sector para el enterramiento de párvulos (niños de corta edad), de la misma forma se adosó al muro con el fin de detectar si existían restos de fábricas anteriores.

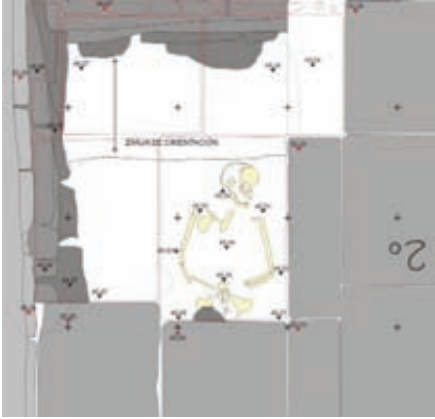


Fig. 10 y 11: El inhumado se localiza en un área marginal de la necrópolis. Tal situación induce a sostener que el individuo no puede ser un notable de la comunidad. [2]

2. Levantamiento geométrico

El objetivo fundamental fue obtener unas magnitudes, con suficiente precisión, del interior y exterior de la iglesia para comprobar principalmente la geometría de los elementos estructurales, y así poder realizar planos que contribuyan al establecimiento de hipótesis en la diagnosis de los procesos patológicos existentes actualmente. [3]



Fig. 12: Localización de dianas en el interior de la iglesia. [3]

Fig. 13: Modelo de restitución. [3]

Para ello se realizó un levantamiento fotogramétrico (fotogrametría arquitectónica) con apoyo de la topografía con estación total. En primer lugar se procedió a la toma de medidas en la planta de la iglesia mediante la utilización de un distanciómetro, con lectura electrónica para la toma de puntos de nivelación. Posteriormente con un distanciómetro láser y un metro tradicional se tomaron algunas medidas y croquizaron algunos detalles para la comprobación posterior y obtención de la escala del modelo fotogramétrico que iba a ser restituído.

Previamente a la toma de fotografías necesarias para llevar a cabo la restitución fotogramétrica, se situaron tanto en el exterior como en el interior un conjunto de dianas (Fig. 12) que favorecen el trabajo posterior, añadiendo buena precisión al trabajo final. La restitución fotogramétrica consiste en la obtención de un modelo digital, equivalente a un modelo real a escala generalmente 1:1, a partir de los datos obtenidos mediante técnicas fotográficas (Fig. 13). Se emplearon para la restitución interior 42 fotografías y para la exterior 32. Fueron restituidos unos 7000 puntos. Igualmente, a partir de los datos de restitución, se realizaron ortofotos de las que se obtuvieron la mayor parte de las texturas de mampostería, para poder completar los planos.

La técnica de paso de una imagen impresa-digital a un modelo tridimensional (Fig. 14 y 15) parte del conocimiento, relativamente preciso, de los parámetros que rigen el comportamiento de la cámara. En este caso el proceso de restitución consistió, sustancialmente, en relacionar puntos equivalentes en dos fotografías cuya visual debe estar lo más cerca posible a los 90°.

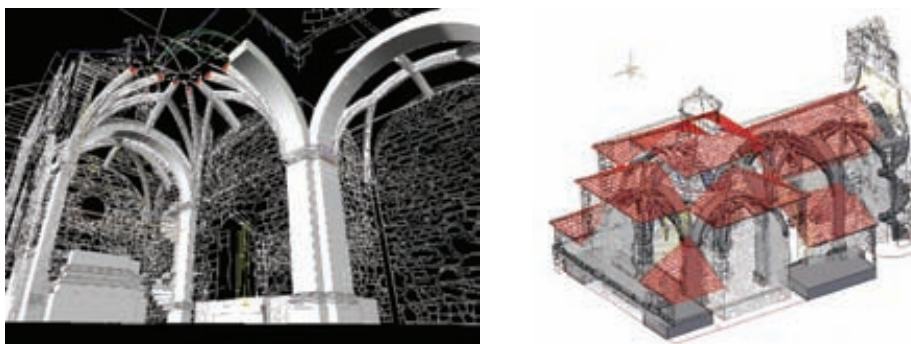


Fig. 14 y 15: Reconstrucción virtual de los elementos característicos de la construcción realizada a partir de las medidas de restitución obtenidas. [3]

3. Cimentaciones y geotecnia

En vista del estudio geotécnico desarrollado [1] puede concluirse que los principales problemas existentes en la construcción se deben a los asentamientos de la cimentación de la zona noreste de la iglesia, debido a que el terreno subyacente presenta un paquete bastante deformable de una potencia variable.

Siguiendo las alineaciones Norte y Este se realizaron un total de 5 catas (Fig. 16, 17 y 18), 4 de ellas con carácter eminentemente geotécnico (C-2, C-3, C-4 y C-5) y 1 desde un punto de vista más arqueológico (el denominado "sondeo-2" que ya hemos referido), y 7 ensayos de penetración dinámica continua (P-1 a P-7), tipo DPSH, hasta rechazo.



Fig. 16, 17 y 18: Calicata 4

En base a los datos obtenidos de la morfología de la cimentación, de los diferentes estratos de terreno atravesados por las calicatas y de la profundidad de rechazo de los ensayos penetrométricos, se han croquizado sendos perfiles geotécnicos referentes a las alineaciones Este y Norte, haciéndolos coincidir con los alzados correspondientes a dichos muros (Fig. 19 y 20). Igualmente, se han representado los niveles de apoyo de la cimentación de los muros referidos, de forma que las líneas continuas hacen referencia a las zonas en las que se tiene constancia experimental de lo dibujado (mediante catas), y las líneas punteadas corresponden a una extrapolación del nivel de apoyo.

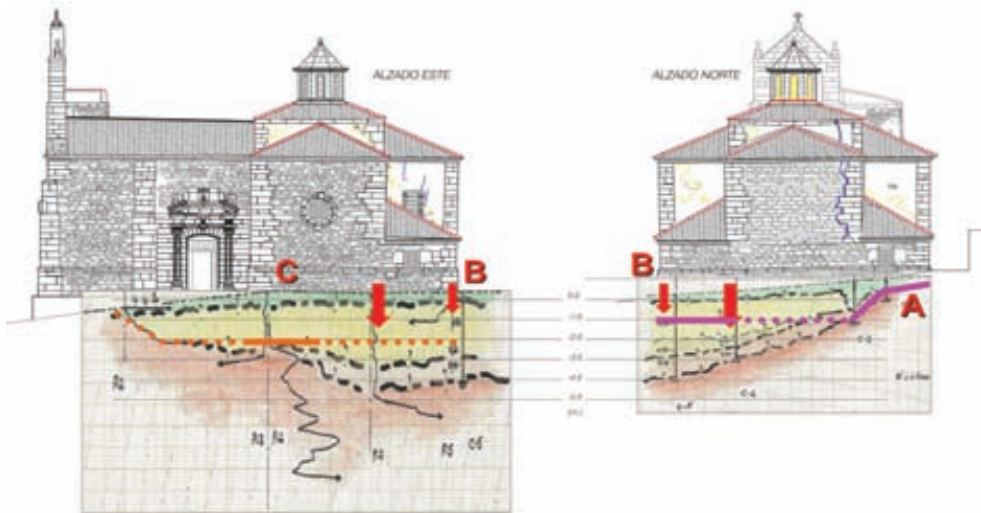


Fig. 19 y 20: Perfiles geotécnicos referentes a las alineaciones Este y Norte.

Puede observarse, en color más claro, un paquete de terreno bastante deformable, de potencia variable, asociado a la existencia de depósitos coluviales de consistencia media, que dan lugar a asientos diferenciales dentro de la construcción.

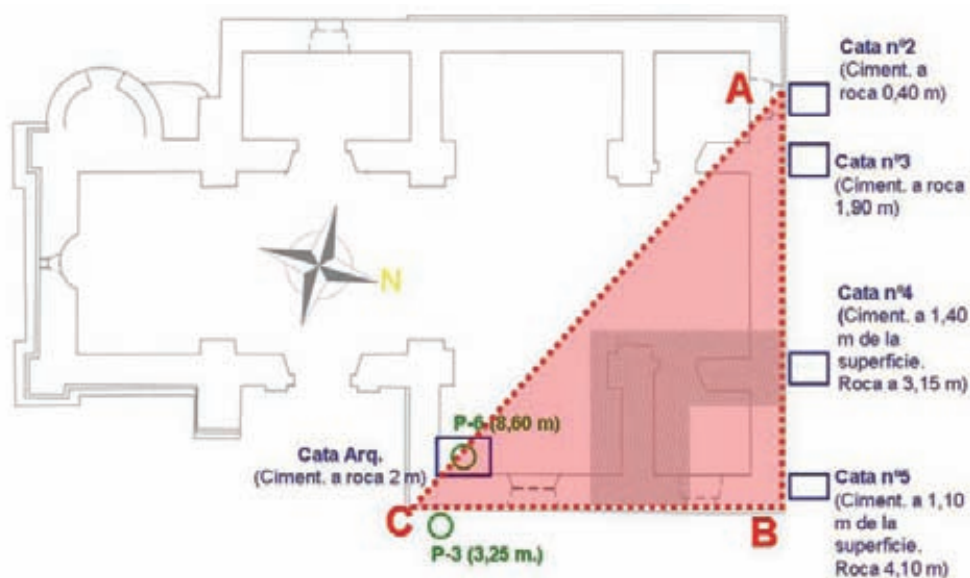


Fig. 21: Zona susceptible de sufrir asentamientos de cierta consideración.

En la anterior figura (Fig. 21) se ha sombreado la zona susceptible de sufrir asentamientos de cierta consideración (mayores a medida que recorremos la alineación C-B y la A-B), siendo éstos críticos en el área remarcada con un rayado.

Por lo que se deduce del croquis anterior, las afecciones, en forma de agrietamientos de cierta importancia, se deberían restringir (como así se ha constatado), fundamentalmente, a los elementos estructurales afectados por dicha zona aludida. A saber: Muros y bóvedas Norte y Este, arco total Norte (en mayor medida, igualmente como consecuencia de los movimientos de la cúpula también se verá afectado, con menor intensidad, el arco total Este), cúpula y los muros constituyentes del tambor de la misma.

Desde el punto de vista de la morfología de la cimentación, ésta está realizada con una sección escalonada que aumenta según se profundiza (Fig. 22, 23 y 24). Así, por ejemplo, en el caso del sondeo 2, tomando como referencia de cotas la superficie del enlosado, el primer escalón aparece a +10 cm, sobresaliendo 10 cm, el segundo a -30 cm, sobresaliendo apenas 7 cm, y el tercer escalón se sitúa a -88 cm, sobresaliendo de la vertical anterior 13 cm. Es decir, el muro, en esta cata concreta, se engrosa en la cimentación unos 30 cm hacia el interior. Si esta misma anchura se documentara al exterior la anchura del muro en esta zona pasaría de 0,82 m en el muro Este a 1,42 m.



Fig. 22: Recrecidos en la cimentación, lado interior, del muro Este (sondeo 2).

Fig. 23 y 24: Recrecidos en la cimentación, lado exterior, del muro Norte.

3.1 La solución terapéutica propuesta

El fenómeno, en la actualidad, tiene actividad, dado que las grietas, selladas en una intervención a principios de los años 80, son nuevamente visibles y con indicios de movimiento.

Dicha actividad podría relacionarse con la consolidación de los depósitos coluviales de consistencia media referidos: Ésta es un proceso que se manifiesta lentamente (podría extenderse a unas decenas de años), si bien teniendo en cuenta que la construcción de la iglesia se finalizó hace unos 200 años, parece que el lapso de tiempo transcurrido justifica que la consolidación referida debiera estar agotada.



Fig. 25: Excavación, aldeaña al muro de cierre perimetral, ejecutada para materializar el cajeadado de la explanada del vial existente al Este de la iglesia.

Fig. 26: Vena de agua interceptada durante la realización de la cata C-1

Otro posible factor que ha podido incidir en la no estabilización del fenómeno está relacionado con la excavación, aldeaña al muro de cierre perimetral, ejecutada para materializar el cajeadado de la

explanada del vial existente al Este de la iglesia (Fig. 25). Como puede entenderse el hecho de que se retirase un terreno estabilizante para la globalidad de la iglesia, cimentada sobre unos estratos que claramente definen una media ladera, amén de varios árboles de porte importante, ha podido reactivar la actividad de los agrietamientos, no por un asentamiento de la estructura, sino por un fenómeno de deslizamiento.

Finalmente, otro aspecto que no puede obviarse es la posible existencia de agua en el subsuelo. Es cierto que durante la ejecución de las catas aledañas a los muros Norte y Este (C-2, C-3, C-4, C-5 y "sondeo-2) no se detectó ningún indicio de agua. No obstante, durante la realización de la cata C-1 (Fig. 26) si que se detectó una vena de agua a 3,05 m. de profundidad.

Por lo referido, la solución terapéutica [1] debe tener en cuenta varios aspectos importantes:

1. Posibilidad de existir agua. Esta circunstancia motiva la necesidad de recurrir a soluciones discontinuas y de buscar recalces con la profundidad necesaria como para apoyar directamente el muro en el sustrato rocoso (evitar recurrir a soluciones de ampliación de la cimentación superficial existente, pues se mantendría el problema de seguir interactuando con un terreno empapado).
2. Actuar sólo por la parte exterior de los muros (se recuerda que dentro de la iglesia existen enterramientos).
3. Espacio físico existente para la ejecución de las medidas terapéuticas a considerar (en el muro Este, el muro de mampostería de cierre existente estrangula mucho el espacio de trabajo, Fig. 27).
4. La "reducida" profundidad de los recalces. Dicha profundidad (máximos en torno a 5 m) no justifica la movilización de soluciones avanzadas (tipo micropilotajes o inyecciones), dado que los costes fijos (desplazamiento y puesta de los medios en obra) cargarían excesivamente el precio de la unidad (de medición reducida).

Por todo lo cuál, se propuso llevar a cabo el **recalce de los muros exteriores** de la forma siguiente (Fig. 27 y 28):

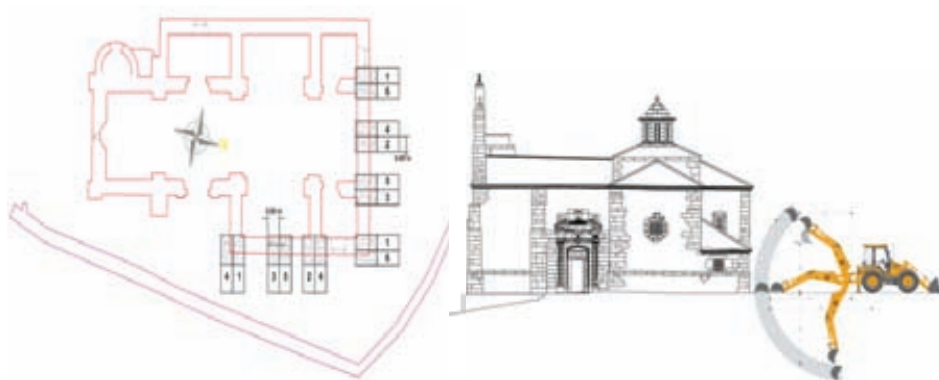


Fig. 27 y 28: Recalce de los muros exteriores.

En primer lugar es necesario confirmar la posible presencia o no de agua. Por ello que se propuso realizar sendas calicatas complementarias durante la obra.

Una vez comprobada la existencia o no de agua se realizaría el recalce, por bataches (a tramos), de los muros Norte y Este actuando únicamente por su zona exterior (tal y como se propone en las figuras).

Como se requiere la acción de mano de obra para minar el terreno existente bajo la cimentación (el cuál difícilmente puede ser removido mediante maquinaria) en cada uno de los bataches, se propuso el empleo de una entibación adecuada para garantizar la seguridad de los operarios.

Finalmente, se materializaría el hormigonado del pozo de cimentación que constituye el batache, con un hormigón ciclópeo de alta resistencia inicial, alcanzando un nivel en obra que excederá en no menos de 40 cm la parte inferior de la cimentación para garantizar una puesta en carga efectiva del recalce.

En lo que respecta al **recalce de los muros internos**, caso de existir agua, lo más conveniente sería proceder al recalce mediante la ejecución de pozos de cimentación hasta encontrar el firme competente (lo cuál constituye un impedimento importante dada la carencia de espacio de trabajo suficiente, por ello que se propuso el empleo de microexcavadora para iniciar la excavación de cada batache, la cuál se finalizaría mediante excavación manual).

Caso de no existir agua, la solución podría pasar por ejecutar una ampliación de la cimentación superficial existente actuando por debajo. El objetivo de esta operación, a realizar por bataches, no es llegar al estrato competente, sino minorar las tensiones transmitidas al terreno (a menos de 0.1 MPa).

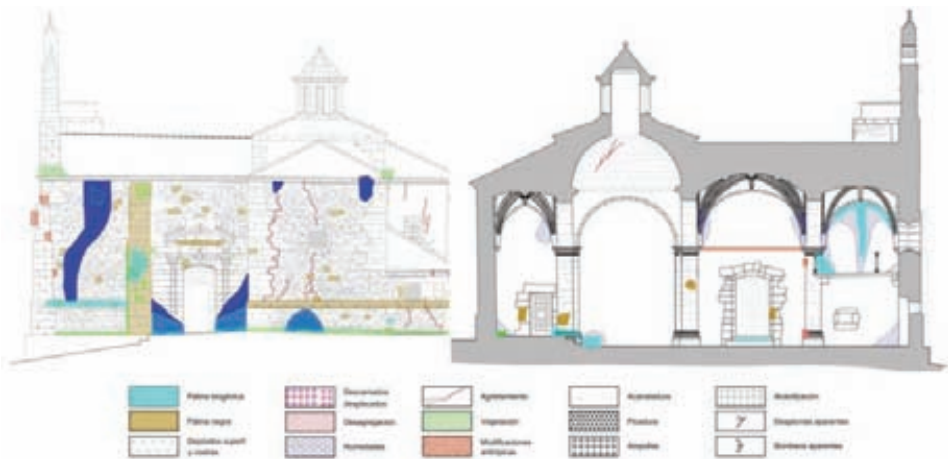


Fig. 29: Procesos patológicos muro Este (exterior e interior)

4. Muros de fábrica

Como ya se ha referido, el principal problema reside en el asentamiento de la cimentación de la zona noreste de la iglesia, debido a que el terreno subyacente presenta un paquete bastante deformable de una potencia de unos 4 metros. [1]

Esta circunstancia ha llevado a la aparición de importantes agrietamientos que amenazan la estabilidad estructural de los muros de fábrica Norte y Este (así como otros elementos estructurales: Arcos torales, cúpula y bóvedas).

En primer lugar, se realizó un levantamiento de todos los procesos patológicos que afectan a los cuatro muros de carga del inmueble (tanto por su alzado interior como por el exterior, Fig.29).

Con posterioridad, se prestó especial atención a los que desembocan en implicaciones estructurales, a saber. Agrietamientos (Fig. 30), abombamientos (Fig. 31) y desplomes (Fig. 32).

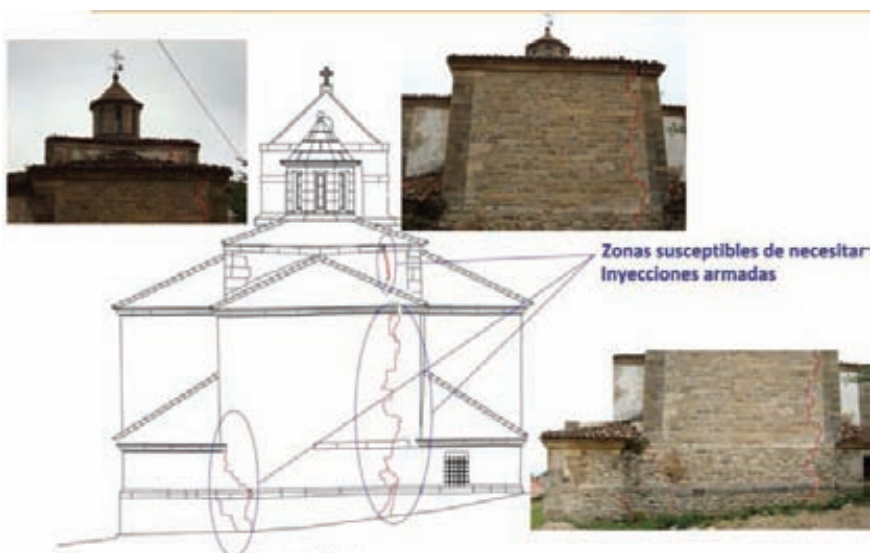


Fig. 30: Agrietamientos en el muro Norte

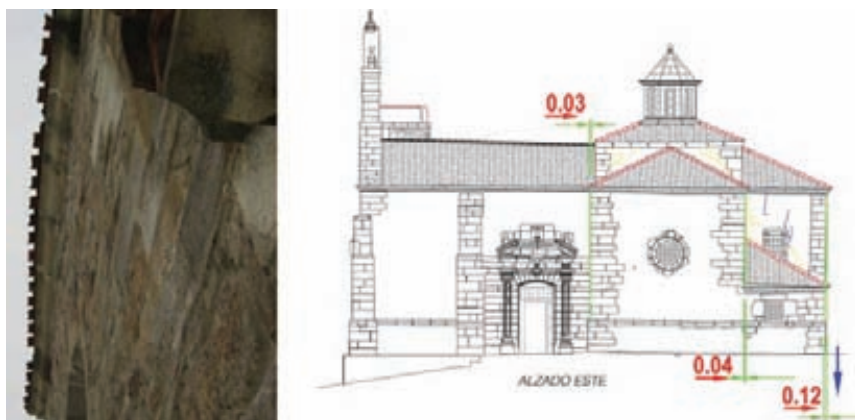


Fig. 31: Abombamientos en el muro Este

Fig. 32: Desplomes en el muro Este: Se marcan claramente descensos en el entorno de la esquina noreste.

Finalmente, se propusieron medidas terapéuticas para tratar de estabilizar al edificio frente a dichos agrietamientos, abombamientos y desplomes.

En relación con los **agrietamientos**, se propuso realizar un cosido de las grietas mediante inyecciones armadas de acero inoxidable, seguido de una inyección de las grietas y, finalmente, de un rejuntado de las zonas superficiales afectadas, con morteros de cal compatibles con los morteros originales y respetando siempre el acabado original de las juntas.

En relación con los **abombamientos y desplomes** se propuso realizar una cadena de atado, de hormigón armado, a nivel de coronación que favoreciese la estabilidad global del conjunto. A su vez serviría de apoyo a la nueva cubierta de madera a reponer.

5. Cúpula y bóvedas

Como consecuencia de los asientos diferenciales movilizados [1], en la cúpula (Fig. 33 y 34) y en las bóvedas (Fig. 33 y 35) se generaron importantes agrietamientos y desorganizaciones que amenazan su estabilidad estructural.

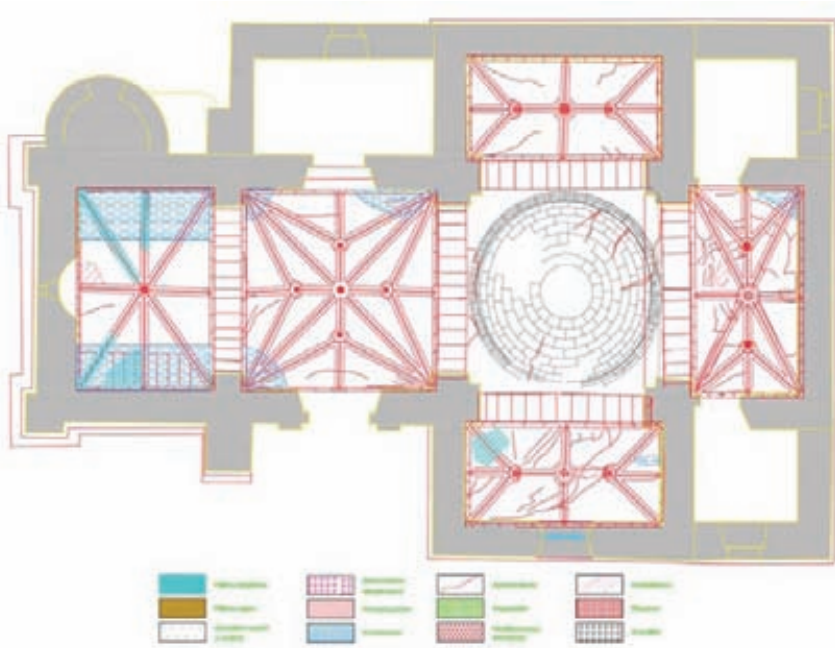


Fig. 33: Levantamiento de procesos patológicos en la planta de la iglesia.

Para poder trabajar con seguridad en la recuperación de la cúpula, amén de otros elementos subyacentes como las pechinas y los arcos torales, fue necesario diseñar un apeo de urgencia.



Fig. 34 y 35: Agrietamientos en cúpula y en bóveda Este

En primer lugar se presenta la estructura metálica que conforma el apeo de los arcos torales (Fig. 36). En este sentido, conviene llamar la atención sobre que, dada la existencia de tumbas, fue necesario disponer un primer conjunto de perfiles que sirvieron de apoyo para el resto de la estructura y que coincidían en posición con los laterales de las tumbas (puntos duros) presentes en el solado del edificio. De esta manera las cargas transmitidas por el apeo se llevaron directamente a estos puntos evitando solicitar otras zonas del pavimento, de menor capacidad portante, como son las losas que cubren las tumbas existentes en el templo.

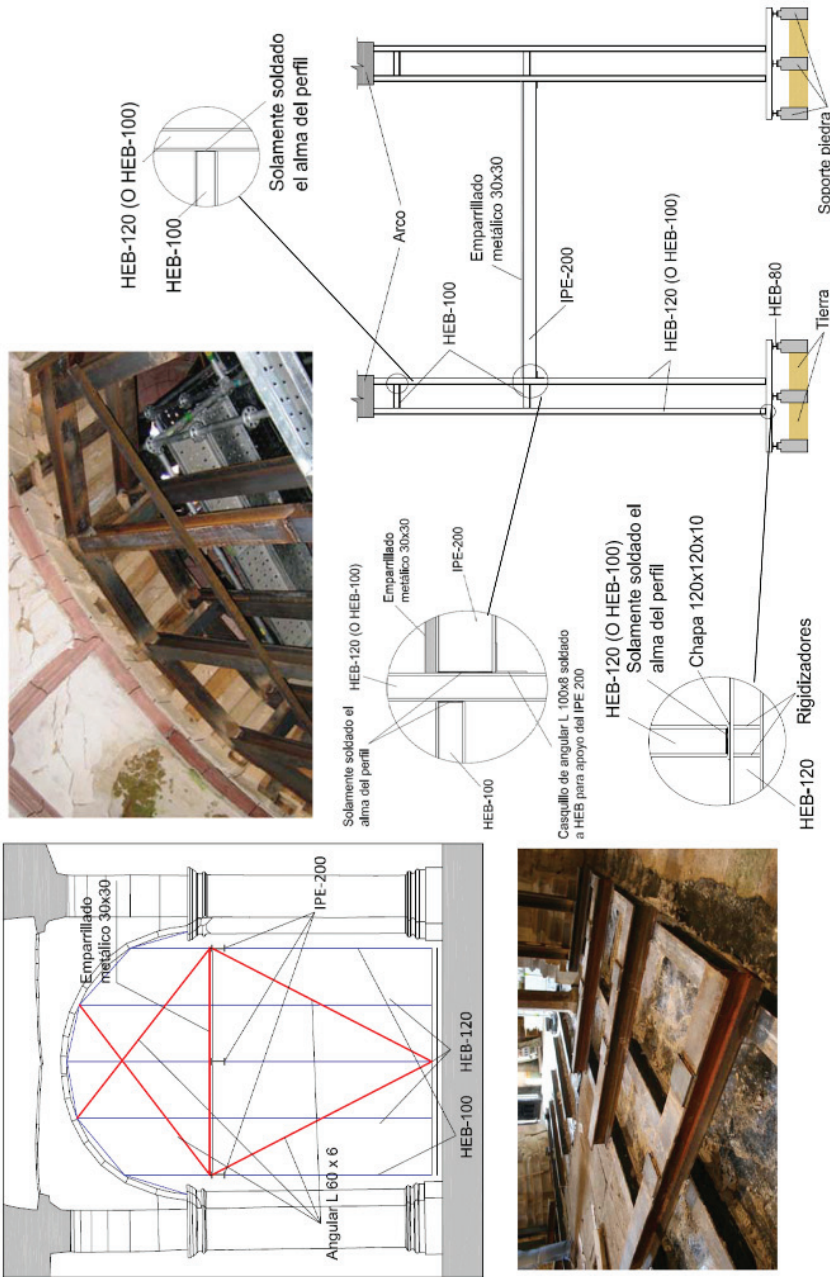


Fig. 36. Apoyo de los arcos torales.

Seguidamente se presenta el sistema de apoyo de la cúpula (Fig. 37).

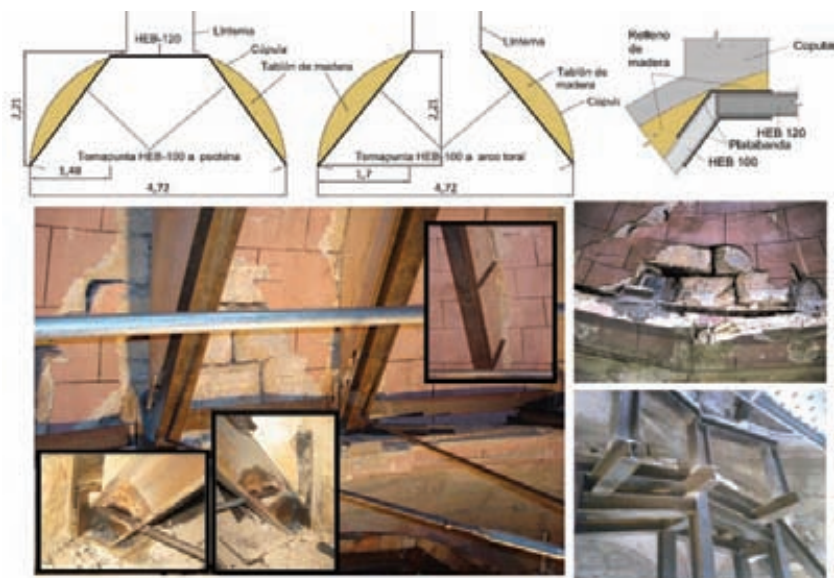


Fig. 37: Apeo estructural de la cúpula.

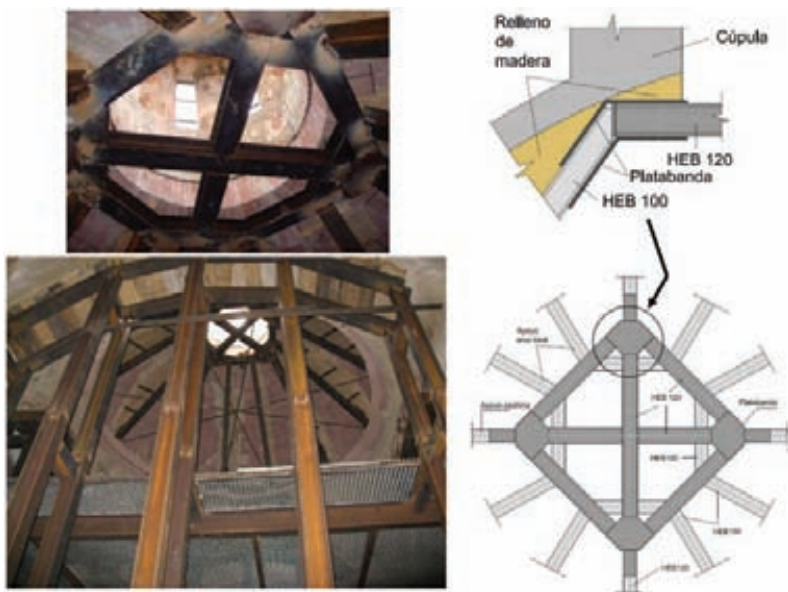


Fig. 38: Detalle del marco metálico para materializar el apeo de la linterna.

Para evitar introducir posibles empujes horizontales concentrados que puedan dañar los muros que

constituyen el tambor de la cúpula o los arcos torales, coincidiendo con dos tornapuntas opuestas de las que atacan en zona de arcos torales (no en las que atacan a las pechinas), se dispusieron tirantes en la zona próxima al apoyo.

En su parte superior, el sistema de apeo de la cúpula se cierra mediante un marco metálico que soluciona el apeo de la linterna situada sobre la cúpula (Fig. 38).

Dado que tanto la cúpula como las bóvedas se van a revestir en su interior (para regenerar su aspecto azulado primitivo), la solución terapéutica propuesta, en ambos casos, consistió en la ejecución de sendas capas de hormigón proyectado sobre su superficie (Fig. 39, 40 y 41), tanto en su cara vista como en el trasdós de la misma, tras la colocación de una armadura de reparto. En el caso de la cúpula se contempló también la ejecución de un zuncho de hormigón armado que recoja, a modo de cinturón, los empujes de la misma.

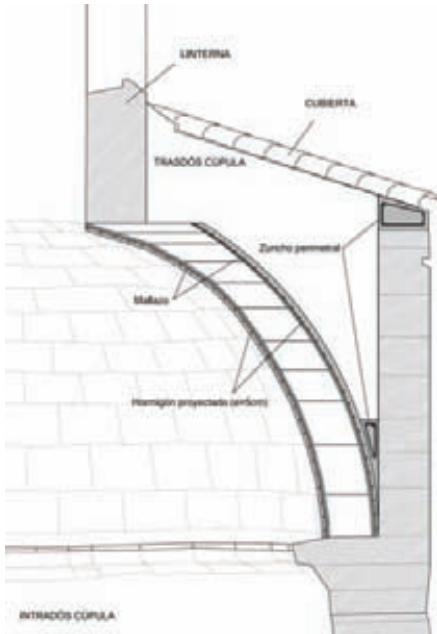


Fig. 39, 40 y 41: Refuerzo de hormigón proyectado.

Otro aspecto importante a tener en cuenta está relacionado con el posible fenómeno de punzonamiento de la cúpula a nivel del entronque con la linterna (Fig. 42).

En este sentido, se propuso realizar, para referir el peso de la linterna al refuerzo del trasdós de la cúpula, un total de 8 inyecciones armadas de acero corrugado inoxidable ($\Phi 12$), correspondiendo 4 con las direcciones diagonales de los pórticos del apeo de la cúpula que atacan a pechinas, y las otras 4 con las bisectrices de los ángulos definidos por cada dos de los pórticos diagonales referidos (Fig. 43) [1]. Igualmente, fue necesario recrecer (hasta 10 cm de espesor) la capa de hormigón proyectado existente bajo el entronque, reforzando igualmente la armadura bajo el mismo (a modo

de un zunchado perimetral en el que se anclan las inyecciones armadas realizadas previamente). En lo que a la parte superior respecta, se propone generar un zuncho perimetral por el extradós de la cúpula, al cuál se anclará el otro extremo de las inyecciones armadas.



Fig. 42: Posible fenómeno de punzonamiento de la cúpula a nivel del entronque con la linterna.

Fig. 43: Refuerzo frente a punzonamiento.

6. Arcos torales

En primer lugar, conviene referir que los arcos torales existentes (Fig. 44 y 45) no deben considerarse como arcos exentos puramente dichos, dado que son arcos parcialmente enjutados (en un arco enjutado la flexión del propio arco está impedida por el muro acompañante, y aquél puede tomar simplemente el valor de una archivolta). Precisamente dicho carácter de parcialmente enjutado es lo que ha permitido al arco toral norte no colapsar totalmente, circunstancia que probablemente hubiera acaecido de ser un arco totalmente exento.

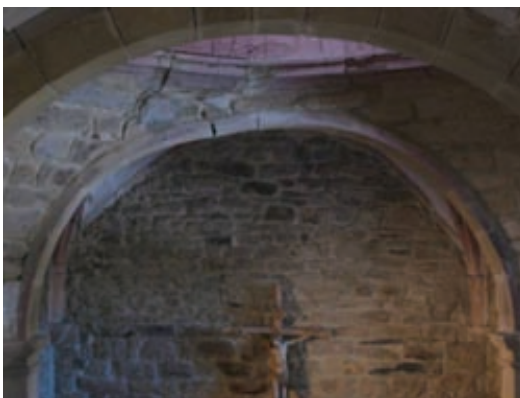


Fig. 44 y 45: Perspectiva y detalle del arco toral Norte.

Para tratar de reintegrar el colapso existente en el arco toral Norte se propuso una intervención en dos fases [1]:

Una primera fase de “acuñado” de la grieta existente. Con esta operación lo que se pretende es que la curva de presiones existente descienda. Y aunque se incrementa la componente horizontal del empuje (circunstancia no problemática en el caso que nos ocupa dada la existencia de los muros laterales que hacen las veces de potentes estribos), disminuyen los esfuerzos en la clave al aumentar la superficie de reparto.

Se propuso realizar la cuña “pétrea” de la forma siguiente:

- ▷ En la medida de lo posible, tratar de regenerar la geometría primitiva mediante puntales.
- ▷ Una vez realizada dicha operación, manteniendo los puntales en carga, y tras sellar el contorno lateral de la grieta, se procederá a inyectar por gravedad la holgura existente entre los sillares, a través de un orificio practicado en la parte superior de uno de los sellados laterales, mediante una pasta cementicia (empleando cemento sin retracción y de alta resistencia) con relaciones agua/cemento de 0,6 a 0,8.
- ▷ Tras finalizar el fraguado de la pasta cementicia se eliminarán los sellados referidos con anterioridad.
- ▷ Una vez haya endurecido la pasta cementicia se removerán los puntales.
- ▷ Finalmente, con un mortero predosificado, de la misma coloración que la roca arenisca que compone los sillares, se reintegrará el espacio ocupado por el sellante dotándole de un acabado que se integre estéticamente en el conjunto.

Una segunda fase de inyección armada de los agrietamientos existentes sobre el arco.

Agradecimientos

La Fundación Marcelino Botín en una de sus intervenciones enmarcadas dentro del “Plan de Acción en el Valle del Nansa”, decidió financiar la restauración de la iglesia parroquial de San Mamés de Polaciones, siendo este proyecto redactado y dirigido por el arquitecto D. Eduardo Ruiz de la Riva.

Como consecuencia de un concepto multidisciplinar en el proceso de intervención, entre los distintos ámbitos implicados en la consecución del objetivo de salvaguardar el edificio, se creyó conveniente integrar criterios procedentes de diferentes disciplinas: historia, arqueología, arquitectura, geotecnia, caracterización de materiales y tecnología de estructuras.

Por lo referido, los autores del presente artículo agradecen a la Fundación Marcelino Botín la confianza depositada en el equipo del proyecto.

Igualmente se reconoce el trabajo realizado por los Arqueólogos D. Javier Marcos y D. Lino Mantecón, encargados de las labores de la intervención histórico-arqueológica [2], y por la empresa Punto Arquitectura S.L. [3] encargada de la realización del levantamiento geométrico referido.

Referencias

- [1] **Villegas, L.; Lombillo, I:** *Terapéutica e idoneidad estructural de la iglesia de San Mamés de Polaciones*. Elaborado a instancia de la Fundación Marcelino Botín, 2009.
- [2] **Marcos, J.; Mantecón, L.:** *Proyecto de restauración de la iglesia de San Mamés de Polaciones: Intervención arqueológica*. Elaborado a instancia de la Fundación Marcelino Botín, 2009.
- [3] **Punto Arquitectura, S.L:** *Levantamiento de planos estado actual de la iglesia parroquial de San Mames*. Elaborado a instancia de la Fundación Marcelino Botín, 2009.
- [4] **Villegas, L.; Lombillo, I; López, F.:** *Estudio sobre la patología, la idoneidad estructural y de materiales de la iglesia de San Mamés (Cantabria-España): Propuestas de rehabilitación*. Actas del 1^{er}. Congreso Iberoamericano y VIII Jornada de Restauración y Conservación del Patrimonio. Ciudad de la Plata (Argentina), 2009.
- [5] **Villegas, L.; Lombillo, I; López, F.:** *The importance of the previous studies in the interventions of refurbishment: A practical case, the Major Seminary of Comillas (Cantabria, Spain)*. Actas del I Congreso Internacional de Investigación en Edificación (ISBN 978-84-692-3580-5). Madrid, 24-26 de Junio de 2009.
- [6] **Lombillo, I; Villegas, L.:** *Metodología para el análisis de las estructuras de fábrica del patrimonio construido. Tecnología de la Rehabilitación y la Gestión del Patrimonio Construido* (ISBN 978-84-691-3612-6). Editado por el Grupo de Tecnología de la Edificación de la Universidad de Cantabria. Santander, 2008.
- [7] **Villegas, L.; Lombillo, I.; Hoppe, C; Silió, D.:** *Los estudios previos en la rehabilitación de construcciones del patrimonio construido*. Actas del Congresso Construção 2007. Coimbra (Portugal), 2007.

Innovation on Advanced Composite Materials for Civil Engineering and Architectural Applications: Case Studies

Casadei, P.¹, Greppi, R.¹ and Agneloni, E.²

¹FIDIA S.r.l., Technical & Commercial Division, Piazza Duomo 17, 20121

Abstract: Due to their light weight, high stiffness-to-weight and strength-to-weight ratios, and high resistance to environmental degradation, resulting in lower life-cycle costs, advanced composites materials, commonly known with the acronym FRP, are increasingly being considered for use in civil engineering applications, ranging from the retrofit and rehabilitation of buildings and bridges to the restoration and strengthening of historical-monumental masonry structures. Thanks to the recently published Italian FRP guidelines, CNR-DT 200/2004, by the Italian National Research Council, there has been an increasingly demand of their implementation for general strengthening and retrofitting applications as well as seismic mitigation of structures and infrastructures, and the recent earthquake of L'Aquila has decreed their use as the most efficient technological solution for strengthening, repairing and seismic upgrade of most structural elements in existing buildings, showing also, for the first time, the official implementation of UHTSS steel fiber sheets. In the following pages, several case studies are reported demonstrating the different field of applications of the different fibers and technological solutions.

1. Introduction

After an initial phase of experimentation and research, validated by extremely positive results, the use of advanced composite materials in the civil engineering industry, is, now days, a well established reality. Currently the most retrofit and strengthening projects, regard buildings, industries, infrastructures and, particularly in seismic areas, masonry historical structures. In the last years, the technological innovation in the aforementioned sector has been characterized by an important acceleration. The boost of such technology started in the 90's, when innovative fiber materials, thanks to their very competitive weight to strength ratios, high durability and ease of installation, represented the most ideal substitute of the widely applied technique of "Béton Plaque".

1.1 Innovative Materials

FRP systems in the civil repair industry are used to strengthen existing structures/infrastructures. Structures may need strengthening due to deterioration, design/construction errors, a change in use or loading, or for a seismic upgrade. In particular this last issue has become of high priority in Italy and in all seismic countries, where new and updated seismic codes have come into place.

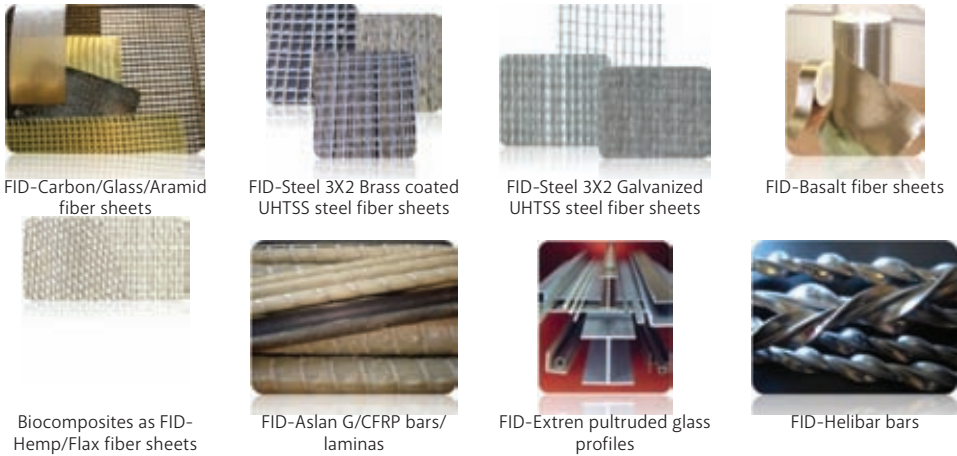


Figure 1. Innovative materials for retrofitting, strengthening and seismic upgrade.

FRP essentially works as reinforcement in concrete-masonry structures and provides strength where they are weakest or in need of enhancement. FRP may be used on beam or slab soffits to provide additional flexural strength, on the sides of beams to provide additional shear strength, or wrapped around columns to provide confinement and additional ductility (a primary concern in seismic upgrades). Among many other applications, concrete and masonry walls may be strengthened to better resist seismic and wind loads, concrete pipes may be lined with FRP to resist higher internal pressures, and silos and tanks may be strengthened to resist higher pressures. On historic structures FRP are mainly used to strengthen masonry domes and vaults providing a link among the several portion of the elements without adding any additional mass and most importantly avoiding the most critical failure modes of such type of structures, contrasting the formation of hinges and retarding/avoiding premature collapse.

1.2 Carbon, Aramid And Glass Fibers

Fiber reinforced polymer (FRP) materials are composite materials consisting of high strength fibers in a polymer matrix. The fibers in an FRP composite are the main load-carrying element and exhibit very high strength and stiffness when pulled in tension. An FRP laminate will typically consist of several million of these thin, thread-like fibers. The polymer matrix (sometimes referred to as the resin) protects the fibers from damage, ensures that the fibers remain aligned, and allows loads to be distributed among many of the individual fibers in the composite. There are a variety of fiber types and resins that may be used to create an FRP composite. Fibers are selected based on the strength, stiffness, and durability required for the specific application, and the resins are selected based on the environment the FRP will be exposed to as well as the method by which the FRP is being manufactured.

Among several possibilities, the fiber types that are typically used in the construction industry are carbon, glass, and aramid. In selecting the type of fiber to be used for an application, there are a few things to consider. Glass FRP is excellent for seismic upgrades where the seismic loads only

temporarily engage the FRP. In cases where stresses are sustained in the FRP (such as in bending and shear strengthening), glass FRP should be avoided because of creep rupture effects. Carbon is much more suitable in these applications. Similarly in exterior applications, carbon FRP will be much more durable. Aramid fibers are indeed mostly used now days in masonry applications to realize connection between the strengthening layer, commonly of carbon or glass fibers, and the main structural members thanks to their better performance towards concentrated shear stresses that make them the most suitable for this type of application.

1.3 Basalt Fibers

Finally are available innovative kind of fiber made of basalt. These fibers have the ability to combine tenacity and impact resistance of aramid fiber and durability, fire resistance, creep resistance and no susceptibility to hydrolysis phenomena typical of glass ones. Thanks to these characteristics, these fibers are ideal for those applications that require high static and impact resistance, resistance to high temperatures (over 900 °), insulation properties and electromagnetic transparency, durability in aggressive environments. Basalt fibers are an excellent alternative to fiberglass and aramid fibers as have a stiffness comparable properties and better resistance to fire and corrosion. These fibers are widely used also in the retrofit of structures subject to dynamic effects generated by the earthquake, high winds and / or explosion, thanks to its ability to protect against impact, such as those caused by flying debris or projectiles.

1.4 UHTSS Fibers

Next to such consolidated retrofitting technology, is nowadays available also another family of composite materials similar to FRP, made of fine ultra-high tensile steel filaments (UHTSS), twisted to form cords and tailored similarly to unidirectional (carbon, aramid or glass) fiber sheets in order to then be easily installed on site with the manual lay-up technique. The twisting of the filaments allows some mechanical interlock between the cords and the matrix, and may also induce an overall ductile behaviour upon stretching. The cords are also coated with brass or galvanized with zinc making the material potentially free of any corrosion and suitable for different kind of environmental exposure.

The great advantage of such materials is that they can be either impregnated using epoxies, then called SRP (Steel Reinforced Polymer), or using mortars, then being called SRG (Steel Reinforced Grout). The choice of the matrix is based upon type of substrate where bonding the material and also upon the density of the sheet to be installed: higher density sheets may be impregnated only with resin matrices, while low and medium densities with either epoxies or grouts.

Such materials present the same advantages of FRP in terms of lightness, strength and ease of installation, but with several additional advantages that have made them very attractive for masonry retrofitting. The possibility of impregnating them with cement or hydraulic mortars allows a much easier installation for skilled workers and also a considerable reduction of primary material costs with respect to FRP. Secondly, being such sheets made of steel cords, they have a considerable shear strength, not present in FRP, making them particularly attractive for uneven surfaces and also for mechanical anchors, prohibitive with typical FRP strengthening solutions.

1.5 Biocomposites

The interest in the bio-composites has grown considerably in recent years due to good mechanical properties, recyclability and requires low energy for production with a consequent decrease of emissions of carbon dioxide, making them very attractive in retrofitting masonry structures and in general all type of structures that present low or poor quality materials, that do not require the need of high performance fibers.

Among the countless bio-fibers, are of particular interest flax and hemp fibers for strengthening and retrofitting historical and civil structures. Like all vegetable fibers, have an extremely complex molecular structure consisting of a variety of biopolymers (lignin, crystalline cellulose, pectin..etc) and nano-structured architecture that give these fibers excellent mechanical properties when impregnated with either resins or mortars. The filament manufacturing, that combines combing and twisting of the single fibers, achieving long filaments and the way filaments are then weaved in forming textiles, makes these fibers ideal for structural retrofit just like previous engineered fibers.

1.6 FidFORTIFICA

FidFORTIFICA is the first system that use optimized special epoxy matrices (low, medium and high modulus), engineered to follow all different fibers deformation, able to enhance FRP composite performance. The system present the first opportunity for civil engineers and architects to design a retrofit, strengthening or seismic upgrade of a structure without limiting the choice of the retrofit system to only few types of fibers, but choosing the fiber and the resin that better meets the requirements of the buildings.

2. Italian Situation

In Italy, as well as in many other seismic countries, the use of advanced composite materials for strengthening and retrofitting existing structures has been heavily introduced in the market by recent earthquakes and natural disasters. In particular the earthquake that interested the central Italian regions of Umbria and Marche in 1997-'98 has heavily pushed engineers and contractors on the use of the FRP technology thanks to the aforementioned qualities and, recently, the Abruzzo earthquake in 2009 was the impetus for a massive application of FRP in civil retrofitting. In particular, to strengthen structures against seismic/dynamic loads, FRPs are particularly efficient because, in front of very performing mechanical properties, they have very low weights and consequently they do not add any mass to the structure, and allow a quick installation with a great ductility enhancement for the entire structure, making them ideal for this type of retrofits.

Nowadays the mainstream market of these materials in Italy is for masonry historical structures where their implementation varies from: increasing the capacity of panels, arches, or vault; wrapping of columns to enhance their compressive strength and ductility; reducing thrust forces in thrusting structures; transforming non-structural members into structural members by increasing their stiffness and strength; strengthening and stiffening horizontal non-thrusting structures; wrapping buildings at floors and roof locations to improve vertical and horizontal strength to lateral loads, typically seismic actions.

FIDIA s.r.l., born in 1995, with a pluri-decennial experience in the fields of restoration, strengthening and retrofitting of civil industrial buildings and historical-monumental patrimonies, is specialized in supporting engineers, architects and contractors, public and private companies, supplying innovative materials and advanced technological solutions. The following case studies represent a review of the most significant applications on historical and civil structures reinforced, retrofitted and seismically upgraded using different types of advanced composite fibers and technological solutions.

3. Masonry historical structures retrofitted with different types of advanced composite materials

3.1 FRP retrofitting of the vaults and of the arches and bell tower and srp strengthening of the ring curb beams of the "SS.Trinity Convent" In Orvieto.

The monastery of the SS.Trinity was built west of the city of Orvieto, in the valley of the river Paglia, in the early 1034, and then annexed to the monastery of the Benedictine nuns. In the centuries the structure has been subjected to several structural changes such as extensions, raisings and more, nevertheless several restorations aiming to solve the degradation acting on the structure. It was only in the year 1929, after being sold to private clients that the convent was declared an historical and artistic heritage structure. Unfortunately the monastery was yet left with no use till the early 2007, when the city hall of Orvieto decided to restore the structure and promote it under an intense project of restoration, aiming to respect and yet promote its historic and artistic value.

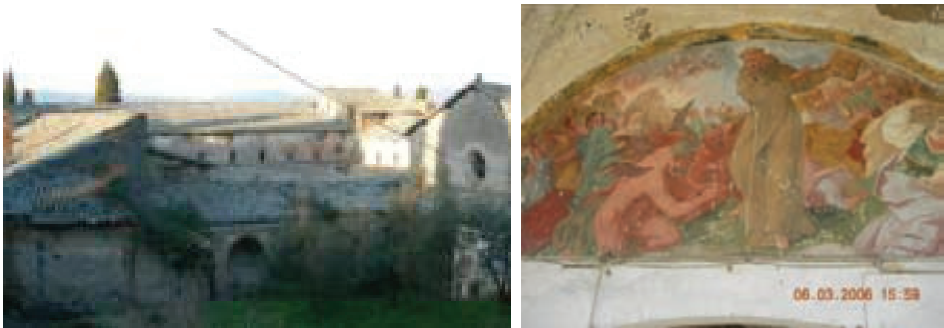


Figure 2. The SS.Trinity Convent in Orvieto: Overview and frescos detail.

The project aimed to realize a high-class hotel and conference center using its large rooms and open-sky cloister. In order to do so, there was a need to consolidate the entire structure, with the goal of maintaining its historic view yet reaching the current code standards for centers like the one wanted by the city hall. The design called for retrofitting all the superstructures, in particular the masonry vaults, floors and roofs in order to provide strength without increasing the masses, providing so a consolidation solution that could withstand the new Italian seismic code. It was then chosen to consolidate the vaults using unidirectional glass fiber sheets (painted in red in Figure 3).



Figure 3. Retrofit of the masonry barrel and vaults with unidirectional GFRP sheets.

In order to absorb possible lateral loads coming from seismic shocks (Orvieto is indeed in a highly seismic area classified as “Zone 2”, being 1 the most critical), the project called for realizing corbel ring beams with masonry reinforced with unidirectional high strength steel sheets (FIDSTEEL Hardwire® 3X2-medium density tape). Previous tests conducted at the University of Perugia, showed how this solution could be particularly effective since it provided the same level of strength of an identical reinforced concrete beam, commonly and wrongly so used in the past for this kind of retrofit, with the big advantage of having a highly reduced self weight of the retrofit solution. For this particular strengthening solution it was chosen to adopt an epoxy matrix to impregnate the medium density UHTSS steel fiber sheets, to ensure best adhesion possible between the masonry bricks and create the ring beam of the desired strength and stiffness.



Figure 4. Strengthening of the ring corbel masonry beam with FID-Steel Hardwire® impregnated with epoxy.

The cloister of the convent was constructed with several porticos with arches that the new design wanted to conserve. Since the arches needed retrofit, instead of using classical externally bonded sheets that would have compromised the architectural look of the masonry, it was proposed to retrofit the structure using GFRP bars inserted following the scheme below. In order to assure an active strengthening solution, the bars where pretensioned using a dynamometric spanner to control the stress induced in the bar.

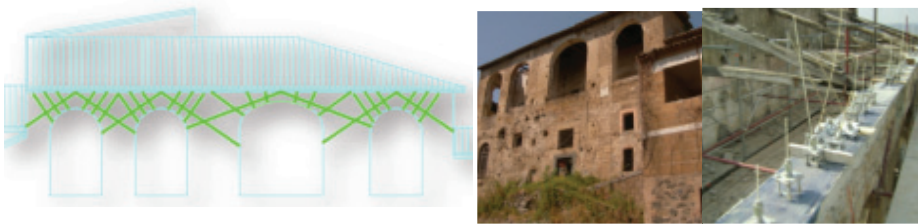


Figure 5. Strengthening of masonry arches using pretensioned FID-ASLAN 100 GFRP bars.

The prestress applied force accounted for all reduction coefficients indicated in the CNR-DT 200/2004 design guidelines, for fiber glass bars subjected to creep in aggressive environment. Operatively the retrofit consisted of drilling holes into the masonry with precise diamond blades, then positioning the bar into the hole with the prestressing and anchor head on each side, once the prestress force is applied, the hole is injected with fluid epoxy resin and once the resin is cured, the prestress force released and the bar cut. Finally to mask the hole, a colored plaster was applied on the surface of the masonry.

3.2 Strengthening of the vaults of the “benedictine maonstrery” in san paolo d’argon.

The Benedictine Monastery of San Paolo d’Argon was founded in the XI century and abolished during the Napoleonic period. The originally monastery was radically restructured in the XVI century, when it took the form that, in essential lines, it has kept up to now. There are, in particular, two cloisters characterized by sober Renaissance building that, as other parts of Monastery are attributed to Pietro Isabello and the refectory that was frescoed in 1624 by Giovanni Battista Lorenzetti.



Figure 6. The Benedictine Monastery in San Paolo d’Argon: view of cloisters and church.

The project aimed to strengthening, restore and restructure the Ex Benedictine Monastery and in particular, regarding use of FRP, was expected, in order to strengthening the building, different kind of FRP materials to increase the overall strength and improve the structural behaviour under seismic loads.



Figure 7. Strengthening of the different types of vaults.

All masonry vaults were prepared to be strengthened using glass and carbon fibers sheets impregnated with epoxy, following this sequence: first, the existing floor and all the filler on the extrados of the vaults were removed, then the masonry was carefully cleaned to avoid any problem in terms of bond between the FRP strengthening system and the masonry. Once the masonry was cleaned, a leveling layer of mortar, in correspondence of the reinforcing strip, was laid according to design specs. Once the mortar was cured, the FRP system was installed following the typical sequence: first primer, second saturant, third the fiber, properly impregnated and finally a last layer of saturant to properly protect and impregnated the fibers. Retrofit of this very large and beautiful monastery is ongoing: yet to be completed is the strengthening of arches of the second level, the columns of the two internal cloisters, all façades and ring curb beams, that will be executed according to the design indicated in **Figure 8**.

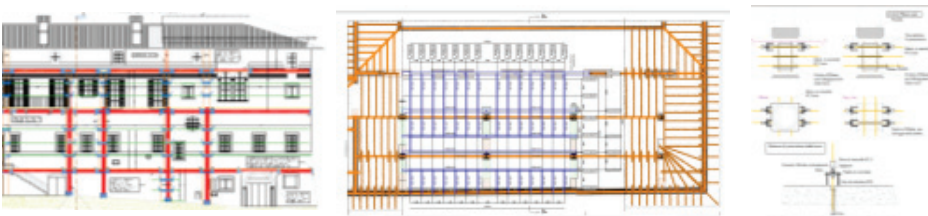


Figure 8. Future façade, arches and columns strengthening.

4. Advanced composite applications on reinforced concrete structures after the earthquake that destroyed abruzzo: case studies

One of the main field of applications of FRP is in the repair and seismic upgrade of reinforced concrete structures damaged by earthquake strikes. In the following figures are reported examples of the tragic results that the earthquake that stroke in the Abruzzo region in Italy, on April 2009, had on many reinforced concrete building frames.



Figure 9. Damaged beam-column joints-Overturning of masonry panels – l’Aquila 2009.

The main damaged was cause on either beam-column joints as well as on infill masonry walls. The first resulted to in lack of stirrups as well as deficient in concrete strength. Masonry infill walls resulted instead weak for out of plane loads and weak for what regards the connection between the different layers of the wall.



Figure 10. Overturning of masonry infill walls – l’Aquila 2009.

In the following case studies, are reported few buildings where FRP composite materials have been successfully implemented to upgrade and repair several reinforced concrete structures hit by the L’Aquila earthquake, showing the use of different type of fibers and technologies.

4.1 Strengthening of the reinforced concrete columns of the “sanofi aventis plant” in abruzzo

A manufacturing facility operated by an international important pharmaceutical company, in Abruzzo, Italy, was temporary closed following the earthquake that claimed more than 280 lives.



Figure 11. Damaged columns.

The plant did not present serious damage due to the earthquake since it was designed to resist seismic loads, but the way the structure was restored after construction, realizing openings not designed in the initial project weakened the façade and consequently the way it resisted to the violent seismic shock. FRP materials were chosen instead of traditional repairing techniques because they assured quick time of installation and extreme flexibility without compromising the internal spaces and guaranteeing to terminate the works in extremely short days. Most of the columns were damaged and after several accurate destructive and non-destructive tests performed on the structure, it was evident the deficiency in terms of steel reinforcement, that caused many problems under dynamic loads.



Figure 12. Technical drawing of the strengthening design.

The strengthening project was done to increase combination between compressive and bending stress using composite materials as carbon, glass, aramid and steel fibers. In order to provide an needed strengthening system, steel fibers sheets were chosen to give the structure all the reinforcement missing to resist the dynamic loads, and unidirectional carbon fibers were used to wrap the columns. To ensure that galvanic corrosion would not be able to occur between steel and carbon, a layer of glass fiber was installed between the two. The innovative retrofit solution resulted to be very effective and installed for all 100 columns in less than 6 working days.



Figure 13. Overview of columns strengthening phases.

4.2 Strengthening of the beam-column joints of the “i.t.c luigi rendina high school” in abruzzo



Figure 14. Overview of the I.T.C. Luigi Rendina high school.

The I.T.C. Luigi Rendina High School is the biggest institute in Abruzzo, damaged during the earthquake occurred in April 2009, showing particular damage in the beam-column joints, in lack of local sufficient reinforcement.

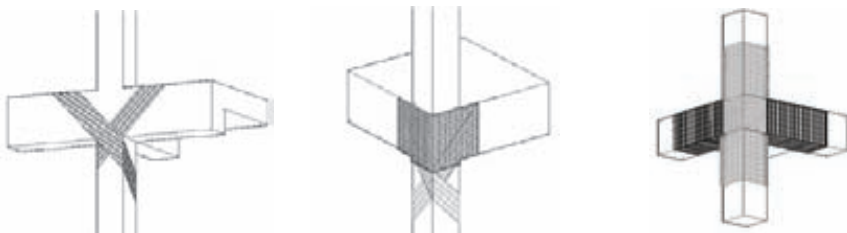


Figure 15. Layout of the beams-columns joints strengthening phases: unidirectional steel fiber sheets laid out as a cross-quadric-axial fiber sheet over the joint – column wrapping and U-wrap of beams using unidirectional carbon fiber sheets.

In order to strength beam-column joints, several FRP composite materials must be applied as shown in Figure 15. Operatively the retrofit consisted of prepare the substrate and then start to apply unidirectional ultra high tensile strength steel sheets, secondly was applied a quadri-axial carbon fiber sheets and lastly the columns were fully wrapped while beams were simply U-wrapped to strengthen them for shear.



Figure 16. Retrofit phases for the beam-column joint repair

Figure 16 shows the installation of FRP according to the design lay-out described in Figure 15. More than 300 nodes were retrofitted using this scheme, adopting the FIDSTEEL 3X2-B Hardwire tapes that allowed a fairly easy installation of the material, considering that, with respect to initial design specifications, no mechanical anchor was used, but simply the tape bent prior to installation.

4.3 Strengthening of the beam-column joints, masonry panels and ring curb beams of the “primary school” in san demetrio - abruzzo



Figure 17. Overview of the damaged San Demetrio Primary School.

The San Demetrio Nè Vestini’s school complex is another example of damaged structure during the Abruzzo earthquake that was restored and repaired using innovative technologies, combining materials and technologies previously implemented in other projects, and also installing for the first time, for upgrading the out of plane strength of the infill masonry walls, unidirectional flax fiber sheets impregnated with epoxy resins.



Figure 18. Damaged columns-Steel fiber connectors and strengthening phases.

All internal and external beam-column reinforced concrete joints were repaired and strengthened using: first all cracks were injected with fluid epoxy resin, and the concrete column profile restored, then UHTSS steel fiber sheets as additional longitudinal and transversal additional reinforcement for respectively the column and the beam were bonded; all stripes interrupted by the existing structural members, were anchored using steel fiber anchors previously installed in predrilled holes and injected with fluid epoxy resin. Then, a layer of glass fiber sheet was installed between the steel and carbon one to prevent galvanic corrosion. Finally the column was fully wrapped with two layers of unidirectional carbon fiber sheets to improve the ductility of the column and the beam retrofitted in shear with U-wraps yet with unidirectional carbon fiber sheets. To prevent infill masonry walls to overturn on the occupants, with possible severe damage, all walls were retrofitted with unidirectional flax fiber sheets.



Figure 19. Strengthening of the external masonry panels using flax fiber sheets and aramid fiber connectors.

All plaster on external walls was previously demolished, then in correspondence of all the strips to be installed, a thin layer of cement tixotropic mortar was sprayed to level the masonry surface. Once the mortar cured, before flex fiber sheets were installed following traditional FRP installation, aramid anchors were installed on top and bottom of the strips to anchor them to the existing reinforced concrete frame. In addition to previous strengthening solutions, an external retrofit using yet steel fiber sheets was installed to strengthen the existing curb beam of the entire building at all floor levels except for the one of the roof. The UHTSS steel fiber sheet were impregnated with epoxy resin after leveling the masonry surface with cement tixotropic mortar as done for the vertical and horizontal flax reinforcement.



Figure 20. Strengthening of the ring curb beams using steel fiber sheets.

The school was successfully reopened for the beginning of the school year '09-'10 in only 100 days after the earthquake, on the 19th of September 2009.

References

- [1] **Borri, A., Castori, G., Casadei, P., and Ebaugh, S.** (2007). "Research on Composite Strengthening of Masonry Arches" Eighth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement of Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-8), Patras, Greece, July 16-18, 2007.
- [2] **Cancelli, N., Aiello, M.A., and Casadei, P.** (2007). "Experimental Investigation on Bond Properties of SRP/SRG – Masonry Systems" Eighth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement of Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-8), Patras, Greece, July 16-18, 2007.
- [3] **Casadei, P., Nanni, A., Alkhrdaji, T., and Thomas, J.,** (2005). "Behavior of Double-T Prestressed Beams Strengthened With Steel Reinforced Polymer", *Advances in Structural Engineering an International Journal (ASE)*, Vol. 8, No. 4, pp. 427-442.
- [4] **Casadei, P., and Agneloni, E.** (2007). "Elastic Systems for Dynamic Retrofitting (ESDR) of Structures" Benefits of Composites in Civil Engineering, COBRAE Conference 2007, Stuttgart, Germany, March 29-30, 2007.
- [5] **Castori, G.** (2007). "Strengthening of masonry elements with innovative composite laminates". PhD Thesis, University of Perugia, Perugia, Italy.
- [6] **CNR-DT 200/2004, 2004:** "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures" Published by the National Research Council (CNR), Roma, pp. 164.
- [7] "Compositi FRP: Linee guida per il rinforzo strutturale" published by NCT Global Media Editore, 2002, ISBN 88-900892-0-2.
- [8] "Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni" published by ReLUIS and Protezione Civile Department, August 2009.
- [9] **FIDIA s.r.l.** – Technical Global Services, www.fidiaglobalservices.com.

Arco de ladrillo sito en la estación Campo Grande de Valladolid: Caracterización geométrica, material, estructural y constructiva

J.A. Martínez¹, D. Rubio², I. Lombillo³, L. Villegas³, C. Thomas⁴, L. M. García⁵

¹ Dpto. de Ingeniería Civil. Universidad de Burgos. Escuela Politécnica Superior

² Dpto. de Estructuras. Eppo Ingeniería, S.L.(www.eppo.es)

³ Dpto. de Ingeniería Estructural y Mecánica, Universidad de Cantabria. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, España. (www.gtcd.unican.es)

⁴ Dpto. Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales, Universidad de Cantabria, E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P. España. (www.ladicim.unican.es)

⁵ Dpto. de Construcciones Arquitectónicas e Ingeniería de la Construcción y del Terreno. Universidad de Burgos. Escuela Politécnica Superior.

Resumen. En este documento se presenta una propuesta de caracterización de una estructura antigua de fábrica de ladrillo. En concreto nos referimos al Arco de Ladrillo situado junto a la actual estación de ferrocarril de Campogrande, en Valladolid. Se describen el conjunto de trabajos encaminados a su caracterización geométrica, y mecánica, y en este último caso tanto de los materiales constituyentes por separado, como de su caracterización mecánica en conjunto, y abarcando el estudio tanto a la parte vista de la estructura, como a su contacto con el subsuelo.

1. Introducción

En el presente trabajo se describe el procedimiento de actuación ante una construcción antigua muy arraigada en el entorno en el que se encuentra emplazada. Responde a situaciones que con frecuencia se dan en la práctica, en donde coexisten de una manera casi muda, con el quehacer cotidiano de una sociedad que transita junto a estas construcciones sin hacerse apenas preguntas sobre sus orígenes, la propia justificación de su existencia, o incluso la motivación de la necesidad de su conservación o pervivencia.

Cuando se plantean esos interrogantes, es necesario aplicar un conjunto de técnicas o herramientas muy diversas, y unos protocolos de intervención singulares y poco repetitivos.

2. Planificación de la intervención

En los aspectos técnicos, el trabajo se planificó de forma que se pudiera dar respuesta a las siguientes cuestiones:

- ▷ tipo de materiales y características de los mismos
- ▷ determinación del material de relleno
- ▷ evaluación del estado tensional bajo peso propio
- ▷ tipo de cimentación

- ▷ caracterización del contacto con el terreno.

Para ello el estudio se apoyó en un conjunto de técnicas de diagnóstico entre las que podemos citar las siguientes:

- ▷ fotogrametría apoyada en topografía láser
- ▷ difracción de rayos X
- ▷ dispersión de rayos X
- ▷ ensayos de compresión
- ▷ ensayos de heladicidad
- ▷ técnica de gato plano
- ▷ catas, sondeos y penetrómetros
- ▷ fotografía de detalle

Un resumen de todas ellas se resumen en los apartados siguientes.

3. Caracterización geométrica

Uno de los trabajos realizados para el presente trabajo ha consistido en la toma de datos para la caracterización geométrica del mismo. La misma era necesaria, en primer lugar, para documentar la situación real del Arco, pero también para otros trabajos como son la evaluación de su comportamiento estructural y la definición de la cimbra en la fase de proyecto de ejecución.

Para la caracterización geométrica se ha empleado la técnica de la fotogrametría, apoyada con la de la topografía láser.

Para la captura de la información, se empleó el Láser escáner 3D FARO Photon 80, que se caracteriza por ser el más rápido (hasta 120.000 medidas por segundo) y preciso (fiabilidad de 2 mm a 25 m) de los sistemas de medición de tiempo de vuelo y desfase del mercado hasta el momento, que lo convierten en el ideal en el ámbito de la ingeniería civil y arquitectura.

Una vez realizada la toma de datos, se siguen las siguientes fases de tratamiento:

- ▷ **Limpieza, registro y optimización:** En esta etapa la información recogida en campo pasó una serie de procesos para filtrar y unir la información en un único modelo, se elimina toda aquella información que no se desea (ruido), se encuentra la posición y rotación del instrumento para cada barrido en un sistema de coordenadas específico y se crea un modelo homogéneo. El modelo se estructura y divide en partes para facilitar su manejo y comprensión. El resultado es una superficie es una nube de puntos, procesada, libre de ruido, en el mismo marco de referencia del levantamiento.

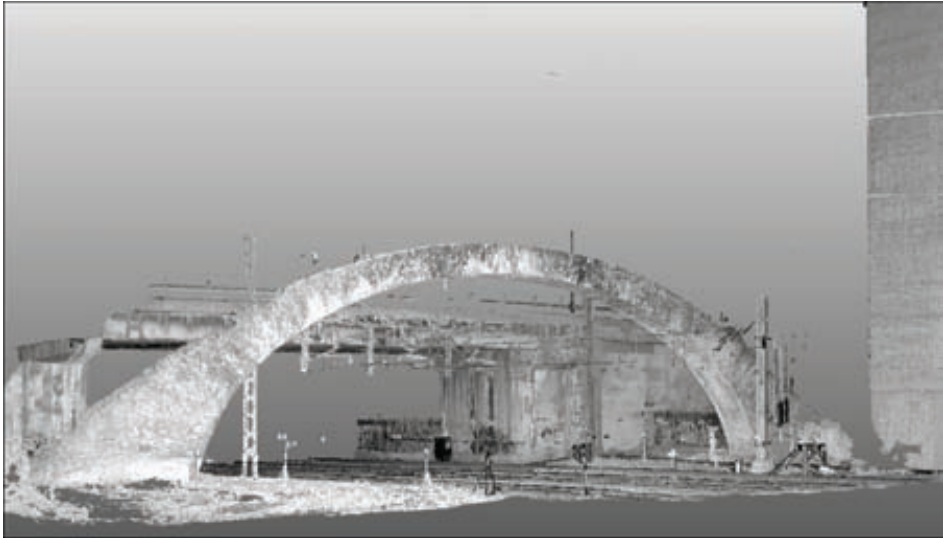


Fig 1. Vista en perspectiva de la nube de puntos del Arco de Ladrillo.

- ▷ **Extracción de información:** El tratamiento combinado de la información fotogramétrica y de la nube de puntos permite la obtención de las características geométricas que definen el modelo. Una vez procesada la información se procedió a la restitución a escala de detalle de la información capturada. A partir de los datos obtenidos con la topografía láser se ha dispuesto de un contorno de puntos exacto, para el intradós y trasdós respectivamente, pero sin ninguna definición geométrica concreta. En ese punto, mediante la ayuda de herramientas CAD se han ajustado curvas geométricas que se adaptaran la contorno real. Las curvas adoptadas han sido arcos de circunferencias de diferentes radios. El arco definido por sectores de circunferencia con curvatura creciente hacia la clave recibe el nombre de arco carpanel. En este caso se ha podido caracterizar el intradós por cinco arcos de circunferencia, uno central y dos laterales a cada lado. Sin embargo el trasdós, además de los 5 arcos de circunferencia, posee trazados rectilíneos en ambos extremos, tangentes a los arcos adyacentes.

Una primera observación de los datos obtenidos es que el resultado proporciona un diseño bastante armónico con una definición cuidada, hecha sin lugar a dudas por un proyectista experimentado.

La segunda observación es que aunque aparentemente su forma es simétrica, al tratar de ajustarle una definición geométrica se observa que realmente no lo es. A pesar de ello es prácticamente seguro que su proyecto sí que tuviera una definición geométrica exacta. La falta de concordancia entre lo proyectado y lo que realmente existe puede ser debido a errores de replanteo de la cimbra durante su ejecución, a pequeños ajustes o asentamientos tras el descimbrado, o a pequeños movimientos de la cimentación durante su existencia.

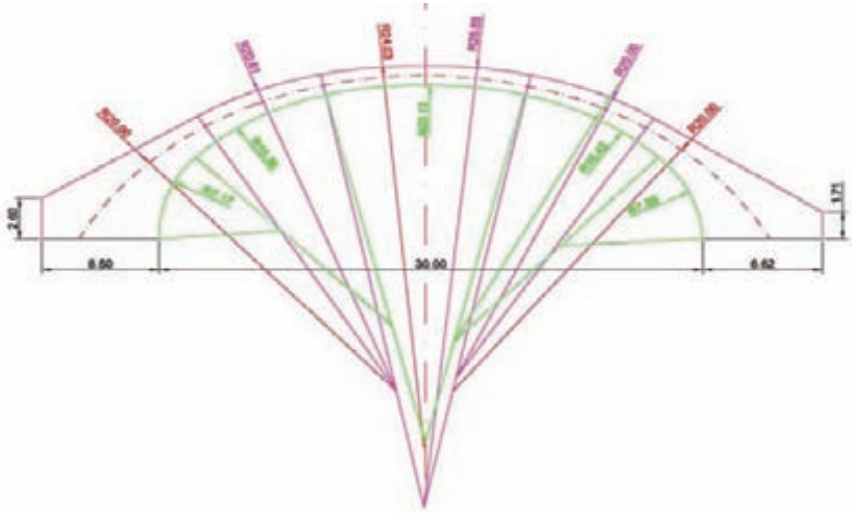


Fig 2. Definición geométrica del arco de ladrillo

4. Caracterización de materiales

Con objeto de valorar el estado de la construcción y establecer las posibles pautas encaminadas a conseguir una completa caracterización de los materiales, se desarrolló un estudio de los materiales formes de la fábrica de ladrillo del Arco, morteros y ladrillos.

En primer lugar se llevó a cabo una toma de muestras en 3 zonas bien diferenciadas del estribo Sur del Arco (Fig. 3 y 4). Se recogieron muestras de ladrillo de las 3 zonas indicadas en la Fig. 3. Igualmente, también se tomaron muestras de los morteros en cada una de las zonas referidas.



Fig. 3 y 4: Zonas de toma de muestras (la zona 1 corresponde con la cara opuesta a la mostrada en la fotografía) y detalle de un instante de las tareas de extracción.

Sobre los materiales considerados, se llevaron a cabo actuaciones específicas de cara a su caracterización óptima con relación a la función que desempeñan:

- ▷ Análisis visual de coloración y consistencia de los materiales.
- ▷ Caracterización física de los materiales: Ha comprendido la realización de ensayos para la determinación de las densidades, la porosidad y la absorción de distintas muestras preparadas para tal efecto.
- ▷ Caracterización mecánica de los materiales: Resistencia a compresión.
- ▷ Análisis químico elemental mediante microscopio electrónico de barrido, equipado con microanálisis por energía dispersiva de rayos X.
- ▷ Análisis mineralógico mediante difracción de rayos X de los morteros.

En lo que sigue se presentan los principales resultados y conclusiones obtenidas.

4.1 Morteros

En el transcurso de la inspección llevada a cabo se han identificado 3 tipos de mortero poco diferenciados. En cuanto a su **composición**, aparentemente, se trata de un mortero fabricado con arena de tipo silíceo, como relleno, en los que se ha utilizado cal como material conglomerante. Los morteros presentan un **estado** muy deteriorado que se manifiesta en una fácil disgregación de los mismos.

La **composición química elemental** (Fig. 5) de las muestras de mortero analizadas cuentan, como elemento mayoritario, el calcio, entre un 34-40 % en peso, debido a la utilización de cal como elemento aglutinante. Finalmente, la presencia y proporciones de silicio, aluminio, potasio y sodio hacen pensar que el árido utilizado en la fabricación de los morteros es de tipo granítico, reforzando este hecho la hipótesis de que el origen del árido de relleno tiene su procedencia en algún río de la zona.

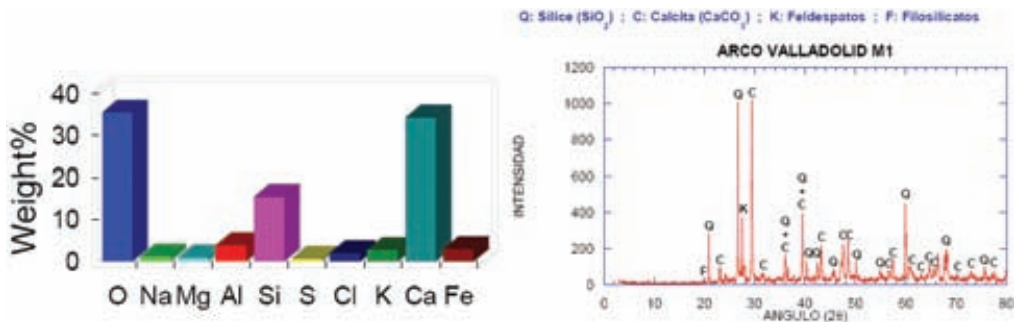


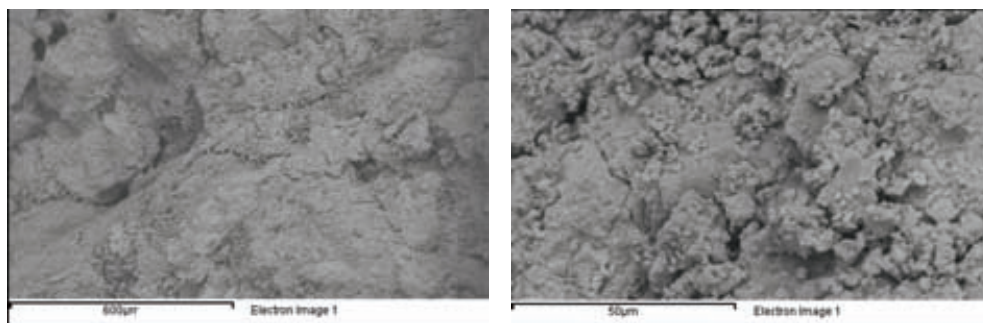
Fig. 5: Composición química elemental en peso del mortero de la muestra MZ1.

Fig. 6: Análisis mineralógico del mortero MZ1.

En relación al **análisis mineralógico** de los morteros (Fig. 6), en las tres muestras se detecta la presencia de sílice, feldespatos y filosilicatos, procedente del árido empleado, y carbonato cálcico, producto de la meteorización de morteros de cal.

En cuanto a la **microestructura** del mortero (Figs. 7 y 8), éste se presenta como un material abierto, en concordancia con la alta porosidad y poca consistencia observada sobre las muestras llevadas

al laboratorio.



Figs. 7 y 8: Micrografías del mortero de la zona 3.

4.2 Ladrillos

Los ladrillos, fabricados mediante técnicas hoy en día artesanales, presentan aspectos diferenciados según la zona o posición que ocupan: así, las caras más expuestas son las que han sufrido mayor deterioro, probablemente físico-químico, presentando ángulos más redondeados y superficies más alteradas. De la **inspección visual** de estos materiales, puede esperarse una baja densidad, una alta porosidad y una alta capacidad de absorción.

De los resultados obtenidos en la **caracterización física** (densidad, porosidad y absorción) de las muestras analizadas, puede deducirse que los tres tipos de ladrillo analizados son de características muy similares. La densidad relativa se sitúa en torno a los 1,86 g/cm³, la absorción total es algo superior al 15% en peso de la muestra y la porosidad abierta se sitúa en torno al 33% en volumen de muestra. Como era de esperar, destacan la baja densidad y la alta porosidad de estos materiales.

La **resistencia mecánica**, a compresión, de los ladrillos de las distintas zonas, es mucho más homogénea de lo que cabría esperar en piezas artesanales de la época. Sin embargo, los ladrillos correspondientes a la zona 1 (13,46 MPa) presentan una resistencia a compresión notablemente inferior a la que presentan los ladrillos de las zonas 2 y 3 (22,60 Mpa y 23,31 Mpa, respectivamente), estando estos resultados (tabla 1) en concordancia con las propiedades físicas de los mismos: menor densidad y mayor porosidad.

Desde un punto de vista de evaluar la **durabilidad de los ladrillos** formes de la fábrica, se ha desarrollado una campaña experimental basada en la comparación del material, previamente y con posterioridad, a la ejecución de una serie de ciclos de hielo-deshielo y frente a ciclos de humedad-sequedad.

En relación con la evaluación del **envejecimiento por helada (ciclos hielo-deshielo)**, dicha valoración se ha llevado a cabo desde una doble óptica.

Por un lado se ha evaluado la resistencia a la helada mediante la pérdida de masa experimentada por las muestras antes y después de la ejecución de los ciclos (Fig. 9). Se ha obtenido una pérdida

de masa de la zona 1 de entorno al 6 %, de alrededor del 1,5 % en la zona 2, y de algo más del 1 % en la zona 3.

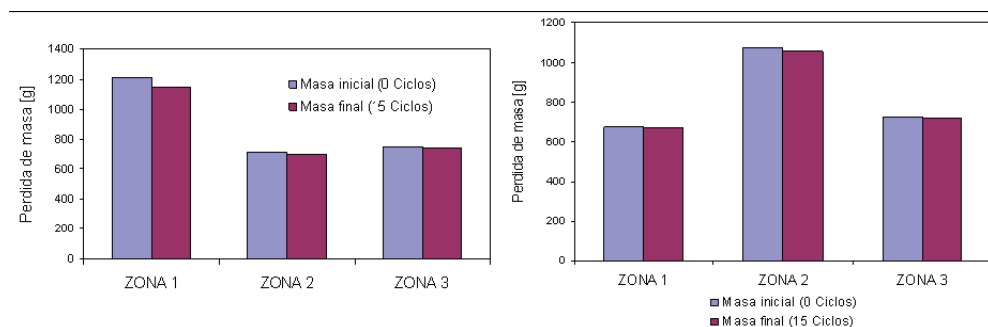


Fig. 9: Perdida total de masa de las muestras obtenidas de las 3 zonas antes y después del envejecimiento por ciclos de hielo-deshielo.

Fig. 10: Perdida de masa de muestras y testigos antes y después del envejecimiento por ciclos de humedad-sequedad.

Complementariamente se ha estimado la posible pérdida de resistencia mecánica mediante la realización de ensayos de rotura a compresión de los testigos obtenidos de los ladrillos antes y tras haber completado el programa de ciclos previsto. Éstos resultados se presentan en la Tabla 1. Como era de esperar se ha producido una pérdida importante de la resistencia en las muestras que presentaban originalmente menor degradación.

Tabla 1: Evaluación de la resistencia a la helada por pérdida de resistencia.

	Testigo ZONA 1		Testigo ZONA 2		Testigo ZONA 3	
	0 Ciclos	15 Ciclos	0 Ciclos	15 Ciclos	0 Ciclos	15 Ciclos
Rm [MPa]	13,46	12,15	22,60	15,19	23,31	17,62
Pérd. [MPa]		1,31		7,41		5,69
Pérdida [%]		9,73		32,79		24,41

Por su parte, en relación con la valoración del **envejecimiento por choque térmico**, se ha evaluado la resistencia a los **ciclos de humedad-sequedad** mediante la pérdida de masa experimentada. Dicha pérdida de masa es muy inferior a la encontrada en los ensayos de hielo-deshielo por ser éste un método menos agresivo. Se ha encontrado para la zona 1 una pérdida de masa de entorno al 1,5 %, para la zona 2 una pérdida de cerca del 2,3 %, y finalmente, para la zona 3 aproximadamente de un 1,2 %. La gráfica 10 esquematiza la pérdida de masa que han sufrido el conjunto de probetas analizadas.

En cuanto a la **composición química elemental** de los ladrillos (Fig. 11 y 12), la mayoría de los constituyentes de las piezas cerámicas en sus caras internas (sin contacto atmosférico directo) son elementos típicos de la arcilla utilizada para fabricar elementos constructivos de este tipo. Sin embargo, las composiciones de las caras exteriores o expuestas presentan elementos cuyo origen

es, probablemente, la contaminación ambiental (P, S, Cl y Ti, tabla 2), circunstancia que podría desencadenar erosión de origen químico, que sumada a la de origen mecánico, contribuiría a la desagregación superficial de los ladrillos (Fig.13).

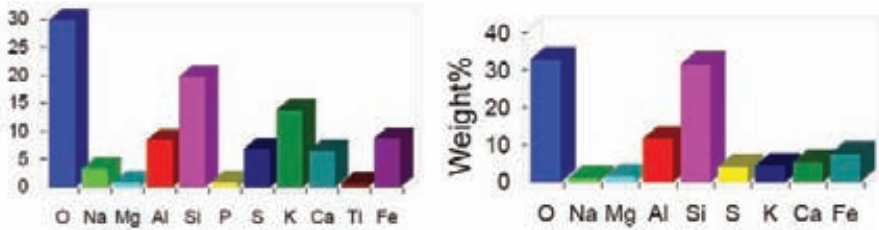


Fig.11: Composición química elemental en peso del ladrillo, en su cara exterior expuesta, LZ2.
 Fig. 12: Composición química elemental en peso del ladrillo, en su cara interior, LZ2.

Tabla 2: Comparativa ladrillos: Análisis químico elemental, presencia [% en peso].

	Cara exterior o expuesta			Cara interior, no expuesta		
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3
O	31,22	29,98	35,09	32,36	32,89	32,53
Na	0	3,26	0,93	0	1	0
Mg	1,23	0,94	2,06	1,54	1,59	2,2
Al	10,57	8,45	9,54	12,98	11,7	11,82
Si	29,86	19,73	30,96	37,45	31,62	32,96
P	0	0,94	0	0	0	0
S	4,37	6,87	0,6	0	4,05	0
Cl	0	0	0,55	0	0	0
K	4,89	13,78	3,45	4,34	4,4	6,42
Ca	9,38	6,51	8,5	3,91	5,26	6,62
Ti	0	0,83	1,02	0	0	0
Fe	8,47	8,7	7,31	7,41	7,48	7,46

En lo que respecta a la **microestructura**, destaca la gran heterogeneidad morfológica de los ladrillos. Es de destacar, el gran tamaño de los poros abiertos (Fig. 14). Éstos tienen su origen más probable en la deficiente compactación del material antes del cocido.

En cuanto a la influencia de esta porosidad en la durabilidad del material, estos macroporos pueden ser el origen de posibles patologías debidas al envejecimiento, principalmente, por ciclos de hielo-deshielo (con la consecuente erosión mecánica). Observando la estructura del arco, pueden detectarse fácilmente muchos ladrillos que han sufrido una gran meteorización (Fig. 13). Este hecho puede explicarse teniendo en cuenta la alta porosidad y la baja consistencia del material, todo ello combinado con las extremas condiciones climáticas a las que se ven sometidos en la ciudad de Valladolid.

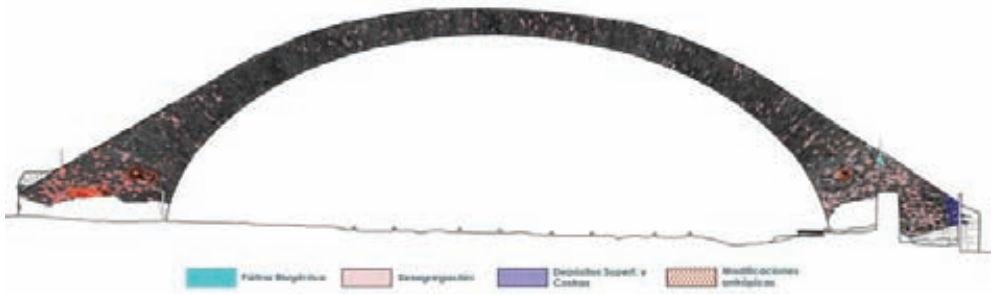


Fig. 13: Alzado Este, procesos patológicos.

Finalmente, cabe referir que se encuentra una microestructura más homogénea en los ladrillos de las zonas 2 y 3, que en los de la zona 1.

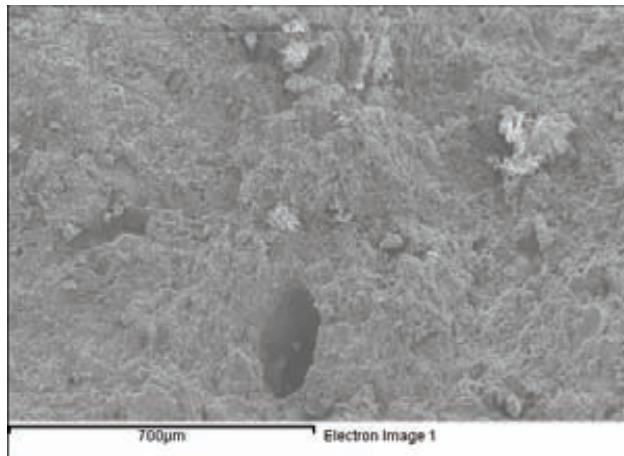


Fig. 14: Micrografía del ladrillo obtenido de la zona 1.

5. Caracterización mecánica

La finalidad de este epígrafe es proceder a la caracterización mecánica (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson) de la fábrica de ladrillo componente del arco, mediante técnicas de gato plano, así como estimar los niveles tensionales, a peso propio, existentes en dos puntos de la estructura, con la finalidad de calibrar los modelos numéricos.

Un gato plano, en general, consiste en dos planchas de acero inoxidable soldadas a lo largo de las esquinas con uno o dos puertos de entrada y salida, que conectados a un circuito hidráulico con bomba son capaces de suscitarle una presión interna.

El ensayo de gatos planos es un método directo e in situ que requiere solamente la remoción de una porción de mortero de las juntas de una fábrica, por ello que se considera un ensayo ligeramente destructivo al ser un daño temporal y fácilmente reparable después de realizar el ensayo.

El objetivo de la técnica consiste en obtener información estimativa y fiable sobre los siguientes parámetros:

- ▷ Estimación del estado tensional de compresión en una zona muy local de la estructura.
- ▷ Estimación de las características de deformabilidad (módulo de deformación y coef. de Poisson) de los materiales que la forman (Fig. 16).

El ensayo con gato plano se lleva a cabo en dos fases. En primer lugar se determina el estado tensional a compresión de la fábrica (Fig. 15) y en la segunda, las características de deformabilidad (Fig. 16).

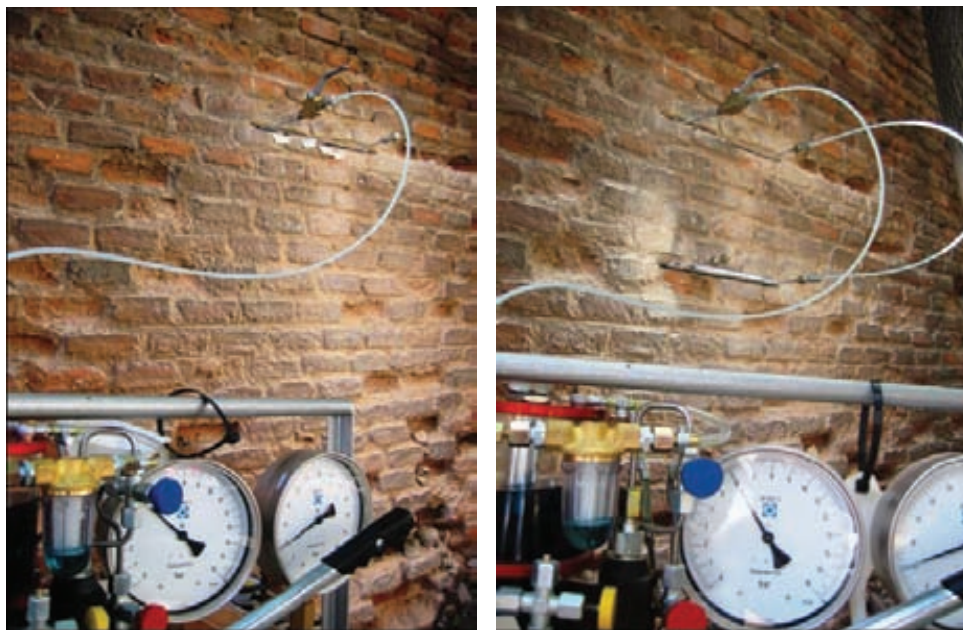
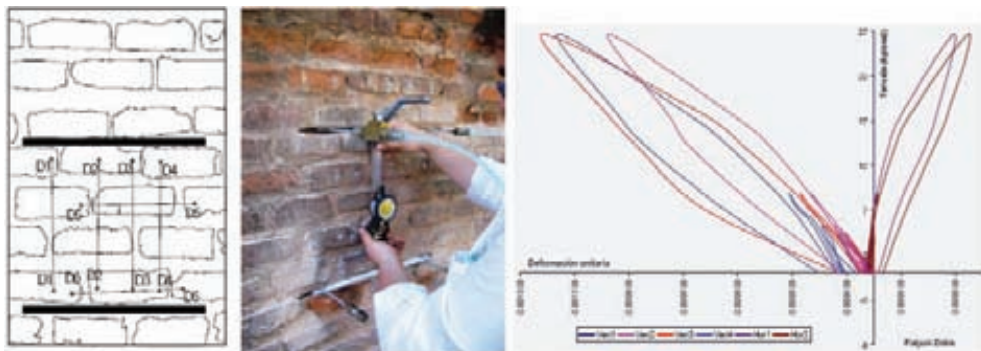


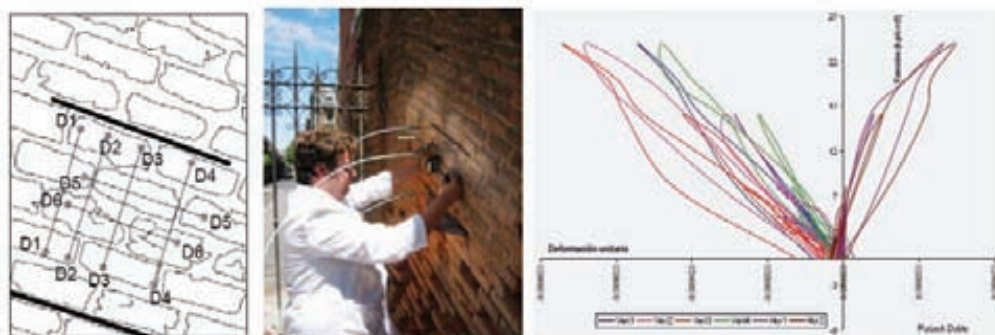
Fig. 15: Estimación del nivel tensional a compresión en el estribo Sur del Arco

Fig. 16: Estimación de las características mecánicas en el estribo Sur del Arco

En nuestro caso concreto se realizaron sendos ensayos de gato plano simple y doble en ambos estribos (Figs. 17-22). La localización de los mismos puede comprobarse en la figura siguiente (Fig. 23).



Figs. 17 y 18: Detalles de la zona de ejecución del ensayo en el estribo Sur del Arco.
Fig. 19: Ley tensión-deformación obtenida en el estribo Sur.



Figs. 20 y 21: Detalles de la zona de ejecución del ensayo en el estribo Norte del Arco.
Fig. 22: Ley tensión-deformación obtenida en el estribo Norte

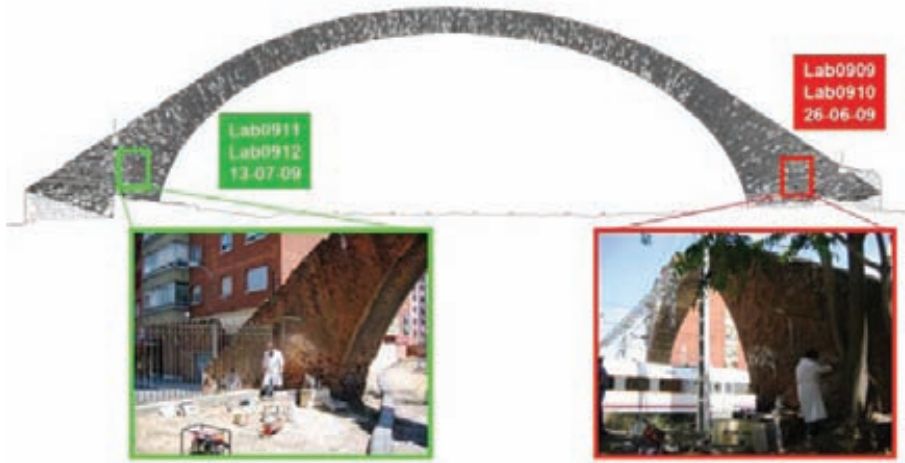


Fig. 23: Localización de los ensayos de gato plano (alzado Oeste)

Como resumen de los trabajos realizados, puede sintetizarse la información en la tabla 3:

Tabla 3: Resultados de los ensayos de gato plano realizados

Fecha	Comentarios	σ (MPa)	$E_{sec,prom}$ (MPa)	ν_{prom}
26-06-09	Nivel tensional en el estribo S	0,42	-	-
26-06-09	Características mecánicas en el estribo S	-	4.233,5	0,28
13-07-09	Nivel tensional en el estribo N	0,48	-	-
13-07-09	Características mecánicas en el estribo N	-	4.717,0	0,25

Puede comprobarse que tanto en lo que respecta a niveles tensionales, como a características mecánicas, sendos estribos presentan un comportamiento similar.

6. Caracterización del contacto estructura - subsuelo

Desde el punto de vista geológico en el ámbito del estudio se encuentran materiales correspondientes a las Facies de Tierra de Campos de edad Miocena. Se trata de una unidad extensamente desarrollada en el centro de la Cuenca del Duero. Está formada por depósitos lutíticos arenosos de origen aluvial y tonos rojizos y ocres.

Sobre estos materiales aparecen los más recientes del Cuaternario, constituidos por gravas y arenas, conformando las terrazas medias del río Pisuerga. Estos materiales son permeables y constituyen un acuífero libre, encontrándose el nivel freático a escasos metros de la superficie.

Morfológicamente se trata de un terreno llano correspondiente a un extenso valle en el que se han desarrollado terrazas fluviales.

Para la caracterización del terreno de apoyo del arco se comenzó estudiando el “Estudio Geológico, Geotécnico e Hidrogeológico para la Modificación del PGOU de la red Ferroviaria Central de Valladolid” redactado en Julio de 2006, además de otros reconocimientos realizados en el trazado del ferrocarril, a unos 500 metros al Oeste del arco, observándose en su conjunto la uniformidad de los terrenos en esta zona, en lo referente a las características de los materiales y niveles freáticos.

Tras este análisis se procedió a definir la campaña de reconocimientos del terreno, que ha consistido en lo siguiente:

- ▷ Ejecución de 2 sondeos mecánicos hasta una profundidad media de 8 metros, uno en cada apoyo del arco. Con extracción de testigo continuo y muestras para ensayos.
- ▷ Un total de 5 ensayos SPT en los sondeos.
- ▷ Un ensayo de penetración dinámica DPSH, junto al apoyo sur del arco. Dados los resultados obtenidos en este ensayo, por la heterogeneidad de los rellenos, zonas pavimentadas y dificultad de accesos, no se consideró necesario realizar más ensayos de penetración.
- ▷ Ejecución de tres catas en el apoyo Sur del arco, para determinar la tipología de la cimentación. La presencia de servicios enterrados próximos a la cimentación y la imposibilidad de acceso en alguna zona, impidió la ejecución de más catas en el apoyo Norte.
- ▷ Ensayos de laboratorio de las muestras de terreno obtenidas en sondeos para su caracterización geotécnica.
- ▷ Determinación del nivel freático con sonda en los sondeos.



Fig. 24: Campaña de ensayos geotécnicos

Fig. 25: Cimentación de estribos

La estratigrafía del terreno en la cimentación obtenida es la siguiente:

- ▷ Un primer nivel de rellenos heterogéneos (limos arenosos con cantos y escombro, su espesor medio de 2,3 metros.
- ▷ El segundo nivel, con un espesor de 3,20 metros, está constituido por gravas arenosas que presentan una densidad media-alta. Son cuaternarias.
- ▷ El nivel subyacente, de gran potencia, está constituido por arenas arcillosas de elevada consistencia y densidad. Se trata del Mioceno.
- ▷ El nivel freático se encuentra a unos 3,5 metros de profundidad.

En lo referente a la tipología de la cimentación del arco se ha obtenido de las catas realizadas en el apoyo Sur, obteniéndose que la cimentación es de mampostería caliza tomada con mortero, y constituye un gran dado con unas dimensiones de 6,50 x 2 metros en la superficie de arranque de la fábrica de ladrillo y con una profundidad de 3 metros. A partir de 1,60 metros de profundidad la cimentación se ensancha 0,60 metros en todo su perímetro.

La superficie de apoyo en el terreno es de 7,70 x 3,20 metros, es decir 24,60 m².

El apoyo de la cimentación se realiza en las gravas arenosas y por encima del nivel freático, éste se encuentra medio metro por debajo. Su estado de conservación es bueno, la mampostería no se encuentra dañada manteniendo un aparejo uniforme y bien trabado.



Fig. 26: Vista de cimentación y alzado

7. Caracterización estructural

Para la determinación de las cargas actuantes se ha empleado la siguiente normativa en vigor:

- ▷ IAP-98: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.
- ▷ IAPF-07: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril.
- ▷ CTE: Código Técnico de la Edificación
- ▷ EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural
- ▷ NCSE-02 y NCSP-07: Norma de construcción sismo-resistente y norma de construcción sismo-resistente en puentes

Asociadas a las mismas, se han analizado los siguientes tipos de acciones:

- ▷ Acciones permanentes (G):
 - ▶ Peso propio de la estructura. G
- ▷ Acciones permanentes de valor no constante (G^*):
 - ▶ Acciones reológicas y de degradación.
 - ▶ Asientos del terreno bajo cimentaciones
 - ▶ Empujes del terreno y nivel freático.
- ▷ Acciones variables (Q):
 - ▶ Acciones climáticas: viento, nieve y variación de temperatura.
 - ▶ Sobrecargas de uso: Vibraciones asociadas al paso de vehículos ferroviarios y sobrecargas asociadas a mantenimiento.
 - ▶ Acciones asociadas al proceso de desmontaje-montaje.
- ▷ Acciones accidentales (A) (impactos de vehículos, seísmos, etc.).

Para el análisis estructural del arco se han elaborado diferentes modelos de elementos finitos, para contrastar con los resultados del análisis límite de la teoría clásica de análisis de estructuras de fábrica, así como con los resultados de una campaña posterior de ensayos dinámicos, para permitir obtener, finalmente, una idea fiable de la respuesta del arco a las acciones exteriores.

Teniendo en cuenta que el alzado del arco no presenta simetría y que las sollicitaciones a considerar se aplican en planos diferentes o sobre el modelo, se ha considerado conveniente realizar un modelo 3D completo del arco, tanto con elementos barra como con elementos sólidos.

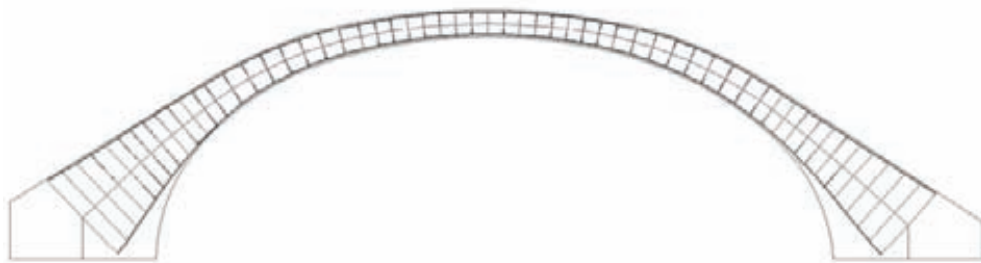


Fig. 27: Modelo de barras adyacentes

De las citadas acciones aplicadas a los modelos descritos, se han obtenido los siguientes resultados

- ▷ Se puede afirmar que la acción del Peso Propio es la que mayores tensiones produce, del orden de 0,7 MPa de compresión. En uno de los modelos realizados se ha estimado la influencia de la pérdida de sección, en el incremento de tensiones. En un caso extremo de pérdida de un décimo de sección en cada una de las dimensiones de la sección transversal, y que representaría aproximadamente la pérdida de un 20 % de sección transversal, las tensiones se incrementarían también en aproximadamente un 20% pasando de 0,7 a 0,8 MPa. Es importante resaltar que bajo la hipótesis de peso propio todo el arco se encuentra comprimido, y por lo tanto no se produce la aparición de fisuras.
- ▷ La acción del Viento en el plano del arco se puede considerar despreciable.
- ▷ La acción del Viento perpendicular al plano del arco le hace trabajar como ménsula, generando, la hipótesis simple, pequeñas tracciones en la base y unas tensiones máximas de compresión del orden de 0,3 MPa. Combinada con la hipótesis de peso propio, se traduce en una ligera disminución e incremento de las compresiones en cada lado.
- ▷ La acción de la Nieve también se puede considerar despreciable.
- ▷ Respecto a la variación de temperatura, se producen unas concentraciones de tensiones en la base del arco debido a las condiciones de contorno de empotramiento. Estas tensiones en la base no son representativas, siendo las tensiones en el resto del arco del orden de 0,5 MPa de compresión. El caso pésimo lo genera el decremento de temperatura, pues entonces el signo de las tensiones coincide con las de peso propio. En ese caso , si el decremento fuerte de temperatura (situación de invierno) coincide con un gradiente de temperatura que aumente la diferencia entre la fibra superior e inferior en clave, las tensiones en la fibra inferior de la clave disminuyen de forma que pueden llegar a descomprimirse totalmente, o aparecer ligeras tracciones.
- ▷ Se puede afirmar que para cualquier combinación de carga que se realice, el nivel de tensiones en el arco será muy bajo del orden de 1 MPa de compresión. Para algún caso de combinación de cargas, como se ha comentado, pueden aparecer ligeras tracciones.
- ▷ En cuanto al análisis del comportamiento frente a acciones dinámicas, los modos de vibración coinciden con ambos métodos, y la secuencia de frecuencias de vibración también. Los valores cuantitativos se diferencian ligeramente. Dando mayor veracidad al estudio con elementos sólidos 3D, se observa que la primera frecuencia natural tiene un valor de 2,16 Hz, y se corresponde con una forma modal de flexión como ménsula que genera desplazamientos según el eje z, que es el perpendicular al plano del arco.

- ▷ La segunda frecuencia natural tiene un valor de 5,11 Hz, y representa una rotación - torsión sobre el eje x longitudinal del arco.

Las frecuencias naturales 3 y 4 (5,61 Hz y 7,34 Hz) generan unas formas modales contenidas en el plano del arco, siendo representativas según desplazamientos en los ejes x e y respectivamente.

8. Conclusiones

En los apartados previos se ha tratado de exponer y poner de manifiesto la singularidad de la intervención en estructuras antiguas en las que es necesario intervenir, para su investigación, mediante técnicas muy diversas y dispares, requiriendo, a su vez, la intervención de gran número de profesionales de especialización muy variada, y combinando técnicas "in situ" y de laboratorio.

Agradecimientos

Se desea agradecer desde estas líneas las iniciativas y facilidades proporcionadas por Valladolid Alta Velocidad 2003 S.A. para la realización de los trabajos relacionados en el presente artículo.

Referencias

- [1] Gaceta de los Caminos de Hierro. (26 de septiembre de 1858). FERRO-CARRIL DE MADRID. Página 4.
- [2] Ficha del Plan General de Ordenación Urbana de Valladolid.
- [3] **García Tapia, N.** "Arquitectura y máquinas: El Arco de Ladrillo, símbolo del patrimonio industrial de Valladolid" (Valladolid, 2000).
- [4] **Rodicio, M.** "La verdadera historia del Arco de Ladrillo". El Norte de Castilla (29 de enero de 1995)
- [5] **De la Fuente, J.** (Director de "Ferroviarios"). 'El ferrocarril pintoresco. Las aparatosas inauguraciones de hace un siglo'. Artículo en la Revista CRITERIO (15 - octubre - 1948). Conservado en el Archivo Histórico Ferroviario (sign. III F 1929).
- [6] **Archivo Histórico Ferroviario. Signatura N-0004-001. Expediente sobre "Proyecto de construcción de una pasarela sobre el paso a nivel del Arco de Ladrillo (1912)".**
- [7] **Agapito y Revilla, J.A.** "Las calles de Valladolid" Editorial Maxtor (2004).
- [8] "Guía Anuario de Valladolid y su provincia". Editado por Casa Santarén (Valladolid, 1927).
- [9] *Fotografía y ferrocarril: una reflexión en torno a las fuentes gráficas del ferrocarril, su conservación y su estudio.* **Domingo Cuellar Villar y otros.** Terceras Jornadas Archivo y Memoria (febrero, 2008). Fundación de los Ferrocarriles Españoles

- [10] Revista “*Informa El Museo*”, nº 63, marzo y abril de 2006. Artículo “*Construcción del puente Príncipe Alfonso sobre el Pisuerga (1858)*” por **Inmaculada García Lozano**, Conservadora Jefe. Museo del Ferrocarril. Fundación de los Ferrocarriles Españoles.
- [11] Biblioteca Virtual del Patrimonio Bibliográfico (Ministerio de Cultura). Fotografías de Charles Clifford (22 ud.).
- [12] Fundación Joaquín Díaz (www.funjdiaz.net). Diputación de Valladolid.
- [13] Diario “*La España*” (12-mayo-1858): describiendo los puentes de la línea Norte de Madrid a Torquemada.
- [14] Diario “*La Epoca*” (12-febrero-1858) (Pg.3): Sobre los acopios de ladrillo en los terrenos de la Estación.
- [15] Diario “*Gaceta de los Caminos de Hierro*” (26-septiembre-1858): describiendo el desmontaje de cimbras en puentes del ferrocarril.
- [16] Diario “*El Norte de Castilla*” (6-julio-1858): sobre la solidez del arco de ladrillo.
- [17] **González Fraile, E.** “*El Depósito de máquinas de la estación de Valladolid*”. Actas del Segundo Congreso Nacional de Historia de la Construcción (A Coruña, octubre-1998).
- [18] **De la Rada y Delgado, J. de D.** “*Viaje de SS. MM. y AA. por Castilla, León, Asturias y Galicia en el verano de 1858*”. (1860).

Consolidación y restauración del tramo del Arquillo del Convent, acueducto romano de Chelva (Valencia)

Javier Yuste Navarro¹, Antonio Osorio Arijón²

¹Ingeniero de Caminos, C.,y P.,MSc.

Director de la Unidad de Investigación en Seguridad y Tecnología de Construcción AIDICO

² Arquitecto

Resumen. *El artículo describe la intervención de Consolidación y Restauración del “Arquillo del Convent (Acueducto Romano de Chelva)”, situado en Chelva (Valencia, España).*

Tras el derrumbe parcial de la Obra de Fábrica, siendo un bien declarado por la Generalitat Valenciana, de Interés Cultural, con la Categoría de Monumento, se declararon las obras de emergencia para su restauración.

Los autores presentan los trabajos realizados de estudio, propuestas e intervenciones llevadas a cabo para la completa restauración de la Obra, que forma parte del Patrimonio Valenciano de las Obras Públicas, y en la que han intervenido redactando el Proyecto y llevando la Dirección de las Obras.

1. Introducción.

1.1 El Arquillo del Convent

El tramo de acueducto conocido como “Arquillo del Convent”, desde hace años, viene siendo utilizado por la Acequia Mayor de Chelva y forma parte del actual sistema de riego de una amplia superficie de hectáreas de cultivo. Se cree formaba parte del denominado Acueducto Romano de Calles, de finales del siglo I y comienzos del II, que se supone servía para llevar agua del río Chelva hasta Edeta, aunque actualmente, se considera que el destino del acueducto es una incógnita, porque se pierde su traza en el término de Domeño. Gran parte de su trazado conocido nunca entró en servicio como tal acueducto.

El conjunto fué declarado bien de Interés Cultural, con la categoría de Monumento por la Consellería de Cultura de la Generalitat Valenciana en 1998.

1.2 El colapso del arco. Declaración de Obra de Emergencia por la Generalitat Valenciana

El derrumbe, producido el día siete de marzo del 2001, de parte del acueducto romano correspondiente al puente del Barranco del Convento era calificado como “Una tragedia para la arqueología romana de la Comunidad Valenciana. Era una tragedia anunciada”. Comprobadas las circunstancias de falta de mantenimiento en que se encontraba, no era difícil el anuncio.

Días después del hundimiento, por resolución de la Dirección General de Régimen Económico de la Consejería de Cultura y Educación de la Generalitat Valenciana, se declaraban de emergencia las obras de reparación y Restauración.

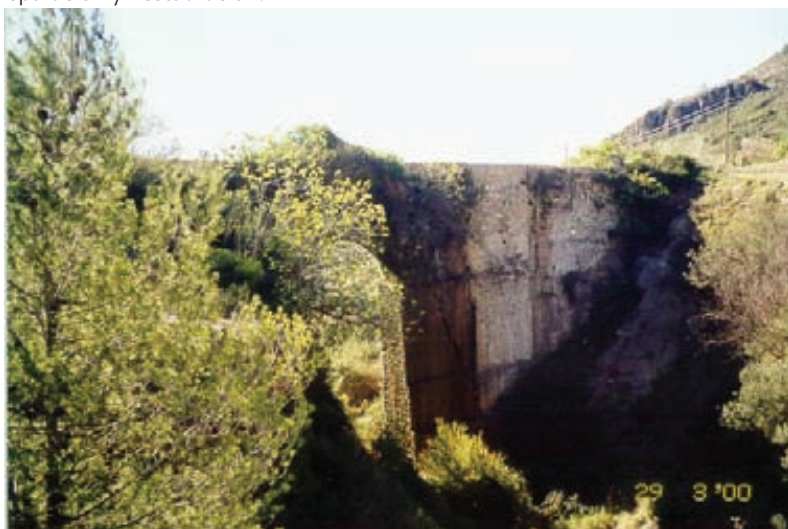


Fig.1. El Tramo de Acueducto antes del derrumbe parcial



Fig.2. Vista del Arco inmediatamente después del siniestro

2. El estado de la obra antes de la intervención

2.1 El servicio de la Obra para riego

El transporte de agua para regadío, que utilizaba este tramo de acueducto, quedó afectado tras el derrumbe del arco, y resultaba prioritaria la reposición, aunque fuese provisional, de este servicio durante la ejecución de las obras, ello constituirá una de las primeras actuaciones urgentes que se han realizado en las obras de reparación.

2.2 Las características Constructivas y de los Materiales

El tramo de Acueducto tiene una longitud de 42 m, una altura de unos 20 m y un espesor de fábrica de 2,20 m en un primer tramo y de 1,50 en la parte superior. El arco es prácticamente semicircular con una luz de 5,60 m y flecha de 2.50 m. El arco, visto en fotografías existentes previas al derrumbe, está constituido por un doble arco de sillares de unos 30 cm. de espesor. La Obra está formada por fábricas distintas y de calidad diversa, como consecuencia de las sucesivas reconstrucciones que se han producido a lo largo del tiempo.

Los estribos, desde su parte inferior hasta los salmeres del arco, están constituidos por una fábrica mixta de sillería exterior, más o menos escuadrada, que confina a una fábrica de mampostería. Los sillares son de piedra caliza tomada con mortero de cal y la mampostería interior es distinta en ambas márgenes.

En la margen derecha se encuentra una mampostería regular dolomítica, muy resistente con mortero de cal. En la margen izquierda se conforma una mampostería irregular de baja calidad, con morteros muy degradados. La parte superior y más próxima a las márgenes está constituida por un muro exterior de mampostería irregular y un relleno interior heterogéneo de calidad deficiente.



Fig.3. Vista de la fábrica del estribo de la margen derecha

2.3 Las lesiones y estado de degradación de la fábrica

La parte de la fábrica de calidad más deficiente, ha sido muy vulnerable al deterioro, que ha provocado la exposición de una fábrica degradada y porosa a los agentes externos y las filtraciones del canal de riego, durante largos períodos de tiempo.

La situación ha favorecido el desarrollo de vegetación sobre la fábrica, incluso con el crecimiento de especies arbustivas y el desarrollo de sus raíces que ha provocado el desajuste de la misma.



Fig.4. Estado Actual del Tramo antes del colapso Fig.5. Agrietamiento Estribo Derecho

El estribo de la margen derecha presenta un fuerte agrietamiento, tipo esquina partida, quedando prácticamente desvinculado del resto de la fábrica (Fig.5)

3. El análisis previo

3.1 Toma de Datos Previos.

Al tratarse de una obra de emergencia, los trabajos de toma de datos y análisis previo, se han realizado de forma paralela, y al inicio de las obras a los trabajos preliminares de preparación de accesos y apeos., así como las medidas preventivas de seguridad. La toma de datos previos ha consistido en:

- ▷ Estudio arqueológico y de estratigrafía muraria.
- ▷ Levantamiento geométrico de la obra con fotogrametría terrestre.
- ▷ Análisis y evaluación de patología y degradación de la fábrica.
- ▷ Evaluación del entorno desde el punto de vista geológico y geotécnico.
- ▷ La clasificación y zonificación de las distintas fábricas.

El levantamiento fotogramétrico define la constitución geométrica de la estructura, y ha permitido medir la alineación en planta y los desplomes existentes, en especial en el estribo de margen derecha, que alcanza unos 50 cm en el punto de máxima separación de la vertical. La investigación del entorno geológico-geotécnico se ha realizado mediante el estudio de la cartografía existente, la observación directa y la ejecución de dos sondeos previamente a las obras de consolidación. La naturaleza del terreno en que apoya la obra no es homogénea. En la margen izquierda afloran formaciones de areniscas y de dolomías, de hecho, el estribo izquierdo apoya en roca a un nivel superior que el estribo derecho, y este último, apoya en el lecho del cauce, en la margen derecha constituida por acarreo del barranco del Convent, lecho de mezcla de cantos, gravas y arcillas.



Fig.6. Levantamiento Geométrico (Vista Aguas arriba)

3.2 Análisis y evaluación de las lesiones y patología observada

Se pueden resumir las lesiones y degradación en dos grupos básicos:

La rotura del estribo derecho tipo esquina partida, que responde claramente a fallo del apoyo del mismo, consecuencia de la débil sustentación sobre un terreno de acarreo, que tiene un espesor de unos 6m hasta el estrato rocoso, lo que se pudo comprobar a través de la información procedente de las perforaciones para la investigación geotécnica.

- ▶ La degradación de los morteros de rejuntado y la fuerte meteorización superficial.
- ▶ Como consecuencia se planteaba la problemática siguiente:
- ▶ Pérdida de la integridad de la estructura con la rotura del estribo.

- Dudas sobre el apoyo del estribo derecho con un desplome muy elevado. y sobre la estabilidad de la fábrica de la margen derecha, que apoyaba sobre el talud de acarreos. (En una perforación horizontal hasta 35m, no se encontró el estrato rocoso).

3.3 La estabilidad de la fábrica.

Se han realizado diversos modelos estructurales para la evaluación de los niveles tensionales de la estructura, la consolidación de la cimentación y la estabilidad de la fábrica de la margen derecha. Por otra parte se han realizado modelos adicionales evaluando el sistema conjunto tras la intervención, así como una evaluación sísmica.

El primer análisis consistió en evaluar el estado de equilibrio y la estabilidad conjunta del estribo y talud de la margen derecha a un posible deslizamiento, y teniendo en cuenta la posibilidad de avenidas e inundación futura (Fig.7)

Los factores de seguridad al deslizamiento obtenidos resultaban excesivamente ajustados y no se consideraba justificada técnicamente la estabilidad del talud y estribo de la margen derecha, para efectuar una simple consolidación y restauración de la fábrica sin intervención alguna de recalce del estribo y estabilización del talud. Se analizaron las fuerzas activas a introducir para conseguir un factor de seguridad razonable en el talud. Respecto de la cimentación del estribo cabe señalar que transmite unas tensiones medias de 0,50-0.60 MPa al terreno de cimentación, como consecuencia de la excentricidad que produce el desplome, valor excesivo, si consideramos que la capacidad del apoyo no es grande, como demuestra el fallo de esquina ya producido, y que puede verse afectado por la presencia de agua y la socavación del lecho en el tiempo (Fig.8)

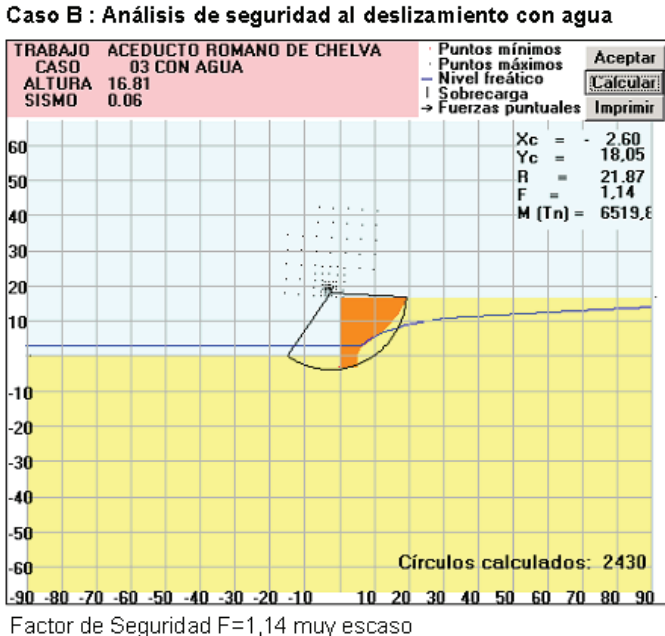


Fig.7. Levantamiento Geométrico (Vista Aguas arriba)

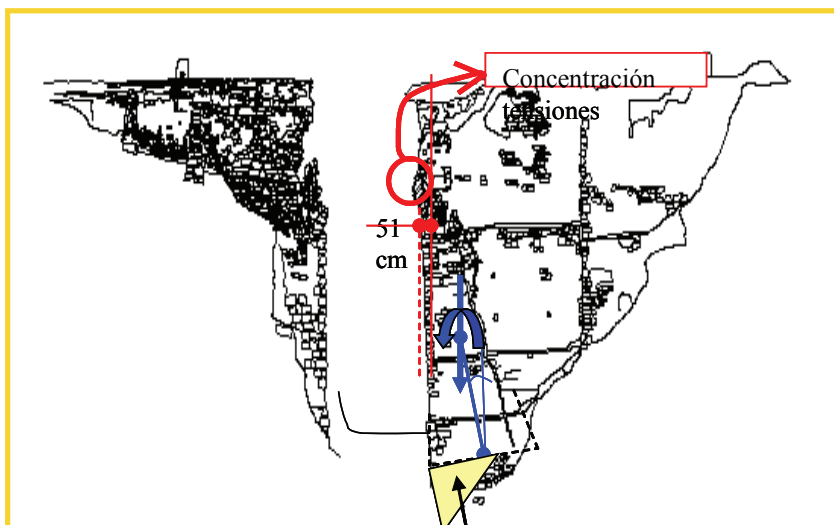


Fig.8. Estabilidad Estribo Margen derecha

4. El Planteamiento y Propuesta de Intervención

4.1 Condicionantes de la Intervención

La realización de las intervenciones presentaba los siguientes condicionantes:

- ▷ El carácter de emergencia de la obra que ha obligado a realizar los estudios, a la vez que el inicio de las obras.
- ▷ La necesidad de reponer inmediatamente el servicio del canal de riego.
- ▷ La dificultad de espacio en la ejecución, el acceso, el acopio de materiales, la ubicación y utilización de maquinaria pesada y la protección de la sección del cauce.

4.2 Objetivos a conseguir en la Intervención

Los objetivos a conseguir en la Propuesta y Proyecto de Intervención de emergencia eran:

- ▷ Consolidar el apoyo del estribo de la margen derecha y asegurar la estabilidad del talud.
- ▷ Reconstruir la parte derrumbada
- ▷ Consolidar, sanear, limpiar y proteger las fábricas
- ▷ Reponer el servicio de agua con la restauración del canal
- ▷ Utilizar materiales adecuados y respetuosos con la obra histórica y buscar una integración con el paisaje
- ▷ Compatibilizar el plan de trabajos con las dificultades de acceso para la maquinaria

4.3 La Propuesta de Intervención.

4.3.1 Obras de Consolidación y Reconstrucción:

Desmontaje parcial de la fábrica hasta una plataforma de trabajo que permitiera realizar operaciones de consolidación para posteriormente reconstruir la fábrica afectada y el arco colapsado. Realizar un recalce del estribo fracturado mediante micropilotes que lleguen al estrato rocoso y fijen el mismo y garantizar la estabilidad de la fábrica sobre el talud de la margen derecha mediante anclajes activos al terreno que cubran un círculo seguro de posible deslizamiento. Ejecución de cosido con bulones y anclajes para la unión de las dos partes de la fábrica del estribo de la margen derecha y la fijación a la roca del pie del estribo izquierdo..

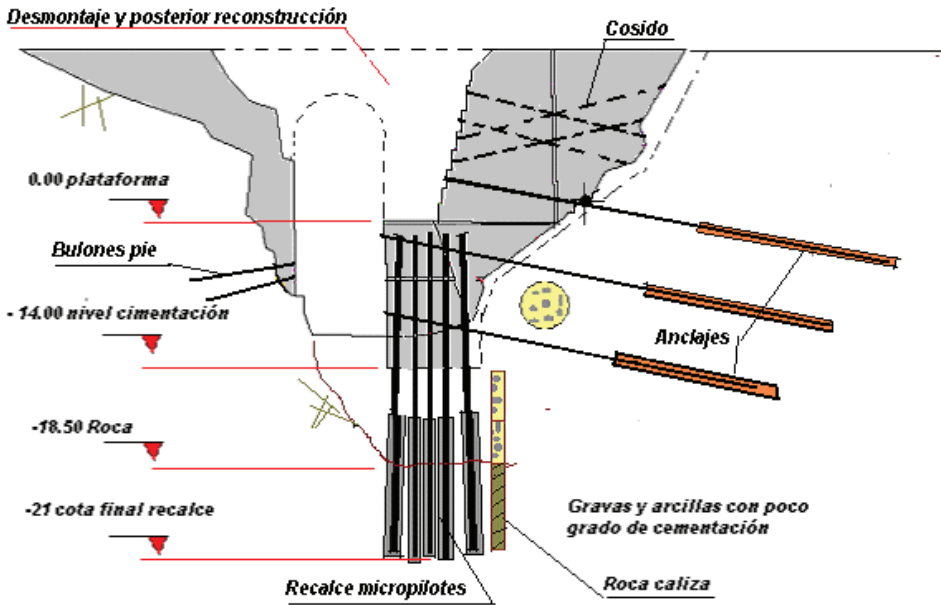


Fig.9. La propuesta de consolidación

4.3.2 Obras de saneado, mejora de las fábricas e impermeabilización:

Regeneración del mortero de unión de las fábricas, saneado y limpieza. Reconstrucción del canal de riego con la debida estanqueidad.

La grieta del estribo derecho se saneó y se procedió a su sellado, dejándose expresamente vista en parte de su trazado como referencia histórica.

5. El Proyecto

5.1 Análisis Estructural

Se ha evaluado el nivel de tensiones en la fábrica bajo las acciones gravitatorias de su peso propio y la carga de agua del canal de riego, así como la introducción de los elementos activos de consolidación, en los diversos modelos realizados, tanto planos como tridimensionales. Los distintos análisis se han efectuado con modelos lineales y elásticos, y a pesar de sus propias limitaciones, han servido para una evaluación cualitativa del comportamiento estructural y obtención del orden de magnitud de las máximas tensiones de tracción y compresión en la estructura.

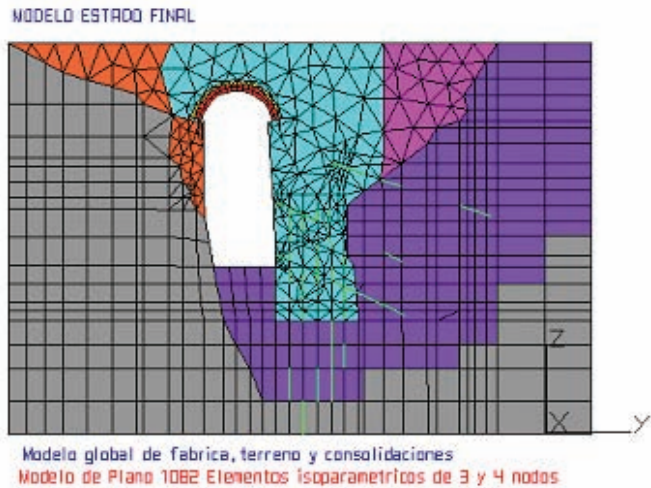


Fig.10. FEA Model 1

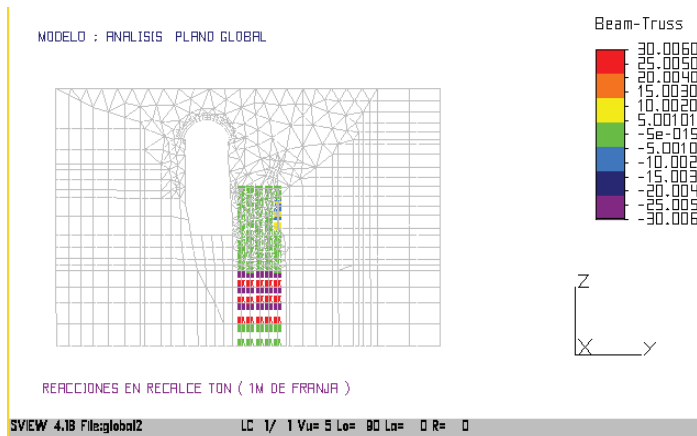


Fig.11. Acciones en recalce estribo margen derecha

Se ha realizado una estimación de la respuesta sísmica a través de un análisis modal y espectral:

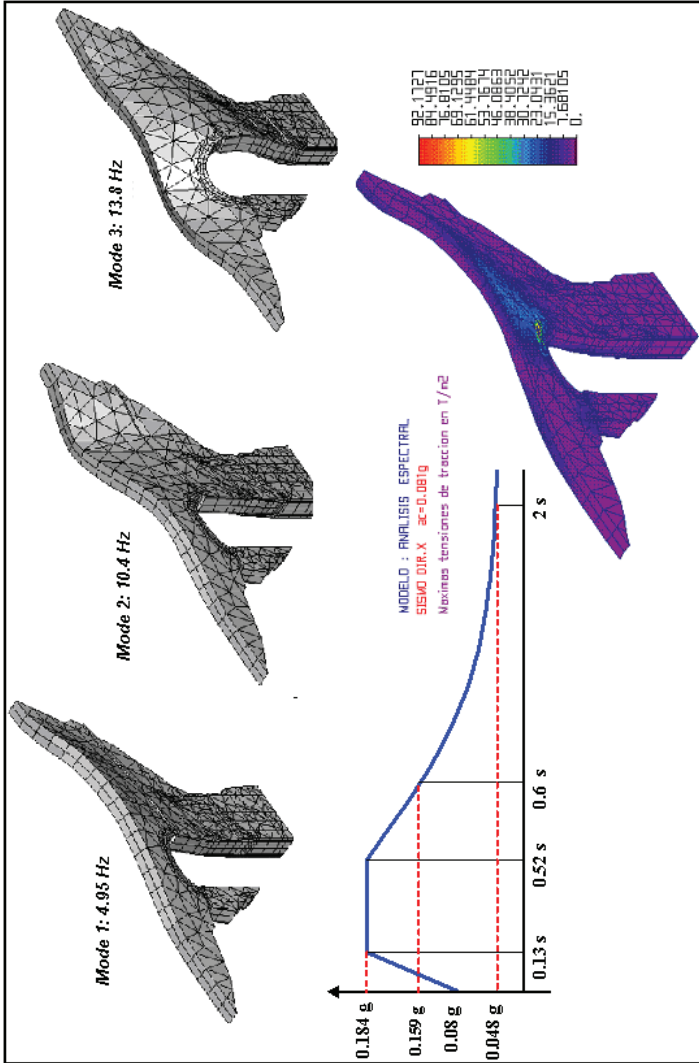


Fig.12. Evaluación respuesta sísmica. Análisis Modal y Espectral

5.2 Materiales y tecnología en la consolidación

- ▷ Recalce: 12 Micropilotes de 130 mm con tubo 119.8 mm TM-80
- ▷ Anclajes estabilización talud margen derecha: 6 anclajes activos de 40 Ton AH 170-200 con cables 3 Φ 0.6"

- ▷ Bulones cosidos y pie estribo margen izquierda: 12 bulones M.32 Dywidag
- ▷ Reconstrucción Fábricas: materiales recuperados y de canteras próximas
- ▷ Morteros de rejuntado: Morteros bastardos de cal con algo de cemento.

5.3 Diseño y definición de las unidades constructivas

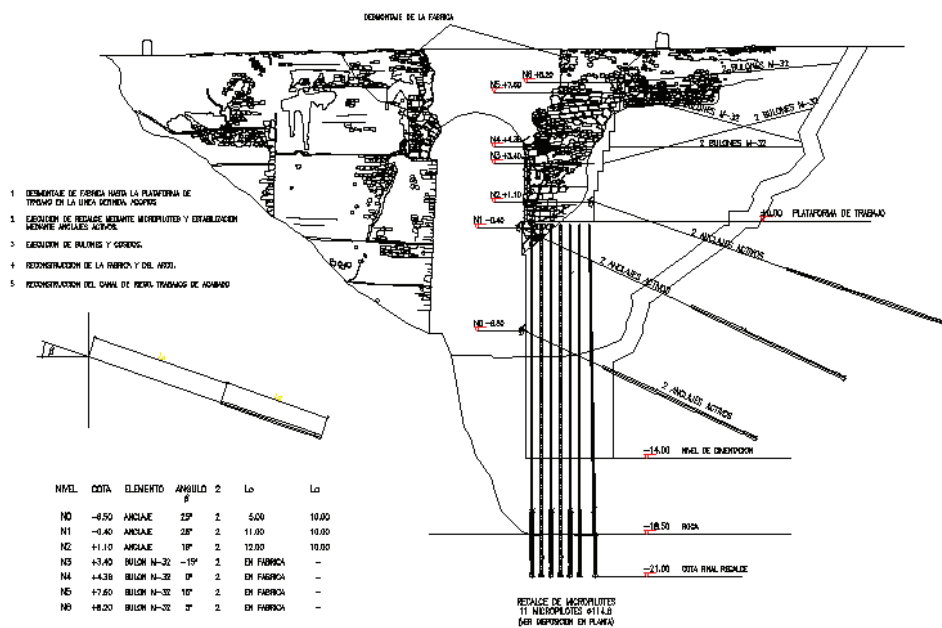


Fig.13. Plano de Proyecto de la Consolidación estructural.

6. El desarrollo de la intervención.

6.1 Actuaciones Previas.

- ▷ Intervenciones de seguridad. Redes sujetas por cables de acero anclados a macizos de hormigón, para sujetar los dos frentes derrumbados del arco.
- ▷ Colocación de una tubería provisional de PVC restituyendo el paso de riego que se mantuvo hasta la construcción por parte de la Consejería de Agricultura de una tubería de acero provisional, de esta forma se ha podido mantener el servicio de riego, sin perjudicar la actividad agraria durante todo el desarrollo de la intervención.



Fig.14. Protecciones y conducción provisional

- ▷ Montaje del Andamio y medidas de protección para el curso de agua del río
- ▷ Ejecución de camino de acceso



Fig. 15. Andamiaje y apeos del acueducto

6.2 Consolidación estructural

- ▷ Desmontaje parcial de la fábrica para poder reconstruir la fábrica dañada y todo el arco desplomado, hasta una plataforma de trabajo establecida sobre el estribo facturado. Acopio de materiales para recuperación



Fig. 16. Desmontaje parcial y acopio de mampuestos

- ▷ Recalce del estribo derecho mediante un abanico de micropilotes ejecutado desde la plataforma de trabajo de unos 18m de longitud, hasta terreno firme, con una capacidad de 300 toneladas.
- ▷ Estabilización de ladera del estribo de la margen derecha, con un grupo de 6 anclajes activos de 36 Ton. contra el terreno en tres niveles, con longitud total de 22 a 28 m.
- ▷ Bulonados de cosido y estabilización entre fábricas margen derecha y de fijación del pie del estribo de la margen izquierda.



Fig.17. Ejecución de Anclajes



Fig.18. Anclajes Activos de Estabilización

6.3 Reconstrucción del Arco y restauración de las fábricas

Se ha realizado la reconstrucción de la fábrica de mampostería empleando los mismos mampuestos desmontados previamente, con rejuntado de mortero bastardo de cemento y cal, reproduciendo las características iniciales de la fábrica.



Fig. 19. Reconstrucción y Recomposición de Fábricas

El arco se ha reconstruido con los propios sillares que se recuperaron, con una consolidación superior de la bóveda mediante una lámina de hormigón ligeramente armada y conectada mediante anclajes al doble arco de sillares, previo cimbrado completo.



Fig.20. Cimbrado y Reconstrucción de Arco

6.4 Obras de Acabado. Reconstrucción del canal e impermeabilización

Se ha reconstruido el canal manteniendo la capacidad hidráulica de la sección.

Los alzados se han reconstruido con una sección de hormigón ligeramente armado, rematada exteriormente con muretes de mampostería.



Fig. 21. Reconstrucción de Canal

Se ha dispuesto una lámina impermeabilizante y las correspondientes juntas para evitar lesiones de fisuración y por tanto, posibles fugas y filtraciones a la fábrica.

La solera es de hormigón sobre la correspondiente lámina impermeabilizante.

7. La Obra terminada y Restaurada. Integración en el Paisaje

La obra se concluyó satisfactoriamente. El tratamiento y limpieza de todo el acueducto, la recuperación de materiales y su posterior reconstrucción con los morteros de cal y cemento, así como los remates de imposta le han conferido un acabado respetuoso con la obra histórica y con una armónica integración en el Paisaje.



Fig.22. El Acueducto Restaurado y en servicio

8. Conclusiones

La intervención de rehabilitación pretende la preservación de este tramo de acueducto, con el mantenimiento de su servicio y manteniendo en lo posible la forma de trabajo de la estructura y la reproducción más ajustada a la situación de la obra original.

Lógicamente la consolidación efectuada con recalce y fijación del estribo de la margen derecha supone una garantía para la durabilidad de la misma. Aunque la solución puede ser algo conservadora, el planteamiento ha sido coherente con la intervención de emergencia que fue planteada. Las pruebas realizadas sobre dos anclajes a su terminación resultaron satisfactorias. Cabe resaltar en este tipo de obras la dificultad en la ubicación y disponibilidad de los medios auxiliares, que ha obligado al empleo de maquinaria poco pesada y en el caso presente sobre todo para la ejecución de los anclajes y bulones.

Al no disponer de capacidad de entubación en la maquinaria empleada para micropilotes y anclajes, al ejecutar los anclajes largos en acarreo, se producía, en ocasiones, desmoronamiento de la perforación, por lo que se tuvo que inyectar con lechada y efectuar reperfectoraciones.

Al final se han cubierto los objetivos pretendidos de consolidación y reconstrucción de la parte más dañada de la obra, así como de la estabilidad conjunta. La inversión realizada ha sido de algo menos del millón de euros.

La duración total de las obras fue de unos tres años(2001-2003), como es lógico, por las propias dificultades del entorno y lo artesanal del trabajo de recomposición de fábricas.

El excelente trabajo realizado por la empresa constructora y la empresa de anclajes y micropilotes nos ha permitido concluir con éxito la intervención de Restauración de esta obra Hidráulica del Patrimonio Valenciano, en la que el esfuerzo realizado por todas las personas que hemos intervenido ha sido claramente recompensado

Metodología de análisis aplicable al estudio de estructuras de hormigón armadas con cable

Lozano Martínez – Luengas, A¹, Del Coz Díaz, J.J.¹, Martín Rodríguez, A.¹, García Nieto, P.²

¹Área de Ingeniería de la Construcción. Universidad de Oviedo

²Departamento de Matemáticas. Universidad de Oviedo

Resumen. Finalizada la Guerra Civil Española, la ausencia de acero estructural de calidad, y en especial de barras de refuerzo, obligó a emplear otro tipo de materiales que sustituyesen a éste en la construcción de viviendas y en Obra Civil. En aquellas ciudades próximas a zonas mineras o con puertos comerciales, se utilizó en ocasiones el cable trenzado, fácilmente disponible en esta clase de instalaciones. Esta circunstancia explica que diversas edificaciones de nuestro país, levantadas durante la década de los 40' -50' en los cascos urbanos de poblaciones mineras o situadas en la costa, hayan sido construidas con hormigón armado con cable de acero. La ponencia presenta los estudios previos y el análisis estructural de un inmueble de estas características, como paso previo a su rehabilitación como edificio de viviendas. El trabajo sirve de punto de partida a la propuesta de una metodología de análisis aplicable a este tipo de construcciones que emplean cable trenzado como elemento de refuerzo.

1. Introducción

Aproximadamente en el año 1942 concluyó la construcción de un edificio situado en la calle Melchor de Quirós en Gijón. El bloque en cuestión constaba inicialmente de bajo y cuatro alturas, más un ático rematando a modo de torre, en el cual se ubicaba otra vivienda adicional.

En 1948, tras sucesivas ampliaciones, se completó la totalidad del ático como planta quinta y se levantó la sexta, que se cerró con una cubierta de madera, quedando definitivamente con la volumetría que presenta en la actualidad.

El edificio estuvo permanentemente habitado hasta el año 2003, fecha en la que fue adquirido por una importante firma, con la intención de efectuar diversas mejoras y promover la venta de las nuevas viviendas. Entre las modificaciones previstas se incluía la sustitución de la actual cubierta de madera, la eliminación de algunos elementos estructurales de la última planta y de paso aumentar ligeramente su volumetría, y finalmente adecuar sus instalaciones a la normativa vigente.

Previamente al diseño de estas actuaciones, la Dirección Facultativa y los técnicos encargados del recálculo de la estructura necesitaban conocer las características de los materiales componentes. Para ello se programó una campaña de ED, con el objeto de analizar el hormigón empleado y el tipo de armadura.

En primer lugar, y como cabía esperar, los resultados de las pruebas indicaron, una baja resistencia del hormigón, así como una cierta dispersión de los valores característicos. Sin embargo, sorprendentemente, para las armaduras, en lugar de emplear las habituales barras lisas, se habían utilizado cables de acero tanto en forjados como en vigas e incluso en los pilares.

Este descubrimiento obligó a definir un procedimiento de estudio detallado de los materiales, así como un análisis estructural más preciso, todo ello con el fin de facilitar la adopción de las medidas necesarias que garantizaran la estabilidad y la seguridad de la edificación.

2. Descripción del edificio y su estructura

Se trata de un edificio compuesto por bajos comerciales y seis alturas destinadas a viviendas. En la Fig. 1 se muestra su fachada principal en el momento de acometer el estudio de su estado actual.



Fig. 1. Estado inicial del edificio.

Concretamente, el forjado unidireccional era del tipo del Río Cerámico, fundido en obra, con bovedilla del mismo material en las primeras alturas (Fig. 2), y de mortero en las dos últimas. El canto total era de 16 cm, según se comprobó a través de las calicatas abiertas en las diferentes plantas.

Según se adelantó, su estructura, de hormigón, emplea cable de acero trenzado como armadura de refuerzo en todos los elementos resistentes.



Fig. 2. Sección tipo del forjado "Río Cerámico".

Respecto a su armadura, estaba constituida por uno o dos cables de acero trenzados de $13.1 \leq \varnothing \leq 23.8$ mm.

Como era característico en este tipo de forjado, diseñado por Don Ildefonso Sánchez del Río, carecía de capa de compresión. En este caso, el pavimento estaba constituido por un terrazo adherido mediante una gruesa capa de mortero de 8 cm de espesor.

De acuerdo con el croquis general levantado al efecto, la estructura había sido correctamente diseñada, con vigas de canto considerable (20x50) y luces de forjado que no superaban los 5,50 m. (Fig. 3).

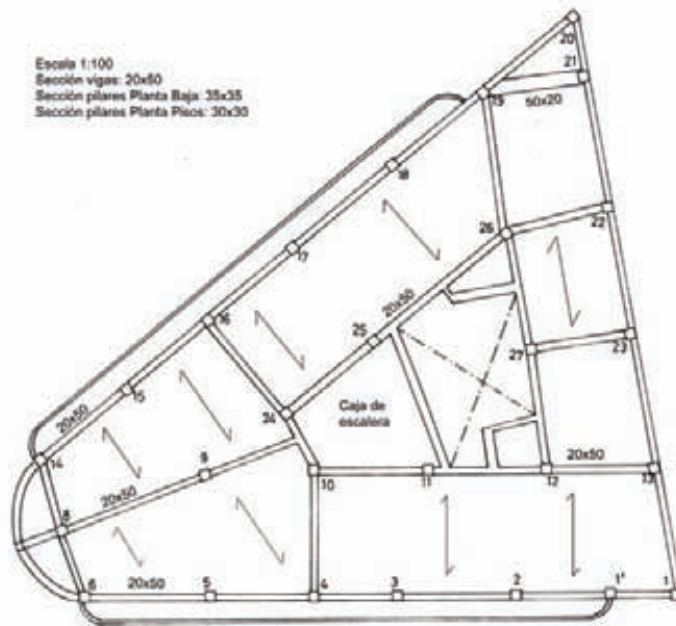


Fig. 3. Croquis de la planta tipo.

3. Estado actual de la edificación

El simple examen visual de la estructura permitió apreciar una serie de lesiones de carácter más o menos generalizado, agrupadas en los siguientes apartados.

3.1 Pilares

Considerando la fecha de construcción del edificio, y como era habitual, la mayor parte de los soportes habían sido ejecutados empleando poca cantidad de cemento y exceso de arena, lo que provocaba desagregaciones y pérdidas del material al ser simplemente golpeados con el martillo.

Sin embargo, los de las últimas plantas, construidos posteriormente, aparentaban poseer mejores características mecánicas, aunque su acabado era más deficiente, detectándose evidentes desviaciones de verticalidad, coqueras e incluso, en la fachada trasera, uno carecía de arriostramiento en coronación.

3.2 Vigas

Al igual que en el caso anterior, también se apreciaban coqueras y defectos de compactación y vibrado en muchas vigas, especialmente por su parte inferior, lo que implicaba una ausencia total de recubrimiento en estos puntos. A pesar de ello, las armaduras de refuerzo únicamente mostraban

una oxidación muy superficial, a pesar de la baja calidad del hormigón de recubrimiento, el poco espesor de éste y el ambiente húmedo asociado a la proximidad del mar.

Se exceptúa el voladizo de fachada principal, correspondiente al zuncho de borde en el techo de la planta 5ª, donde se detectó un avanzado estado de corrosión que dañaba seriamente la sección del cable.

Sin relación con lo anterior, la práctica totalidad de las vigas presentaban fisuras de ancho constante e inferior a 1 mm, equiseparadas a distancias que oscilaban entre los 17 y 25 cm, distribuidas a todo lo largo de toda las vigas, incluyendo los apoyos. Este tipo de fallo se detectaba también en elementos donde se observaba que la armadura de positivos no debería alcanzar tensiones próximas a su límite elástico. Incluso con cantos superiores a 50 cm las fracturas visibles eran ciertamente evidentes. (Fig. 4).



Fig. 4. Tipología de grietas en vigas.

3.3 Forjados

Sólo en puntos localizados se detectaron nervios con hormigones defectuosamente compactados, coqueras e incluso presencia de pequeños fragmentos de piezas cerámicas, aunque no mostraban agrietamientos o fisuraciones dignas de mención.

Se exceptuaba la amplia grieta que afectaba el voladizo de fachada principal, localizada en el forjado de piso de la primera planta. (Fig. 5).



Fig. 5. Grieta en voladizo de piso de planta 1ª.

Como en los elementos anteriores, algunos nervios presentaban hormigones insuficientemente compactados, con coqueas e inclusiones de pequeños fragmentos de piezas cerámicas. Sin embargo, no se apreciaron deformaciones ni flechas significativas en las plantas de piso; y mucho menos agrietamientos o roturas dignas de mención, a pesar del mínimo espesor del forjado y la ausencia de capa de compresión.

Por el contrario, como desgraciadamente suele ser habitual, sí se observaron cajeados, rozas y perforaciones en varios nervios para permitir el paso de instalaciones de fontanería y electricidad.

4. Procesos patológicos detectados en el edificio

A modo de resumen, las lesiones y defectos enumerados en el apartado anterior pueden agruparse en los siguientes apartados:

- i. Baja calidad y defectuosa ejecución de los hormigones.
- ii. Sustitución de las armaduras lisas por cable de acero en toda la estructura.
- iii. Falta de recubrimiento en los elementos resistentes.
- iv. Defectos en la ejecución de algunos pilares.
- v. Ausencia de capa de compresión en los forjados.
- vi. Fisuración generalizada en las vigas.
- vii. Amplia grieta en el voladizo del forjado de piso de planta 1ª.
- viii. Corrosión puntual de la armadura en el zuncho de borde en la planta 5ª.

Considerando la fecha de construcción del edificio, resulta obvio que los dos primeros defectos tienen su origen en la dificultad para encontrar materiales (cemento y acero), así como en la ausencia de los conocimientos actuales sobre la durabilidad del hormigón (carbonatación, empleo de separadores, vibrado, etc).

La falta de recubrimiento también era un defecto común en las construcciones levantadas en esa época y en las siguientes. En realidad se trata de un factor al que no se le dio excesiva importancia hasta la entrada en vigor de la norma EH – 08.

También la presencia de cocheras y otros defectos asociados a una deficiente puesta en obra del hormigón, tienen su origen tanto en el desconocimiento de algunos aspectos relativos a este material, como en la falta de medios disponibles. Sin embargo, la falta de verticalidad o de conexión de algunos pilares de la última planta, no tienen justificación alguna.

El quinto era una práctica habitual en aquella época, y en particular, característica del forjado Río-Cerámico, patente del insigne Don Ildefonso Sánchez del Río quien, por primera vez, aligeró las losas de hormigón con bovedilla cerámica. Se recuerda que la capa de compresión no empezó a exigirse hasta la edición de la primera instrucción de hormigón armado, varios años después.

Respecto a las fisuras existentes en las vigas, tal y como ya se adelantó, suelen tener origen en la combinación del recubrimiento escaso y la presencia de estribos. Sin embargo, el agrietamiento del voladizo de primera planta (consecuentemente el más cargado), posiblemente se deba a una falta de sección en la armadura de negativos y/o un insuficiente anclaje de la misma.

Por último, la corrosión localizada de la armadura en la viga de borde se debía a una evidente entrada puntual de agua a través de la terraza situada justo encima.

5. Ensayos propuestos

Puesto que el propósito principal del trabajo era informar sobre el estado de la estructura, se propuso llevar a cabo los ya conocidos métodos combinados, mediante la realización previa de los clásicos ensayos no destructivos, combinados con la extracción de probetas testigo, tanto en el hormigón. Al mismo tiempo que se efectuaban estas pruebas, en la medida de lo posible, se intentaron confirmar las hipótesis emitidas en el apartado anterior.

Asimismo se consideró mucho más importante analizar también los cables, puesto que no se tenían datos fiables de este elemento; y máxime si tenemos en cuenta que se trataba de una estructura que empleaba exclusivamente cable trenzado como refuerzo, que utilizaba hormigones pobres y que había estado durante muchos años expuesta a un ambiente húmedo próximo a la costa. Como luego se verá, a estos factores habría que añadirle posteriormente otro más, sobre el material constituyente de la armadura.

Por todo ello se consideró necesario:

1. Determinar el avance de la carbonatación, dada su influencia en el aumento de la resistencia superficial del hormigón y la importancia de aquélla en la corrosión de las armaduras.

2. Como complemento al anterior, definir los recubrimientos de las armaduras.
3. Prueba esclerométrica de la resistencia de los elementos de hormigón con sus correcciones pertinentes.
4. Estudio ultrasónico de la porosidad y compacidad de éste.
5. Análisis de la corrosión de los cables de refuerzo con electrodo de semipila.
6. Determinación de las características mecánicas y composición química de los cables.
7. Comparación de los resultados de los END anteriores, con los obtenidos en una serie de probetas testigo extraídas de varios elementos resistentes incluidos en los análisis precedentes.
8. Más adelante se comprobará que, a la vista de los resultados obtenidos en estos ensayos, se consideró necesario efectuar varias pruebas de carga sobre los forjados.

5.1 Determinación del avance de la carbonatación

Considerando la antigüedad del edificio en cuestión y especialmente su ubicación en pleno casco urbano y muy próximo a la costa, se analizó la carbonatación superficial de varios elementos de la estructura, empleando el clásico virador de color a base de fenolftaleína.

A pesar de encontrarse en su mayoría protegidos por revestimientos y aplacados, los componentes de hormigón mostraban penetraciones significativas del frente de carbonatación, con lecturas que oscilaban entre los 14 y 23 mm.

5.2 Medición de los recubrimientos

Mediante de un detector de armaduras se registraron espesores de hormigón comprendidos entre los 11 y los 17 mm para los pilares, aunque puntualmente se observaron recubrimientos de hasta 27 mm en alguna de las caras.

Sin embargo, en las vigas, con grandes descuelgues, la armadura se situaba casi en la superficie. Probablemente esto se debía, tal y como se ha mencionado con anterioridad, a la falta de rigidez de los cables y, por supuesto, a que en los años en que se levantó este edificio no se utilizaban separadores que garantizasen los espesores mínimos que se exigen en la actualidad.

Este método facilitó también la confirmación de la presencia de gruesos cables a modo de estribos, coincidentes en su localización con la fisuración observada en las vigas.

Se demostraba así que, al menos en los casos estudiados, las fisuras se debían a la retracción del hormigón del recubrimiento situado sobre el estribo.

Además, los ensayos permitieron advertir la ausencia total de armadura en uno de los pilares de última crujía, confirmando ambos resultados con la realización de alguna cata puntual. Es decir, se trataba de un pilar de hormigón en masa.

Por último, el mismo procedimiento permitió confirmar que el anclaje de las armaduras de negativos dispuestas en el voladizo de primera planta era insuficiente. Sin embargo, fue imposible definir con precisión el diámetro de los cables, tanto en este voladizo como en el resto de la estructura, a pesar de emplear equipos desarrollados específicamente para este cometido.

5.3 Ensayo esclerométrico

En principio se analizó una muestra significativa de vigas y pilares de cada planta, incluyendo siempre aquellos pilares susceptibles de extraer probetas testigo como comparación. Una vez efectuada la correlación necesaria para tener en cuenta la influencia de la carbonatación superficial, se extendió el estudio hasta la práctica totalidad de pilares de cada planta. Esta decisión se tomó al observarse que los resultados obtenidos sobre las primeras doce probetas testigo extraídas habían arrojado valores bastante dispersos en algunas piezas.

En principio, tras la validación de las mediciones mediante la tabla de Student–Fischer, considerando la presencia de carbonatación, la edad del hormigón y el bajo grado de humedad que registraban los elementos analizados, se consideró oportuno no superar en los cálculos futuros la resistencia de $f_{ck} = 12,50 \text{ N/mm}^2$ en general, para la totalidad de la estructura, aunque el valor definitivo estimado se deduciría posteriormente, una vez realizadas las restantes pruebas.

5.4 Determinación de la velocidad ultrasónica

Se realizaron dos mediciones directas por pilar, separando emisor y receptor una distancia aproximada que oscilaba entre los 29 y 31 cm, para todos los pilares analizados.

No se recurrió a ningún criterio estadístico para la determinación de los valores erráticos, ya que la dispersión observada entre las mediciones fue suficientemente pequeña.

En el análisis de resultados tampoco se tuvo en cuenta la fecha de hormigonado, ya que está científicamente comprobado que las velocidades ultrasónicas se encuentran prácticamente estabilizadas a partir de los 28 días.

Con alguna excepción, en la que los valores obtenidos fueron sensiblemente inferiores, casualmente localizadas en los componentes situados en las últimas plantas (y por tanto, teóricamente, con cementos y medios auxiliares de mayor calidad), en lo que respecta a este ensayo, el estado del hormigón en pilares y vigas pudo calificarse como aceptable.

5.5 Determinación del potencial de corrosión

En general los resultados obtenidos arrojaban unos valores que no indicaban actividad eléctrica, a pesar de que el hormigón sí presentaba índices elevados de carbonatación, según hemos visto.

En principio se estimó que ello se debía a que el tipo de acero empleado en el cableado era de calidad y contenía un porcentaje de carbono superior al habitual. Esta afirmación se analizaría en el apartado siguiente.

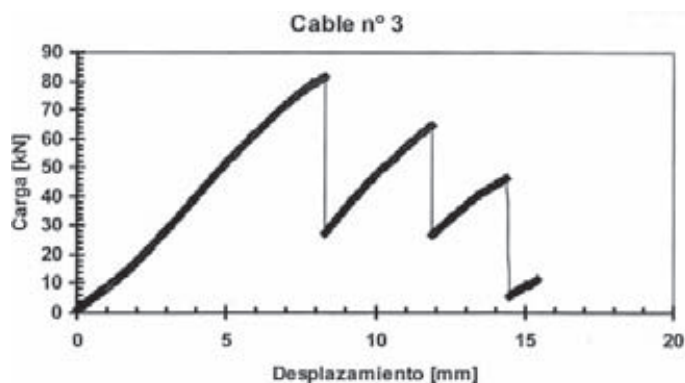
5.6 Características de los aceros empleados en los cables

Evidentemente resultó imprescindible efectuar algunos ensayos destructivos de los cables, para lo cual se efectuaron varios ensayos de tracción sobre tramos de armaduras extraídos de los forjados de diferentes plantas.

Para ello, una vez limpios, las cabezas de los cables se embutieron en resina de manera que se confeccionase una buena zona de apriete para las mordazas. Seguidamente se optó por realizar el ensayo de tracción según el procedimiento descrito en la norma UNE 7326 “Cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado. Características mecánicas y geométricas”. La **Tabla 1** muestra algunos de los resultados obtenidos, mientras que la **Gráfica 1** presenta la gráfica obtenida en uno de los ensayos.

Tabla 1. Características mecánicas de los cables.

Muestra	Cable nº1	Cable nº2	Cable nº3
Carga de Rotura (kN)	48.08	81.41	92.86
Diámetro exterior (mm)	23	17.5	23
Carga de Rotura (MPa)	115.72	338.46	223.49



Gráfica 1. Resultado del ensayo de tracción s/ UNE 7326.

Es importante hacer constar que, según se constató en los ensayos, varios de los elementos ensayados constaban de un cordón central de tomiza.

Obviamente, las lecturas más bajas correspondían a este tipo de cables, lo que significaba que el mayor diámetro exterior no siempre implicaría un cable de superiores características mecánicas. Esto indicaba que el análisis estructural resultaría mucho más complejo.

Por otra parte se efectuó un análisis químico de su composición, una vez limpiados algunos trozos con acetona, e introducidos en ácido nítrico concentrado, calentado posteriormente en placa calefactora hasta su total disolución con agua destilada desionizada.

El espectrómetro de emisión atómica con fuente de plasma y el analizador permitió determinar, entre otros elementos, un elevado porcentaje de carbono, lo que explicaba el bajo grado de corrosión de los cables, como era de esperar.

El tipo de acero se correspondía con el definido en la norma DIN 1.0601 (designación C 60), tal como se deduce de los valores que aparecen en la **Tabla 2**.

Tabla 2. Composición química del acero de los cables.

% Peso	C	S	Cr	Mn	Mo	Ni	P
Cable	0,60	0,043	0,043	0,70	0,01	0,03	0,027
DIN 1.0601	0,57 - 0,65	<0,45	<0,40	0,60 - 0,90	<0,10	<0,40	<0,45

Finalmente, teniendo en cuenta que se trataba de cable trenzado, no se consideró necesario comprobar su capacidad de adherencia.

5.7 Pruebas de carga

A la vista de los resultados obtenidos en los ensayos efectuados hasta el momento, y especialmente los relativos a la composición de los cables, se recomendó la realización de pruebas de carga en todos los forjados, de cara a obtener una mayor información sobre el comportamiento de las losas. En principio se optó por estudiar dos parejas de viguetas, las más desfavorables considerando previamente la carga a recibir o su longitud, en cada una de las plantas.

En este punto se hace constar en un principio no se había previsto la realización de ningún ensayo de este tipo pero, considerando las numerosas variables que presentaba la armadura empleada, se consideró imprescindible llevar a cabo un número significativo de ellos en todas las plantas.

La premura exigida por la propiedad y por la Dirección Facultativa obligó a emplear como carga los radiadores de fundición con que contaba la construcción.

Como sistema de medición se situaron seis relojes comparadores de apreciación centésima de milímetro (tres por cada nervio) en posiciones próximas a los apoyos y en el centro del vano.

De esta manera se analizaría el comportamiento global de cada vigueta, una vez desvinculadas del resto del forjado. Para esta operación se aplicó una sierra radial a la cara superior de cada una de las losas ensayadas.

Además, mediante un deformómetro se comprobó la evolución de las fisuras existentes, tanto en los propios forjados como en las vigas donde éstos apoyaban.

Para garantizar los resultados, y habida cuenta de la complejidad y variedad de los armados de los forjados, se decidió seguir las prescripciones de la Norma ACI-318, ligeramente más restrictiva que la recomendada en la EHE, vigente en el momento de la realización del estudio.

Después de la colocación de las cargas en cuatro tongadas, se registraron las lecturas obtenidas y la flecha máxima tras mantener la carga 24h. No se incluyó la remanente, ya que las deformaciones fueron muy bajas y la recuperación comenzó inmediatamente después de la descarga. Todo ello evidenció así un óptimo comportamiento del forjado, a pesar de su pequeño canto y de la ausencia de capa de compresión. Los resultados correspondientes a los nervios más solicitados se incluyen en la **Tabla 3**.

Carga (kg)	Lecturas (mm)					
	Pos. 1a	Pos. 1b	Pos. 2a	Pos. 2b	Pos. 3a	Pos. 3b
0	11,00	20,00	21,00	5,00	10,00	16,00
112	11,32	20,31	21,61	5,13	10,11	16,05
224	11,44	20,45	21,74	5,27	10,21	16,22
390	11,72	20,70	22,02	6,44	10,43	16,51
515	12,26	20,91	22,22	6,59	11,18	16,76
24 h	12,33	21,63	22,62	6,96	11,18	16,76
Flecha Total	1,33	1,63	1,62	1,98	1,18	1,78

Tabla 3. Resultados de las pruebas de carga (Planta 2ª).

5.8 Extracción de probetas testigo

Para validar los datos aproximados obtenidos en los END y permitir la determinación de la correlación estadísticas de las variables, se extrajeron una serie de probetas testigo en algunos de los pilares de cada una de las plantas. De esta forma, el método combinado permitió extrapolar los resultados a los restantes elementos estructurales con un cierto margen de fiabilidad.

5.9 Simulación mediante el FEM

Con los datos experimentales obtenidos en los ensayos y las mediciones registradas en las pruebas de carga, se ha realizado un modelo de EF correspondiente a uno de los forjados, exactamente en las mismas condiciones en las que se desarrollaron las pruebas de carga. En este caso, la superficie de ensayo tenía unas dimensiones de 4.00 x 0,58 m, y canto de 0,16 cm y, al igual que sucedía en las losas reales, no se incluyó capa de compresión. Seguidamente se incluyen las tensiones y las deformaciones obtenidas en uno de los nervios de la planta 3ª (Fig. 6 y 7).

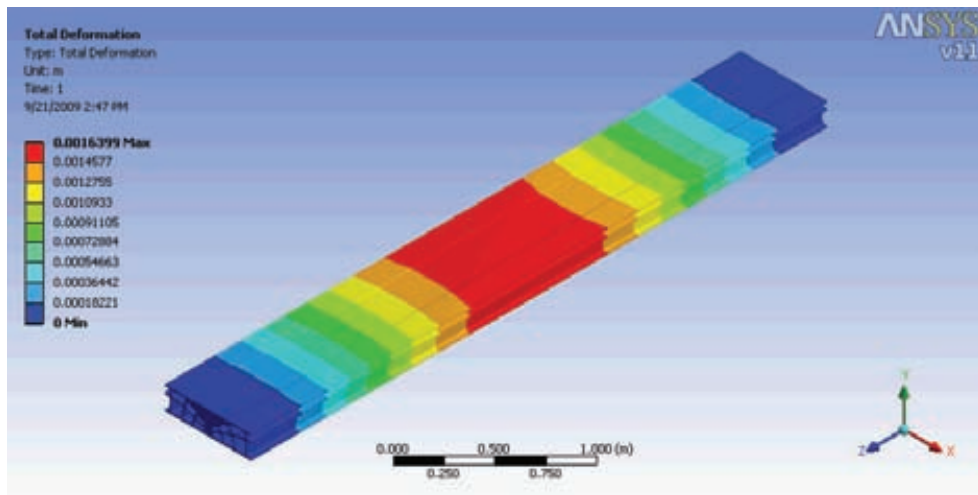
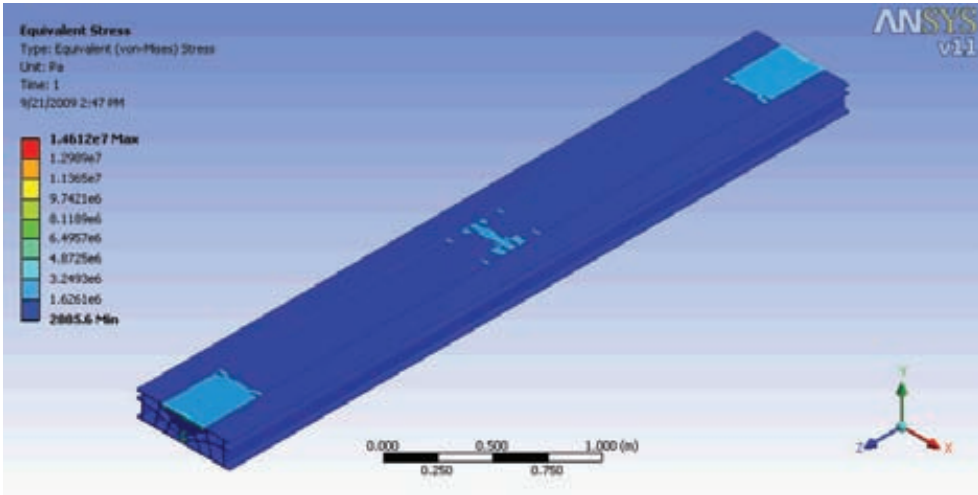


Fig. 6 y 7. Tensiones y deformaciones en forjado planta 3ª.

6. Análisis de los resultados

A partir de la aplicación del método combinado, se pudo confirmar que:

- ▷ Efectivamente el hormigón era de baja calidad. En general, se aconsejó no superar en las comprobaciones de cálculo la resistencia de 12.50 N/mm², tal y como se había aproximado con anterioridad; y se recomendaba reforzar aquellos elementos en los que se combinase una baja resistencia con un exceso de carga motivada por las futuras modificaciones y ampliaciones que pudiese sufrir la estructura.

- ▷ Por el contrario, las armaduras presentaban una oxidación exclusivamente superficial, a excepción de situada en el voladizo de fachada principal, debido a la ya comentada presencia de carbono en su composición. Sin embargo, el límite elástico era muy elevado, llegándose a la rotura frágil con relativa facilidad.
- ▷ Los forjados estudiados, para la sobrecarga de uso habitual en este caso, evidenciaron un comportamiento muy aceptable, a pesar de figurar en los estudios algunos de los nervios más defectuosamente ejecutados, con pequeñas inclusiones cerámicas, coqueas, etc.

7. Conclusiones

Como resumen final, para un edificio de estas características, cuando se desea mantener la estructura existente, los ensayos deben proporcionar la mayor información posible sobre el tipo de hormigón y su resistencia. Por ello, como suele ser habitual en estos casos, se recomienda:

1. Llevar a cabo una metodología de análisis mediante métodos combinados a base de ensayos no destructivos, debidamente validados mediante la extracción de un número significativo de probetas testigo.
2. Para estructuras armadas con cable trenzado resulta imprescindible obtener todos los datos relativos al tipo de material empleado como refuerzo.
3. Determinar correctamente la superficie de regresión, a fin de recabar toda la información posible sobre el mayor número de elementos resistentes. Téngase en cuenta que hace años el hormigón se dosificaba por peso, se mezclaba a pie de obra, y el único vibrado que se efectuaba era el picado con barra, por lo que la dispersión de los valores de las características mecánicas de cada componente era ciertamente amplia.
4. Y sobre todo, deben efectuarse pruebas de carga sobre el mayor número posible de forjados, para analizar perfectamente el comportamiento de las losas, y estudiar con precisión el método de medición, la entrada en carga y su descarga, especialmente cuando resulta imposible determinar con precisión el tipo de armado y los cantos son tan afinados.
5. Respecto de ésta última observación, creemos más conveniente utilizar el criterio de aceptación definido en la norma ACI-318, pues resulta más restrictivo que el descrito en nuestra instrucción de hormigón estructural.
6. En este punto hacemos constar el excelente comportamiento de las losas ensayadas, con deformaciones prácticamente inapreciables y comportamiento perfectamente elástico. De acuerdo con nuestra experiencia, no se trata de un caso aislado, puesto que todos los forjados del tipo Río Cerámico que hemos estudiado, han soportado perfectamente sobrecargas muy elevadas, incluso superiores a algunos forjados actuales con nervios de canto superior.
7. En nuestra opinión, la razón de ello radica en dos aspectos:
 - ▷ La sección en T del nervio envuelve a una parte importante de la bovedilla
 - ▷ Al diseño de los tabiquillos siguiendo las isostáticas de compresión. En definitiva, a que se hace trabajar a toda la pieza; y en particular, a los tabiquillos verticales que enlazan las zonas traccionadas y comprimidas, simulando la función que tendrían unos hipotéticos estribos.

References

- [1] **VV. AA.:** *Sistemas especiales de forjados para la edificación*, Dirección General de Arquitectura, 1945.
- [2] **Escolá Gil, R.:** *Construcciones con defectos, fallos o peligros*, Ediciones Bernardo Martín, 1993.
- [3] **Lozano, G., Lozano, A.:** *Diseño, cálculo, construcción y patología de los forjados según EFHE, EHE y EA 54*, Consultores técnicos de construcción, 2003.
- [4] **Lozano, A., Del Coz, J.J., Martín, A., Suárez, F.J.:** "Estudios previos de edificio de hormigón armado con cable trenzado", I Jornadas de Investigación en Construcción, 48-61, 2003.
- [5] **VV. AA.:** *Evaluación resistente de estructuras de hormigón armado*, Intemac, 2001.
- [6] **VV.AA.:** *Norma UNE 7326 Cordones de acero para armaduras de hormigón pretensado*.
- [7] **VV. AA.:** *Norma ACI 318*, American Concrete Institute, 2008.
- [8] **Peñalver, L.:** *Don Ildefonso Sánchez del Río, poeta del hormigón armado*, Tesis doctoral dirigida por D. Alfonso Lozano, 2004

A Program for Urban Regeneration and Seismic Safety of the Town of Paganica after the Aquilan Earthquake

G. Monti¹, G. Scalora²

¹ Sapienza Università di Roma, Italy

² ERO, Siracusa, Italy

Abstract. *An ambitious program for the regeneration of the town of Paganica, severely damaged by the April 6th 2009 Aquilan earthquake, is under development. The objective is to exemplify concepts, tools and operative methods for territorial, urban and building analysis to be used in reconstruction and restoration at different levels, from the city system down to each single building unit.*

1. Introduction

The 5.8 magnitude earthquake that struck L'Aquila and the neighbouring towns on April 6th 2009 caused 297 deaths, 1,500 wounded and more than 60,000 homeless people. Even in the wake of such disasters we cannot forget that we live in a privileged social and cultural context, where our risk awareness is nevertheless high. As a matter of fact, all developed countries have nowadays reached a remarkable efficiency in the reduction and management of seismic risk, and seldom does a strong earthquake produce as severe consequences as in the past. This testifies the progress of Earthquake Engineering in developing modern and reliable methods for design, analysis and risk mitigation.

However, this awareness often brings to close the eyes to the high vulnerability of our ancient towns. Our historical and cultural identity, embedded and entwined in those monuments and dwellings, extremely fragile and vulnerable, can and must be preserved and respected, while complying with structural safety requirements, as demonstrated by numerous good examples of strengthening interventions that have positively survived the unforgiving judgement of past earthquakes.

The typological and constructive characteristics of the buildings in the area hit by the earthquake are extremely varied, both, for as regards the construction period, and for their morpho-typological characters. This is no exception in the Italian (and European) context, rather, it constitutes a paradigmatic example of the complex urban settlements typical of most historical centres.

Following the earthquake, a period of thoughtful considerations has brought the scientific and professional communities to learn from such a sad experience and to set a new start to achieve a fundamental objective: that of realizing a built environment where in the future people can face high hazards with minimum risk.

2. The Town of Paganica

The L'Aquila territory, crossed by the Aterno river, is characterised by a peculiar homogeneity between urban morphology and natural morphology, that belong to a single formal system on a territorial

scale. The origin of such organised system of urban and natural landscape dates back to the Roman era, when Paganica was a flourishing pagus (hill-town).

Legacy of the pre-Roman period are the temples of Jupiter Paganicus, on whose remains the mother church of Paganica to S. Maria Assunta was raised, and of Jupiter Capitolius (later, church of S. Giustino).

From historical documents and representations of the Paganica territory, its history can be reconstructed as the historic process of formation of an urban organism that started from numerous suburban *villae* of medieval origin.

The topography and hydrology of the territory has determined a polycentric system where urban and rural environment are strongly integrated.

Such geographic characteristics have given the Paganica territory a slope and a convex shape that prevented the Romans from building the classical centuriatio, while conditioning a territorial plan according to concentric circles that, starting from the urban centre, extended to the countryside with a system of channels and country roads in the east-west direction, with bridges and linking roads to close the network in the north-south direction.



Fig. 1. Aerial ortho-photo of the town of Paganica.

Historical documents attribute the Paganica territory about 24 *villae*, which were inhabited *nuclei* that, starting towards the end of the Roman Empire and with the arrival of the Longobards in the VI century, strengthen as self-defensive settlements. The aggregation process of the *villae* to form the municipality of Paganica started around the year 1000 and completed in the XIV and XV centuries. Among these *villae*, some are peripheral with respect to the historic centre or have constituted the original nucleus of satellite towns of Paganica (such as Tempera and Bazzano), some others are original *nuclei* of the historical centre of Paganica and are still recognisable in the historic fabrics.

Thus, it is all too natural to describe the history of Paganica through the morphological reading of the historic centre that leads to the identification of the Homogeneous Morphogenetic Units as it will be shown in the following.

3. Methodology and Objectives

The Program deals with the complex issue of post-earthquake city planning, with the aim of establishing rules for the transformation of the territory, which will allow to recover the identity characters of the site and to increase its value.

The Program structure is organised in three parts:

1. The **Atlas** of the historical built environment,
2. The strategic **Scenario**,
3. The **Code**.

The **Atlas** collects the entire framework of the historic town of Paganica, following the survey and elaboration phases, in order to build a unitary vision of the characters of the urban landscape. The document describes the identity elements of the territory as invariants (wall distance, structural span, façade length, horizontal and vertical accesses system, position of openings on façades), while capturing rules and modalities that guided the long-duration processes.

The strategic **Scenario** delineates the logic that should guide the urban and architectonic projects, defines the quality objectives and the expected performances of professionals in the phases of reconstruction and restoration, builds guidelines on some specific issues, defines rules for the code system.

The **Code** elaborates a macro-project strategy that makes use of a system of prescriptive rules and performance criteria, deduced from:

- a. the critical reading of the architecture observed in its changing process,
- b. the interpretation of the complex relations of the built environment,
- c. the evaluation of the current conditions of physical consistency, conservation and use of the physical objects.

Overall, the Program envisages the application of an interdisciplinary methodology for the conservation, restoration and reconstruction of urban systems subject to natural and man-driven risk, that develops through the following methodological path:

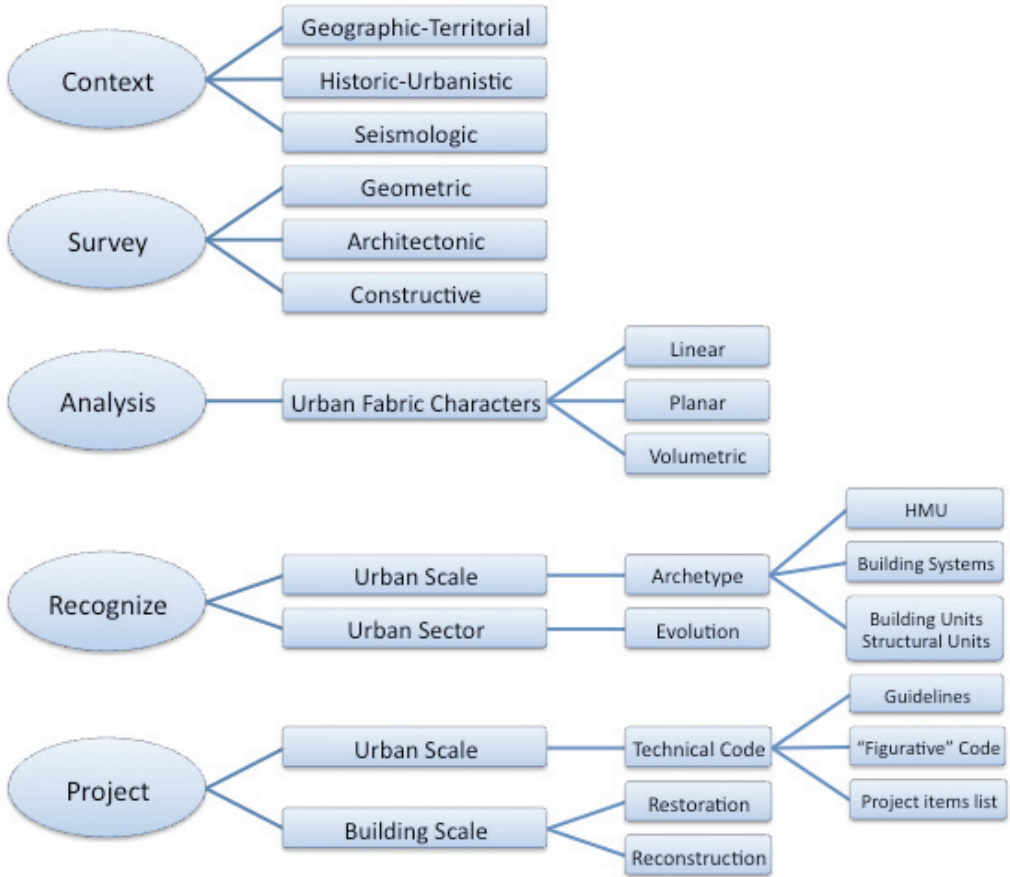


Fig. 2. Methodological path.

- a. Description and interpretation of consolidated urban fabrics by recognizing Homogeneous Morphogenetic Units (HMU);
- b. Identification of the main morphological systems present in the fabric: paths, spaces, monuments, buildings;
- c. Identification of the building units (and, more in general, of the morphological systems) intended as systemic configurations belonging to a relational historic-processual fabric;
- d. Identification of Homogeneous Territorial Units.

The methodological path is depicted in Figure 2.

At the end of the methodological path, the following objectives are attained:

- a. evaluation, for each building aggregation, of the different damage levels and of the main – system and specific – vulnerabilities;
- b. production of guidelines relevant to rules and operative intervention criteria for urban restoration and reconstruction activities;
- c. identification of the resisting urban structure in case of seismic event;
- d. development of interactive relational computer procedures (databases, informative systems).

High-level objectives are:

- a. To avoid depopulation of the historic centre with the consequent interruption of the activities of use and slow transformation of the urban landscape,
- b. To recover the identity, the cultural and building heritage,
- c. To preserve the morphologic structures and the shapes of long duration,
- d. To regenerate portions of territory severely damaged by the earthquake, by defining standards of formal, functional and constructive quality,
- e. To identify transformation scenarios for areas struck by the earthquake without historic and environmental value.

The study spans over two phases:

Phase 1:

- a. Survey, analysis and reconnaissance activities aiming at studying the relationships between fabric and observed damage;
- b. Definition of the Minimum Urban Structure (MUS);
- c. Development of a Technical Code and of “Figurative” Guidelines;
- d. Definition of the Minimum Intervention Units (MIU).

Phase 2:

- a. Project activity, within each HMU, on 2 case studies (one of restoration and seismic amelioration, the other of reconstruction).

3.1 Description of Phase 1a: Survey, Analysis and Reconnaissance

3.1.1 Survey

The survey phase took place in July 2009 under the auspices of the Italian Civil Protection (Figure 3). A general survey was carried out of walls at the ground level with the help of previously acquired cartographic data (Figure 4).



Fig. 3. Survey activities in Paganica (July 2009) of about 70 researchers from 7 Italian Universities (Rome, Naples, Padua, Reggio Calabria, Bari, Palermo, Lecce).



Fig. 4. Building units surveyed from 27 to 31 July 2009.

The survey developed as follows:

- a. Development of forms for visual and instrumented survey of constructive, morphologic and structural characteristics of the building units;
- b. For each morphologic system, reading and description of:
 - i. architectural, technological and constructive apparatus;
 - ii. resisting systems (wall texture, assemblages between different constructive elements, direction of slabs, support of slabs, thrust of roofing, etc.);
 - iii. morphological and structural discontinuities or irregularities, both vertical and horizontal; identification of weaknesses in the transmission of forces, stiffness or resistance variation;
 - iv. main traces of transformation processes (hidden walls, infilled openings, etc.).
- c. For each morphologic system, evaluation of:
 - i. degradation level;
 - ii. cracking and deformation level;
 - iii. active damage mechanisms.
- d. Set up of a relational database containing the data collected during the survey, aiming at the integrated management of cartographic, topologic and alphanumeric information.
- e. Set up of an informative system appropriately calibrated to be of general use for historic masonry buildings.

3.1.2 Analysis

The analysis aims at interpreting the main typological, spatial and environmental aspects of the current urban form of Paganica, even if severely damaged by the earthquake, by recognising the complex dynamics of the morphogenetic and topologic relations among paths, aggregates and urban spaces.

Generally, the urban fabrics of historical centres derive from the mutual interaction of three main constitutive elements:

- a. the streets (road system),
- b. the blocks (architectural system),
- c. the internal and external, public and private spaces (relation system).

In Paganica the streets become either *matrix paths*, or *settlements paths*, or *connection paths* (according to a "tree-like" morphology). Blocks are articulated in buildings, gardens and courtyards (Figure 5).

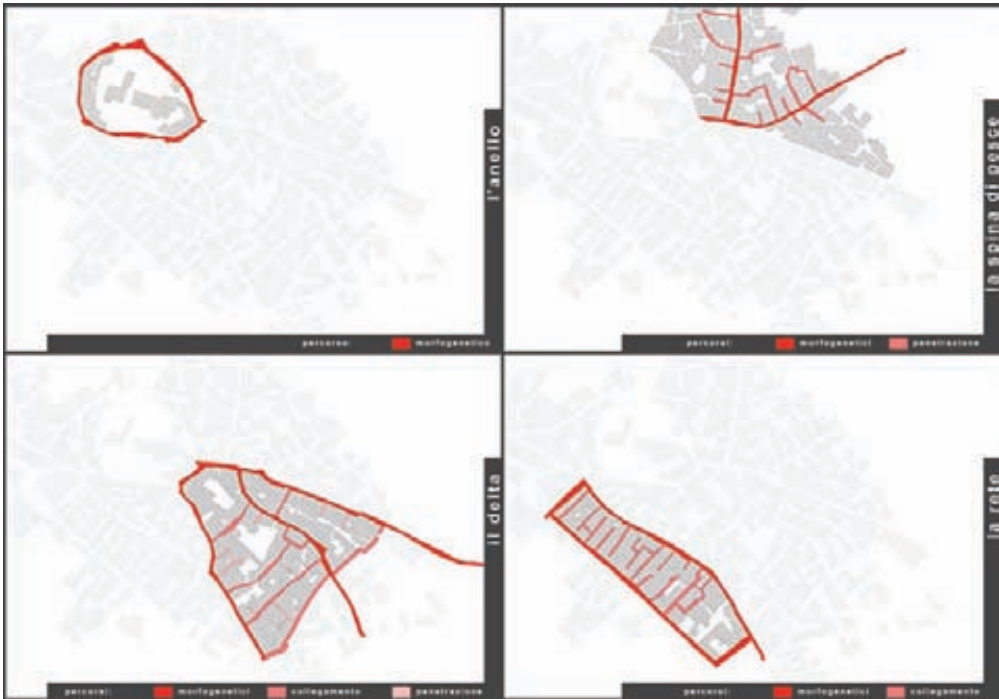


Fig. 5. Morphological analysis identifying the 4 structures in Paganica: the ring, the fishbone, the delta, the net.

Their formal structure might be more or less composite and articulated depending on the local topography, as is the case in Paganica.

Thus, urban fabrics are characterised by:

- a. *conformation*: weave, modularity, complexity;
- b. *granularity*: thick, medium, fine;
- c. *porosity* among the buildings, that is, the level of morphological connections between the built environment and the relation spaces.

3.1.3 Reconnaissance

Identification of urban areas that are homogeneous for certain morphological characters, so to define the urban fabric as a system of zones characterised by a level of proneness to seismic damage. The identification of such zones (HMU, in Figure 6) is based on two main macro-categories of analysis: *fabrics* and *open forms*. The open forms are settlement shapes without the historic morphological complementarities between road system and built environment.

The second family of homogeneous characters is made of the Special Territorial Units (STU). These are buildings, generally of large size, that are unitary forms clearly recognisable *per se* (hospitals, barracks, etc.) or some spaces able to structure the urban morphology (commercial, leisure, mobility activities).

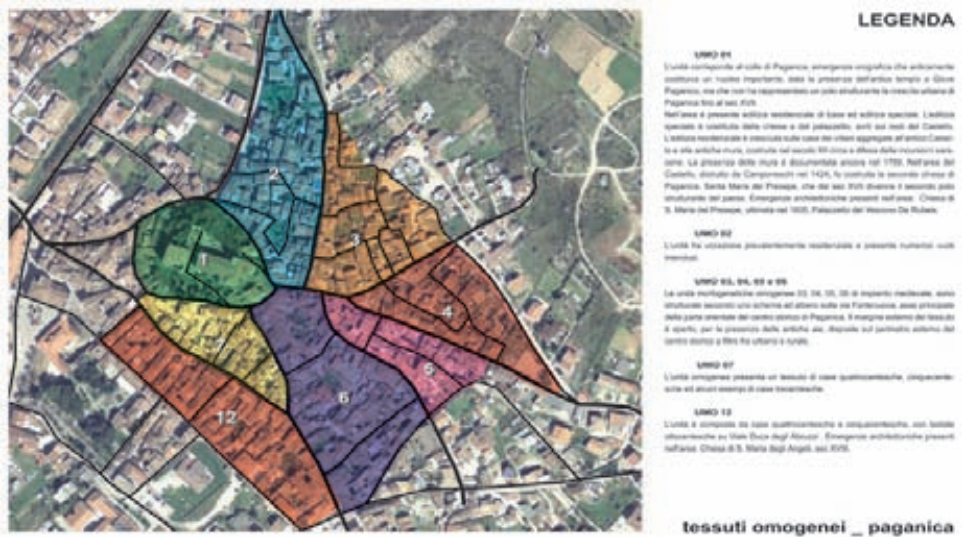


Fig. 6. Homogeneous Morphogenetic Units (HMU) identified in Paganica: 1. Temple of Jupiter Paganicus, Castle, Church; 2. Residential area with several empty spaces; 3-6. Medieval settlements; 7. XIV-XVI c. housing; 12. XV-XVI c. housing.

3.1.4 Objectives of Phase 1a

The objectives of these steps are:

- a. Identification of the reciprocal relationships that each building establishes with other morphological systems of the urban fabric;
- b. Multidisciplinary exam of the historic process of formation and production: identification of the main modes of growth and transformation;
- c. Survey and critical evaluation of the main systemic and specific vulnerabilities;
- d. Correlation among urban fabric, building typology and damage typology;
- e. Identification of the Homogeneous Territorial Units (HTU).

A first example of damage distribution in Paganica, as obtained from the survey, is shown in Figure 7.

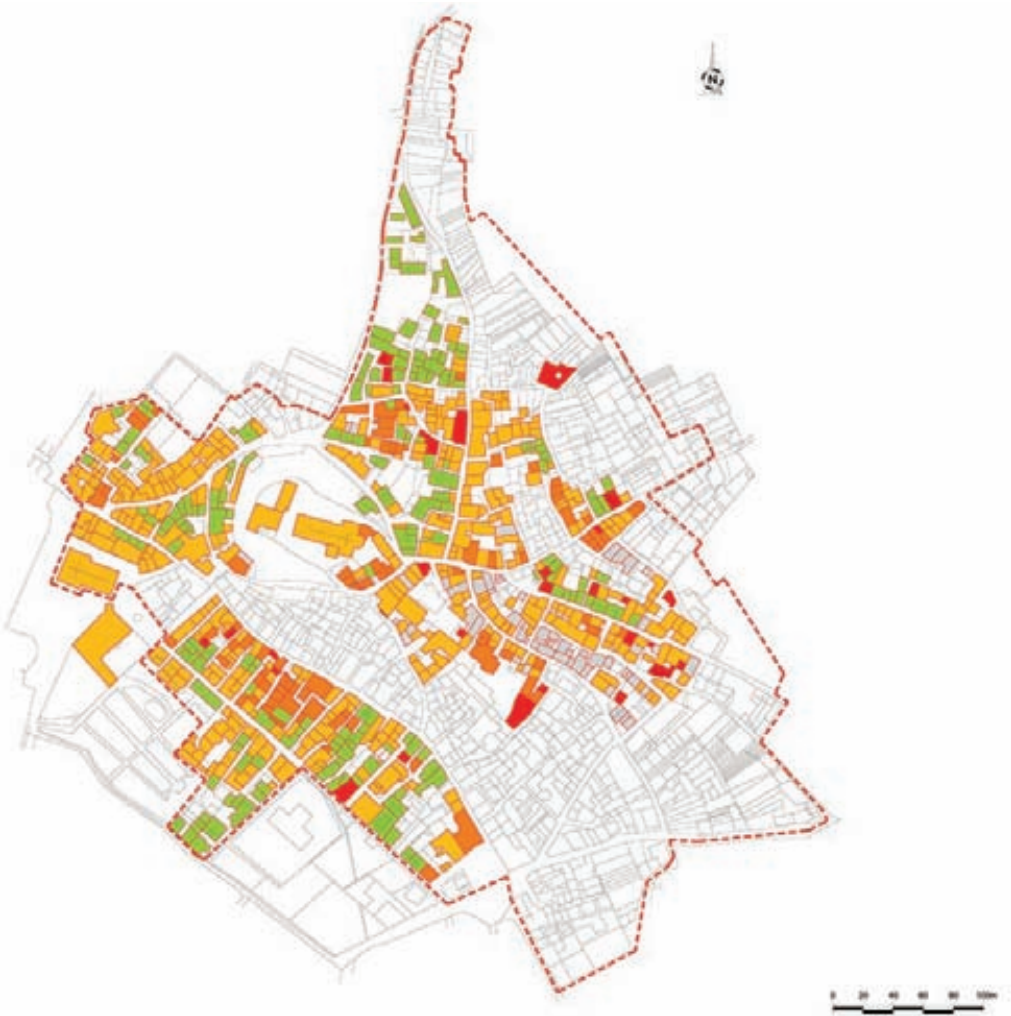


Fig. 7. Distribution of damage in Paganica after the earthquake. Collapsed buildings are in a darker shade. Damage levels will then be correlated to: a) linear orientation or preferential areas, b) specific geo-morphological conditions, c) historical road system, d) presence of anti-seismic devices, e) architectural modifications.

A classification of damage levels has been established as follows:

1. LEVEL 1: Buildings of significant parts of them that present *light cracks and degradation of surface elements*.
2. LEVEL 2: Buildings or significant parts of them that present *non-vertical through-thickness cracks, damage of bearing walls, spalling in external walls*.

3. LEVEL 3: Buildings that, beyond a significant degraded state, still have, even if partially collapsed, **unity of historic image and susceptibility to be recovered**. The significant degraded state is characterized by *vertical through-thickness cracks, severe damage of bearing walls, walls rotation, geometric deformations of vertical and horizontal elements*.
4. LEVEL 4: Buildings that, due to a high degraded state, present **low susceptibility to be recovered**. The high degraded state is characterized by *detachment of structural elements, loosing of masonry textures, partial or total collapse of roofs and slabs, collapse of balconies and railings*.
5. LEVEL 5: Buildings that, due to a severe degraded state, present **extremely limited susceptibility to be recovered**. The severe degraded state is characterized by a *ratio of collapsed walls larger than 50%*.

Examples of damage survey and associated legenda are shown in the following Figures 8, 9 and 10.

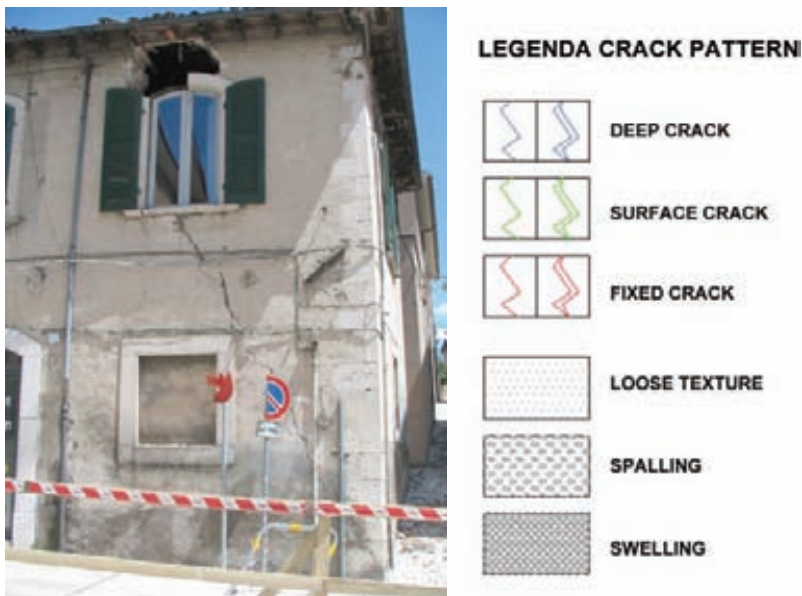


Fig. 8. Building damaged by the Aquilan earthquake and legenda to be used in survey activities for describing the crack patterns.



LEGENDA DISPLACEMENTS











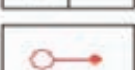
-  **IN-PLAN ROTATION**
-  **OUT-OF-PLAN ROTATION**
-  **ROTATION**
-  **OUT-OF-PLAN ANGULAR ROTATION**
-  **CRUSHING**
-  **TRANSLATION**
-  **SOIL SETTLEMENT**
-  **HINGE POINT OR LINE**
-  **PREVAILING IN-PLAN COLLAPSE MECHANISM**
-  **SWELLING**
-  **LEANING**

Fig. 9. Buildings damaged by the Aquilan earthquake and legenda to be used in survey activities for describing the displacement patterns.

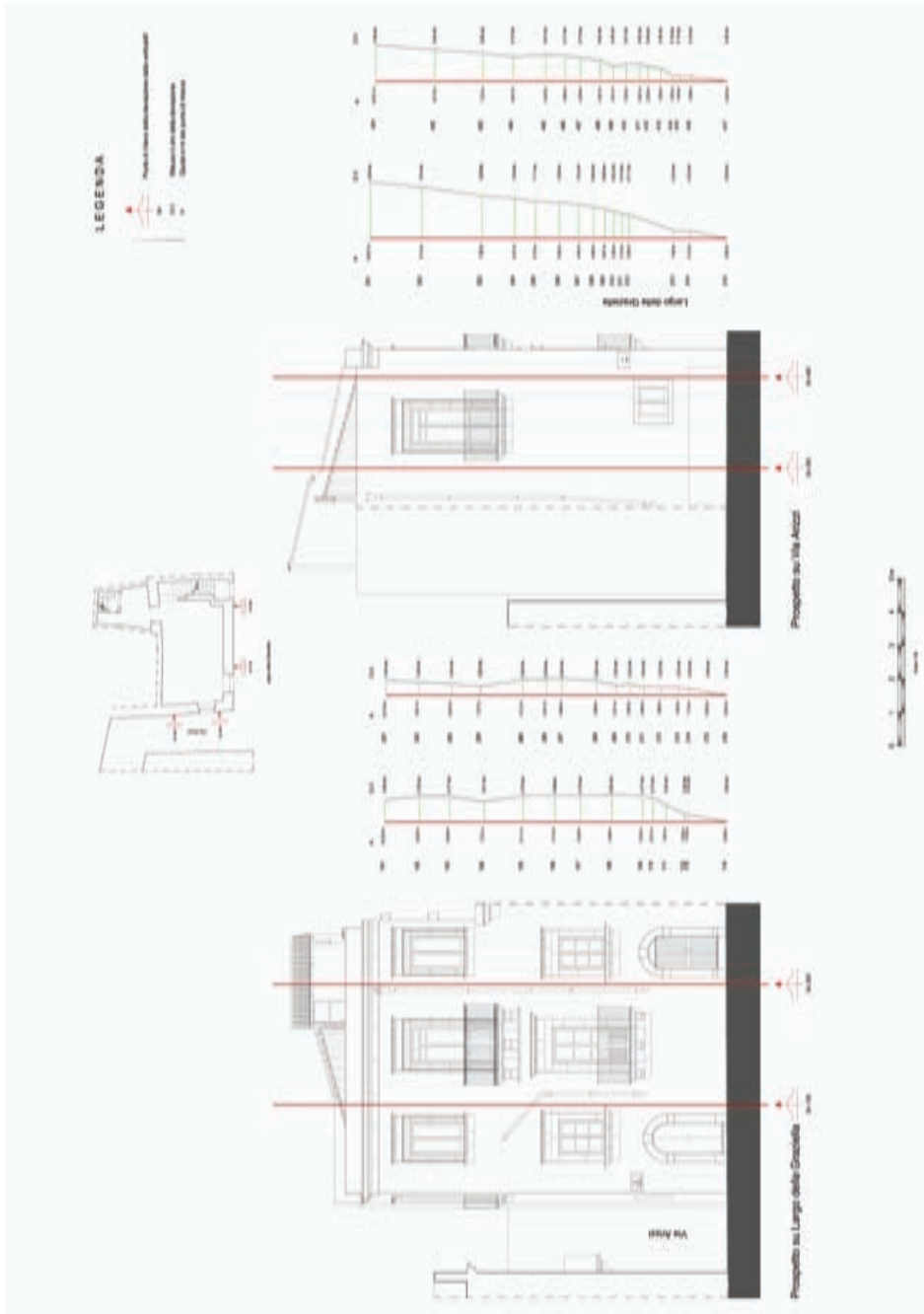


Fig. 10. Example of vertical out-of-plane deformations of a building façade in the Graziella quarter of Ortigia, Sicily.

3.2 Description of Phase 1b: Identification of the MUS

In decisional terms this phase coincides with the determination of the “town minimum” (MUS, Minimum Urban Structure), starting from the examination and the evaluation of the different AUS (Available Urban Structures, that is, the backbone of the demographic, physical, functional and relational systems and of the relevant punctual, linear and surface components) included in each Homogeneous Territorial Unit (HTU).

From the practical standpoint, this amounts to defining the territorial relations of connection, the urban connecting paths, the functions (government, sanitary, educational, productive, etc.), the social places (public and private), the specialised spaces, the service networks, that allow the urban context to function as such.

3.3 Description of Phase 1c: Technical Code and Figurative Code

Here the objective is twofold:

- a. Define a system of prescriptive rules and performance criteria of conservation and integrated transformation of the historical centre and of anti-seismic design of the fabric;
- b. Establish a method to develop reconstruction and restoration projects that are respectful of the sites and that aim at reducing, in the long term, the seismic vulnerability of the historical centre.

3.3.1 Technical Code

Development of a technical code based on a system of prescriptive rules and performance criteria, that operates in terms of *goals* to pursue rather than in terms of *means* to use. The code should define different levels of transformability of the historical built environment, while envisaging and stimulating the possibility of a better approximated intervention strategies at the micro-project scale.



Fig. 11. Example of "figurative" guidelines for the Graziella quarter in Ortigia, Sicily. Current state (left); design (right).

3.3.2 "Figurative" Guidelines

Development of guidelines to show the knowledge-based path followed during the studies on the fabrics, with a descriptive function of the transformation and intervention possibilities, that profes-

sionals can use to develop the projects to submit to the authorities. The designer will then deal with a building system by using examples of other designers that in the past have interpreted increasingly wider portions of the urban fabric. An example is shown in Figure 11.

3.4 Description of Phase 1d: Definition of MIU

The MIU (Minimum Intervention Unit) represents the minimum operative size that a building project should refer to. The MIU cannot be defined *a priori*, but it should be identified on a *case-by-case* basis, based on: the level of relational and spatial complexity of the building unit in the urban fabric, the foreseen intervention measures, and the criterion that minimizes fragmentation of interventions aiming at both urban regeneration and seismic amelioration.

In particular, with respect to the seismic performance, the identification of a wider aggregation system, while allowing for a simultaneous intervention on a set of building units – individual but structurally interrelated – constitutes the more effective operative size to develop and qualify the formal, spatial and structural relations among the buildings and between them and the open spaces. The MIU could refer to the single real estate unit, or the building unit which it belongs to, or a larger portion of a building aggregation.

3.5 Description of Phase 2: Reconstruction and Restoration Projects

The design proposals for Paganica, both of city planning and architectural, are based on the recognition of the *founding*, that is, the original morphology of the historical town, in order to identify and realise new possibilities that are respectful of the site and *necessary*. The whole project is based on the idea that the spatial, functional and structural organisation of the historic centre derives from relational links full of historic and cultural sense.

The objective is then to comply with the formal, functional, social and constructive needs, by articulating and organising the space according to a possible *order*, in a consistent process, which is typical of contexts strongly characterized by history.

The Program aims at integrating 3 essential dimensions of the historical town:

- a. The *dimension of the morphologic analysis*, that looks at the urban fabric as a whole, rather than at the single object,
- b. The *dimension of history and tradition*, that tries to keep the chain of events that produced the town as we see/live it today,
- c. The *dimension of design*, in which the reasons of the historical town are harmonised to achieve rational and safe contexts.

3.5.1 The Reconstruction Projects

Objective of the reconstruction is the definition of a regeneration program that, based on functional, social and formal needs, realizes constructions that are harmonically inserted in the built environment.

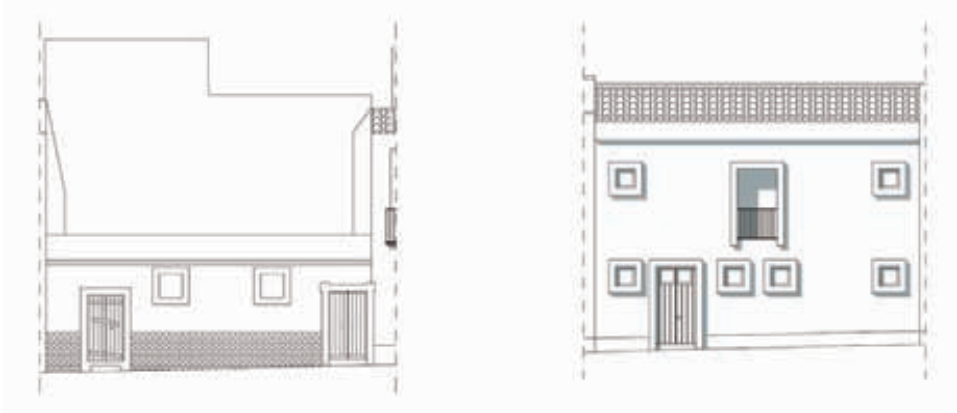


Fig. 12. Example of reconstruction in the Graziella quarter in Ortigia, Sicily. Current state with collapsed upper floor (left) and reconstruction project with harmonic reconfiguration of the elevation (right).

3.5.2 Architectural Restoration and Seismic Strengthening

Transfer “on the field” of notions, methods, knowledge and technologies relevant to the different phases of the intervention. Particular attention should be devoted both to conservation and restoration techniques relevant to aspects of compatibility, reversibility and minimum intervention, and to strengthening techniques for the reduction of the seismic risk.



Fig. 13. Example of an architectural restoration project with seismic amelioration in the Graziella quarter in Ortigia, Sicily.

4. Conclusions

The town of Paganica, after having suffered severe damage during the Aquilan earthquake, is now going to become a laboratory where: a) the regeneration objectives of the urban system are formulated and defined, b) ideas for restoration and transformation of spaces are elaborated, c) configurations and functions integrated with the territory are imagined, d) seismic safety is achieved at different levels, globally and locally.

The studies here proposed, though still at a preliminary stage, stem from a research method oriented to the knowledge of the built environment to extract from it criteria and guidelines. Such a view overcomes a partial and narrow-minded view of the design intervention.

This work assigns an essential potentiality to paths and public spaces when identifying the “town minimum” to be used in projects and actions of seismic risk mitigation (definition of the Minimum Urban Structure).

The whole work relies on the awareness that the architecture is endowed with that capacity of maintaining certain elements of the past, which can be recognised and used to rebuild the image of a familiar world, even after traumatic events. Observe, imagine, design: this is the order of the necessary steps to arrive at defining a scenario in Paganica in which the inhabitants can be re-integrated, to feed the collective aspiration to a new life.

References

- [1] **Bonamico S, Tamburini G.** 1996. *Centri antichi minori d’Abruzzo. Recupero e valorizzazione.* Roma: Gangemi.
- [2] **Braga F, Monti G, Scalora G.** 2006. A conservation plan method for historical city centres. *Conference Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC 2006)*, New Delhi, India, Nov.
- [3] **Centofanti M, Colapietra R, Conforti C, Properzi C, Zordan L.** 1992. *L’Aquila città di piazze: spazi urbani e tecniche costruttive.* Pescara: Carsa.
- [4] **Monti G, Scalora G.** 2008. Conservation of Historical City Centres: a Knowledge-Based Method for the Interpretation of Urban Fabrics. *REHABEND Conference, Technologies for rehabilitation and management of architectural heritage*, Valencia, Spain, Oct 6-9.
- [5] **Monti G, Moore RV.** (eds) 2009. *The regeneration of the historical city center of Gaeta, Italy.* Rome: A4Z.
- [6] **Ranellucci S.** (ed) 2004. *Manuale del recupero della regione Abruzzo.* Roma: DEI.
- [7] **Scalora G.** (ed) 2002. *I tessuti urbani di Ortigia. Un metodo per il progetto di conservazione.* Siracusa: Ente Scuola Edile Siracusana.

Proyecto integral de rehabilitación de la iglesia de Santa M^a de Bareyo (Cantabria-España)

*E. Ruiz de la Riva*¹

¹ **Doctor Arquitecto**

Resumen. *La sinopsis del estudio que se presenta fue fruto del interés que la Fundación Marcelino Botín tuvo desde un principio en llevar a cabo, como promotor, un nuevo modelo experimental de actuación en el patrimonio artístico de Cantabria, basado en la idea de formalizar una nueva estrategia de intervención interdisciplinar y de aplicarla, concretamente, en la iglesia de Santa M^a de Bareyo.*

1. Presentación

Se trataba de aprovechar las ventajas de partida que esta iglesia, declarada Bien de interés Cultural en 1978 (Fig. 1, 2, 3 y 4), tenía, entre ellas su magnífica situación, cercana a una carretera muy transitada turísticamente, emplazamiento que añadía, además, excepcionales valores paisajísticos, al lado de la ría de Ajo, y por otra parte, planteaba un interesante reto, difícil pero asumible, de neutralizar elementos puntuales muy negativos que incidían directamente sobre el conjunto, caso del cementerio y el solado de hormigón alrededor de la iglesia, entre otros.



Fig. 1: Aspecto de la iglesia antes de la intervención.



Fig. 2: Aspecto de la iglesia después de la intervención.

Interesaba, ante todo, integrar en un proyecto global una serie de aspectos hasta ahora nunca tratados con esta metodología: recuperar un paisaje de gran personalidad y que se estaba degradando y difuminando en sus características esenciales, ordenarlo y adecuarlo para racionalizar su uso y disfrute, no sólo en beneficio de los habitantes del pueblo sino pensando en convertirlo en uno de los puntos obligados del turismo cultural y sede de futuros actos culturales.

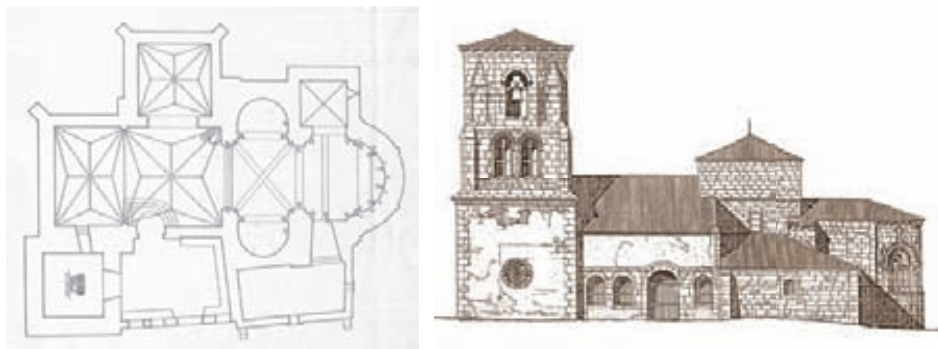


Fig. 3 y 4: Planta y alzado de la iglesia.

Se dio prioridad desde un principio a la interpretación global y contextualizada de esta iglesia, que, como tantas otras rurales, había visto vaciarse de contenido y significación su parroquia al desaparecer por robos, desidia, ventas, falta de mantenimiento y conservación adecuada, etc., sus imágenes, sus retablos, sus objetos litúrgicos, su documentación, etc., en una palabra, sus señas de identidad cultural de siglos.

Desde este punto de vista, la restauración no era sólo, tal y como se concibe normalmente en nuestro país, una intervención meramente arquitectónica sobre las posibles patologías de edificio, sino una restauración del significado que esta iglesia tuvo y puede tener hoy para el hombre actual.

De ahí el interés en actuar multidisciplinariamente para, como se expone en otro apartado sobre la metodología seguida, lograr dar un salto cualitativo en el producto final a conseguir.

2. Objetivos

A.- Estudio histórico ¹

Dentro este capítulo se contemplaba los siguientes hitos:

- A.1.- Historia de la iglesia: orígenes, fundación, evolución como institución, relación con el territorio, con el sistema económico-político-social.
- A.2.- Historia del paisaje: como elemento en constante transformación por los usos productivos y divisiones de la propiedad de la tierra, incidencia de figuras jurídicas especiales (serna, dextrum, etc.)
- A.3.- Historia del cementerio: aspectos jurídicos (civiles y canónicos), filosóficos, vertientes antropológicas, etc.

¹ Los objetivos 1 y 2 no deben considerarse el tradicional estudio previo como un fin en sí mismo, sino que se persigue convertirlo en un instrumento de trabajo aplicable a lo largo de todo el proceso de intervención para poder conseguir los objetivos propuestos. Al final, estos contenidos terminarían plasmándose en forma de propuesta museográfica y expositiva.

B.- Estudio de la evolución arquitectónico-artística

B.1.- Sondeos arqueológicos "blandos":

B.1.1.- En el exterior: análisis de los substratos (mediante catas) para descubrir la casi segura existencia de arquitecturas anteriores y conocer la relación que ha existido entre paisaje/arquitectura.

B.1.2.- En el interior análisis de la fábrica (mediante estudio de estratigrafía de paramentos) para conocer su evolución e incidencias.

B.2.- Estudio constructivo del edificio y sus patologías mediante las analíticas necesarias. Valoración y propuestas de solución.

B.3.- Estudio estilístico e iconográfico tanto de la arquitectura como del arte mueble.

C.- Recuperación y ordenación del entorno y adecuación del paisaje.

D.- Intervención y actuaciones concretas en el edificio.

(Siguiendo como pauta criterios mínimos de intervención)

D.1.- Reparación de la torre, recuperando en sus diferentes pisos espacios con fines expositivos.

D.2.- Eliminación de humedades altas en capillas.

D.3.- Eliminación del pavimento de hormigón exterior para evitar filtraciones por capilaridad en la iglesia y permitir además la adecuada intervención paisajística.

D.4.- Corrección de anteriores intervenciones inadecuadas.

E.- Recuperación devocional/litúrgica.

E.1.- Revitalización del culto, tradiciones festivas y usos litúrgicos.

E.2.- Decoración interior y exterior que incida en revalorizar el templo.

E.3.- Iluminación.

E.4.- Nueva instalación que realce la pila bautismal románica como pieza singularísima.

F.- Mejora y acondicionamiento del cementerio.

Presentación de propuestas concretas (a base de maquetas, etc.) a los vecinos e instituciones competentes para su negociación.

G.- Fomento del conjunto como foco turístico basado en la organización de actividades culturales en el edificio y su entorno.

- G.1.- Información necesaria para una visita adecuada a distintos tipos de demandas (colegios, extranjeros, etc.).
- G.2.- Conciertos, exposiciones.
- G.3.- Proyecto museístico de lo que ha supuesto la historia de la iglesia y del entorno en que está enclavada en el contexto histórico de Cantabria.
- G.4.- Ayudas gráficas de apoyo, dentro de este proyecto museístico, para la correcta interpretación artística e iconográfica de este edificio románico.
- G.5.- Incorporación a esta muestra de posibles hallazgos arqueológicos.
- G.6.- Revitalizar fiestas populares tradicionales.
- G.7.- Canalizar adaptaciones de casas tradicionales para ofrecer diversos servicios al visitante.
- G.8.- Adecuar los accesos y crear aparcamientos.
- G.9.- Señalización.

3. Metodología

3.1.- Con esta actuación se buscó mostrar un modelo de método interdisciplinar al mismo tiempo que desarrollar un campo de experimentación para posteriores trabajos de conservación, difusión y promoción del patrimonio de Cantabria.

3.2.- Se apostó por una acción integral y globalizadora del entorno y el edificio.

3.3.- Partiendo de una auténtica interdisciplinaridad, se tomaron decisiones conjuntas mediante reuniones periódicas y labor de coordinación y seguimiento.

Los resultados que se pretendieron conseguir con este método son:

- ▶ Interacción de experiencia profesional, de conocimientos y puntos de vistas diferentes, con el consiguiente enriquecimiento de planteamientos a la hora de acercarse a los problemas.
- ▶ Potenciación que hiciera surgir nuevas ideas distintas de las ya conocidas que no funcionan bien, aportando nuevas soluciones (caso de la relación entorno/arquitectura, accesos, revalorización del templo en aspectos olvidados casi siempre como el de culto: advocaciones, liturgias, tradiciones festivas populares, etc.).
- ▶ Primar ciertos aspectos del proyecto sobre otros que tienden a ser sobredimensionados en detrimento de otros niveles de actuación posibles que podrían movilizar de manera insospechada el interés del público.

- ▶ Se ha concedido importancia primordial al hecho de que la revitalización del conjunto revierta positivamente en la calidad de vida del pueblo donde está ubicado.

Con la interdisciplinaridad profesional buscamos un salto no cuantitativo, como la simple suma de distintos conocimientos, sino cualitativo: es decir un producto final distinto al que estamos acostumbrados.

3.4.- Concretar desde el principio un modelo de gestión adecuado para llevar a cabo todos los objetivos propuestos. Para ello se consideró necesitar:

- ▶ Un equipo interdisciplinar.
- ▶ Encargos puntuales a especialistas.
- ▶ Asesores externos para temas que lo requieran.
- ▶ Comisión compuesta por los representantes de la Fundación, Iglesia (parroquia y obispado), vecinos, Ayuntamiento, Diputación, dirección del proyecto y coordinación.

3.5.- Se pretendió llevar a cabo desde un primer momento algún tipo de evento cultural/festivo/, que en nuestro caso fue la fiesta de entronización de la Virgen de la Soledad, previamente restaurada, celebrada el 31 de agosto de 1997, que sirvió como dinamizador del interés de los vecinos y todas las instituciones implicadas en el proyecto.

3.6.- Se persiguió paralelamente que el desarrollo de esta metodología se pudiera utilizar con fines didácticos, sirviendo como base para el 3^{er} Curso de Intervención en el Patrimonio, organizado por la Fundación Marcelino Botín. De hecho en el presente curso, se presentó a los alumnos, en la propia iglesia de Bareyo, la propuesta de intervención y la metodología a seguir, con un posterior coloquio.

Como material de archivo para posteriores aplicaciones se ha obtenido de obtener:

- ▶ Vídeo y reportaje fotográfico que mostrase como va poniéndose en práctica el proyecto (quedando reflejadas cómo se llevan a cabo las prospecciones, los análisis, obras, eventos culturales, etc.).
- ▶ Recogida, por métodos fácilmente reproducibles, de los informes, escritos, textos conjuntos del equipo o emanados de reuniones con las instituciones, planimetrías, documentación gráfica, etc., que fue generando.

4. Desarrollo

En diciembre 2003 terminó la intervención en el templo de Santa María de Bareyo. A lo largo de 2004 se hizo la primera fase de acondicionamiento del entorno más próximo y parte del cementerio, dándose por concluidas las obras hasta que el desvío de la carretera que sube al pueblo por parte de la Consejería de Obras Públicas permita construir los nichos y cerrar el cementerio.

El proyecto comprendió:

- ▶ Estudio y propuesta para la declaración del entorno de protección del Bien de Interés Cultural para entender el monumento en relación con el medio e inclusión de esa declaración por la Consejería de Cultura en las normas subsidiarias del Ayuntamiento de Bareyo.
- ▶ Estudio geobiológico.
- ▶ Restauración de la iglesia.
- ▶ Restauración del entorno próximo y acceso al pueblo.
- ▶ Separación del cementerio de la iglesia y construcción de nichos.
- ▶ Seguimiento arqueológico.
- ▶ Restauración de Bienes muebles.

El proyecto integral de restauración de la iglesia de Santa María de Bareyo y de su entorno, fue promovido y financiado por la Fundación Marcelino Botín. Por otra parte, la colaboración institucional ha sido fundamental para el desarrollo de este proyecto. La Consejería de de Obras Públicas se responsabilizó de la desviación de la carretera de acceso al municipio que permitirá, en una última fase, la culminación el traslado del cementerio. La Consejería de Cultura quedó en encargarse de las gestiones para soterrar los cables eléctricos y telefónicos. El Obispado, propietario del inmueble y de los terrenos circundantes, ha participado con interés en el enfoque del proyecto y soluciones litúrgicas de la intervención. El Ayuntamiento ha incluido el entorno de protección en las normas Subsidiarias municipales y la población ha sufrido con paciencia todo el tiempo sin poder utilizar su bella iglesia.

4.1 El edificio

La iglesia de Santa María de Bareyo está situada en el lugar del mismo nombre perteneciente al Ayuntamiento de Bareyo, en un entorno privilegiado cercano a la costa. Su traza románica ha sufrido diversas reformas (Fig. 5) y así, en el siglo XVI, se añadieron la capilla y sacristía junto al ábside, la capilla frente a la puerta principal y crucería de la nave. La torre actual fue edificada en los años 30 del pasado siglo, sustituyendo a otra más antigua que se alzaba adosada a la puerta oeste.

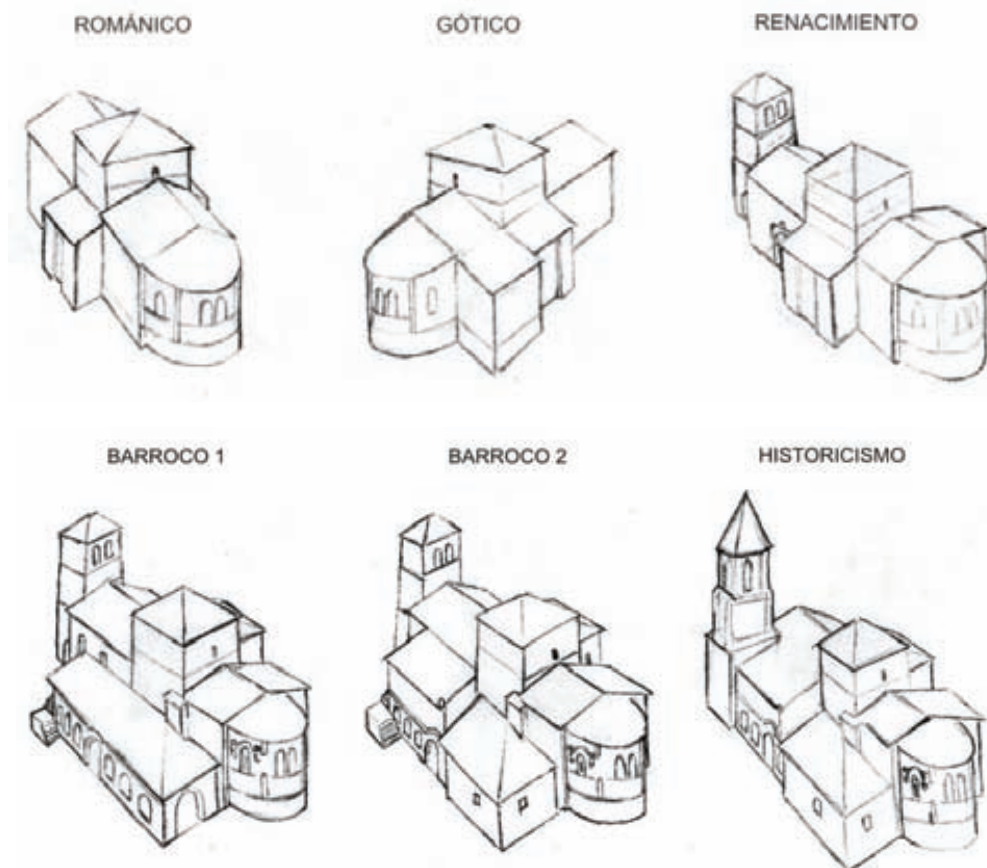


Fig. 5: Evolución de la morfología arquitectónica del edificio.

4.2 Planteamiento y metodología

Dada la importancia arquitectónica y paisajística de Santa María de Bareyo, la Fundación Marcelino Botín encargó al arquitecto Eduardo Ruiz de la Riva y al paisajista Luis González-Camino la ejecución del proyecto.

Desde el primer momento, estuvo claro que no se podría entender el edificio sin su entorno y la posición predominante de la iglesia sobre las hoy praderías y la ría de la Venera y su relación con el núcleo de población. Se trataba de preservar la comprensión del edificio en su medio, por este motivo, la Fundación impulsó la declaración de un entorno de protección por parte de la Consejería de Cultura del Gobierno de Cantabria y su inclusión en las normas municipales por parte del Ayuntamiento de Bareyo.

4.3 Rehabilitación de la iglesia.

El proyecto y dirección de obra fue llevada a cabo por el arquitecto Eduardo Ruiz de la Riva.

Eduardo Ruiz hizo un planteamiento riguroso para los desperfectos estructurales de un edificio histórico, dando diferentes soluciones generales y puntuales a cada problema, tomando siempre en consideración las opiniones de los arqueólogos encargados del seguimiento.

El lema de la intervención ha sido resolver los problemas de un proceso que podía causar daños irreparables en el inmueble "sin que se notara". Así:

- ▶ Se ha reforzado la cimentación, recalzando exteriormente los muros perimetrales.
- ▶ Se han desviado las aguas que, por inclinación del terreno, vertían directamente sobre el edificio, provocando una humedad constante.
- ▶ Se han picado y revestido los muros exteriores e interiores tanto de la iglesia como de la torre.
- ▶ Se ha rehecho el tejado; construido dos nuevos forjados que arriostran los muros de la torre y se ha construido una escalera de acceso al campanario.
- ▶ Se ha rebajado a su nivel original el nivel del suelo del ábside.
- ▶ Se ha abierto la puerta del oeste, apareciendo emparedada la puerta original enmarcada por un arco apuntado.
- ▶ Etc.

El muro sur de 1a sacristía presentaba una inclinación con evidente riesgo, que se había resuelto mediante la aplicación de un contrafuerte de hormigón, El seguimiento arqueológico demostró que este muro sur de la sacristía estaba levantado sobre una necrópolis de lajas que, al fallar, dejaban sin cimentación a todo el muro produciendo la inclinación. Pues bien, se ha desmontado el muro (Fig.6), reforzado 1a cimentación y vuelto a montar el mismo (Fig. 7), eliminando el feo contrafuerte de hormigón.



Fig. 6: Desmontaje del muro sur de la sacristía.

Fig. 7: Montaje, tras desmontaje previo, del muro sur de la sacristía.

En el interior de la sacristía se ha construido un aseo y restaurado el bello “mueble de sacristía”.

La empresa CROFASA de Santillana del Mar, especializada en restauraciones, ha sido la encargada de llevar a buen término estas obras.

El interior de la iglesia (Fig. 8 y 9) ha sido dotado de una bella iluminación que resalta sus valores arquitectónicos. La restauradora Rocío Espejo se ha ocupado de restaurar una talla románica, un retablo lateral y un sagrario.



Fig. 8 y 9: Aspecto interior tras rehabilitación.

4.4 Adecuación del entorno.

Esta iglesia de Bareyo ocupa un lugar solitario y prominente en el paisaje que la proporciona características excepcionales. El proyecto ha pretendido remarcar ese carácter de edificación aislada (Fig. 10 y 11).

Para lograrlo se ha previsto la plantación de árboles que acompañen a las bellas y viejas encinas que existen, ubicándolos en lugares que no impidan la visión del edificio.

Otra actuación que tiene esta misma finalidad de destacar aún más la iglesia en el paisaje, será el traslado del cementerio comentado anteriormente. Sucesivas intervenciones habían dado como resultado un desordenado crecimiento del cementerio adosado a la iglesia, lo que impedía apreciar de forma completa sus cualidades arquitectónicas, y también comprometía su disfrute en el paisaje. Cuando se separe se resolverán dos problemas, pues al llevarlo hacia el norte descenderá la cota y la iglesia se destacará más. Los nichos adosados a la iglesia están en proceso de ser sustituidos por otros nuevos de piedra y con capacidad de servicio para muchos años. También se construirán columbarios. El proyecto prevé la ordenación de accesos, el enlosado y la plantación de árboles y trepadoras. Su finalización depende del desvío de la carretera de acceso a Bareyo. Esto también permitirá que el aparcamiento se construya de forma más holgada y con mayor capacidad. Al mismo tiempo, mediante un relleno de tierra vegetal se le devolverá a la gran encina catalogada el volumen de tierra que perdió cuando se excavó junto a ella para que pasase la carretera.



Fig. 10 y 11: Detalles del carácter de edificación aislada en el paisaje.

Al sur de la iglesia, hay un camino que lleva hasta el pueblo y que tiene restos de una tapia que lo separaba de terrenos colindantes y que va a ser reconstruida.

En cuanto al entorno más próximo a la iglesia, se ha eliminado el hormigón que cubría el dextro y la rampa del cementerio y se ha sustituido por enlosado delante del atrio, adoquinado de piedra en el acceso y la rampa, y hierba junto a la torre. A lo largo de la tapia que cierra el dextro por el sur se ha construido un banco corrido de piedra y se ha renovado el portillo de acceso desde el pueblo. El ábside, hasta el que llegaba el hormigón, queda ahora destacado sobre una base de hierba segada.

El proyecto se completa con el alumbrado que consiste en balizas bajas para ayudar al acceso nocturno desde el aparcamiento y desde el pueblo, y de una iluminación discreta del ábside.

El proyecto fue obra del paisajista Luis González Camino.

4.5 Seguimiento, sondeos y excavaciones arqueológicas.

Dichos trabajos fueron realizados por un equipo de arqueólogos compuesto por Javier Marcos Martínez, Lino Mantecón Callejo, Manuel García Alonso y Ramón Bohigas Roldan.

Se ha utilizado un método de trabajo arqueológico minucioso en su proceder, recurriendo a las últimas tecnologías, fundamentado en una dinámica de interdisciplinariedad. Fruto de este modo de funcionamiento ha sido la modificación puntual del Proyecto de Restauración atendiendo a los resultados producidos por la documentación arqueológica:

- ▶ Recuperación de las dimensiones de la nave románica.
- ▶ Restitución del nivel de altura del altar de la iglesia medieval.
- ▶ Rehabilitación de la fachada sur románica del interior de la sacristía.
- ▶ Refuerzo de la cabecera del templo, que se encontraba descalzada.

Los trabajos arqueológicos han logrado evidenciar una necrópolis cristiana medieval (Fig. 12, 13 y 14), localizada en el exterior de los muros románicos del inmueble religioso. Se ha logrado identificar unos 49 individuos en conexión anatómica. Estos restos humanos han sido estudiados por el equipo del antropólogo Francisco Etxeberria de la Universidad del País Vasco y la Sociedad de Aranzadi (13 adultos, 24 adultos jóvenes, 8 infantiles y 4 perinatales).



Fig. 12, 13 y 14: Detalles de la necrópolis medieval.

Los estudios se han dirigido a catalogar las diversas tipologías de enterramientos, de la que se destaca una tumba de sarcófago (Fig. 15) con motivos decorativos y epigrafía latina; así como un curioso enterramiento semi-excavado en roca y unos excelentes ejemplos de sepulcros en ataúd; así como las características tumbas de lajas (Fig. 16) e inhumación simple. Se han reconocido tres periodos en la vida de la necrópolis, pudiendo ser la primera (s. XI-XIII) poco tiempo anterior o contemporánea a la fábrica románica y el último periodo entre los siglos XV y XVI. Se ha realizado un total de siete dataciones absolutas por medio del método del carbono 14, en la Universidad de Granada.



Fig. 15: Tumba de sarcófago con motivos decorativos y epigrafía latina.

Fig. 16: Tumba de lajas.

Se ha logrado evidenciar la organización interna del cementerio medieval, las posibles áreas privilegiadas de este camposanto; así como, como las zonas de tránsito dentro de la necrópolis. Se ha intentado profundizar en el estudio de las mentalidades, frente al tránsito de la muerte, en los tiempos medievales. Así, se han estudiado temas de sumo interés para conocer, al hombre del medievo, como son la vestimenta y el ritual funerario. Así por ejemplo, se ha detectado un ritual plenamente cristiano, pero que hunden sus raíces en el mundo pagano, como es un banquete funerario, a base de moluscos. Otro elemento, novedoso dentro del estudio de la muerte medieval es la constatación arqueológica del uso de luminarias y antorchas durante el cortejo fúnebre.

La metodología minuciosa empleada en la excavación ha logrado, por ejemplo evidenciar más de seis tumbas superpuestas, en una misma fosa sepulcral, demostrando, tal vez, la existencia de enterramientos atendiendo a motivos familiares o parentelas ficticias.



Fig. 17, 18 y 19: Detalles de tumbas de la Edad Moderna del interior del templo.

Un aspecto novedoso, en cuanto a la valoración de un patrimonio hasta el presente desdeñado en la mayoría de las intervenciones en iglesias, ha sido la excavación arqueológica de las tumbas de Edad Moderna del interior del templo (Fig. 17, 18 y 19). Este tipo de enterramientos poseen un elevado interés científico para conocer el mundo funerario tras el Concilio de Trento (1545),

Se ha aplicado un método innovador, como es la arqueología de la arquitectura. Para ello, se ha recurrido a las tecnologías más avanzadas en el registro topográfico del edificio, elaborando una fotogrametría por la empresa Punto Arquitectura, S.L., y un dibujo con sistemática arqueológica de Manuel García Alonso. Este trabajo se ha confeccionado para todos y cada uno de los lienzos y volúmenes del templo, interior y exterior. Así mismo, se ha completado con la elaboración de análisis de morteros y argamasas de las distintas fábrica del edificio religioso, llevadas a cabo por la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria.

Se ha logrado documentar la evolución del edificio a lo largos de los siglos, reconociendo sus distintas reformas. Gracias a este capítulo de la intervención se ha conseguido recuperar la desaparecida torre del campanario original, las dimensiones de la nave románica, la existencia de un pórtico corrido en tiempos de inicios de la Edad Modernos, o el módulo utilizado por los artífices medievales. Así como, el uso de herramientas de cantería, localización de los orígenes de los materiales empleados en la fábrica románica, análisis de epigrafías y grafitos, otros.



Fig. 20: Fotografía antigua de la iglesia.



Fig. 21: Ubicación de la torre desaparecida del campanario original.

El estudio fotogramétrico de la construcción arquitectónica (desarrollado por la empresa Punto Arquitectura, S.L., Fig. 22 y 23) ha servido como herramienta fundamental en la restauración ya que su desarrollo ha constatado de forma científica los distintos deterioros tectónicos que padecía el edificio antes de la intervención.

Las labores de seguimiento arqueológico de la obra de restauración han conseguido detectar evidencias de pinturas murales, en estado muy deteriorado, en la cabecera de la iglesia (Fig. 24 y 25). Se ha hallado una imagen de una posible santa, que pudiera formar parte de una escena del calvario. La pintura mural, muestra excepcional y única en la zona costera de nuestra región, atiende a los cánones de la pintura gótica. Su estado de conservación es pésimo, por lo que se realizó una labor de registro científico, consistente en una analítica de los restos pictóricos, un reportaje fotográfico (convencional, infrarrojos y ultravioleta) y una datación absoluta (AMS) realizada por el Poznań Radiocarbon Laboratory (Polonia), que otorgó una fecha medieval.

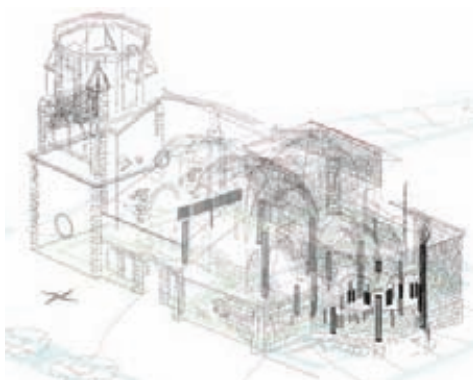


Fig. 22 y 23: Detalles del levantamiento fotogramétrico realizado.

Se han desarrollado otras labores como es el estudio de la documentación escrita, recuperando un libro de "Aniversarios de Misas" con origen en el siglo XVII, que poseía un vecino de Bareyo. Por medio de este libro y otras fuentes escritas y artísticas se ha logrado conocer que la iglesia tuvo una advocación anterior dedicada a San Blas.



Fig. 24 y 25: Detalles de las evidencias encontradas de pinturas murales en la cabecera de la iglesia.

5. Conclusiones

La aptitud metodológica de trabajar en un equipo multidisciplinar ha resultado enriquecedora y muy positiva para conocer y valorar las opciones que durante el proyecto y la obra se han planteado. Conocer antes de actuar requiere un esfuerzo previo lento y complejo. Los estudios arqueológicos, históricos, y técnicos (arquitectónicos, geotécnico, caracterización de materiales, idoneidad estructural, etc.) del edificio, han de realizarse de forma exhaustiva y previa a la redacción del proyecto definitivo de ejecución de obra, y en otros casos de forma paralela.

La gestión coordinada del proyecto ante la administración y otras instituciones requiere un trabajo permanente, lento y paciente. Hace falta voluntad, medios y tiempo para avanzar en un escenario de agentes tan amplio.

6. Resumen cronológico

- 1.- Propuesta para un proyecto integral de rehabilitación de la iglesia y su entorno, que se realiza en el otoño de 1996 y primeros meses de 1997.
- 2.- Informe previo Mayo - Abril 1997 valorando las intervenciones a realizar, los objetivos, la metodología, el equipo, el presupuesto y los plazos
- 3.- La Fundación aprueba el 23 de Julio de 1997 la propuesta para el proyecto integral de rehabilitación de la iglesia de Santa María de Bareyo y su entorno. Se acuerda redactar primero un anteproyecto, como instrumento concreto para gestionarlo ante los diferentes organismos y administraciones.

- 4.- En Diciembre de 1997, el equipo encargado de su redacción entrega el documento del Anteproyecto a la Fundación.
- 5.- Entre Enero de 1998 y Enero de 2000 se iniciaron gestiones con la parroquia, el obispado, las Consejerías de Cultura y Obras Públicas, el Ayuntamiento, Electra de Riesgo, Telefónica, etc., etc., con el fin de evaluar las posibilidades de desarrollar las propuestas del Anteproyecto y obtener el concurso y visto bueno de todos los implicados.
- 6.- Entre Marzo de 2000 y Noviembre de 2001 se trabaja en las propuestas siguientes, concretando ya su aceptación por parte de los organismos o empresas responsables: Delimitación del Entorno de protección, soterramiento de líneas eléctricas y telefónicas, modificación del trazado de la carretera, y ampliación y reforma del cementerio
- 7.- Una vez resueltas las gestiones anteriores y sentadas las bases de actuación, se encarga la redacción del proyecto de ejecución, para solicitar licencia e iniciar las obras. El proyecto se entrega en Noviembre de 2001, y se inician los trámites para su ejecución: licencia, empresa constructora, plazos y presupuesto, etc.
- 8.- La obra se inicia en Octubre de 2002 y en Diciembre de 2003 finalizan los trabajos en la parte de la iglesia.
- 9.- Durante el tiempo de ejecución de la obra se comprueba la necesidad de completar los siguientes estudios:
 - ▷ Estudio geobiológico, sobre los suelos, aguas subterráneas, etc.
 - ▷ Proyecto de iluminación
 - ▷ Nuevos estudios y seguimiento arqueológico.

(Este artículo está basado en textos de los documentos presentados por la Fundación Marcelino Botín)

El plan director para la recuperación de la Fortaleza de la Mola en el puerto de Mahón (Menorca)

A. Egusquiza, J.C. Espada, I. Marcos^{1,2}, M. Zubiaga

¹Labein-Tecnalia

²Universidad del País Vasco/Euskal Herriko Unibertsitatea UPV/EHU

Abstract. La fortaleza de La Mola es una ciudad militar que ocupa 100 ha en el extremo este de la bocana del puerto de Mahón. En la fortaleza se han catalogado 96 edificaciones de distintas épocas, todas ellas protegidas por el frente amurallado, una impresionante construcción de cantería del Siglo XIX. El entorno medioambiental presenta rasgos geológicos y geomorfológicos únicos que han creado habitats adecuados para la nidificación de aves marinas en peligro de extinción y especies vegetales endémicas. En esta localización se solapan simultáneamente varias protecciones: zona de especial protección para las aves (ZEPA), área natural especial interés (ANEI) y recinto fortificado declarado como Bien de Interés Cultural (BIC). El plan director tenía como objetivo proponer un régimen de uso y una ordenación del entorno que permitiese conciliar la conservación y puesta en valor del conjunto con su explotación turística y su integración en el Puerto de Mahon. La mayor innovación del proyecto se halla en la integración de las componentes patrimoniales y ambientales en un proyecto de conservación del patrimonio cultural y natural a escala territorial.

1. Introducción

El Consorcio del Museo Militar de Menorca y Patrimonio Histórico Militar del Puerto de Mahon y Cala San Esteban encargó en julio de 2006 a Labein- Tecnalia el Plan Director de la Fortaleza de La con los siguientes objetivos:

- ▷ Crear una documentación completa del conjunto fortificado en su relación con la comarca desde un punto de vista histórico-arqueológico, artístico, medioambiental y jurídico.
- ▷ Estudiar y valorar las dotaciones del conjunto a nivel de infraestructura, accesibilidad e instalaciones, para redactar un plan de mejora.
- ▷ Definir el uso futuro del conjunto en todas sus partes, a través de la presentación de propuestas concretas basadas en los resultados de los estudios previos.
- ▷ Establecer un programa priorizado, cuantificado y valorado de actuaciones a realizar en el conjunto para llegar a su completa recuperación y uso, y definir a la vez los planes de mantenimiento y explotación.
- ▷ Elaborar una propuesta de ordenación del conjunto que permitiese el desarrollo de los programas de actuaciones

El proyecto, de una duración de 2 años, se estructuró en 3 fases: en la primera se desarrollaron los estudios preliminares para la identificación de los principales valores del conjunto y se elaboró una primera propuesta de uso; en la segunda se presentaron los estudios de detalle de los principales aspectos a analizar y se avanzó en la propuesta de ordenación y nuevos usos; en la tercera, se elaboró la propuesta definitiva y los planes y programas de actuación para su puesta en marcha.

2. El Plan Director de la fortaleza de la Mola: enfoque y objetivos

La fortaleza de la Mola es un conjunto de interés histórico de gran complejidad por su situación y sus características. Se halla en la bocana del puerto de Mahón, en una zona con grandes potencialidades para su explotación turística e inmobiliaria y con fuertes relaciones territoriales con la conurbación de Mahón y Es Castell.



Fig. 1. Puerto de Mahón y península de la Mola

El patrimonio edificado es muy extenso y variado. Se han catalogado 94 construcciones fechadas entre el final del Siglo XVIII y el del Siglo XX clasificadas en distintos conjuntos: (Estructuras defensivas: frente amurallado y baterías de costas; Edificios para acuartelamientos de las tropas: cuarteles altos y cuarteles bajos; Edificios de servicio: escuela, enfermería, penitenciaria etc; Instalaciones: centrales eléctricas, aljibe etc; Polvorines; Otros edificios de carácter diverso). La gran mayoría se encuentra en un estado de deterioro muy avanzado y su conservación requiere de un mantenimiento sistemático que se podría garantizar solo con una nueva atribución de uso que justificara la inversión necesaria. Por otra parte, dicho patrimonio tiene un elevado interés documental, custodiando informaciones sobre las muchas historias que se pueden leer en La Mola: desde la Historia política y defensiva de la isla hasta la historia de los soldados que allí vivían, desde la historia de los canteros que la edificaron hasta la de los presos que fueron internados allí.



Fig. 2. Aereofotogrametría digital de La Mola

La Mola presenta una gran riqueza medioambiental. Las calizas con fósiles de la barrera de arrecife miocénica descansan sobre materiales más blandos del carbonífero. La erosión marina ha creado hábitats muy concretos para la nidificación de la Pardela Cenicienta y la amenazada Pardela Balear, dos especies endémicas protegidas. Los intensos vientos de Tramontana han moldeado un paisaje vegetal único aunque muy degradado en algunas zonas por la actividad humana de la fortaleza.

La complejidad del conjunto ha requerido el desarrollo de una metodología específica para la redacción del Plan Director de la Fortaleza de la Mola, capaz de producir un proyecto integral y compartido que asegure la sostenibilidad del bien.

2.1 Un proyecto integral de recuperación

El Plan Director debe ser un instrumento que, lejos de ceñirse a una visión monotemática de un lugar, coordine y relacione todos los valores destacables en el territorio, transformándolos en oportunidades para la recuperación del conjunto. Para ello, el proyecto tendrá que ser capaz de identificar y articular los elementos de interés en una visión integral de la fortaleza, diseñando el marco para hacerlos visibles y transmitirlos a los usuarios.



Fig. 3. La Mola. Vista Aérea.

Todo esto, en consonancia con los modelos de gestión que se consideran más adecuados para el futuro de Menorca, según la Conselleria de Cultura, Educació i Esports del CIM: "la finalidad de la gestión del patrimonio histórico de Menorca (...) tiene por objeto conseguir un régimen de uso adecuado de tal forma que se pueda combinar su explotación en la oferta turística con su conservación."

La cuestión del uso del patrimonio construido es clave para la conservación y la difusión de La Mola. Los edificios en uso tienen garantizado un adecuado mantenimiento y ven asegurada su conservación para las generaciones futuras; además son accesibles al público, permitiéndose así la difusión de sus valores históricos artísticos y ambientales. Asimismo, la apertura permanente del conjunto asegura el mantenimiento del entorno medioambiental así como el desarrollo de medidas de protección de las especies amenazadas.

La otra cara de la moneda es que un uso incompatible con el contexto histórico o ambiental del entorno, así como una mala gestión del proceso de instalación y puesta en marcha del nuevo uso, puede afectar de forma muy negativa al conjunto: "(...) un uso indiscriminado, abusivo, masivo, sin control y sin las medidas pertinentes, puede provocar la acelerada degradación del patrimonio"

2.2 Un proyecto compartido

Su carácter defensivo ha hecho de La Mola un tesoro escondido durante más de 150 años, hasta que la progresiva reducción de la presencia militar en la zona se ha traducido en un paulatino deterioro de su patrimonio. La necesidad de frenar este proceso ha provocado, en los últimos tiempos, la unión de la sociedad civil y la administración militar con el objetivo de salvar la fortaleza. Desde su constitución, el Consorcio del Museo Militar de Menorca ha puesto en marcha políticas para asegurar la conservación de La Mola: en primer lugar, abriendo el conjunto al público en horario completo y haciéndolo así accesible a ciudadanos y a visitantes; por otra parte, buscando dotar de un uso el amplio patrimonio construido existente.

El Plan Director se perfila como el instrumento de planificación que permitirá conseguir el régimen de uso adecuado, de tal forma que se pueda combinar la explotación de La Mola en la oferta turística con su conservación. Pero por muy concretas y eficaces que sean sus propuestas, el Plan Director puede quedarse en papel mojado si no se ejecuta en su integridad. Para que cumpla su función tendrá que ser asumido como el Proyecto Compartido para La Mola, y ser apoyado por todas las administraciones implicadas en el proceso de recuperación.

2.3 Un proyecto de sostenibilidad.

La isla de Menorca fue declarada reserva de la Biosfera por parte de la Unesco en el año 1993. “La declaración de Reserva de la Biosfera no es un simple reconocimiento de los valores medio-ambientales de un territorio, sino que es una apuesta por un modelo de desarrollo que sea compatible con la conservación de la naturaleza y representa en realidad un compromiso de gestión armónica del territorio y sus recursos.”

La Mola recuperada y en uso tendrá que ser el ejemplo de este modelo. El Plan Director ha diseñado las pautas para la recuperación sostenible del conjunto en sus cuatro vertientes:

- ▷ Sostenibilidad social, garantizando la accesibilidad y la apertura del entorno histórico a ciudadanos y visitantes y el dedicando espacios a actividades de interés cultural y social abierta al pública.
- ▷ Sostenibilidad económica, creando oportunidades de negocio que puedan reducir la carga económica del mantenimiento, que, a falta de estas, recaerá totalmente sobre la administración pública;
- ▷ Sostenibilidad ambiental, respetando los criterios y las medidas necesarias para que se generen efectos positivos en el entorno medioambiental y en la conservación de las especies amenazadas;
- ▷ Sostenibilidad cultural, respetando los criterios y las medidas necesarias para que se conserve el patrimonio construido como evidencia material de la historia, y se mantengan y se pongan en valor sus características artísticas y arquitectónicas.

2.4 Estructura del plan director

Con los ojos puestos en los objetivos descritos con anterioridad y de acuerdo con los requerimientos del pliego de condiciones, el Plan Director se desarrollo con la estructura resumida en el esquema siguiente:



Fig. 4. Estructura del Plan Director.

En la primera fase del trabajo se abordó el conocimiento interdisciplinario de los valores del conjunto. A través de los distintos estudios sectoriales se evidenciaron sus principales valores y la interrelación entre ellos. Este conocimiento se integró con un estudio socio-económico del entorno orientado a identificar los “agentes implicados”: aquellos grupos, asociaciones, y fundaciones que, aunque no estén institucionalmente implicados en la recuperación de La Mola, pueden tener interés en ello, y pueden influir de alguna forma en la ejecución del plan.

A partir de todos estos datos se elaboraron unas propuestas de usos sostenibles, capaces de garantizar una rentabilidad económica que permitiesen la conservación del conjunto, en el respeto y puesta en valor de sus características culturales y medio ambientales. Todo ello se concretó en el Documento 1 del Plan Director.

La aprobación del Documento 1 marcó el comienzo de dos procesos: por una parte se analizó en detalle el estado de conservación del denso patrimonio construido y las características medioambientales del conjunto; por otra, se empezó con la búsqueda del compromiso de interlocutores y agentes implicados. Resultado de este proceso, y de la integración de los estudios de detalle realizados, fue la definición de las propuestas de usos sostenibles y viables y de la relativa propuesta de ordenación, que se plasmó en el Documento 2 para su aprobación.

Sobre la base de dichas propuestas se elaboró el Documento 3, que contiene:

- ▷ La planificación de las actuaciones necesarias para la recuperación del conjunto y la puesta en marcha de los servicios culturales propuestos. Los trabajos previstos se han planificado en un plazo de 10 años.
- ▷ Los criterios de intervención que serán de obligada aplicación para las intervenciones en el conjunto. Se establecen:
 - ▶ Los criterios de restauración, con el objeto de garantizar la homogeneidad de los resultados de los proyectos de conservación;
 - ▶ Los criterios de sostenibilidad ambiental, con el objeto de asegurar el respeto de las intervenciones con el medio ambiente.

3. Definiciones de la propuesta de nuevos usos

A partir de los estudios realizados se han identificado los puntos de partida que condicionaron la selección de los nuevos usos propuestos, que se resumen en las siguientes consideraciones:

1. El objeto del Consorcio del Museo Militar de Menorca, según se recoge en el artículo 3 de sus Estatutos es: "poseer, administrar, gestionar y promover el desarrollo y difusión de actividades tendentes al conocimiento y promoción de la historia y cultura, en especial la militar". La selección de los usos tenía que ser consecuente con dichas prioridades.
2. Los usos propuestos tenían que desarrollar las determinaciones que el instrumento de Ordenación Territorial vigente tiene establecidas para La Mola, analizadas más abajo.
3. Las dimensiones físicas y la complejidad de lectura del conjunto permiten la coexistencia de distintos usos y recorridos, para poder captar a un público heterogéneo. Investigadores, empresarios, turistas y ciudadanos pueden escoger entre diversas rutas de visita según sus intereses y posibilidades.
4. Objetivo prioritario del proyecto era la protección y difusión del patrimonio histórico de La Mola. Para la correcta comprensión del conjunto es necesario garantizar la conservación del patrimonio construido que lo conforma en su máxima integridad, dotando de un uso específico a todos los edificios que se mantienen en un estado aceptable de conservación.
5. La singularidad ambiental y geológica de La Mola, marcada por la presencia de especies amenazadas, merecía un planteamiento específico de protección y difusión de los valores medioambientales del conjunto, que se reflejase en las actividades que se desarrollen en el conjunto restaurado.
6. Para asegurar la sostenibilidad del conjunto se requería la instalación de actividades que garantizasen una rentabilidad económica. Los ingresos producidos se traducirán en futuras inversiones para la puesta en valor del conjunto.
7. Recientes iniciativas de las administraciones locales, como por ejemplo la presentación de la propuesta Mahón Convention Bureau por parte del municipio de Maó por iniciativa del CIM, evidenciaban la necesidad de activar servicios que participasen en la desestacionalización del turismo en la isla, buscando usos que garantizasen flujos de público fuera de la temporada estival.



Fig. 5. Plan de usos

Sobre la base de estas consideraciones, se definió una primera visión de La Mola como conjunto recuperado, agrupando el patrimonio construido del conjunto por tipos de usos previstos:

1. Espacios museizados para la visita. A este grupo pertenecen los edificios de máximo interés patrimonial que se acondicionarán para la visita cultural.
2. Usos estanciales y actividades independientes del itinerario de visita.
3. Otras rutas de visita.

4. Propuesta de ordenación general

La ordenación propuesta conserva y pone en valor el carácter divisorio del frente amurallado y parte de esta división para su desarrollo. El área interior de La Fortaleza tiene un carácter público restringido y para su ordenación se siguieron los siguientes criterios:

- ▷ **Ordenación territorial:** La zona interior está dividida en dos marcadas por la ordenación territorial: la zona del ANEI Me-8 y el resto del recinto interior.
- ▷ **Valoración del ANEI:** Dentro de la zona del ANEI se han establecido dos categorías, con regímenes distintos en cada una de ellas, según la densidad de colonias de Pardelas registrada en el estudio Medioambiental realizado en el ámbito del Plan Director.
- ▷ **Usos y actividades:** Se han establecido dos zonas que concentran la mayor densidad de actividades entorno a las edificaciones existentes: zona alta y zona baja.
- ▷ **Puesta en valor de las baterías:** Es la costa sur donde se concentra el mayor número de baterías y elementos militares, si bien para la visita y difusión se incluyen todas las existentes.
- ▷ **Franja vegetal de protección:** Se ha reservado una zona vegetal longitudinal, que se delimita con la línea marcada por el ordenamiento territorial, donde se localizarán las instalaciones y el jardín botánico.

- ▷ **Usos y actividades complementarias:** Por último, se reservan las zonas destinadas a las actividades complementarias y de servicio.

4.1 Accesos y movilidad interior

La propuesta de accesibilidad a La Mola se resume en los siguientes puntos:

- a.) Instalación de un aparcamiento exterior a la barrera, ausente de asfaltado, dividido en sectores de menos de 1000 m², según la demanda. El área estará preparada para organizar el servicio de acceso al recinto mediante transporte colectivo no contaminante. Contendrá los primeros elementos de recepción y orientación.
- b.) Transporte colectivo marítimo: La fortaleza es parte de una conurbación continua que incluye Mahon y Es Castell. La relación con el puerto es clave para comprender su importancia y su evolución histórica, y una oportunidad para su explotación, ya que los servicios y actividades que se albergan en su interior se han diseñado buscando relaciones de interdependencia con Mahón y el resto de la Isla. La lámina de agua del puerto estructura las relaciones de los espacios construidos y el acceso vía agua se convierte en un oportunidad para reducir el impacto visual y sobre la conservación de especies amenazadas

Con el objetivo de estructurar la oferta, diversificarla y aumentar los tiempos de permanencia, se proponen 4 rutas temáticas con vocación muy distinta:

- ▷ **Ruta básica.** Recorre el itinerario clásico para la visita de 1 día, cruzando la península de oeste a este.
- ▷ Ruta del frente amurallado. La ruta "monumental" por excelencia, reúne los recorridos de interpretación del frente amurallado y sus dependencias.
- ▷ Ruta de la artillería. Arranca del frente amurallado y recorre el camino histórico de servicios de las baterías de costa.
- ▷ Ruta medioambiental. Esencialmente peatonal, acompaña en el descubrimiento de los valores medioambientales y paisajísticos de la península y de los acantilados

Para la movilidad interior se crearán servicios automáticos de alquiler de bicicletas y vehículos eléctricos. Para ello habrá 4 zonas de intercambio de vehículos y una Central, que se situará en el edificio A-03.

4.2 Patrimonio arquitectónico-militar

Corresponde a las zonas destinadas a la difusión y promoción de la historia y la cultura. Se compone de las siguientes zonas: frente amurallado, área de baterías y el museo de la Mola.

El frente amurallado se acondicionará a la visita con la consolidación de los espacios degradados y con la apertura de los espacios cerrados al público, además se realizara una selección de los espacios a museizar mediante luz y sonido y los espacios a dedicar a exposiciones temporales.

La "ruta de la artillería" permitirá la interpretación de la evolución de la artillería de costa a través de visita in situ de las distintas baterías mediante.

El conjunto conformado por la Penitenciaría, el edificio Provisiones, Pabellón de artillería y los dos edificios más orientales de los cuarteles altos albergarán el museo militar, centro de estudios y difusión de la historia militar. De esta forma, y complementando el Museo Militar ya existente en Es Castell, el Plan Director propuso crear un Museo de La Mola, en que se expusiese, desde una perspectiva histórica y territorial, la función y evolución que ha tenido la Mola y sus usos defensivos y militares. El Museo de La Mola contará con un Centro de Documentación y de Restauración y con un área expositiva para grandes piezas.

4.3 Área dedicada a la protección, educación ambiental y aproximación a la naturaleza

Las áreas dedicadas a esta actividad están situadas en la parte norte y central de la península y se dedicaran a la protección, conservación, investigación y difusión de las características y los valores ecológicos, culturales, naturales y ambientales en general del ANEI y de Menorca.

4.3.1 Área medioambiental y Área medioambiental restringida

El plan Director propone una valoración calificada de la Zona del ANEI de La Mola. Para ello se divide este ámbito territorial establecido según la densidad de colonias de Pardelas en dos áreas: una zona visitable y otra de acceso más restringido y más protegida que la anterior.

El Área Medioambiental visitable estará dedicada a la realización de la ruta medioambiental que expondrá todos los valores generales del ANEI en coordinación con el centro situado en la Albufera y la rutas más próximas. Se propone que la ruta al aire libre, que se estructurara para que se inicie y finalice en el Centro de Interpretación medioambiental y estará plenamente integrada en y con él, esté complementada con las baterías situadas en esa zona, que se adecuarán oportunamente:

- ▷ Las plataformas superficiales de las baterías se dotarán de ligeras estructuras de interpretación de las aves marinas, dejando espacio a la instalación de los instrumentos ópticos necesarios para la identificación de las aves.
- ▷ El interior de las baterías se dotará de tecnología para el visionado difuso de los nidos de las colonias de aves.
- ▷ Se adecuarán las salas del polvorín norte para integrarlas dentro de la visita (por ejemplo como sala de proyección o de experiencias perceptivas de olores o sonidos de aves)

4.3.2 Centro de educación medioambiental

El "Centro de educación ambiental" estará compuesto por una Casa de Colonias y un Centro de Interpretación albergados en el Pabellón de Infantería y en el resto de pabellones de los cuarteles altos, con el complemento activo del polvorín norte.

Este espacio ofrecerá actividades educativas relacionadas con la naturaleza, con la historia de la Mola y de la isla y con la cultura local. La oferta se complementa con una capacidad limitada de habitaciones para escuelas o grupos que quieran utilizar las instalaciones. De esta forma, se podrá utilizar este espacio como base para aprovechar las diferentes actividades que generen en los cuarteles y otras actividades que se puedan realizar en la península (visita guiada a la fortaleza, actividades al aire libre, rutas...) o en el resto de la isla (pensar el albergue de La Mola como el punto de

partida para visitas a otros elementos patrimoniales de la red Menorca Monumental...). Este centro refuerza la idea de espacio abierto a la ciudadanía y puede ayudar a desestacionalizar las visitas. Resulta un complemento interesante para la visita de la población local durante la temporada baja y una programación de actividades atractivas puede inducir a la repetición de visitas, sobre todo del público familiar.

Se propone situar un Jardín Botánico de especies locales que, por una parte, complemente el discurso medioambiental y las actividades realizadas en el Centro de Interpretación, y por otra contribuya a proteger y a regenerar la flora local para mantener el ecosistema propio del territorio.

4.4 Actividades, zonas y elementos complementarios

Los equipamientos auxiliares para las visitas (servicios de recepción, restauración, descanso, higiénico, difusión general, interpretación general...) se ubicaran, principalmente en dos zonas:

- ▷ Zona baja (Hornabeque): El conjunto de las salas y edificios que componen el Hornabeque albergará la dotación de servicios necesarios de la zona baja centrada en el acceso y recepción de visitantes al recinto.
- ▷ Zona alta: Esta zona de servicios se localiza entre la batería Vickers 38.1 y el polvorín norte y se centrará en articular todas las actividades concentradas en la parte alta de la península ("centro de actividades de la península") y la transición entre las diferentes rutas y recorridos

Previendo que el tipo de visitas responda a una tipología y un régimen muy variados se propone un área que ofrezca otra serie de actividades al aire libre que flexibilicen la estancia. Actividades de ocio, de juegos, de descanso, etc.

También se propone la reutilización del conjunto de edificios que componen los cuarteles bajos para albergar un espacio polivalente dedicado al desarrollo de actividades culturales complementarias. Este planteamiento se integra plenamente dentro de la estrategia de sostenibilidad social del proyecto general y de integración de La Fortaleza en el tejido social y cultural de, al menos, la conurbación mayonesa mediante la ubicación de equipamientos en La Mola que satisfagan demandas sociales existentes.

5. Conclusiones

La riqueza y complejidad de la Fortaleza de La Mola en su patrimonio histórico arquitectónico y medioambiental y en sus relaciones geográficas y ambientales con el Puerto de Mahón ha requerido la redacción de un plan director para su recuperación capaz de garantizar la viabilidad y sostenibilidad de las soluciones propuestas y su adecuación a las normativas vigentes.

El plan director tiene como objetivo proponer un régimen de uso y una ordenación del entorno que permita conciliar la conservación y puesta en valor del conjunto con su explotación económica y turística y en su integración en el Puerto de Mahón. La mayor innovación del proyecto se halla en la integración de las componentes patrimoniales y ambientales en un proyecto a escala territorial. Para ello, se ha diseñado una metodología específica sobre la base de los resultados de un proyecto

de investigación desarrollado por Labein Tecnálía para la redacción de los planes directores para la restauración del patrimonio.

Bibliografía

- [1] **Hugony C., Rodríguez-Maribona I., Revilla I., Urrutia N** “*New strategies and technologies for conservation and enhancement of historical sites: from method to practice*”, Conference “*Cultural Heritage*”, Dubrovnik, 2006, Croatia.
- [2] **Labein**. Nuevas Estrategias y Tecnologías para la recuperación integral de Entornos Históricos Construidos (CONEN), Informe final, 2004 (sin publicar).
- [3] **Azkarate, A., Cámara, L., Lasagabaster, J.I., Latorre, P.** Catedral de Santa maría, Vitoria-Gasteiz, Plan Director de Restauración, Diputación foral de Álava, 2001.
- [4] **Labein**. “*Patrimonio Accesible: I+D+i para una cultura sin Barreras*”, Seminario de armonización de conceptos y terminología, 2007.
- [5] **Hugony, C**, *Los planes directores para la recuperación del patrimonio construido: aproximación metodológica y desarrollo en las murallas de Labraza (Álava)*. Jornada Internacional sobre Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio Construido (REHABEND), Santander, 2007G.

La Rehabilitación del Patrimonio construido desde la legislación de Cantabria

José María Páez

Oficina Técnica de la Consejería de Cultura del Gobierno de Cantabria

Resumen. El siguiente artículo presenta de forma directa la toma de decisiones durante los trabajos de restauración en construcciones históricas según la legislación de Cantabria. Se describen dos ejemplos recientes de aplicación de la Ley de Patrimonio Cultural de Cantabria de 1998, comentando con espíritu crítico las soluciones adoptadas.

1. Introducción

Muchos y muy dispares son los criterios que pueden entenderse a la hora de acometer una obra de restauración arquitectónica sobre un Bien Patrimonial construido.

En Cantabria sin embargo, contamos con la ayuda excepcional de una Ley marcadamente progresista y muy clarificadora a la hora de acometer nuestro trabajo proyectual: la Ley de Patrimonio Cultural de Cantabria de 1998, y más concretamente, el artículo nº 53 de dicha Ley intitulado “De las actuaciones e intervenciones sobre Bienes Inmuebles”.

2. Caso 1: Torre de la Iglesia de San Andrés de Rasines

Como un buen ejemplo es mejor que mil palabras, y para hacer más amena esta conferencia, a continuación mostraré un caso práctico de intervención restauradora proyectada y dirigida por la Oficina Técnica de la Consejería de Cultura del Gobierno de Cantabria, como mejor referente de interpretación de la Ley aplicada en cada procedimiento constructivo y/o elemento restaurado. Se trata de la Iglesia de San Andrés en Rasines, localidad situada a 10 kms. de Laredo en el Valle del río Asón que va desde la costa hasta la Meseta (la llamada ruta de Carlos V).

Esta Iglesia construida entre los siglos XVI y XVII, es obra de los arquitectos Pedro y Rodrigo Viar de Rasines y consta de una sola nave basilical con crucero y torre a los pies de la misma.

En una noche aciaga de 1981, una fuerte tormenta y dicen también que un rayo, tiró abajo la gran torre de 30 metros de altura arrastrando tras de sí la primera crujía de la nave y quedando sólo en pie la pequeña escalerita de 1,80 x 1,80 de piedra helicoidal que, adosada a la torre servía de acceso al campanario (posiblemente por su gran resistencia y trabazón).

Enfrentado en Proyecto de restauración, se dan en este caso tres supuestos diferentes donde la Ley de Patrimonio tiene especial aplicación. La reconstrucción de la torre; la restauración de la bóveda de la primera crujía y la rehabilitación de las estructuras leñosas de la cubierta.

En el caso de la torre, tras veinte años de abandono de la Iglesia arruinada, las piedras caídas y des-

parramadas por el suelo habían desaparecido y sólo se salvaron las seis rosetas talladas que unían en la clave las nervaduras de la bóveda caída y que el párroco con buen criterio había guardado en la sacristía. El resto, esquinales, embocaduras de piedra, nervaduras, impostas, etc., son piedras que forman parte del acervo cultural de los parroquianos del valle adornando o configurando sus casas y tapias.

¿Reconstruir la torre o consolidar su hermosa ruina? Esa es la primera pregunta. El art. 53, de la Ley dice:

- ▷ La conservación, recuperación, restauración, rehabilitación y reconstrucción del Bien, así como su mejora y utilización, respetará o acrecentará los valores del mismo, sin perjuicio de que puedan utilizarse técnicas, formas y lenguajes artísticos o estéticos contemporáneos para conseguir la mejor adaptación del Bien a su uso o la valoración cultural del mismo. Especialmente, se conservarán las características topológicas, morfológicas, espaciales y volumétricas más significativas.
- ▷ Se evitarán los intentos de reconstrucción, salvo cuando se utilicen partes originales de los mismos y pueda probarse su autenticidad, mediante los correspondientes estudios arqueológicos e históricos.
- ▷ Si se añadiesen materiales o partes indispensables para su estabilidad o mantenimiento, las adiciones deberán ser reconocibles y evitar las confusiones miméticas que falseen la autenticidad histórica. En cualquier caso, deberán integrarse armónicamente con el bien y su entorno.

A su vista como primera decisión, deberá asumirse la voluntad de reponer el volumen de la torre original y ello porque la Iglesia sin la torre no se entiende, porque el coro es pieza fundamental en el uso litúrgico, porque el bajo coro se necesita como ampliación que era del aforo de la nave y porque en definitiva, debería volverse a colocar una cruz a los cien pies de altura que proyectó Pedro Viar de Rasines. Devolver el volumen de la torre a la Iglesia sí pero ¿como? De conformidad con la Ley la adición deberá ser reconocible, evitando confusiones miméticas y sin perjuicio de que puedan utilizarse técnicas y lenguajes estéticos contemporáneos, pero también dice la Ley en cualquier caso deberán integrarse armónicamente con el Bien.

Y a partir de ahí nació la solución proyectual. La nueva torre tiene el mismo volumen que la torre original, salvo un pequeño retranqueo de sus fachadas de 30 cm. para diferenciar claramente los restos de muros originales que quedaron en pie y el nuevo muro que se levanta.

Y el nuevo muro se proyecta de hormigón como tecnología más apropiada. Y se reproducen en el hormigón los huecos originales de ventanas y campanario. Y también sus impostas y cornisa, pero todo ello de hormigón continuo evitando molduras, relieves, esquinales o juntas típicas de la piedra. Y, ¿con qué acabado?

Aquí está una de las soluciones más discutibles del Proyecto. Para la armonización requerida por la Ley, el color del hormigón es el de la piedra original de la Iglesia (arena tostada) conseguido a base de arena de Roiz, marmolina y aditivo colorante sepia; la textura es la misma que la de los tapiales de tierra prensada y se consigue con encofrados de poliuretano rayados horizontal y artesanalmente; y ello para conseguir visualizar un muro de tapial como las antiguas murallas que también se ejecutaban encofrando a dos caras y vertiendo la tierra por tongadas. En aquel entonces, las paredes de madera que configuraban en encofrado se sujetaban frente a frente con latiguillos que salían más afuera de los tableros y que se llamaban "agujas". En nuestro caso, hemos repetido ese recurso téc-

nico dejando a la vista los soportes de acero inoxidable que sujetaron los paneles de encofrado con el poliuretano. El resultado de la torre es un muro inequívocamente reconocible y contemporáneo pero visualmente, armonizado en su textura y en su arquitectura.

3. Caso 2: Bóveda de la Iglesia de San Andrés de Rasines

El segundo caso práctico de aplicación de la Ley es la bóveda de la primera crujía de la Iglesia junto a la torre. En este caso, contamos con elementos originales como son las seis rosetas guardadas por el párroco y los abanicos de arranque de las nervaduras que quedaron agarrados a los muros de la Iglesia tras el desplome de su cubierta.

La idea, ahora, es restaurar la bóveda nervada y recolocar las rosetas. Y repetimos la pregunta ¿cómo? Pues con la tecnología actual y buscando su armonización como en la torre. Así: las nervaduras son de hormigón armado prefabricadas a pie de obra con encofrados de poliuretano reproduciendo la misma sección de las dovelas originales de piedra, y con su mismo color, pero, para marcar la diferencia, no se dibujan las juntas características entre las piedras de las nervaduras, es decir, se nota que son piezas únicas de una longitud de circunferencia de hasta 8 y 10 metros, sin juntas.

El sistema constructivo, al ser piezas enteras, simplifica la solución primigenia de cimbras esféricas continuas, pues basta con acodalar las nervaduras prefabricadas con las rosetas de piedra originales formando el mismo dibujo de trébol que se mantiene en las bóvedas colindantes.

Para la plementería entre nervaduras la solución actual, en sustitución de la original de lajas de piedra cogidas a la catalana, no es otra que un forjado esférico a base de nervometal como armadura y encofrado a la vez y losa de hormigón apoyada en las nervaduras constituyendo así un casquete completo, rígido y continuo.

La tercera situación en criterio discutible se refiere a la rehabilitación de las estructuras de madera que configuran las cubiertas de la Iglesia. Y aquí, curiosamente, la Ley de Patrimonio Cultural de Cantabria da pie a dos soluciones razonablemente distintas y ambas dos muy lógicas.

Resulta que la cubierta de la primera crujía se cayó arrastrada por el derrumbe de la torre. Pues bien, en ésta parte el material original: las cerchas, tercias, limas y cumbreras de madera desaparecieron con lo que la solución restauradora bien podía resolverse con una nueva estructura metálica de perfiles IPN soldados entre si, formando la misma distribución estructural original.

En cambio la estructura de las cubiertas de la segunda crujía y siguientes de la nave principal, así como, de las naves laterales, del crucero y de la nave del presbiterio, se mantuvieron en su sitio y son un auténtico tratado de carpintería y entramado artesanal donde se dan un sinfín de soluciones de encuentro, acodalamiento, juntas, tirantes, pendolones, riostras, etc., etc., todas ellas de una espléndida factura. Su sustitución por una nueva estructura de hierro, aunque económicamente lógica, sería un crimen desde el punto de vista de la recuperación de la memoria arquitectónica. Para este caso, el Proyecto puesto que, como dice la Ley cuenta con partes originales y puede probarse su autenticidad, propuso y así se ha hecho la rehabilitación integral pieza a pieza de todos los elementos que configuran este espectacular entramado y con técnicas, las más avanzadas, de recuperación de la madera, tratamientos antioxidantes, inyección de resinas sintéticas y cosido de

algunas nuevas piezas procedentes de derribo en los casos en que el elevado grado de pudrición hacía imposible su recuperación.

El resultado final de esta doble solución para la estructura de las cubiertas de la Iglesia de San Andrés en Rasines, es de por sí tan ilustrativo que se ha realizado una pasarela desde la torre, sobrevolando las bóvedas, que permitirá visionar desde dentro y de cerca cada detalle del entramado cual de si un museo se tratara.

Monitorización de bienes culturales

J. Pérez Miralles¹, F.J. García-Diego², M. Zarzo³, A. Fernández Navajas².

¹ Instituto Valenciano de Conservación y Restauración.

² Departamento de Física Aplicada (ETSIA). Universidad Politécnica de Valencia.

³ Departamento de Estadística Aplicada. Universidad Politécnica de Valencia.

Resumen. *La ciencia de la medida ha cambiado, en la actualidad disponemos de sistemas de adquisición, almacenamiento y tratamiento de datos computerizados que son capaces de adquirir, almacenar y tratar millones de datos. Desde la Universidad Politécnica de Valencia y el Instituto Valenciano de Conservación y Restauración apostamos por un sistema de monitorización del microambiente de una obra de arte, desarrollado por un equipo multidisciplinar que difiere de los actuales en:*

- ▶ *Se monitoriza la obra a la vez del contenedor o la sala, ello implica colocar muchos sensores lo más cercanos a la obra.*
- ▶ *Se toman una gran cantidad de datos de cada sensor. La frecuencia actual utilizada es de un dato por minuto.*

1. Introducción

El ambiente interno de un museo debe de ser el apropiado para la conservación y exhibición para las colecciones que contiene [1]. Mucho se ha escrito con la intención de cuantificar los riesgos potenciales relacionados con parámetros climático inadecuados dentro de los museos [2–5] e iglesias [6–9]. No debemos olvidar que estos últimos son edificios que no han sido concebidos para albergar obras de arte, pero sus requerimientos microclimáticos son similares a los anteriores.

Los cambios en temperatura y humedad afectan a las obras de arte. Muchos trabajos han intentado caracterizar la distribución de temperatura y humedad de iglesias y su relación con los frescos o pinturas murales de sus paramentos [10–12], otros ejemplos de estos estudios se han hecho en la Capilla Sixtina del vaticano con los frescos de Miguel Angel [13] o las famosas pinturas murales de la última cena de Leonardo [14].

Otros problemas de cambios microclimáticos se dan en exposiciones temporales donde muchas obras acostumbradas a microclimas muy diversos que provienen de distintas partes del mundo se reúnen en un solo recinto con un acondicionamiento único y poco probado.

2. Material y métodos

2.1 Sistema de monitorización

Todos los sensores utilizados contienen un circuito integrado con un sensor de humedad (HIH-4000, Honeywell International, Inc.) con una precisión de ± 2.5 %RH y otro circuito integrado, modelo DS2438 (Maxim Integrated Products, Inc.) que incorpora un sistema de conversión analógico digital que convierte el dato de potencial del sensor de humedad en digital y se comunica con el microprocesador a través de un bus 1-wire, además incorpora un sensor de temperatura con una precisión de ± 2 °C.

2.2 Tratamiento estadístico de los datos

Se utilizó un avanzado análisis de componentes principales (PCA) utilizando el software SIMCA-P 10.0 (www.umetrics.com). Con este tratamiento, distinguimos un parámetro de principal que es la media frente a otro que es la forma. Así podemos situar nuestro sensor en una superficie y podremos distinguir sensores que nos están revelando distintos comportamientos tanto con su valor medio (término clásico utilizado) como en su forma de variación.

Un análisis continuado de estos parámetros nos desvelaría si los datos de un sensor han variado debido a parámetros externos, por ejemplos un aumento de humedad en las paredes, un foco térmico incontrolado en un momento puntual, etc.

2.3 Almacenamiento de los datos

Debido a la gran cantidad de datos generados se ha desarrollado una base de datos basada en la base de datos libre Firebird y programado en Delphi. Dicha base de datos es capaz de almacenar datos y tratarlos. Pudiendo hacer medias de los mismos según deseemos (cada 5, 15, 60 minutos) y guardarlos en un formato estándar que puede ser abierto en hojas de cálculo comerciales (Excel o Calc-OpenOffice) u otras bases de datos menos potentes, también es capaz de hacer gráficas con millones de datos en tiempos razonables.

3. Ejemplos de aplicaciones

El sistema de monitorización lo hemos aplicado a distintos tipos de obras de arte, a continuación pasaremos a exponer varios de estos ejemplos, su problemática y como la hemos resuelto.

3.1 Cúpula de los Ángeles renacentistas de la Catedral Metropolitana de Valencia.

Quien iba a imaginarse que la estupenda bóveda barroca del ábside de la catedral de Valencia escondía en su interior unos estupendos frescos del siglo XV. Una de las escasas muestras del arte del renacimiento en España. Y porque no decirlo unas de las primeras pinturas al fresco a nivel mundial.

El hallazgo fue realizado por el equipo de restauración que iba anecdóticamente a restaurar la bóveda barroca de la catedral. Ello originó un "extraño" conflicto entre dos obras de arte, la barroca que era una "decoración" que escondía tras de ella una "creación" perfectamente conservada durante más de 300 años. La solución adoptada por el equipo técnico para conservar ambas obras fue la siguiente:

“Desmontar” la cúpula barroca para poder así restaurar y consolidar los frescos renacentistas.

La cúpula se encuentra almacenada en unas 300 piezas esperando un destino definitivo. Tal vez en algún museo catedralicio donde se pueda volver a montar y lucir todo su esplendor.

El problema viene ahora. Una vez desmontada la cúpula barroca se ha invadido un microclima que había conservado perfectamente las pinturas durante 300 años alterándolo de tres formas:

- ▷ Desmontando la cúpula y dejando al descubierto unas pinturas que antes se encontraban en una cámara de aire de unos 80 cm. de altura con una temperatura y humedad bastante constante.
- ▷ El tejado sobre el que están pintados los frescos ha pasado de ser un tejado inclinado con teja (traspirable) a ser un tejado plano con tela asfáltica (no traspirable).
- ▷ Se han expuesto las pinturas a la luz ya que se han abierto ventanas laterales y se ha quitado la cúpula barroca.

Todo esto ha hecho necesario un sistema de control medioambiental y de degradación de las pinturas complejo y específico para este caso.

En la actualidad se han instalado unos sensores de control medioambiental en las pinturas. Los tipos de sensores que hemos instalado son los siguientes:

3.1.1 Sensores de temperatura y humedad colocados en cuatro puntos distintos

Bóveda gótica

Se ha introducido un tubo de barro de 15 cm. de longitud en la pared. Para determinar el punto donde se han introducido estos tubos se han seguido los siguientes criterios:

- ▶ Lugares donde no había pintura original ya que se había perdido debido a la humedad o sales.
- ▶ La bóveda está realizada con ladrillos macizos colocados a panderete, hemos colocado los sensores en las juntas.

Estos dos criterios se han escogido para no dañar las pinturas y por ser los lugares donde con mayor probabilidad detectaremos si la pared de la bóveda gótica se está llenando de agua debido a infiltraciones no deseadas.

Para localizar las juntas se desarrolló un sistema de medida de la velocidad de transmisión de una onda de ultrasonidos por la pared. El sistema consistía en un emisor y un receptor de ultrasonidos. Cuando ambos, emisor y receptor se colocaban en un ladrillo macizo, el tiempo que tardaba el receptor en recibir la señal era mucho mejor que si nos encontrábamos en una junta. Este tiempo se monitorizaba con un osciloscopio de dos canales (uno para el emisor y otro para el receptor).

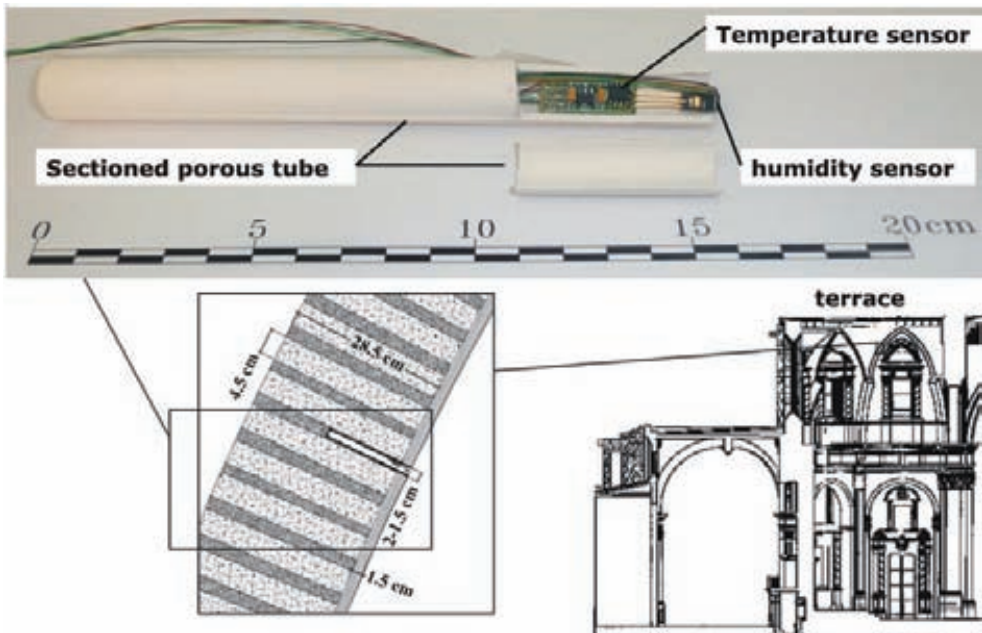


Fig 1. Tubo cerámico seccionado mostrando en su interior el sensor de temperatura y humedad relativa. Los otros dibujos representan la posición de los sensores dentro de la pared y en el ábside de la iglesia.

Se han colocado un total de diez sensores de humedad y diez de temperatura de este tipo.

Los sensores de humedad están colocados en la boca de este tubo cerámico y nos dan la información de la cantidad de agua que está evaporando la pared, es decir, notaremos un aumento en la humedad relativa con respecto a la del aire del interior de la iglesia, en el caso de existir algún tipo de infiltración de agua.

Los sensores de temperatura nos darán la temperatura de la pared, es decir, de las pinturas ya que no hay que olvidar que los frescos son unas pinturas donde toda la masa de yeso se encuentra coloreada.

En la actualidad no existen datos sobre la temperatura y humedad del soporte de estas pinturas. Este dato es importante en futuras intervenciones para elegir mejor los productos a utilizar y por otro lado también podría darse el caso de deterioro debido unas temperaturas elevadas o a una perjudicial combinación de temperatura y humedad para un determinado tipo de pigmento, material utilizado en la reintegración, etc.

Paredes verticales exteriores

Estos son similares a los anteriores, pero no están enfocados a las pinturas sino a controlar posibles infiltraciones por las paredes verticales.

Estas paredes están compuestas por dos filas de sillares de piedra, una exterior y otra interior rellenos de un mortero de cal y arena. Debido a las intervenciones arquitectónicas que ha sufrido la catedral, estas paredes se encuentran muy dañadas, tanto en su extradós como en su intradós. Existen multitud de agujeros y zonas en las que la piedra ha desaparecido y ha sido sustituida por morteros. Todo ello hace que por un lado la pared tenga muchas vías de entrada de agua y por otro lado hace posible la aparición de sales de muy diversas y desconocidas (a priori) composiciones.



Fig 2. Posición de todos los sensores instalados en el intradós de la cúpula. Las letras dentro de un círculo representan los colocados en la pared gótica, dentro de un triángulo los colocados en las paredes verticales y los triangulares y romboideos los ambientales.

Ambientales del interior de la bóveda

Se han colocado cinco sensores de temperatura y humedad en el interior de la bóveda y cercanos a las pinturas y otros dos a media altura entre el suelo y las pinturas.

Con estos sensores queremos monitorizar y estudiar el gradiente de temperaturas y humedades relativas así como cambios bruscos en acontecimientos puntuales (ej.- horario de misas, de visitas, etc.) además nos servirán para comparar con los de las paredes y así comprender mejor los intercambios de agua entre la pared y el ambiente.

Ambientales exterior de la catedral

En el exterior de la catedral tenemos un sensor de humedad, uno de temperatura y uno de lluvia. Son los datos que necesitamos para completar el análisis medioambiental de la catedral.

3.1.2 Sensores de encharcamiento por obstrucción de desagües

Un problema de los tejados planos como el que actualmente está en la catedral es el peligro de encharcamiento por obstrucción de desagües. Se ha desarrollado un sensor de nivel de agua de tipo resistivo cuya señal aumenta el potencial en el caso de ser sumergido en agua.

Se han colocado cuatro sensores, uno en cada desagüe del tejado. En el caso de dar una señal de peligro uno de estos sensores se avisará telefónicamente al responsable de realizar una limpieza de emergencia de los desagües.

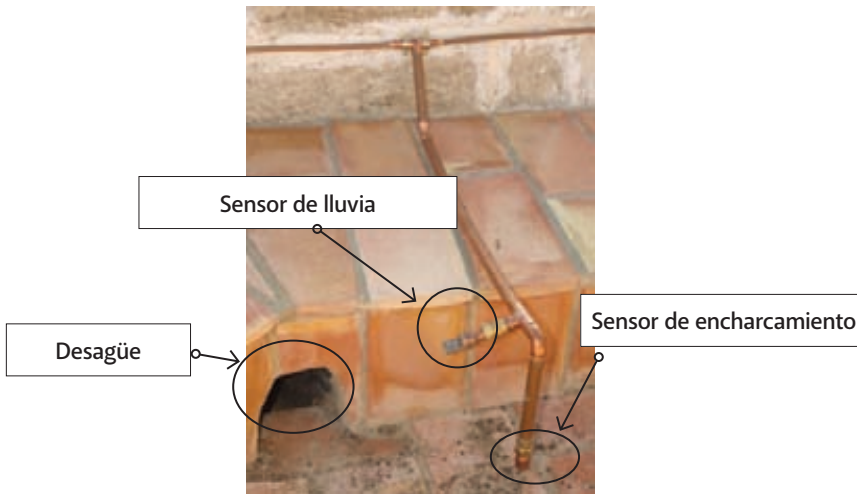


Figura 3: Sensor de lluvia y encharcamiento.

3.1.3 Finalidad de estos sensores

Los datos obtenidos por estos sensores son analizados mensualmente para detectar posibles irregularidades y desarrollar un algoritmo que nos proporcione una señal de peligro en caso de entrada de agua en las paredes de la catedral. Por otro lado se ha desarrollado una base de datos con un histórico de temperaturas y humedades de estas pinturas que como ya hemos comentado antes será de gran utilidad para el futuro de este tipo de obras de arte.

3.2 Casa Ariadna de Pompeya.

En primer lugar deberíamos plantearnos ¿Qué puede aportar un estudio microclimático a la conservación preventiva de los frescos de la casa Ariadna de Pompeya?. La respuesta a esta pregunta es:

1. Estudiar cambios producidos por el hombre o por su forma de trabajar que están afectando negativa o positivamente a la obra y si es el caso proponer formas de paliar estos daños.
2. Controlar si en un futuro algún cambio (por ejemplo la apertura al público de la casa, reformas en casas adyacentes, etc.) puede variar el microclima de la misma y cómo se puede minimizar este hecho.

Para lograr este objetivo se han colocado 25 sensores de temperatura y 25 de humedad relativa en las cuatro habitaciones que se pretende estudiar de esta casa.

También se ha colocado un sensor de temperatura y otro de humedad relativa en el exterior que nos sirven como control.

Se ha monitorizado un año completo tomando un dato cada media hora.

Como ejemplo, en las graficas adjuntas podemos ver, la temperatura y humedad relativa del mes de Agosto de 2008.

Puede observarse lo extremo de la climatología en Pompeya, con marcados dientes de sierra a lo largo de un día. Estos picos, tanto hacia arriba como hacia abajo, son en principio perjudiciales para la conservación del patrimonio ya que los cambios extremos favorecen su deterioro. Así pues, las actuaciones técnicas deberían ir encaminadas a suavizar los picos, atenuando los máximos y suavizando los mínimos para conseguir un ambiente lo más uniforme posible.

El análisis de los datos climáticos, como hemos comentado antes, se realiza mediante técnicas estadísticas avanzadas, en este caso a través de la técnica del PCA (Principal Component Analisis).

Esta técnica permite analizar los datos en dos dimensiones, en este caso, nos permite analizar tanto la media como el cambio de forma de la misma.

Realizando una representación gráfica en dos dimensiones, cada sensor ocupa una posición, que permite generar unos "mapas", de manera que se puede conocer visualmente, el estado de las pinturas murales monitorizadas.

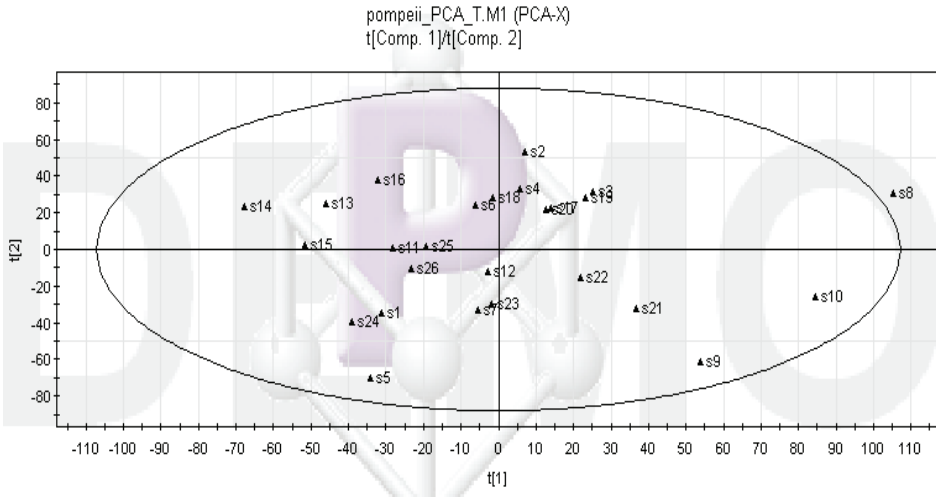
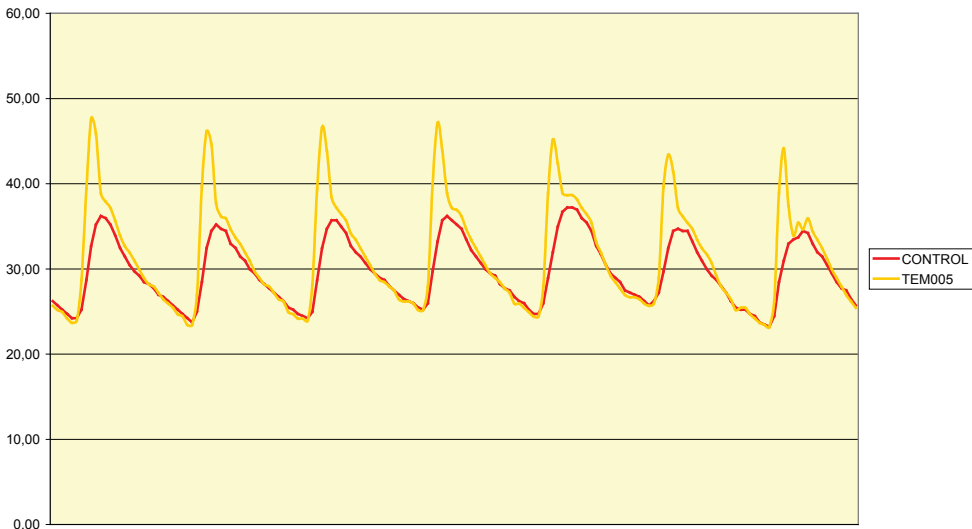


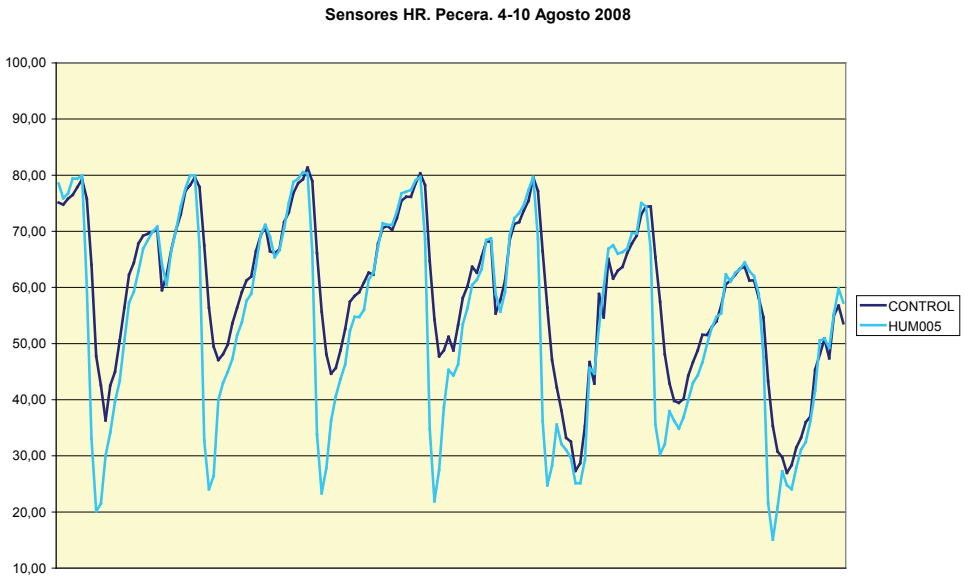
Figura 4: Análisis por medio de la técnica PCA de los datos de Pompeya.

Con estas técnicas hemos sido capaces de distinguir tres microclimas en las cuatro salas analizadas. A continuación exponemos el gráfico de temperaturas del microclima más perjudicial para los frescos y mosaicos de la casa. Este puede compararse con el control exterior y darse cuenta que la solución arquitectónica del tejado es bastante perjudicial para los frescos y mosaicos en lo que a temperatura y humedad relativa respecta.

Sensores Tª Pecera. 4-10 Agosto 2008



Gráfica 1: Sensor de temperatura la primera semana de Agosto colocado en un mosaico frente al control.



Gráfica 2: Sensor de humedad relativa la primera semana de Agosto colocado en un mosaico frente al control.

Gracias a estos datos se ha optado por cambiar las cubiertas de estas habitaciones por otras menos dañinas.

3.3. Exposición temporal “La corona de Aragón” en Valencia

En esta exposición temporal celebrada en el “Centro del Carmen del Museo de Bellas Artes de Valencia” de Enero a Abril de 2005 encontramos obras tan diversas como retablos de madera, candelabros metálicos, obras pictóricas en soporte de lienzo o madera, papeles y libros manuscritos, telas, estatuas en mármol o piedra, etc. Cada obra, según sus características ha de tener unas condiciones medioambientales distintas. Con el sistema incorporado a la obra los restauradores tuvieron datos en tiempo real de cada obra.

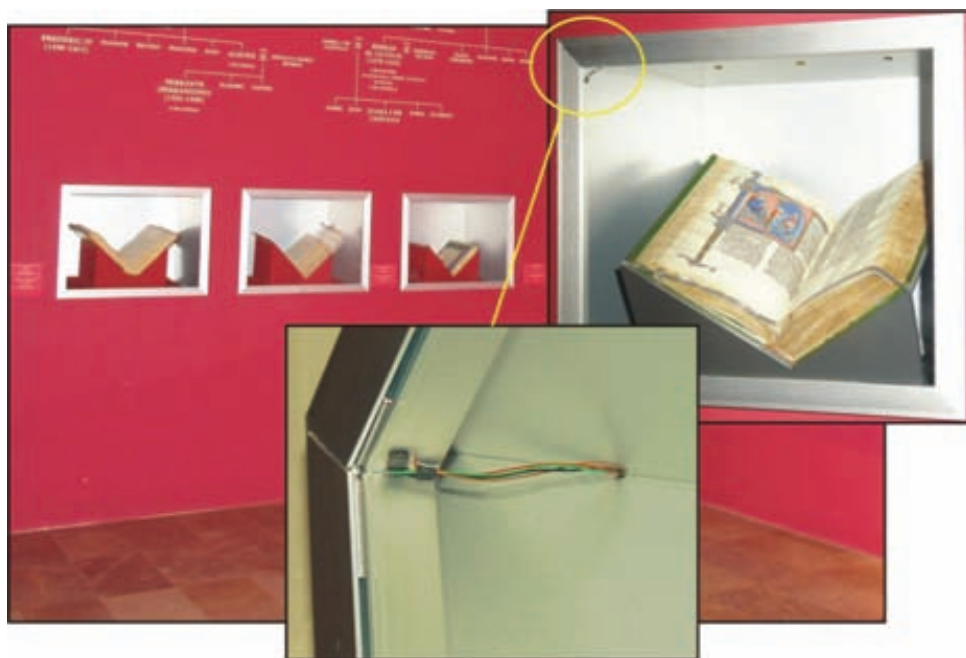


Figura 5: Vista de un sensor de temperatura y humedad relativa dentro de una urna.

Con ello se logró actuar rápidamente sobre piezas que estaban en condiciones adversas.

Por ejemplo, un portulano del siglo XV tuvo que ser sometido en primer lugar a un proceso de humectación de la sala por encontrarse la pieza muy baja de humedad ya que la peana de la vitrina estaba fabricada de madera aglomerada y un gradiente de temperaturas debido a la iluminación provocó un proceso de deshidratación de la obra. El proceso de humectación de la sala no fue suficiente y se optó por colocar un humectante en el interior de la urna.

Esto tuvo una gran repercusión mediática, al final la obra permaneció hasta el final de la exposición porque los propietarios consideraron que gracias a este sistema de monitorización la pieza estaba controlada.

Este sistema de monitorización tiene la ventaja añadida que sirve de sistema de seguridad ya que cada sensor tiene un número de serie de 64 bits único, secreto e irrepetible. Si el microcontrolador no comunicase con el sensor eso quiere decir que el cable ha sido roto. Las cajas son diseñadas para que en caso de intento de robo se corte la comunicación entre el microcontrolador y el sensor.

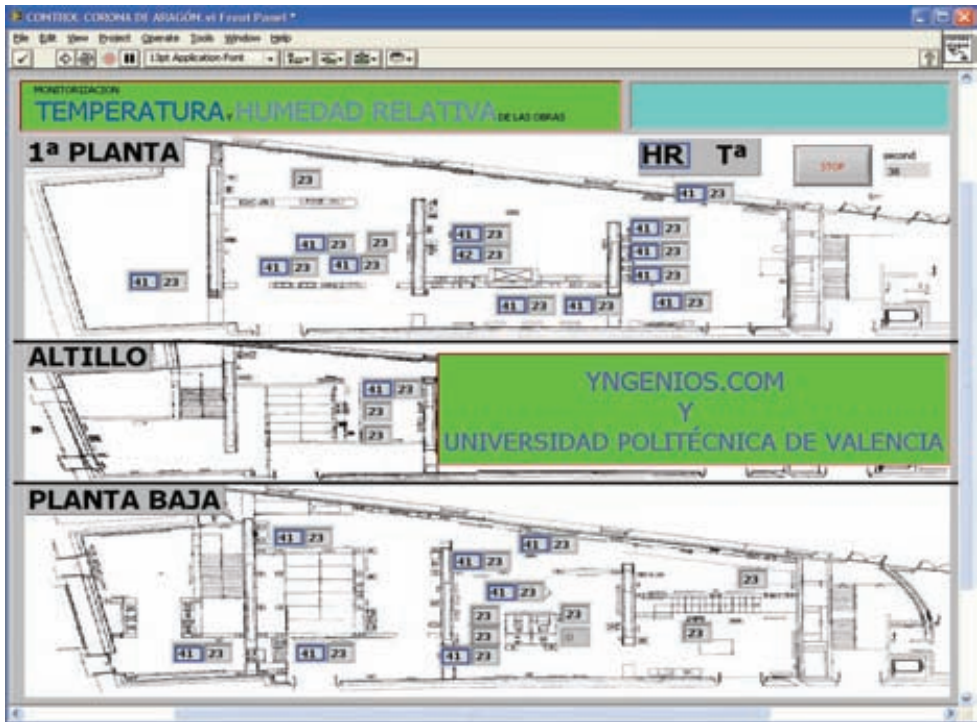


Figura 6: Pantalla del ordenador donde se monitorizan a tiempo real los parámetros de temperatura, humedad relativa y presencia de cada obra.

4. Resultados y discusión

El método empleado por el equipo de monitorización microclimática de obras de arte que aquí hemos expuesto está aportando unos resultados satisfactorios e interesantes en lo que respecta a la monitorización como sistema de conservación preventiva. Consideramos que este sistema es muy adecuado para llevar un control de las obras, independientemente del control de los aparatos de climatización del edificio y los de monitorización de las salas.

Agradecimientos

Queremos agradecer su apoyo a M^oCarmen Pérez, directora del IVC+R y a la empresa Artechnology SL por su ayuda logística y de producción.

Referencias

- [1] **D. Camuffo**, *Microclimate for cultural heritage*, Elsevier, Amsterdam, 1998.
- [2] **A. Bernardi**, *Microclimate in the British Museum*, London, *Museum Manag. Curatorship* 9 (1990) 169-182.
- [3] **A. Bernardi, D. Camuffo**, *Microclimate in the Chiericati Palace Municipal Museum*, Vicenza, *Museum Manag. Curatorship* 14 (1995) 5-18.
- [4] **D. Camuffo, A. Bernardi, G. Sturaro, A. Valentino**, *The microclimate inside the Pollaiuolo and Botticelli rooms in the Uffizi Gallery*, Florence, *J. Cult. Herit.* 3 (2002) 155-161.
- [5] **K. Gysels, F. Delalieux, F. Deutsch, R. Van Grieken**, *Indoor environment and conservation in the Royal Museum of Fine Arts*, Antwerp, Belgium, *J. Cult. Herit.* 5 (2004) 221-230.
- [6] **Y. Tabunschikov, M. Brodatch**, *Indoor air climate requirements for Russian churches and cathedrals*, *Indoor Air* 14 (Suppl 7) (2004) 168-174.
- [7] **D. Camuffo, G. Sturaro, A. Valentino**, *Thermodynamic exchanges between the external boundary layer and the indoor microclimate at the basilica of Santa Maria Maggiore, Rome, Italy: the problem of conservation of ancient works of art*, *Bound. Layer Meteor.* 92 (1999) 243-262.
- [8] **E. Vuerich, F. Malaspina, M. Barazutti, T. Georgiadis, M. Nardino**, *Indoor measurements of microclimate variables and ozone in the church of San Vincenzo (Monastery of Bassano Romano – Italy): a pilot study*, *Microchem. J.* 88 (2008) 218-223.
- [9] **G. Loupa, E. Charpantidou, I. Kioutsioukis, S. Rapsomanikis**, *Indoor microclimate, ozone and nitrogen oxides in two medieval churches in Cyprus*, *Atmos. Env.* 40 (2006) 7457-7466.
- [10] **D. Camuffo**, *Indoor dynamic climatology: investigations on the interactions between walls and indoor environment*, *Atmos. Env.* 17 (1983) 1803-1809.
- [11] **D. Camuffo, A. Bernardi**, *Study of the microclimate of the Hall of the Giants in the Carrara Palace in Padova*, *Stud. Conservat.* 40 (1995) 237-249.
- [12] **D. Camuffo, E. Pagan, A. Bernardi, F. Becherini**, *The impact of heating, lighting and people in re-using historical buildings: a case study*, *J. Cult. Herit.* 5 (2004) 409-416.
- [13] **D. Camuffo, A. Bernardi**, *The microclimate of the Sistine Chapel*, *Eur. Cult. Heritage Newslett. Res.* 9 (1995) 7-33.
- [14] **D. Camuffo, A. Bernardi**, *The microclimate of Leonardo's Last Supper*, *Bollettino Geofisico* 14(3) (1991) 1-75.

Patología de la construcción o una “obra en tres actos”: problema, investigación y rehabilitación

L. Villegas¹, I. Lombillo¹

¹ Dpto. de Ingeniería Estructural y Mecánica, Universidad de Cantabria. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P

Resumen. Los Técnicos, Arquitectos e Ingenieros, se encuentran frecuentemente a lo largo de su ejercicio profesional con problemas en las construcciones en que intervienen y, ante éstos, los propietarios de la edificación en cuestión esperan de los Facultativos involucrados que diagnostiquen la causa y gravedad del defecto presente y prescriban, si procede, la terapéutica a seguir. En el artículo se describen los hitos de más interés de estos tipos de estudios, ilustrados con material gráfico extraído de varios informes realizados, al tiempo que se recogen conclusiones al respecto.

1. Introducción

En este artículo los autores tratan de mostrar las pautas seguidas y las experiencias habidas en el estudio de defectos en construcciones (o Patología) en que han intervenido; para ello se divide la exposición en tres partes, o una “obra –teatral- en tres actos”, tal como es habitual en la realidad: Existencia de un problema, investigación del mismo y, si es factible, propuesta de una rehabilitación.

En el “primer acto” el Técnico se encuentra ante unas anomalías, o signos visibles de algo que no es correcto, que manifiestan la existencia de un defecto en la construcción: El artículo presenta una panorámica de unas y otros, y algunos ejemplos concretos.

En el “segundo acto” el Profesional despliega una metodología de estudio que, normalmente, sigue los siguientes pasos: Reconocimiento, prediagnóstico, investigación detallada y diagnóstico. Como se expondrá, en esta importante fase son fundamentales los conocimientos y experiencia (o “profesionalidad”) del Técnico responsable, si bien en esta etapa puede contar con una serie de equipos y ayudas que facilitan su labor.

Y finalmente, en los casos habituales, en “el tercer acto” se propone la terapéutica, reparación o refuerzo, que proceda. Se expondrán aquí algunos ejemplos que ilustren esta fase de los trabajos de patología y rehabilitación de las construcciones.

2. Problemas en los edificios

Seguidamente, se muestran algunos ejemplos de construcciones que presentaban defectos de algún tipo.

En la Fig. 1 puede verse un edificio de viviendas medianero a un vaciado en fase de ejecución: Como puede apreciarse en la imagen, la contención de los empujes de tierras existentes bajo la construcción en cuestión fue resuelta por medio de un muro pantalla de pilotes que estaban arriostrados

por medio de una viga y elementos de anclaje; la figura muestra, asimismo, un apuntalamiento de emergencia, compuesto por tornapuntas inclinadas de elementos metálicos, que arriostan el muro citado, con vistas a limitar los movimientos y grietas detectados en el edificio vecino y que habían alarmado a los residentes del inmueble.



Fig. 1: Edificio de viviendas junto a un vaciado de tierras mal planteado: Durante la ejecución de las obras, el inmueble existente mostró importantes anomalías; los daños que aparecieron provocó la alarma los vecinos y que éstos fueran desalojados por algún tiempo.

Este edificio presentaba un gran número de importantes anomalías: Se midieron movimientos significativos en diferentes zonas de la construcción (las Fig. 2 muestran desplazamientos entre este edificio y otro vecino, que no estaba influenciado por las obras del vaciado, y el descenso de la solera del edificio afectado). Asimismo, existían numerosas grietas en sus paredes de fábrica de ladrillo (Fig. 3).



Fig. 2: Desplazamientos en el edificio afectado: Se midieron desplomes de 7 cm y descensos de 5 cm.



Fig. 3: Agrietamientos en las paredes del edificio dañado por un vaciado incorrecto que se llevó a cabo en un solar medianero.

En las Fig. 4 se muestran dos imágenes de un depósito de hormigón armado construido para depósito de aguas de riego y que colapsó cuando estaba procediéndose a su llenado: El muro deslizó y volcó al no cumplir las condiciones de estabilidad estática; o sea, se vulneró un requisito esencial de las construcciones.



Fig. 4: Colapso de un depósito de hormigón armado por incumplimiento de las condiciones de equilibrio.

En la Fig. 5 se recoge el agrietamiento existente en un muro de fábrica de ladrillo. Las Fig. 6 muestran la destrucción de una cubierta bajo el efecto de la succión del viento: La estructura de cubierta no había sido adecuadamente anclada a las paredes de carga que la apoyaban.

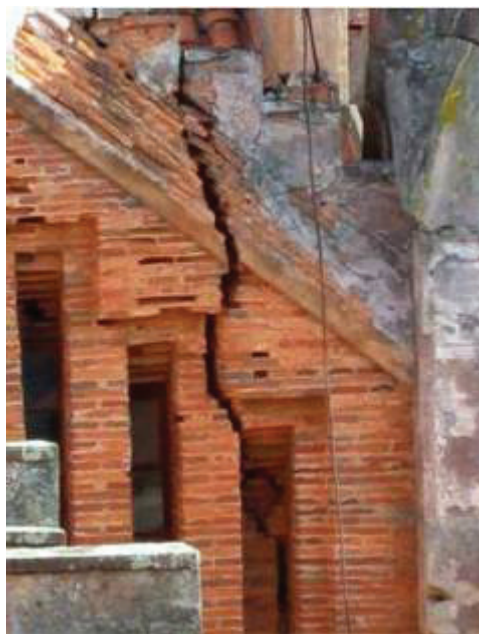


Fig. 5: Agrietamiento importante (apertura de 6 cm) en un muro de arriostramiento de un edificio del siglo XIX.



Fig. 6: Destrucción de una cubierta por efecto de la acción del viento y a causa de una incorrecta concepción del anclaje de la estructura portante.

Finalmente, las Fig. 7 muestran el **derrumbe de la fachada de un hospital**; ésta cayó sobre un edificio vecino y rompió los forjados del mismo, causando la muerte de varias personas que se encontraban trabajando.



Fig. 7: Derrumbe de la fachada de un hospital y colapso de los forjados sobre los que cayeron los escombros.

3. Investigación de los problemas.

Ante estos problemas de los edificios los usuarios se hacen varias preguntas: ¿Cuál es la causa de los fallos? ¿Quién es responsable? ¿Son graves? ... o ¿Estamos seguros?

A la vista de lo expuesto queda clara la necesidad que existe de estudiar los defectos que presentan los edificios, o Patología (del griego: "phatos" <> "problema" y "logos" <> "estudio") de la Construcción. Ésta puede asimilarse a una Obra (de teatro) en 3 actos: Las Fig. 8 esquematizan estas ideas:

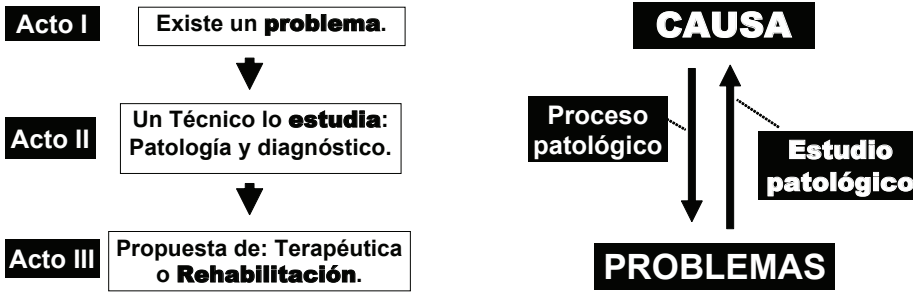


Fig. 8: La Patología de la Construcción (o estudio de los problemas que presentan las edificaciones) puede asimilarse a un “obra en tres actos”. El Estudio patológico debiera conducir al Técnico de los “problemas” que contempla hasta la “causa” de los mismos; o sea, definición de responsabilidades.

Normalmente, el estudio patológico se lleva a cabo en cuatro etapas, cada una de la cuales persigue un objetivo. Las Fig. 9 recogen las fases de la Patología de una construcción que presenta defectos.

Fases del Estudio Patológico

- I. Reconocimiento.**
- II: Prediagnóstico.**
- III. Análisis.**
- IV. Diagnóstico.**

Fase	HITO	OBJETIVO
I	RECONOCIMIENTO	Conocimiento del problema
II	PREDIAGNÓSTICO	Toma de postura inicial del Técnico
III	ESTUDIO PATOLÓGICO	Análisis detallado de los defectos y sus causas.
IV	DIAGNÓSTICO	Conclusiones.

Fig. 9: Fases y objetivos del Estudio Patológico de una construcción que presenta problemas.

En ocasiones, antes de comenzar el estudio patológico deben adoptarse medidas de seguridad de emergencia: Fig. 10.

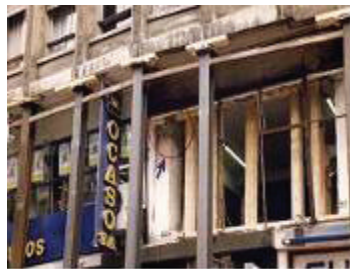


Fig. 10: Apeos de seguridad tras el colapso repentino de dos pilares de la planta entresuelo de un edificio mientras se ejecutaban trabajos de cimentación en un solar medianero: Los vecinos fueron desalojados del inmueble.

Las Fig. 11 y 12 esquematizan algunas ideas que debieran estar presentes en la fase de Reconocimiento:



Fig. 11: La fase de reconocimiento nos permite tomar conciencia del problema existente. En el edificio de oficinas de la figura algunos defectos presentes en su interior eran fácilmente explicables tras una inspección de su entorno exterior.



Fig. 12: Las humedades existentes en este edificio de oficinas objeto de rehabilitación fueron diagnosticadas en la fase de reconocimiento.

Las Fig. 13 exponen algunas ideas a tener presentes en la fase de Prediagnóstico:



Fig. 13: Fase de prediagnóstico de una construcción con problemas.

Las Fig. 14 y 15 esquematizan algunos conceptos presentes en la fase de Estudio Patológico:

Fase III: ESTUDIO PATOLÓGICO

- + Análisis detallado de los defectos.
- + Estudio pormenorizado de la documentación.
- + Realización de **CATAS**, MAPAS DE FISURACIÓN, etc.
- + **ENSAYOS DE INFORMACIÓN**.
- + **CÁLCULOS** justificativos ...

En el **Estudio Patológico** el Técnico puede contar con una serie de **ayudas**:



Fig. 14: Fase de Estudio Patológico. Los apoyos para el diagnóstico se encuentran en la Literatura y en los Programas de cálculo especializados en el área temática del problema en cuestión.

Ej. Niveles de daño en fábricas según el ancho de fisuras

Nivel de daño	0	I	II	III	IV	V
Ancho fisura (mm)	0,3	1	5	5 a 15	15 a 25	> 25
Calificac. del daño	Poco importante		Importante		Grave	

Ej. Los **ENSAYOS DE INFORMACIÓN** pueden suministrarnos el alcance de la gravedad de los daños.



Fig.15: El conocimiento de diferentes "calificaciones de daño" puede posicionar al Técnico ante la gravedad de un problema concreto.

Finalmente, la Fig. 16 recoge un esquema de la Fase de Diagnóstico.

Fase IV: DIAGNÓSTICO

- + **CONCLUSIONES** sobre las causas y la gravedad de los daños.
- + **RECOMENDACIONES** de actuación
 - Propuestas de terapéutica.
 - Limitación de uso.
 - Demolición. Etc.

Fig. 16: La fase de Diagnóstico.

4. Un par de ejemplos.

En primer lugar se recogen diferentes figuras y notas del caso de un edificio de 100 años de antigüedad que se derrumbó como consecuencia de un vaciado de tierras ejecutado incorrectamente en el solar medianero (Fig. 17 y 18).

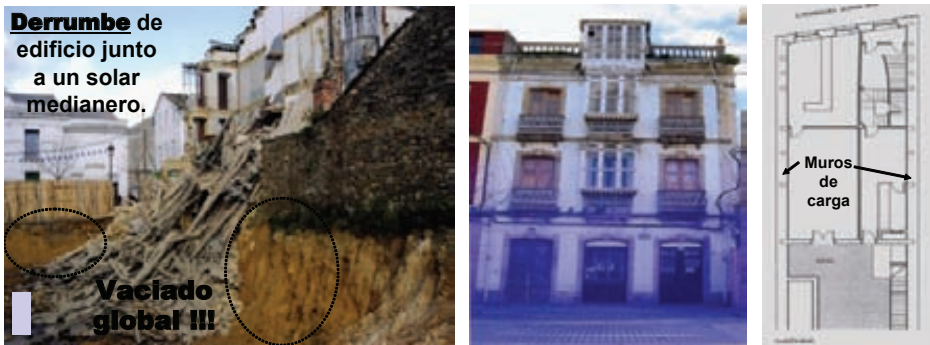


Fig. 17: Derrumbe de un edificio de 100 años y muros de carga de piedra.

Los **CÁLCULOS** demostraron lo avanzado en nuestro PREDIAGNÓSTICO.



Fig. 18: Derrumbe de un edificio de 100 años y muros de carga de piedra.

DIAGNÓSTICO:

LA **CAUSA ÚLTIMA** DEL DERRUMBE SE ENCUENTRA EN EL **INCORRECTO** MODO EN QUE SE HA EJECUTADO LA **EXCAVACIÓN**, al **no haber dejado una berma** de terreno junto a uno de los muros de carga principales del edificio siniestrado. El **RESPONSABLE** ...

Agrietamientos, asentamientos y desplomes importantes en muros:

Hubo que demolerlos y reconstruirlos.

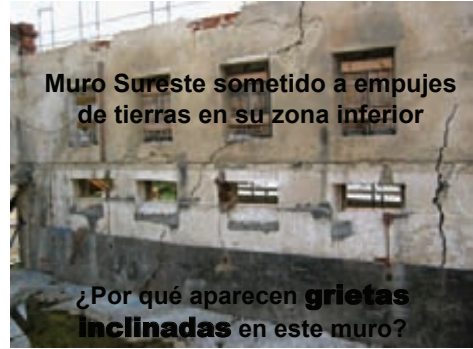


Fig. 19: Daños en un edificio de muros de piedra durante obras de rehabilitación.

En segundo lugar (Fig. 19-23) se recoge un ejemplo de un edificio con muros de carga de piedra y ladrillo que sufrió importantes agrietamientos durante las obras de rehabilitación para un nuevo uso. Los daños fueron de tal amplitud que los muros tuvieron que ser demolidos y rehechos de nuevo.



Grietas en la pared Sureste vistas desde el exterior:

El muro queda seccionado en dos partes.



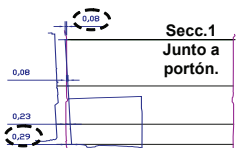
Desplome y asiento en la esquina.

El muro hastial Noreste ha coaccionado el movimiento de deslizamiento del otro muro.

Fig. 20: Daños exteriores en los muros de carga de piedra y ladrillo.

¿Qué **movimientos** hemos tenido?

Secc.1: **Desplome** de **8 cm** hacia el exterior en la cabeza del muro y **29 cm** hacia el interior en la base del mismo.



Mvto. general de diferentes secciones.



Asentamiento estimado en la esquina de la fachada Sureste: **Unos 20 cm.**

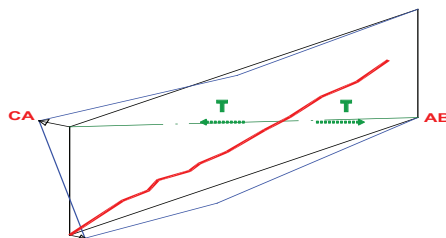
Fig. 21: Movimientos habidos: Importantes desplomes y asientos.

Es interesante recordar:



Todo movimiento que se produzca en una construcción, queda **"escrito en sus fábricas"**

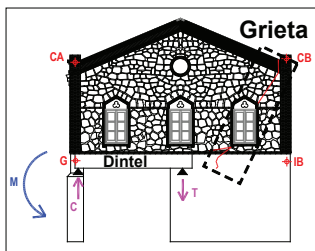
Sólo tenemos que **"leerlo"** para conocer las causas que motivaron aquél.



El movimiento producido origina **tracciones** según la dirección diagonal: Lo que explica las **grietas inclinadas**.

Fig. 22: Análisis de movimientos: El por qué del agrietamiento inclinado.

El **efecto torsional M** (inducido por el hastial) sobre el muro Sureste produce una importante **compresión (C)** sobre el machón de la esquina:



Que justifica los importantes **asientos** habidos en esta zona.

DIAGNÓSTICO:

La **CAUSA ÚLTIMA** de los importantes daños se debe al haber dejado los **muros exentos** durante la demolición:

Sin arriostramiento frente a acciones horizontales, y permitir la demolición de la solera, que apoyaba su base frente a empujes. Lo que ha dejado al muro Sureste en una situación de **estabilidad insuficiente**.

La **RESPONSABILIDAD** del siniestro...

Fig. 23: Justificación del asentamiento habido y Diagnóstico realizado.

5. Epílogo.

Finalmente, se recogen aquí algunas observaciones (Fig. 24-26) obtenidas de nuestra intervención en diferentes estudios sobre Patología de la Construcción.

La redacción del Informe Patológico

Es importante que el Técnico proponga:

- + Un **buen INDICE** (o “esquema racional”) de los puntos que van a desarrollarse, de forma ligada y sin que falte ningún paso.

↓

*“El **orden** es la primera ley del Universo” (Pope).*

+ La **REDACCIÓN** debe cuidarse **al máximo**. El **Informe** va a ser leído por: Cliente. Peritos. Letrados y Juez. Etc.

↓

Al respecto decía el Prof. Torroja:

*“Los Ingenieros de Caminos conviene que sepan idiomas. **Por lo menos uno: el español!**”.*

Fig. 24: La redacción del Informe patológico.

Sobre las **CAUSAS** de los problemas:

*“La experiencia obtenida en numerosos estudios patológicos de construcción muestra que **los más serios desastres** tienen frecuentemente su origen en la **omisión de los principios más simples y fundamentales**”*
(J. Blevot)

La lucha contra los **ERRORES** y/u **OMISIONES** de los Técnicos (**Causa** de la Patología de la Construcción):

~~ERRORES~~

→

Conocimientos y experiencia: O sea, PROFESIONALIDAD

~~OMISIONES~~

→

El adecuado **control** y **gestión de la calidad** del proceso constructivo.

Fig. 25: Las causas de los problemas y la lucha contra aquéllas.

Necesidad de "**conocimientos teóricos**": O sea, **ESTUDIO**:

*"Hoy en día las cosas son tan complejas que no basta con hacer todo lo posible: Además hay que **saber**" (Deming)*

Necesidad de "**experiencia**":

*"Estudia primero la Ciencia y síguela después con la **práctica**, nada de esa Ciencia" (Leonardo da Vinci)*

Y ... la gran importancia de la **REFLEXIÓN** en la Patología:

*"... La **facultad de reflexión** es la cualidad primordial de un Técnico, permitiéndole reconocer y apreciar las dificultades de un problema para, en definitiva, intentar darle una solución adecuada" (J. Blevot)*

Fig. 26: La importancia de los conocimientos teóricos, de la experiencia práctica y, sobremanera, de la reflexión.

Referencias

- [1] Grupo de Tecnología de la Edificación de la Universidad de Cantabria (GTED-UC): www.gted.unican.es

El instituto universitario de restauración del patrimonio de la Universidad Politécnica de Valencia como ejemplo de gestión y funcionamiento de un instituto universitario de restauración

María Teresa Doménech Carbó

Directora del Instituto Universitario de Restauración del Patrimonio de la Universidad Politécnica de Valencia

1. El Instituto: creación y contexto

El Instituto Universitario de Restauración del Patrimonio (IRP) se crea en el año 2000 dentro de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) aglutinando un conjunto de grupos de investigación de ya consolidada trayectoria en el ámbito de la preservación y conservación de bienes patrimoniales procedentes de diferentes departamentos de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la UPV y del departamento de conservación y restauración de bienes culturales de la Facultad de Bellas Artes dirigido por Dña. Pilar Roig.

La creación de grupos transversales de investigación en el seno de Estructuras Propias de Investigación (EPIs) fue promovida por el, en aquel entonces, Rector Magnífico D. Justo Nieto, favoreció la optimización de los recursos ya existentes y dinamizó la investigación y la transferencia de tecnología. Posteriormente, el actual Rector Magnífico D. Juan Juliá, contribuye a potenciar el desarrollo de las EPIs aportando nuevas dotaciones de personal de apoyo a la investigación y de administración y mediante la asignación de un presupuesto propio destinado al sostenimiento de las EPIs y la ampliación de líneas específicas de apoyo a las EPIs de incentivo a la gestión y transferencia de tecnología (programa innova) así como de dotación de personal investigador en formación dentro de los programas propios de la UPV de incentivo a la I+D.

D. Ignacio Bosch, primer director del IRP, da el primer impulso a este centro de investigación durante el primer ejercicio estableciendo un reglamento de funcionamiento de esta institución y marcando unas primeras directrices de gestión que impulsarán y determinarán la evolución del IRP en sus primeros años de funcionamiento.

María Teresa Doménech, nombrada directora del IRP en el año 2005, continuará la labor iniciada por su predecesor e intensificará las líneas de trabajo existentes promoviendo con intensidad una política investigadora con proyección internacional, en el ámbito de la conservación y restauración de los bienes culturales.

En 2006 la Generalitat Valenciana le otorga al IRP la condición de Instituto Universitario de Investigación tras superar el correspondiente proceso de evaluación. Ello supone el reconocimiento nacional del IRP como centro de investigación y posibilita, en el plano docente, el desarrollo de programas de postgrado oficiales propios.

2. Estructura organizativa del IRP

La tabla 1 adjunta reproduce la composición de la actual plantilla de miembros del IRP que se agrupan en tres categorías: personal investigador, personal de apoyo a la investigación y personal de gestión y administración.

Tabla 1. Recursos humanos del IRP.

Nº TOTAL DE MIEMBROS IRP:	106
PERSONAL DE INVESTIGACIÓN:	
- INVESTIGADORES DOCTORES	63
- INVESTIGADORES NO DOCTORES	28
PERSONAL DE APOYO A LA INVESTIGACIÓN:	11
PERSONAL DE GESTIÓN Y ADMINISTRACIÓN:	4

La pluridisciplinaridad de la plantilla investigadora del IRP se pone de manifiesto en la tabla 2. Cabe señalar el mayor número de investigadores arquitectos y restauradores egresados de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura (ETSA) y de la Facultad de Bellas Artes (BBAA) de la UPV, titulaciones muy consolidadas en la UPV y directamente vinculadas con el patrimonio.

Tabla 2. Relación de investigadores atendiendo a su especialidad profesional.

Especialidad	(%)
Arquitectura	44
Bellas Artes	44
Historia del Arte	5
Ingeniería Geodésica	4
Química	3
Geología	3
Ingeniería Civil	1
Física	1

Los investigadores del IRP se agrupan en torno a 6 talleres, 6 laboratorios y 7 unidades de intervención en patrimonio que constituyen, de este modo, las estructuras operativas del IRP a través de las cuales se desarrolla toda la actividad tanto de investigación como de formación y difusión.

El IRP cuenta con un director/a como máximo órgano unipersonal ejecutivo, apoyado por un equipo directivo integrado por dos subdirectores/as con competencias en el área del patrimonio arquitectónico y del patrimonio artístico y documental, respectivamente, un secretario/a y un/a gerente. El

equipo directivo está asesorado por un consejo científico-técnico integrado por un representante de cada uno de los grupos fundadores del IRP.

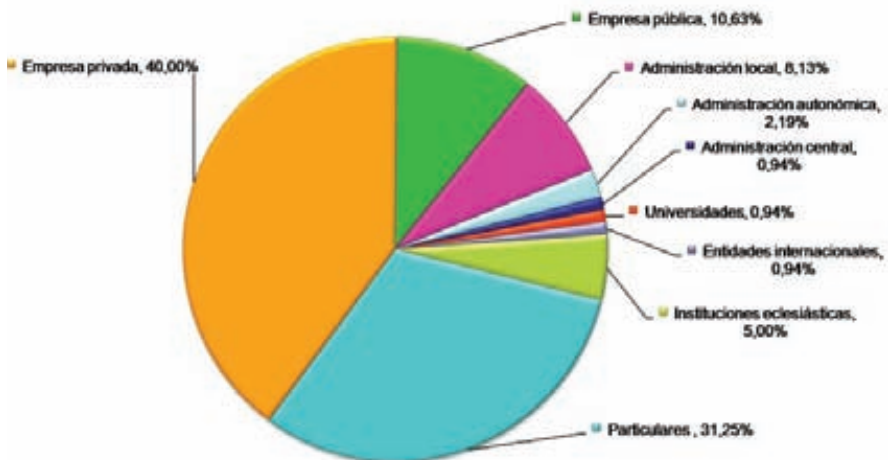
El consejo general integrado por todos los miembros doctores del IRP y por una representación de los miembros no doctores elegida por sus pares así como el patronato integrado por empresas e instituciones de prestigio en el ámbito de la salvaguardia del patrimonio constituyen los órganos consultivos y asesores del IRP.

3. Infraestructuras del IRP

La actual sede del IRP se halla en un moderno edificio de la Ciudad Politécnica de la Innovación que alberga todas las instalaciones de administración, talleres, laboratorios y unidades de intervención. Además, desde la fundación del IRP se ha ido incrementando las instalaciones existentes con inversiones propias y mediante la obtención de subvenciones en sucesivas convocatorias ministeriales y de la Generalitat Valenciana de apoyo a la dotación de parques tecnológicos que han superado el millón de euros.

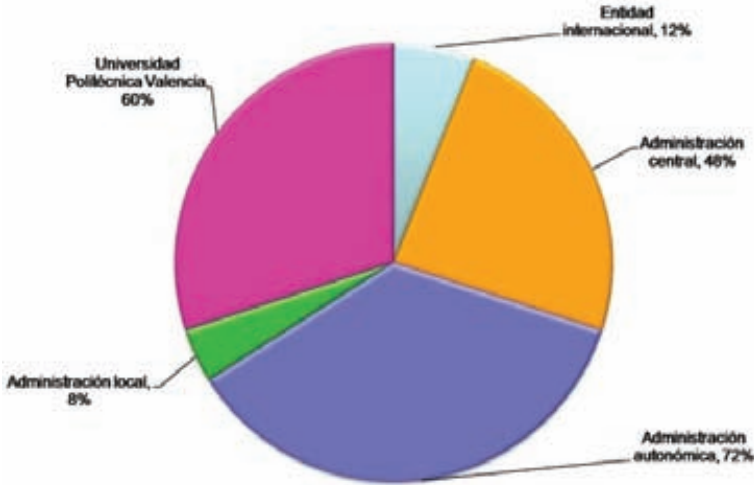
4. Modelo de gestión del IRP

El modelo de gestión y funcionamiento del IRP viene determinado por el hecho de que la UPV revisa anualmente la asignación económica con la que contribuye a su sostenimiento en función de su producción científica/artística. Ello hace necesaria la búsqueda de otras vías de financiación entre las que cabe destacar el establecimiento de contratos y convenios de I+D+I. La mayoría de entidades financiadoras son empresas privadas, particulares y empresas públicas. También se establecen convenios y contratos con las diferentes administraciones públicas y, en menor proporción, con universidades, instituciones internacionales y eclesiásticas. Cabe señalar, sin embargo, que si bien el número de contratos y convenios con la administración pública es menor, a ellos corresponden los montantes económicos mayores.



Distribución porcentual de contratos de I+D+I del IRP según el perfil de la entidad financiadora

Los proyectos I+D+I subvencionados por administraciones públicas, Comisión Europea o universidades constituye otra vía de financiación del IRP



Distribución porcentual de proyectos de I+D+I del IRP según el perfil de la entidad financiadora

5. Capacidades del IRP

Las actividades que se desarrollan en el IRP se agrupan en tres categorías:

- a. Actividades de I+D+I
 - a.1 Intervención en patrimonio artístico y documental
 - a.2 Intervención en patrimonio arquitectónico
 - a.3 Análisis científico-técnico del patrimonio
 - a.4 Estudio e investigación histórica y arqueológica
 - a.5 Proyectos especiales
- b. Actividades formativas y de investigación didáctica
- c. Actividades de difusión del patrimonio

5.1 Actividades de I+D+I

La investigación básica desarrollada en el IRP se dirige al diseño de nueva instrumentación y materiales para el examen, análisis, y restauración de patrimonio. La publicación en la revista Nature de la investigación llevada a cabo por uno de los grupos de trabajo del IRP, pone de relieve el prestigio

internacional y el grado de excelencia alcanzado por los investigadores de este instituto universitario.

La investigación aplicada se vincula a los procesos de intervención directa sobre bienes patrimoniales.

En el ámbito del patrimonio artístico y documental el IRP acomete actividades que abarcan:

- ▷ Pintura Mural
- ▷ Pintura de Caballete y Retablos
- ▷ Materiales Escultóricos y Ornamentales
- ▷ Dorados
- ▷ Materiales Arqueológicos, Etnológicos y Artes Decorativas
- ▷ Obra Gráfica y Documental
- ▷ Obra Textil
- ▷ Materiales Artísticos No-Convencionales

En el ámbito del patrimonio arquitectónico el IRP acomete actividades que abarcan:

- ▷ Análisis e Intervención en la Arquitectura Monumental e Histórica
- ▷ Análisis e Intervención sobre el Paisaje y el Patrimonio Rural
- ▷ Análisis e Intervención en la Arquitectura Militar
- ▷ Análisis Urbano
- ▷ Análisis e Intervención en el Patrimonio Industrial
- ▷ Análisis e Intervención en Zonas Arqueológicas
- ▷ Análisis y Catalogación del Patrimonio Arquitectónico
- ▷ Análisis del Color en el Patrimonio Arquitectónico
- ▷ Análisis y Estudios en Estratigrafía Muraria

La investigación desarrollada por los diferentes laboratorios del IRP es tanto de índole básica o fundamental, como aplicada. Los estudios científico-técnicos abarcan un amplio espectro de técnicas y procedimientos de examen, análisis y diagnóstico así como el diseño de nuevos modelos teóricos y nueva instrumentación, métodos y productos.

- ▷ Físico-Químico y Medioambiental
- ▷ Registro Documental
- ▷ Óptica y Colorimetría
- ▷ Fotogramétrico
- ▷ Técnicas de Examen No-Destructivas
- ▷ Materiales Pétreos
- ▷ Biodeterioro

También en el ámbito de los estudios históricos y arqueológico la investigación desarrollada por los diferentes laboratorios del IRP es tanto de índole básica o fundamental como aplicada. La actividad de los miembros del IRP se completa con actividades de expertización, valoración y tasación.

- ▷ Estudios Históricos y Arqueológicos
- ▷ Expertización, Valoración y Tasación de Obras de Arte

Además de los proyectos de intervención directa en el IRP se desarrollan otros proyectos vinculados a la recuperación de patrimonio arqueológico subacuático, patrimonio intangible, proyectos museográficos y de cooperación al desarrollo.

- ▷ Patrimonio y Cooperación al Desarrollo
- ▷ Patrimonio Arqueológico Subacuático
- ▷ Patrimonio Intangible
- ▷ Proyecto Museográfico

5.2 Actividades formativas y de investigación didáctica

Destacaremos la participación activa del IRP en los programas de postgrado oficiales de *ciencia y restauración del patrimonio histórico artístico y arquitectura, edificación, urbanística y paisaje*.

El IRP ha participado también en el *Tempus Program Joint European Project. Higher Education Curricula Development Project (HECDP)* en colaboración con las universidades de la Sapienza (Roma, Italia) y de Tirana (Albania).

El IRP ha sido junto con la ETSA responsable de la organización del master intercontinental *Sharing our heritages*, un programa de Master Classes in Cultural and Natural Heritage Management en colaboración con otras cuatro universidades australianas y tres europeas, financiado por la European Comission, el Gobierno de Australia y con la participación de la UNESCO.

5.3 Actividades de difusión del patrimonio

Entre las actividades de difusión cabe señalar la edición anual de la revista Arché, donde se dan a conocer los resultados de investigación obtenidos a lo largo del año por los diferentes grupos de investigación del IRP. También algunos grupos de investigadores han emprendido iniciativas editoriales con formato de revistas en el ámbito de la conservación del patrimonio: *EGA, Loggia, R&R*.

El IRP posee, además, un Portal web en el que se informa de las actividades y novedades.

El IRP también contribuye a la promoción y difusión del patrimonio cultural mediante la organización de congresos y jornadas científico-técnicas.

6. Perspectivas de futuro

Aunque en el momento presente el IRP se configura como una institución ya consolidada que desarrolla su actividad preferentemente en la Comunidad Valenciana el IRP se ha proyectado también en el ámbito internacional, realizando proyectos e investigaciones en numerosos países en colaboración o a petición de instituciones de gran prestigio (7th european Development Fund del Directorate General for Development de la UNESCO, Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais do Portugal, Centro Regionale per la Progettazione e il Restauro di Sicilia dependiente del Ministerio de Beni Culturali Italiano, Museo de Arte de Philadelphia (USA), Ministerio de Educação (CAPES) de Brasil, Fraunhofer Institut für Silicatforschung de Alemania, Agencia Española de Cooperación Internacional (AECI). Asimismo el IRP tiene firmados convenios marco de colaboración con instituciones tan prestigiosas como la Smithsonian Institution de Washington o el Instituto Nacional de Antropología e Historia de Mexico.

La ampliación de la ya consolidada presencia del IRP en el panorama nacional e internacional constituye el principal objetivo estratégico a corto y medio plazo propuesto por el actual equipo directivo. Esta línea de trabajo ha dado ya sus primeros frutos y en estos momentos está en marcha un nuevo y ambicioso proyecto titulado *"Ancient Theatres Enhancement for New Actualities (Athena project)* subvencionado por la European Commission adscrito al EUROMED HERITAGE IV programme en el que participan el Department of Antiquities del Ministry of tourism & antiquities (Jordania, Coordinator), Tunis University (Túnez), el Institut Preparatoire Aux Etudes Littéraires et Sciences Humaines, la Université Saint-Esprit de Kaslik - USEK(Líbano), Laboratoire Batu dans l'Environnement (Argelia), Università di Roma "La Sapienza" (Italia), Instituto Archeologico de Merida, the CyArk – High Definition Heritage Network (USA). En este proyecto se pretende potenciar el concepto de "cultural cluster" y poner en valor antiguos teatros clásicos situados en países de la cuenca del Mediterráneo y crear una red internacional que permita una mejor coordinación de las actividades de recuperación y mantenimiento de estos monumentos.

7. Agradecimientos

La autora de este texto y actual directora desea expresar su agradecimiento al equipo directivo del IRP: a Franciso Juan Vidal (Subdirector del Area arquitectónica del IRP), Vicente Guerola Blay (Subdirector del Área Artística y documental del IRP) y Jose Alapont Ramón (Secretario del IRP). Asimismo, manifiesta su agradecimiento a Mónica Espí Pastor (Gestora de Proyectos I+D+I del IRP) y a Ignasi Gironés Sarrió (Técnico Superior de apoyo a la investigación del IRP).

Sin duda su trabajo generoso contribuye de manera determinante al buen desarrollo del IRP.

El plan director del Horno Alto nº 1 de Sestao

J.C. Espada, A. Gandini, J. Diez

Labein-Tecnalia

Resumen. Después de la crisis industrial de principios de los ochenta, Bilbao empieza su transformación urbana con la idea de convertirse en una ciudad turística y de servicios. Las labores de recuperación de los espacios industriales abandonados y de los barrios antiguos en deterioro, así como la construcción de edificios emblemáticos, como son el Museo Guggenheim y el Palacio Euskalduna, encuentran su fundamento en el Plan Estratégico para la Revitalización de Bilbao de 1989. A este rápido y dinámico proceso de renovación sigue la introducción de diferentes planes y actuaciones de transformación del paisaje industrial que había caracterizado Bilbao y su territorio.

En este contexto se presenta el Plan Director del Horno Alto de Sestao nº1, redactado por Labein-Tecnalia y Barcelona Media y encargado por Bilbao Ría 2000 S.A. como instrumento de planificación interdisciplinar y proyecto integral de regeneración. Los resultados que a continuación se presentan se enfocan en un territorio amplio y complejo que cuenta con un patrimonio industrial de los más ricos del ámbito nacional.

1. Introducción

Según el Decreto de Protección 253/1999, de 15 de junio, “el Horno Alto ha constituido un perfil inconfundible en nuestro paisaje, que se ha quedado configurado por la presencia de la actividad siderúrgica”.

En 2003, el TICCIH¹ establece, en la Carta de Tagil, que el Patrimonio Industrial está compuesto por los “restos de la cultura industrial”. Estos restos, en los que se reconocen los valores de la industrialización, tienen una naturaleza muy amplia y una gran complejidad, se trata de un proceso cultural de dimensión territorial cuyos elementos están directamente vinculados a la estructura de la ciudad. De acuerdo con esto, el Horno Alto nº1 de Sestao tiene triple naturaleza como bien cultural. El Horno Alto tiene un valor individual, por sí mismo, como elemento industrial. Pero tiene también un valor como elemento integrante de un sistema de producción industrial muy complejo. Se trata de un elemento principal del sistema de producción de acero localizado de la extinta instalación de la empresa “Altos Hornos de Vizcaya” (AHV) en el municipio de Sestao. A su vez este sistema formaba parte de un entramado de fábricas situadas a lo largo de la Ría de Bilbao y los valles colindantes, restos industriales de lo que se ha denominado la “ciudad industrial”, que comprende desde los procesos de producción, los conjuntos fabriles y grandes maquinarias e infraestructuras ingenieriles, pasando por las minas para la obtención de las materias primas, a la disponibilidad de una vía marítima de comunicación directa para su aprovisionamiento y la comercialización de la producción, pasando por las actividades sociales y residenciales, viviendas y servicios comunitarios, llegando a las infraestructuras de transporte y comunicación a los centros de transformación y entre los centros urbanos. Todos estos elementos, que transformaron y desarrollaron el valle de río Nervión, se

¹ El TICCIH (International Committee for the Conservation of the Industrial Heritage) es la organización mundial encargada del patrimonio industrial y es asesor especial de ICOMOS en cuestiones de patrimonio industrial.

caracterizan por la implantación de la industria en el medio físico, la configuración del territorio y la forma de relación de la población con el medio.



Fig. 1. Instalación de Altos Hornos de Vizcaya en la Ría de Bilbao.

En este contexto, entre 1999 y 2005, el Gobierno Vasco, a la vista de los valores y el interés cultural del Horno Alto nº1 de Altos Hornos de Vizcaya, representante de la cultura industrial y siderúrgica de Bizkaia, lo califica como Bien Cultural Calificado con la categoría de Monumento. De este modo, el Horno Alto nº1 de Sestao pasa de ser una parte aislada de un complejo industrial extinto a ser reconocido como un elemento integrante del patrimonio cultural e industrial del País Vasco y del Estado. A la luz de este Decreto surge simultáneamente una nueva situación jurídica y una nueva sensibilización que exigen una urgente responsabilidad para la conservación y consolidación del nuevo bien patrimonial, después de 10 años de inactividad. Como respuesta a esta necesidad todas las instituciones tanto públicas como privadas afectadas o vinculadas al Horno Alto constituyeron un grupo de participación interinstitucional con la tarea de establecer una estrategia sostenible de conservación. Este grupo de trabajo está constituido por las instituciones públicas con competencia, Gobierno Vasco, Diputación Foral de Bizkaia, Ayuntamiento de Sestao; Empresas públicas y privadas vinculadas con el Horno, Altos Hornos de Vizcaya, SEPI, Arcelor-Mittal España y Arcelor-Mittal; Empresas públicas vinculadas con el alcance territorial de la ciudad industrial, Bilbao Ría 2000; y finalmente instituciones representantes de los diferentes profesionales vinculados con el Horno Alto, el Colegio de Ingenieros Industriales y la Fundación de los Trabajadores de la Siderurgia Española.

Al mismo tiempo, entre el año 2000 y 2003 la Dirección General de Bellas Artes y Bienes Culturales define y pone en marcha el Plan Nacional de Patrimonio Industrial con la intención de "asumir y abordar actuaciones en este conjunto patrimonial"², y el objetivo de "ser una referencia orientativa y de unificación de criterios de intervención en el tratamiento e instrumentación de este tipo de

patrimonio tan específico, frágil y desatendido”³. El Plan prioriza y selecciona 49 elementos del conjunto de bienes de este tipo de patrimonio, y establece, dentro del apartado instrumental para su implementación, la obligación de redactar los correspondientes Planes Directores para cada uno de los elementos seleccionados. De todos los elementos seleccionados, reconoce al Horno Alto Nº1 como la pieza más destacada y emblemática del conjunto. De este modo, el Ministerio de Cultura, a través del Instituto de Patrimonio Histórico Español –actual Instituto de Patrimonio Cultural de España–, se incorporó al grupo de participación interinstitucional.

En el marco del grupo de participación interinstitucional y al amparo del Plan Nacional de Patrimonio Industrial, el Ministerio de Cultura asumió el impulso y promoción de las tareas de consolidación del Horno. Al mismo tiempo, Bilbao Ría 2000 asumió el liderazgo del proyecto de recuperación y conservación integral del Bien Patrimonial y su entorno; mientras que el Colegio de Ingenieros Industrial se convertía en el garante de la conservación de la memoria y los valores industriales del Horno Alto y del conjunto de patrimonio industrial de la Ría de Bilbao. De este modo, Bilbao Ría 2000 encargó en febrero de 2008 a Labein Tecnalia la elaboración del Plan Director del Horno Alto Nº1 de Sestao -con la estrecha colaboración de Barcelona Media y de José Eugenio Villar- con los siguientes objetivos:

- ▷ Elaborar una documentación completa del elemento industrial atendiendo a su naturaleza como elemento y construcción industrial, su relación con su entorno y el territorio de la “ciudad industrial” desde un punto de vista técnico-tecnológico, histórico-arqueológico, paisajístico-ambiental, urbanístico, jurídico y socio-didáctico.
- ▷ Estudiar y valorar la existencia, el estado y la capacidad de infraestructuras, accesibilidad, movilidad e instalaciones y definir las mejoras necesarias
- ▷ Definir los nuevos usos del conjunto monumental y del entorno a través de propuestas concretas basadas en los estudios previos y que sean compatibles con los valores histórico-arqueológicos del elemento, con las características medioambientales y paisajísticas del entorno y el contexto socio-económico, sostenibles de tal modo que los costes sociales y económicos de mantenimiento del conjunto sean acordes con los beneficios que su recuperación comporta para la colectividad, y su implantación resalte y transmita los valores positivos que caracterizan el bien patrimonial y su entorno
- ▷ Programar a largo plazo las acciones a realizar para llevar a cabo el proyecto, priorizando y valorando las actuaciones, especificando tiempos, recursos y profesionales necesarios, para llegar a su completa recuperación, consolidación, uso y mantenimiento.
- ▷ Definir el plan de puesta en valor, los planes de marketing y explotación que garanticen la sostenibilidad del conjunto de las propuestas.
- ▷ Establecer un modelo de gestión adecuado al conjunto de la propuesta y capaz de coordinar las acciones de los agentes integrantes del grupo de participación interinstitucional en la puesta en marcha y desarrollo del Plan.

2. El Patrimonio Industrial: aproximación a su conservación y tutela

Los elementos industriales son, por su propia naturaleza, muy sensibles a las continuas innovaciones tecnológicas y a las nuevas formas de producción y fabricación. Esto les obliga a su desaparición o a una continua transformación parcial de sus elementos para adecuarse a las nuevas exigencias.

La tutela de este patrimonio requiere de una atención específica sobre determinados aspectos que merece la pena resumir brevemente. Las más recientes cartas de restauración exigen que se garantice la integridad de los bienes de interés cultural. En el caso de los bienes del patrimonio industrial, esta integridad es la necesidad de contar con todos los elementos y componentes que forman parte de ese Bien. En el caso del patrimonio industrial pueden tener una extensión espacial muy amplia y contar con una elevada cantidad de estructuras y edificaciones relacionadas entre sí. Asimismo, la relación de estos bienes con el paisaje productivo tiene un interés muy especial, ya que el entorno de los bienes de patrimonio industrial suele conservar todavía los elementos que permiten comprender mejor el funcionamiento y el interés del mismo, lo que se ha dado en llamar "paisaje industrial". La complejidad espacial de los bienes de patrimonio industrial complica la identificación de soluciones que garanticen su sostenibilidad económica y social. La identificación de nuevos usos o actividades a desarrollar en las áreas protegidas asume una importancia clave en la recuperación y protección de dichos bienes.

Por otra parte, se trata de un patrimonio de los denominados "emergentes", aparecido a partir de la segunda mitad del siglo XX, incorpora nuevos elementos al patrimonio cultural⁴ y su conservación se caracteriza por los siguientes aspectos:

- ▷ Cuenta con un elevado número de elementos a conservar
- ▷ Carece aún de criterios comunes tanto para la realización de inventarios como en los procesos de intervención. No se cuenta con experiencia en la conservación material de dichos bienes⁵. No existe por tanto un conocimiento sobre la conservación de este patrimonio.
- ▷ No se han creado aún herramientas legislativas de protección para este patrimonio dentro del territorio estatal. Ni la Ley de Patrimonio Cultural del estado⁶ ni tampoco la legislación de la comunidad autónoma del País Vasco⁷ reconocen de forma específica el patrimonio industrial.

Todo ello hace que los bienes industriales probablemente sean los más vulnerables y con mayor riesgo de deterioro y desaparición de todo el Patrimonio Cultural, y hace que su conservación sea una tarea muy compleja y difícil, que exige contar con la participación y la colaboración de las distintas administraciones y agentes sociales vinculados o afectados del territorio para definir y acometer un proyecto común de conservación y regeneración del entorno industrial.

4 Casanellas Rahola, E: "Recuperación y uso del patrimonio industrial", Ábaco, Revista de Ciencias Sociales, 19, Gijón, 1998
5 Fernández-Posse y de Arnaiz, D: "Presentación del Plan de Patrimonio Industrial". Bienes Culturales. Revista del IPHE. N.º7. 2007

6 Ley 16/1985, de 25 de junio, del Patrimonio Histórico Español

7 Ley 7/1990, de 3 de julio, de Patrimonio Cultural Vasco.

3. El Plan Director del Horno Alto N°1 de Sestao: un instrumento de Planificación de la conservación integral del Patrimonio Industrial

El Horno Alto nº1 contiene todos los aspectos que singularizan la conservación y la tutela de los bienes del patrimonio industrial que lo diferencia de cualquier otro tipo de bien patrimonial y particulariza las características del Plan Director como instrumento de planificación y coordinación integral de la conservación.

Se trata de una instalación industrial concebida para la producción de arrabio, materia prima empleada para obtención de acero, que se halla en la plataforma artificial de trabajo de la antigua Fábrica de Altos Hornos de Vizcaya, junto a las vías del ferrocarril de la empresa RENFE, en los terrenos situados entre la dársena de la Benedicta y la Ría del Nervión, en Sestao, en un área industrial donde conviven en la actualidad las instalaciones de la nueva Acería Compacta de Bizkaia (ACB), de los astilleros La Naval y restos, hoy en desuso, de la actividad siderúrgica precedente, de la que es heredera.

El Horno Alto es elemento vivo de lo que se denominó la siderurgia integral. Se trata de una tecnología muy compleja desarrollada a principios del siglo XX, y que con pequeñas mejoras, se sigue utilizando en la actualidad. La instalación se componía de dos hornos de iguales características integrados en la misma estructura, que funcionaron entre 1959 y 1995, cuando se llevó a cabo su apagado definitivo. Se compone de 31 elementos muy complejos a conservar, según reconoce el decreto de protección, agrupados en 11 grupos homogéneos que conforman el sistema completo de fabricación.

Pero, el Horno es solamente una pequeña parte de un complejo sistema industrial que cubría toda la plataforma de la antigua Fábrica de Altos Hornos de Vizcaya y se extendía más allá, a lo largo de la ría del Nervión y valles vecinos, donde se localizaban las minas de mineral de hierro y otras instalaciones industriales que procesaban productos derivados de la producción del arrabio, un patrimonio industrial del que hoy todavía se conservan más de 40 elementos⁸. De esta forma el Horno simboliza el paisaje histórico industrial y portuario de la Ría de Bilbao y la aparición de la ciudad industrial de la ría de Bilbao hasta convertirse en lo hoy llamamos Gran Bilbao.

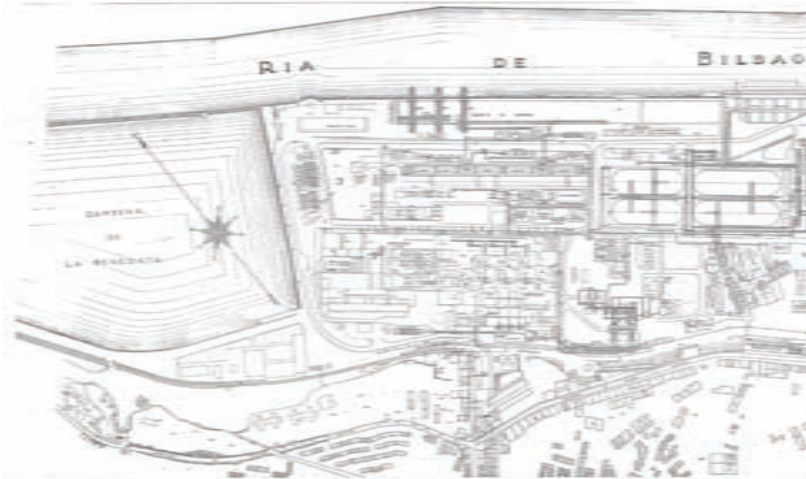


Fig. 2. Planta General de Altos Hornos de Vizcaya

Por otra parte, este elemento contiene y simboliza numerosos valores del desarrollo técnico y empresarial de la industria del País Vasco y de España; se trata de un símbolo de la cultura del hierro y del acero, elementos centrales del proceso de construcción del Euskadi moderno y del desarrollo industrial de Bizkaia; testimonio único del pasado siderúrgico de la ría de Bilbao; referente de la proyección internacional de la industria siderúrgica española; vínculo de la tradición de la minería y las ferrerías artesanales vascas con las nuevas e innovadoras industrias siderúrgicas y del metal; homenaje a la fuerza y la cultura del trabajo; y simboliza la memoria de las transformaciones sociales del Euskadi moderno. Así pues, la puesta en valor del Horno permitirá concentrar el potencial didáctico que condensa en una visión unitaria de las distintas percepciones que desde los campos de la historia de la ciencia y la técnica, de la arqueología, de la arquitectura, de la antropología, de la geografía, y de la historia, se tienen del hecho de la industrialización.

Por todo ello, la conservación y tutela del Horno Alto va más allá del propio elemento y tiene que abarcar el territorio completo de la "ciudad industrial. La complejidad del enfoque ha requerido el desarrollo de una metodología específica para la redacción del Plan Director capaz de construir un proyecto integral que consiguiese la sostenibilidad de la conservación del horno y su entorno inmediato, y al mismo tiempo diseñar una estrategia que convierta al Horno Alto en un motor para la conservación de la integridad territorial del patrimonio industrial.

3.1 Estructura del Plan Director

Teniendo presente los objetivos expuestos anteriormente y las apreciaciones establecidas por el grupo de participación interinstitucional, el Plan Director se desarrolló aplicando una metodología específica. Entre los años 2004 y 2006 Labein-Tecnalia desarrolló, a través de sendos proyectos de investigación financiados por el Gobierno Vasco, dos metodologías propias, CONEN y GESPAR, para el desarrollo de Planes Directores. La primera de ellas está orientada hacia la conservación de bienes

patrimoniales en entorno urbanos, mientras que la segunda se orienta a la planificación estratégica del patrimonio histórico en un ámbito territorial. La metodología seguida por el Plan Director se diseñó como síntesis aplicada de ambas, con la estructura resumida en el esquema siguiente:



Fig. 3. Estructura metodológica del Plan Director.

En la primera fase se ha desarrollado el conocimiento interdisciplinar de los valores del conjunto. Se llevaron a cabo los estudios sectoriales que permitiesen identificar los principales valores del Horno y el territorio de la ría del Nervión y las interrelaciones entre ellos, realizando un inventario de todos los elementos del patrimonio industrial de la ría y poniendo especial atención en las actividades del territorio. En esta fase se llevó a cabo una intensa labor de participación con los agentes integrantes del grupo de participación interinstitucional.

A partir de todos estos datos, en la segunda fase, se llevó a cabo un análisis de enfoque local y territorial que permitió detectar y establecer las principales oportunidades del Horno y del territorio y las líneas de actividad económica y usos particulares, capaces de garantizar la conservación sostenible del conjunto del patrimonio industrial de la ría. El resultado fue la definición de unas propuestas de actividades y usos viables y las bases para una ordenación tanto local como territorial a partir de ellas. Estas propuestas se sometieron al grupo de participación interinstitucional para su aprobación.

Sobre estas propuestas, en la tercera fase, se han planificado las actuaciones del conjunto de las propuestas con dos niveles de detalle diferentes: se estableció una planificación general a 15 años para el conjunto de las propuestas, y una planificación detallada a 5 años para la recuperación y puesta en valor de Horno Alto. En el caso de las actuaciones de ámbito territorial se han establecido

las bases y criterios generales. Las actuaciones para la conservación y puesta en valor del Horno Alto se han desarrollado con detalle, definiendo las actuaciones necesarias para la recuperación y consolidación del Horno y la puesta en marcha de los servicios culturales propuestos y los criterios de intervención de restauración.

3.2 Un proyecto integral de recuperación a largo plazo

La propuesta tiene como objeto asegurar la conservación del conjunto del Horno Alto nº1, difundiendo sus valores sin transformar sus características y garantizando su autenticidad e integridad, y convirtiéndolos en oportunidades, contextualizado como símbolo del proceso de transformación histórica de la Ría de Bilbao, y como icono de su regeneración urbana, a través de una estrategia integral de regeneración urbana y territorial, a partir de su recuperación y consolidación como bien patrimonial.

Tras la aparición del polo de desarrollo del museo Guggenheim y el palacio Euskalduna, se plantea la posibilidad de crear un contrapunto, en torno a los enclaves del Horno Alto y el Puente Colgante como un segundo polo de desarrollo. Esto presenta la oportunidad de tomar la ría como un elemento estructurante del desarrollo metropolitano del "gran Bilbao" en un nuevo impulso del proyecto de regeneración en marcha, orientado a crear un paisaje de renovación urbana con alto valor añadido a lo largo de toda la ría, la implantación de nuevos usos y actividades para los espacios industriales en desuso, y buscando la cohesión social y equilibrio medioambiental.

El Plan Director, unido a la transformación de Baracaldo y la incipiente renovación de Sestao supone una oportunidad para la creación de un segundo polo de desarrollo en la margen izquierda, que puede ayudar a concebir la ría como elemento vertebrador del territorio y como un proyecto integral en el que se aborden tanto la regeneración urbana (zonas verdes, equipamientos, etc.), económica (creación de un modelo mixto y sostenible con promoción de nuevas actividades económicas de alto valor), social (atracción de las clases creativas, peatonalización, promoción de la cultura, promoción de la cohesión social, etc.), a partir de la puesta en valor y conservación del patrimonio industrial.

3.3 Un proyecto para la regeneración y desarrollo de la Ría del Nervión: el Paisaje Cultural de la ría de Bilbao

Durante la década de los años 80, una parte importante de la actividad industrial característica de este territorio desde el proceso de industrialización iniciado en el siglo XIX desapareció de forma brusca, planteando el reto de dar nuevos usos y actividades para el sector cultural y de servicios a instalaciones que antiguamente albergaron actividades industriales.

En la actualidad en este territorio viven más de 1 millón de personas que representan el 52 % del PIB de toda la comunidad autónoma. El efecto Guggenheim, el alza del turismo en Euskadi y en la economía vasca (5,2% del PIB) y la situación estratégica del País Vasco entre España y Francia, son factores que contextualizan la situación propicia de cara a la recepción del turismo. Si a esto sumamos las políticas de renovación urbana interesadas en crear actividad cultural y de ocio alrededor de los márgenes de la ría, la gran densidad de patrimonio existente en el recorrido de la misma -del que en la actualidad se conservan y sobreviven más de 40 elementos- y el apenas incipiente desarrollo turístico actual de ese patrimonio, muestra una oportunidad para el impulso de un proyecto turístico-cultural de calidad en torno los elementos de patrimonio industrial como un conjunto cultural: Paisaje Cultural de la Ría de Bilbao.



Fig. 4. Vista Aérea de la Ría de Bilbao.

3.4 Las líneas de actuación del Plan Director

El Plan Director del Horno Alto nº 1 busca la contextualización del conjunto patrimonial integrado con su entorno. Coherente con el modelo de gestión y desarrollo, sintetiza las oportunidades detectadas y las estructura en tres líneas de actuación, que abordan la revitalización y regeneración a través de la puesta en valor, la conservación y reutilización del patrimonio industrial de la Ría de Bilbao:

- ▷ Conservación y puesta en valor del Horno Alto nº1 y su entorno: museización, creación del Centro de visitantes de la Ría – Escuela de Aprendices.
- ▷ Creación del Parque de Cultural de la Ría – Sestao, mediante el desarrollo de nuevos usos del Horno Alto de su zona circundante (pastilla industrial de Altos Hornos de Vizcaya), mediante una intervención a nivel del conjunto la Ría, es decir, del Parque Cultural de la Ría en su integridad.
- ▷ Regeneración del entorno del Horno Alto mediante la regeneración urbana de toda la Pastilla Industrial de Altos Hornos de Vizcaya: creación de un nuevo barrio para la ciudad de Sestao.

3.5 Las bases para la construcción de un proyecto integral de gestión

Se trata de un proyecto a largo plazo de gran potencialidad y complejidad. Para ello se ha definido un modelo de gestión que consiga, a corto plazo, combinar un nuevo régimen de actividad y uso con la conservación del Horno; y a largo plazo, pueda desarrollar un proyecto turístico y cultural de escala territorial que abarque desde el museo Guggenheim hasta el Puente Colgante.

El modelo de gestión del proyecto deberá garantizar una adecuada gestión y conservación del patrimonio industrial objeto de la iniciativa y, paralelamente, facilitar una óptima provisión de los servicios de difusión y dinamización cultural que sean de su competencia. Con este objetivo el Plan Director recoge un modelo de gestión particular para cada una de las líneas de actuación que permita la participación sostenida y sostenible de todos los agentes vinculados, y considera las actividades y patrimonio cultural a gestionar en dos grandes bloques:

- ▷ A corto plazo, el Horno Alto nº1 y su Edificio de Control, del Centro de Visitantes de la Ría – Escuela de Aprendices y del Parque de Cultural de la Ría – Sestao configuran un claro núcleo de actividades, cuya gestión puede asignarse a un organismo de nueva creación.

- ▷ A medio-largo plazo, el desarrollo eficiente y eficaz de iniciativas de dinamización de actividades culturales, turísticas y de ocio para el conjunto del Parque Cultural de la Ría justifica la necesidad de constituir un organismo o acuerdo a tal efecto entre diferentes administraciones / instituciones.

4. Las propuestas de actuación del Plan Director

4.1 Parque Cultural de la Ría de Bilbao

A partir inventario realizado de los 45 elementos que componen el patrimonio industrial, se propone articular un espacio cultural y turístico que abarque el conjunto de la ría, desde la Peña hasta la desembocadura del Abra: el Parque Cultural de la Ría, así como un elemento central del recorrido cultural Bilbao/Museo de Arte Contemporáneo Guggenheim-Puente de Bizkaia, Patrimonio Mundial. La recuperación de los elementos inventariados se unirá a la red de espacios verdes que se van obteniendo como resultado de la transformación de los espacios industriales en desuso en la margen izquierda de la ría.

Las propuestas de uso van dirigidas en dos direcciones fundamentales:

- ▷ Estructura de áreas de espacios verdes: la recuperación de los espacios en cada uno de los municipios de la margen izquierda debe tener en cuenta las necesidades particulares pero debe avanzar hacia la construcción de una infraestructura de espacio para actividades al aire libre de ámbito territorial.
- ▷ Recorrido turístico cultural: se proponen dos tipos de rutas. Un itinerario fluvial de los 14 kilómetros que separan a Bilbao del Puente Colgante que permita conectar los diferentes elementos patrimoniales. Un recorrido terrestre, integrado en la red de espacios verdes referidos con la habilitación de recorridos peatonales, bicicleta y para medios de transporte eléctricos compatibles.
- ▷ Red de equipamientos: se propone incorporar los elementos del patrimonio inventariado como elementos estructurantes del Parque. La incorporación propuesta es de dos tipos, como equipamiento activo para aquellos elementos en desuso orientado a su conservación y salvaguarda, y equipamiento pasivo, para aquellos elementos que permanecen activos mediante la incorporación al recorrido cultural a través de la visita concertada.

4.2 Regeneración de la Pastilla de Altos hornos

Dentro del Parque Cultural de la Ría de Bilbao las actuaciones propuestas en Sestao tienen un carácter destacado. El Parque Cultural de la Ría – Sestao es un espacio cultural en plena pastilla industrial de Altos Hornos de Vizcaya, situado en suelo industrial recuperado para uso y disfrute de los ciudadanos en que se proponen tres áreas de actividad:

- ▷ Un área cultural y de I+D+i, en la zona entre el Horno Alto y la Benedicta con la creación de un complejo donde puedan instalarse nuevas empresas de innovación y cultura.

- ▷ Un área cultural con espacios libres, que sirvan de continuación del Complejo Cultural del Horno Alto, conectando todos los espacios por un medio ambiente urbano de alta calidad.
- ▷ Un área cultural en las Naves de AHV, situadas en la mitad de la Pastilla de Altos Hornos, entre ACB y La Naval en la que se prevé la creación de un espacio que albergue nuevos usos culturales, ya sean expositivos, lúdicos o mediante otras iniciativas.

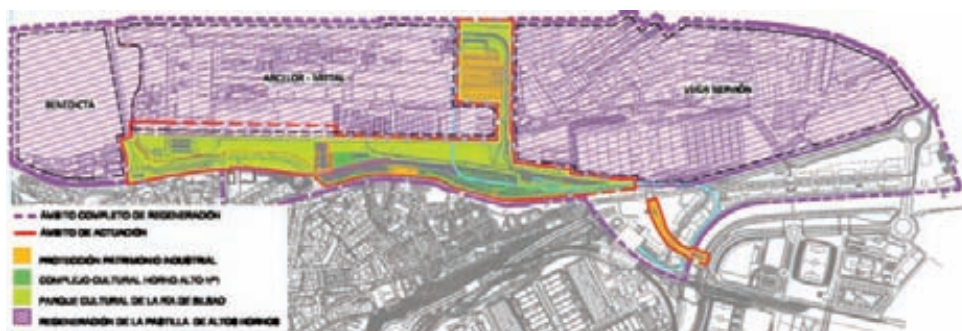


Fig. 5. Propuesta de Actuación para la regeneración de la Pastilla de Altos Hornos.

4.3 Conservación del Horno Alto nº1 y su entorno

Como ya se ha referido en los primeros puntos del artículo, no existe un conocimiento sobre la conservación de este tipo de elementos patrimoniales. Es necesario generar un conocimiento en este campo. De esta forma, la conservación del Horno Alto se articula entorno a dos ejes:

- ▷ Plan de conservación, con el objetivo de su consolidación, recuperación para los usos propuestos y su mantenimiento posterior y generar el conocimiento sobre su conservación.
- ▷ Plan de usos y puesta en valor, a través de la museización del bien y centro de difusión del Parque Cultural de la ría de Bilbao.

El Plan de conservación entiende la conservación del Horno en un contexto amplio de innovación en la conservación del patrimonio industrial y de investigación del comportamiento del acero y su conservación: un "laboratorio" de pruebas sobre la conservación y comportamiento del acero, donde desarrollar soluciones innovadoras.

El Plan de conservación se articula en dos ejes: la gestión de la conservación, mediante el proyecto científico de conservación del acero y el plan de conservación preventiva, y el plan de actuaciones, que ejecutará las actuaciones necesarias a lo largo del tiempo.

La aproximación a las actuaciones en el Horno y a las forma de intervenir, pretenden:

- ▷ Conservar el Horno en su estado actual, velando por la conservación tanto de los elementos y los materiales que lo componen.
- ▷ Conservar la riqueza superficial de los materiales en su estado actual: su pátina. Se trata de un valor fundamental del Bien Patrimonial que contiene, a parte de un alto valor estético, una gran carga documental e histórica.

Desde su apagado, el Horno ha permanecido expuesto al deterioro y el expolio, carente de uso y sin mantenimiento alguno. Hoy en día se encuentra, en su globalidad, en un proceso patológico activo. La oxidación superficial del acero es un protector natural, que aún difícil de controlar, tiene mejor comportamiento que un protector artificial. La estrategia de conservación tiene por objeto frenar el deterioro. Se basa en tres líneas principales de actuación sobre las causas:

- ▷ la puesta en marcha de un plan de actuaciones que remedie el abandono y la falta de mantenimiento sufrido por el bien desde su apagado
- ▷ el control de las condiciones del entorno mediante un seguimiento monitorizado de los agentes causantes establecidos por la norma y la literatura especializada
- ▷ la puesta en marcha de un proyecto de Investigación acerca de la conservación del acero que permita aumentar el conocimiento sobre la conservación sobre este material dentro del marco del patrimonio industrial

El Complejo Cultural Horno Alto nº1 es nuevo espacio cultural concebido como pieza clave y embrionaria del Parque Cultural de la ría de Bilbao, se destinará a actividad museística y de difusión, y estará compuesto por dos instalaciones culturales complementarias: el propio Horno Alto y el Centro de recepción de visitantes y de interpretación del Horno Alto. Para ello, se reutilizarán los principales espacios de producción del Horno y parcialmente el edificio de la Escuela de Aprendices de AHV, elemento integrante del inventario de patrimonio industrial, para albergar el Centro recepción e interpretación.

El Centro de recepción de visitantes permitirá presentar la dimensión territorial de la industria y la evolución histórica del paisaje social de Bizkaia, mediante la integración de la más avanzada tecnología museográfica para la difusión de la evolución social y económica de la Ría de Bilbao desde finales del siglo XIX hasta la actualidad, mediante múltiples espacios interactivos que impulsen la educación, científica y tecnológica, conmemorando la historia del acero y su desarrollo industrial, y a la vez recreando el proceso siderúrgico.

Por su parte, la museización del Horno permitirá al visitante experimentar in situ su funcionamiento y conocer el proceso completo de producción del acero desde la extracción del mineral hasta la transformación del hierro y su aplicación, mediante paneles explicativos, pantallas táctiles interactivas, audiovisual y maquetas.

5. CONCLUSIONES

La Protección jurídica del Horno Alto es una innovación legislativa que garantiza la protección del bien patrimonial. Al mismo tiempo, tras 10 años de desarrollo del proyecto de renovación urbana de la ría de Bilbao, existe una nueva sensibilidad que mira al patrimonio industrial cómo una nueva oportunidad que conviene integrar como activo económico en el proceso de transformación territorial.

El Plan Director tiene como objetivo ser un instrumento para la coordinación eficaz de todos los agentes e instituciones del territorio y garantizar la conservación del patrimonio industrial mediante la propuesta de una ordenación que se integre en la cambiante realidad territorial de la conurbación bilbaína, vertebrando un proyecto que dé un nuevo impulso a la transformación de la ría de Bilbao. La mayor innovación del proyecto se halla en la exploración de un campo innovador para elaborar

un proyecto de conservación patrimonial que integra tanto la naturaleza territorial y urbana del patrimonio industrial como la naturaleza individual de sus elementos. Para ello, se ha diseñado una herramienta metodológica particular a partir de los resultados de sendos proyectos de investigación llevados a cabo por Labein Tecnalia en este campo.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] **Hugony C., Rodríguez-Maribona I., Revilla I., Urrutia N.** (2006) "New strategies and technologies for conservation and enhancement of historical sites: from method to practice", Conference "Cultural Heritage", Dubrovnik, Croatia
- [2] **Labein,** (2004), *Nuevas Estrategias y Tecnologías para la recuperación integral de Entornos Históricos Construidos* (CONEN), Informe final (sin publicar)
- [3] **Labein,** (2006), *Metodología de gestión integral del patrimonio histórico* (GESPAR), Informe final (sin publicar).
- [4] **Hugony, C.** (2007), "Los planes directores para la recuperación del patrimonio construido: aproximación metodológica y desarrollo en las murallas de Labraza (Álava)". Jornada Internacional sobre Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio Construido (REHABEND), Santander.
- [5] "El plan de patrimonio industrial" (2007) Bienes Culturales. Revista del IPHE. Nº7.
- [6] **Casanelles Rahola, E.,** (1998), "Recuperación y uso del patrimonio industrial", *Ábaco*, Revista de Ciencias Sociales, 19, Gijón.
- [7] **Fernández-Posse y de Arnaiz D.,** (2007) "Presentación del Plan de Patrimonio Industrial". Bienes Culturales. Revista del IPHE. Nº7.
- [8] **Magán Perales, J.M.A.,** (2006) "El patrimonio industrial, el gran olvidado en la legislación española sobre bienes culturales", Vol.LXXXI-4:31-36 DYNA.
- [9] **Pardo Abad, J.C.,** (2008) "Estrategias de ordenación y gestión urbana del patrimonio industrial en España". Ciudad y territorio, Estudios territoriales, XL (157). Ministerio de Vivienda.
- [10] Ley 16/1985, de 25 de junio, del Patrimonio Histórico Español.
- [11] Ley 7/1990, de 3 de julio, de Patrimonio Cultural Vasco.
- [12] *Plan Territorial Parcial del Bilbao Metropolitano.* Decreto del Gobierno Vasco 179/2006, de 26 de septiembre.
- [13] *Plan Nacional de Patrimonio Industrial.* (2002). Documento base. Dirección General de Bellas Artes y Bienes Culturales.
- [14] Decreto de protección 253/1999, de 15 de junio. BOPV 28 de junio de 1999.
- [15] **Labein-Tecnalia,** (2008), *Inventario de patrimonio industrial en la Ría de Bilbao.* Plan Director del Horno Alto nº1 de Sestao (sin publicar)
- [16] The International Committee for the Conservation of the Industrial Heritage, TICCIH. (2003). Carta de Nizhny Tagil sobre el Patrimonio Industrial.

Masonry strengthening with composites

Maria Rosa Valluzzi

DAUR, University of Padova, Italy

Abstract. *Main problems related to the use and application of composites in masonry structures concern the clarification of bond and shear phenomena, for which design formulations are still under study. The paper presents an overview of data available in literature, pointing out the lacking aspects, as well as the possible developments on the field. As for shear, an estimation of the contribution of composites calibrated on experimental diagonal-compression test results, based on the definition of effectiveness curves, is proposed. Moreover, some correlation functions between the bond strength under loads orthogonal to the plane of masonry and the mechanical characteristics of bricks are discussed. Finally, to promote cooperation among researchers in the field of composites in masonry constructions, some indications on the work in progress and the first products of an international committee are reported.*

1. Introduction

Composite materials are constituted by a reinforcement (fibres, wires), enclosed in a matrix (organic/inorganic, mixed). Their potential on the market is more and more relevant, thanks to their versatility and the large availability of products, like FRP (Fiber-Reinforced Polymer, as carbon, glass, aramid) or, more recently, SRG/P (Steel Reinforced Grouts/Polymer) and systems (bars/strips, textiles/laminates, nets, cords).

The high-performance mechanical characteristics (in particular under tensile forces), the feasibility of application in civil structures, the resistance to chemical attacks, are the main aspects encouraging their use for the strengthening and repair of existing constructions, both for urgent (i.e. post-seism) and ordinary interventions.

Brick masonry components are the most suitable supports susceptible of improvements, due to their more regular surface in comparison with stonework, although some innovative solutions are proposed also for uneven distribution of mortar joints (Borri et al. 2008). Strengthening of arches (at intrados/extrados), panels (for shear/flexure), columns (as confinement), or even whole buildings (with tie rods, confining rings), can be performed by different systems used for composites: textiles or laminated are bonded at the surface (EBR - Externally Bonded Reinforcement), whereas reinforcing elements as rods, strips or cords are inserted in pre-cut grooves, then refilled with proper mortars (NSMR - Near Surfaces Mounted Reinforcement).

As a consequence of the intervention, masonry is strengthened/repared in tensile behaviour, the safety level of structures improves, and brittle mechanisms of collapse are avoided or prevented, without significantly increase of weight.

In historical context, to face durability problems and improve at the same time removability, is nowadays more and more recognized the opportunity to choose inorganic materials at the interface

(e.g., mortars based on hydraulic binders), usually combined with steel product (SRG) (Borri et al. 2007, Cancelli et al. 2007). The potential of natural fibres as reinforcing material (e.g., basalt, flax, hemp) is also more recently considered to reduce invasivity and improve sustainability (Wambua et al. 2003, Zampaloni et al. 2007).

Moreover, where allowed, in specific applications devoted to the restoration of stone elements (capitals, statues, etc..) composites reveals their higher versatility in comparison with traditional strengthening materials, as confining iron rings or clamps. Corrosion of metal elements, in fact, often produces severe deterioration to the stone, thus compromising aesthetic aspects (Valluzzi 2008).

Obviously, in strengthened components, behaviour mechanisms change, therefore proper formulations have to be defined in order to pursue correct design (optimization in expected performance, amount and layout), avoiding in particular superfluous distribution of composites on the support. Design models have to be calibrated on experimental basis, in order to set reliable constitutive laws.

The most important phenomenon to deeply clarify is certainly the bond, which effectiveness of any kind of application is influenced to. Moreover, the identification of design and assessment criteria concerning the behaviour of strengthened components is particularly under study, being affected by uncertainties already involving the masonry itself, as non-homogeneous material.

In the specific context of masonry, standards are still limited, even if in continuous upgrading (ACI 440M/2004; CNR-DT 200/2004), and often lacking on the definition of procedures (experimental/ analytical) able to identify the proper parameters characterizing the phenomena under study. In general, the approach adopted for masonry derives from the studies on reinforced concrete, implying assumptions and behavioural models often not reliable for masonry components. As specific experimental work on masonry strengthened with composite is increasing, there is a strong need of identification and harmonization of suitable procedures (test setup), in order to provide consistent recommendations or standards.

In the following, some updating of studies related to shear and bond in masonry strengthened with composites (mainly carbon C-FRP and glass G-FRP applied as ERB to brick masonry panel or elements) is presented, by taking into account the current state of the standards and their possible developments.

Moreover, the activities of the 223-MSR Rilem TC (Masonry Strengthening with Composite Materials) are shortly described, aimed at introducing to some comprehensive tools, produced to promote exchange and share of knowledge among researchers.

2. Shear strengthening characterization

The shear characterization of masonry is largely experimented in laboratory especially by diagonal compression tests, even if less reliable for the estimation of the shear strength of panel, in comparison with shear-compression tests (Bernardini et al. 1980). The result is a conventional value of the lateral strength due to the distribution of tension stresses along the diagonal (Turnsek and Cacovic 1971), and the representative mode of failure is the cracking along the diagonal itself of the panel. Test feasibility encouraged the use of diagonal compression test in the experimental works also

dealing with FRP reinforcement (Morbin 2002, Valluzzi et al. 2002, Micelli et Ombres 2003, Grando et al. 2003), followed by still limited experiences with the use of the shear-compression set-up (Gabor et al. 2006, Marcari et al. 2007, Prota et al. 2008).

As known, the approach for shear calculation provided by the current standards considers the classic truss analogy behaviour, and estimates the contribution of reinforcement ($V_{Rd,f}$) to the shear strength of the strengthened panel (V_{Rd}) as additional to the plain masonry one ($V_{Rd,m}$) (eq. 1):

$$V_{Rd} = V_{Rd,m} + V_{Rd,f} \quad (1)$$

where in CNR DT200

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0.6d \frac{A_{fw} f_{fd}}{p_f} (\cos \alpha + \sin \alpha) \quad (2)$$

γ_{Rd} is the partial safety factors of the model (1.2 for shear), A_{fw} is the area of reinforcement parallel to the shear action, p_f and α are the spacing and the inclination of the reinforcement, $f_{fd} = e_{fd} \cdot E_f$ is the strength of the reinforcement (design strain of the fibre multiplied for its elastic modulus), assumed as minimum between the nominal tensile strength and the debonding load.

Then, some reducing coefficients are proposed, to take into account the lack in effectiveness of the FRP strengthening due to creep, environmental exposure and, very important (as mentioned before, like the most influent parameter), the reinforcement debonding (Garbin et al 2006, Briccoli Bati and Rovero 2007, Valluzzi 2008).

That the shear estimation is a difficult issue is confirmed by the disagreement between the two standards about the reduction factors, as well as the experimental evidence of different mode of failures (joint sliding failure, governed by the Mohr-Coulomb law; combined flexural effects, out-of plane deviations, etc.), even in similar tests. This is fundamentally due to the additional influence of various lay-outs of reinforcement (diagonal, as a net, single horizontal/vertical; strengthening applied on both sides or non-symmetrical upon the two sides), different test set-ups and dimensions of panel samples, and diverse supports (solid or hollow clay brick, stone, concrete blocks) and reinforcing materials.

In particular, the Italian DT assumes the debonding strain as a function of the characteristics of the FRP and the specific fracture energy of the strengthened masonry Γ_F (eq. 3), which depends on an empirical coefficient c_1 , proposed equal to 0.015 (being calibrated equal to 0.03 for concrete and simply halved for the masonry).

$$\Gamma_F = c_1 \sqrt{f_m \cdot f_{mfm}} \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (3)$$

where f_m is the compressive strength of the masonry and $f_{mfm} = 0.1 f_m$ is the mean tensile strength of masonry (assumed coincident with the strength of the blocks).

A proposal for a preliminary calibration of c_1 based on an overview of literature on experimental shear-compression test is given by Prota et al. (2008). Although the limited results available on

FRP-strengthened panels (Marcari et al. 2007), significant coefficients for brick and tuff masonry are provided, equal to 0.3 and 0.045 respectively.

Nevertheless, by taking advantage of the higher number of tests available in literature on diagonal-compression test, the calibration of effectiveness curves of the shear strength of masonry panels is proposed (ReLUIS 2008). It is a simplified approach able to incorporate the effect of adhesion problems, but aimed contextually at the integration of design formulation available for plain masonry with the contribution of the reinforcement, taking into account its amount, mechanical properties and layout. As an example, the OPCM 3431 (2005) provide equation 4 for the shear strength $V_{R,m}$ of existing masonry buildings:

$$V_{R,m} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad \text{where } f_{td} = 1.5 \cdot \tau_{0d} \quad (4)$$

l and t are the panel length and thickness, respectively; σ_0 is the mean normal stress on the total section area; f_{td} and τ_{0d} are the design values of the tensile strength obtained by diagonal compression tests and the reference shear strength of the masonry, respectively; b is a factor of the distribution of stresses on the section depending on the slenderness of the panel ($1 \leq b = h/l \leq 1.5$, where h is the height of the panel).

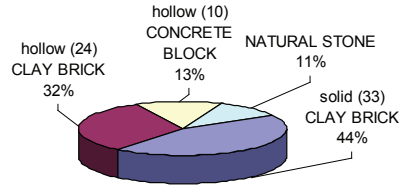
2.1 Analysis of experimental data

More than ten experimental campaigns on diagonal compressive tests on masonry have been considered, related to the use of clay bricks (both hollow and solid), hollow concrete blocks or natural stone as support, and textiles (carbon, glass and polyvinyl-alcohol) applied by EBR system, in various configurations (diagonal, horizontal, vertical, as a grid) and positions (both sides or one side). Panels have different dimensions (normally square-shaped with a side length ranging from about 0.45 m to 1.60 m). It is worthily to point out that testing smaller or bigger samples required different set-ups (namely the simple application of the vertical load on the panel rotated at 45° for the former, or by keeping the panel on its base but then inclining the load along the diagonal for the latter), as this will be responsible for some differences in the results (Fig. 1).

Seventy-six panels (on which 54 strengthened and 22 tested in plain conditions) have been considered from: Bastidas et al. (2003), De Nicolo et al. (2004), Gabor et al. (2006), Grando et al. (2003), Micelli and Ombres (2003), Morbin (Tumialan et al., 2001; Morbin, 2002), Tinazzi and Nanni (2000), Valluzzi et al.(2002) and Yu et al. (2004). The 77% of available panels are made of clay bricks, whereas the 13% and the 11% are made of hollow concrete blocks and natural stone elements, respectively (Fig. 2.a); a total of 28 panels are strengthened at one single side, whereas 26 one are reinforced at both sides, in different configurations (Fig. 2.b); finally, 60% of panels is strengthened with CFRP, whereas the 30% is strengthened with CFRP and the 10% with PVA (Fig. 2.c). Other specification on the tests are given in Table 1.



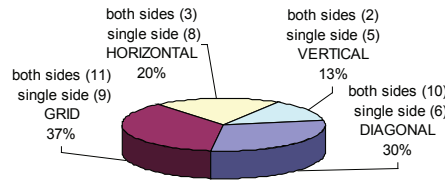
a)



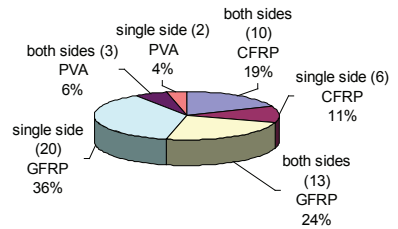
a)



b)



b)



c)

Fig. 1: Set-ups for diagonal compression tests: a) samples rotated at 45° and load vertical (Tinazzi et al. 2000); b) sample not rotated and load inclined along the diagonal (Grando et al. 2003).

Fig. 2: Distribution of panels according to: a) support material, b) strengthening layout, c) reinforcing material (number of panels is between brackets).

Tab. 1: Data of diagonal compression tests on strengthened panels.

Reference	Unit type (% of holes)	Panel dimensions (length x thickness) (cm)	Direction of load in the set-up	FRP type	FRP layout	Reinforced sides	N. tests
Bastidas 2003	hollow clay bricks (53%)	70x9	vertical	GFRP	horizontal	single	1
					vertical	both	2
					diagonal	both	3
De Nicolo 2004	natural stone (trachyte)	44x10.5	vertical	CFRP	grid	both	1
Gabor 2006	hollow clay bricks (n/a)	85.5x10	vertical	CFRP	diagonal	single	1
				GFRP	grid	single	1
Grando 2003	hollow clay bricks (16%)	121.9x10.2	inclined	GFRP	horizontal	single	1
	hollow concrete blocks (35%)	162.6x15.2				both	1
						CFRP	single
Micelli 2003	natural stone (limestone)	45x10	vertical	CFRP	diagonal	both	4
Morbin 2002	hollow concrete blocks (16%)	162.6x15.2	inclined	GFRP	horizontal	single	1
Tinazzi 2000	hollow clay bricks (17%)	61x9.2	vertical	GFRP	vertical	single	1
					grid	single	1
Valluzzi 2002	solid clay bricks	51x12	vertical	CFRP	diagonal	single	2
					diagonal	both	2
					grid	single	2
					grid	both	3
				GFRP	diagonal	single	2
					diagonal	both	2
					grid	single	3
					grid	both	3
PVA	grid	single	2				
	grid	both	3				
Yu 2004	hollow concrete blocks (35%)	162.6x15.2	inclined	GFRP	horizontal	single	1
					horizontal	both	1
					vertical	single	1
	vertical	both			1		
	hollow clay bricks (16%)	121.9x10.2			horizontal	single	1
					horizontal	both	1
vertical			single	1			
					vertical	both	1

Masonry compressive strength ranges from 2.5 MPa (Bastida et al 2003) to 15.5 MPa (Yu et al. 2004); elastic modulus available ranges from 1400 MPa (Valluzzi et al. 2002) to 11000 MPa (Tinazzi and Nanni 2000).

Unreinforced pilot samples showed the typical splitting failure along the compressed diagonal of the panel, either concentrated in a plane or following the stair-stepped texture of the wall (Fig. 3.a). Reinforced samples displayed a better distribution of cracks (Fig. 3.b) and various mode of failure: i) strips debonding (for the shortest ones applied at borders) (Fig. 3.c), ii) horizontal sliding along a joint (few cases with strips parallel to bed joints) (Fig. 3.d); iii) tensile rupture of the FRP (quite rare) (Fig. 3.e); iv) crushing of the masonry (due to concentration stresses at the loaded corners) (Fig. 3.f).

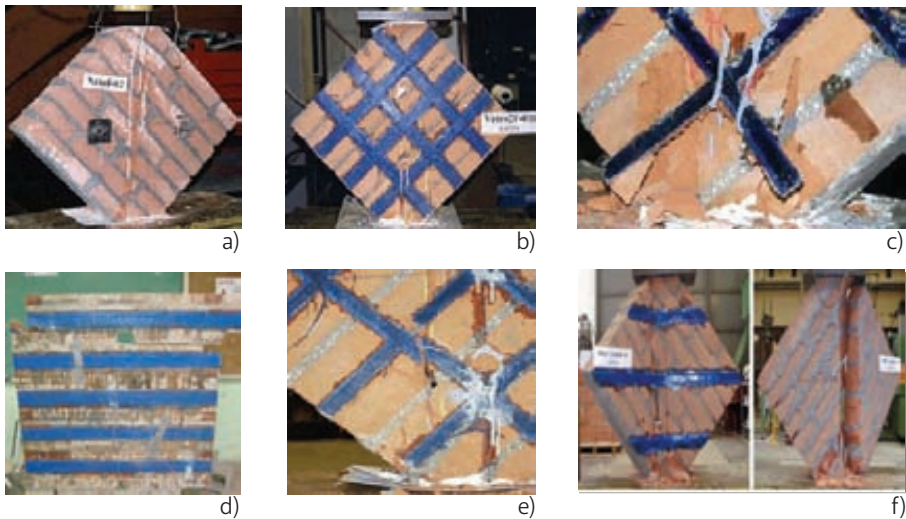
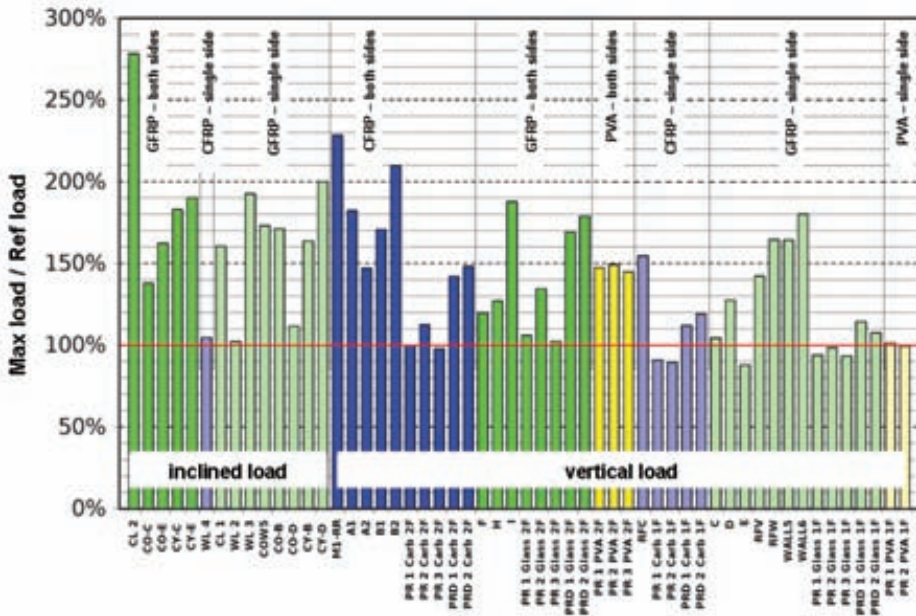
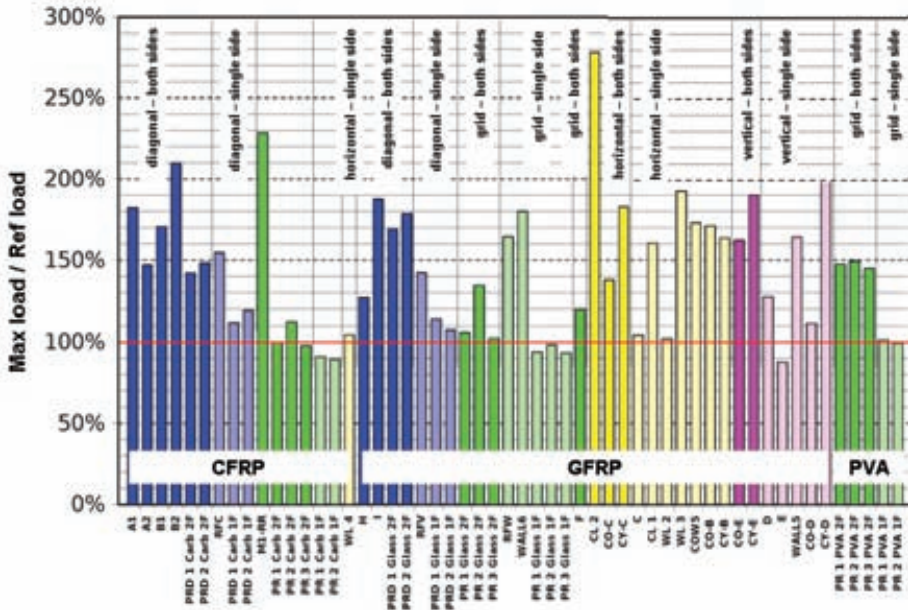


Fig. 3: Failure mode of panels under diagonal-compression load: a) unreinforced panel; b) diffusion of cracks in a strengthened panel; c) debonding at borders; d) sliding along a joint (Grando et al. 2003); e) FRP rupture; f) detail of crushing of masonry at corners).

It has been noticed that non-symmetric configuration of reinforcement (i.e., at one side only) can reduce the increase in strength in comparison with applications at both sides or even with the plain masonry, in particular for smaller samples tested in rotated position and vertical load (Fig. 4.a). For panels bigger than 1 m, when usually the system with inclined load is applied and the sample leans on its base, it seems favourable the effect of self-weight to stabilize the masonry during loading. Moreover, the combination with the two abovementioned favourable conditions for set-up and symmetrical strengthening, are increased when strips are applied diagonally. (Fig. 4b)



a)



b)

Fig. 4: Results of diagonal compression tests: ratio between maximum load and reference (plain masonry) load, mainly evidencing: a) influence of set-up; b) influence of reinforcement type and lay-out.

2.2 The effectiveness factor k_v

A simplified approach for the identification of the factor k_v , able to reduce implicitly the reliability on fibres due to bond imperfections for panels subjected to shear forces, is proposed (ReLUIS 2008). Results available from the abovementioned diagonal compression experimental tests have been considered for its calibration.

Due to the specific test set-up, most principal tensile stresses in the loaded plane can be considered as distributed around the centre of the panel between the two loaded corners along about the 80% of the diagonal. This represents the effective area where the principal stresses are distributed, thus identifying the resulting tensile force P_t acting orthogonally to the diagonal (Yokel and Fattal 1976). By assuming that the increment in strength between reinforced and plain panels is due basically to the FRP, it is possible to obtain, through the mean maximum load for each series on plain and strengthened panels of the available experimental results, the tensile component to distribute on the FRP strips, depending of their configuration.

Therefore, the shear effectiveness factor k_v is defined by the ratio among the increase of tensile load P_t ascribed to the FRP and its maximum tensile capacity F_f , calculated in the same direction (orthogonal to the diagonal plane):

This factor can be considered also as the ratio between the effective strain of the composite ε_{eff} at the moment of failure of the panel (thus incorporating all the effects related to bond and imperfections) and its nominal maximum strain in tension $\varepsilon_{f,u}$:

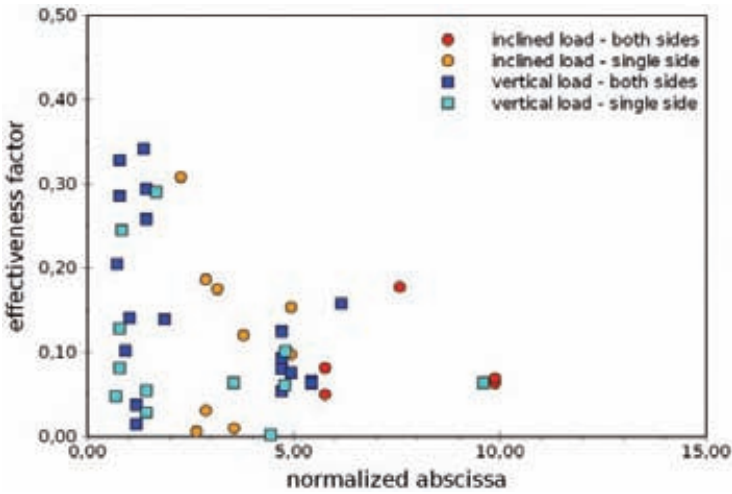
$$k_v = \frac{P_t}{F_f} = \frac{\varepsilon_{eff}}{\varepsilon_{f,u}} \quad \varepsilon_{eff} = k_v \cdot \varepsilon_{f,u} \quad (5)$$

To take into account the type and amount of reinforcement it is useful to define a normalized abscissa:

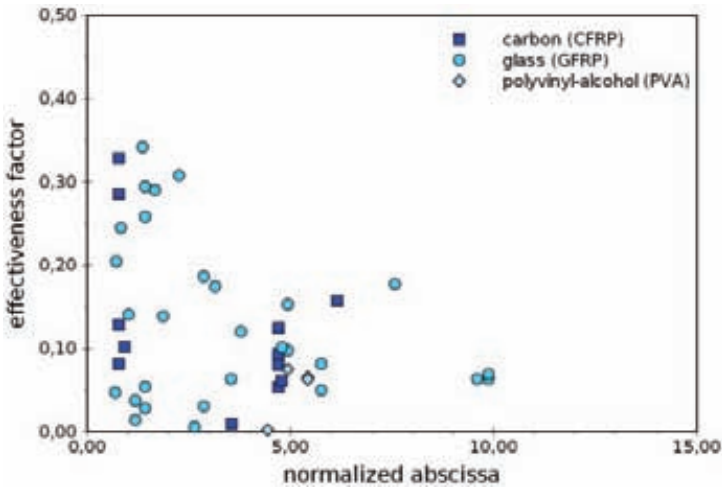
$$x = \frac{E_f \varepsilon_{f,u} A_f}{\sigma_t A_{m,fr}} \quad (6)$$

where A_f is the total equivalent area of the composite, σ_t is the tensile strength of the masonry (obtained on the basis of the ultimate load of plain masonry) and $A_{m,fr}$ is the diagonal area of failure. For hollow units all properties have been referred to the gross area.

By considering the results of the experimental tests consistent with the failure load (nine cases have been excluded) in agreement with in simplified model it has been possible to obtain the trends showed in Fig. 5. The favourable conditions due to the diagonal strengthening, in both sides and by testing with inclined load are confirmed.



a)



b)

Fig. 5: Effectiveness factor trend mainly evidencing the influence of: a) test set-up and reinforcement lay-out; b) reinforcement type.

Then, effectiveness curves of the k_v factor have been calibrated through an exponential regression curve, by considering the most significant reinforcement patterns (diagonal and/or grid, single or both sides), as shown in the eq. 7:

$$k_v = Ae^{-Bx} = Ae^{-B \frac{E_f \varepsilon_{f,u} A_f}{\sigma_t A_{m,fr}}} \quad (7)$$

Regression coefficients A and B and the resulting curves are showed in Fig. 6.

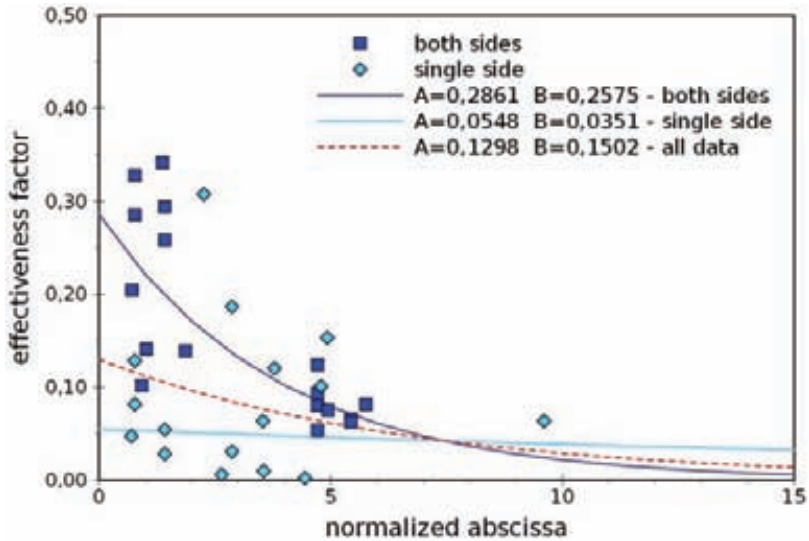


Fig. 6: Comparison among effectiveness curves related to single side or both sides applications, and all data.

On the basis of these effectiveness curves, coming back to design formulations (eq. 1, 2, 4), the contribution of the FRP strengthening $V_{Rd,f}$ can be given as:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} k_v A_f \eta_a \frac{\epsilon_{fk}}{\gamma_f} E_f (\cos \beta) \tag{8}$$

where γ_f is the partial factors of the material; A_f is the total area of the FRP strips crossing the crack (it is necessary to exclude strips bonded with insufficient anchorage length), η_a is an environmental factor; E_f the elastic modulus of the FRP and ϵ_{fk} its characteristic ultimate strain; θ is the angle of inclination of the crack on the horizontal line.

The experimental results and their analysis suggest the choice of the effectiveness curve related to the strengthening at both sides to consider in equation 8 for k_v (eq. 9), by tacking into account a strengthening layout diagonal or as a grid, and by considering an anchorage length of the strips higher than 200 mm (if other specifications are not available). This can have a quite general application, as tests using a set-up with inclined load adopted to medium-large samples (side higher than 1 m) have not shown main differences between one-side or both-side strengthened panels.

$$k_v = 0.281 e^{-0.2575x} \tag{9}$$

3. Bond characterization

As well known, bond is the most critical issue for the evaluation of the effectiveness of the strengthening intervention with composites. In particular, in the case of EBR applications, bond in masonry concerns both the adhesion behaviour under forces parallel (shear stresses) and orthogonal (normal stresses) to the laying plane of the fibres, depending on the mechanism they are involved in. Adhesion related to shear stresses is activated in most cases, that is when composite work under tensile forces (shear or flexural strengthening of panels, extrados strengthening of vaults, confinement of columns, etc.).

Moreover, in masonry, bond is influenced by the presence of mortar joints which induce both geometrical and material discontinuities. Although many researchers have done a significant contribution on the clarification of several specific aspects, it has to be said again that there is no harmonization among experimental procedures and set-ups, therefore comparison among results are often not reliable (often even nomenclature is different for similar tests). Many test systems have been early developed for concrete elements by several authors: Chajes et al. (1996) and Täljsten (1997) (Single-lap Shear Test); Lee et al. (1999) and Nakaba et al. (2001) (Double-lap Pull-pull Shear Test); Camli & Binici (2007) (Double-lap Push-pull Shear Test); De Lorenzis et al. (2001) (Beam-type Test), as well as ample reviews of available strength or bond-slip models have been proposed by Chen and Teng (2001), Lu et al. (2005) and Karbhari et al. (2006). As for masonry, a fundamental contribution to clarify these aspects is done by several research groups (Briccoli Bati and Rovero 2001, Aiello et al. 2003 and 2006, Casareto et al. 2003, Basilio et al. 2005, Panizza et al. 2008a). Double-lap Push-pull Shear Test, also known as Double-shear Push Test or Near-end Supported Double-shear Test (Yao et al. 2004), is the most adopted one, due to its feasibility. Nevertheless, its reliability is lower than the Single-lap Shear Test, due to the difficulty of reproducing the symmetry of the sample (usually a single brick between two stripes of textile or laminate glued on the two sides) and the consequent equal distribution of load between the stripes (Mazzotti et al. 2009). This problem in masonry is still open, therefore a good synergy from researcher is needed, in order to progress properly in its understanding.

On the other hand, detachment under normal stresses becomes crucial when fibres are applied under curved components (e.g., at the intrados of arches and vaults). A simple model allows identifying the normal force responsible for the debonding on the basis of the pull-off strength of the compound masonry-system (Fig. 7), once the tensile force in the composite and the geometry of the curved structure are known (Valluzzi et al. 2001, Panizza et al. 2008b). Therefore, by calculating the maximum load on the critical section it is possible to design the proper amount of reinforcement to counteract this phenomenon, by simply using a standard test (ASTM C1583 2004).

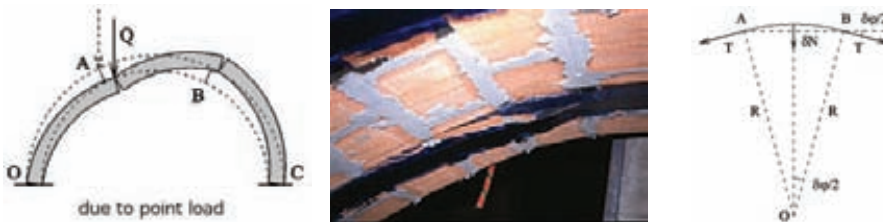


Fig. 7: Mechanism of collapse of an arch, detachment of a carbon fibre textile from the intrados and geometrical scheme of the model for the pull-off force identification (Valluzzi et al. 2001).

In the following, a correlation of results of pull-off test performed on solid clay bricks strengthened with CFRP and GFRP and the mechanical properties of the brick is proposed (Panizza et al. 2009). Six different series of strength of bricks have been considered, to which bending, compressive and tensile splitting tests have been applied.

The research allowed linking the pull-off strength with the properties of the unit, thus providing preliminary information on the effectiveness of an intervention in the design phase.

3.1 Pull-off test results and analysis

Generally used to estimate the adhesion of materials from a support, the pull-off test is likewise adopted for FRP-concrete and FRP-masonry. The system allows applying manually a force orthogonal to the plane of the support and the fibres, specifically to a circular area (5 cm of diameter), previously cut for few millimetres along its border in order to separate the cylinder from the rest of the sample (Fig. 8).



Fig. 8: Pull-off test ready to be executed on a strengthened half-brick, and some typical failures (within the brick and at the brick-resin interface) (Panizza et al. 2009).

Six series of bricks have been considered, having different properties (some are extruded, other are used as facing ones), for a total of 71 units. Each brick was tested first under flexure with a three-point bending test, then one of the two halves was subjected to compression or tensile splitting test, whereas the other one, after FRP application on the two largest faces, to the pull-off test (Fig. 9). Thus, for each single brick, two pull-off test results were available.

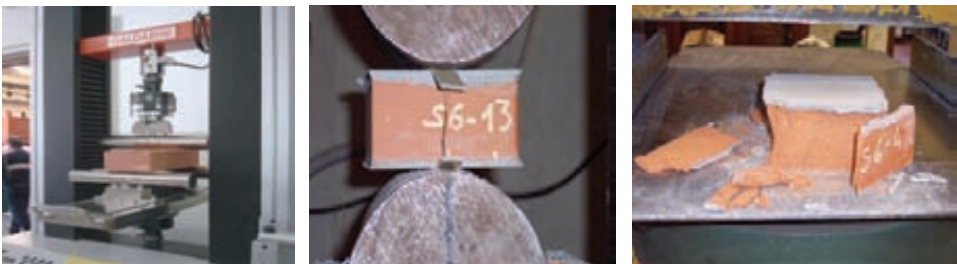


Fig. 9: Characterization tests for bricks: three-point bending on the whole brick, tensile splitting and compression tests on the halves (Panizza et al. 2009).

A total of 126 pull-off tests were performed: 14 concerning specimens reinforced with CFRP without applying any primer, 94 normally reinforced with CFRP and 18 with GFRP. The presence of primer allows rupture always in the substrate for CFRP (failure type A according to ASTM C1583), whereas for GFRP applications this was observed for about 2/3 of specimens (the others being characterized almost equally by a rupture type B, e.g. at the interface, or C, e.g. combined). Failure type A was anyway mostly observed (more than 3/4 of samples) also in pull-off tests performed on CFRP applied without primer (the rest mainly characterized by type B), as a proof of the good adhesion of the reinforcing system to the support. The mean mechanical characteristics of the bricks and the related test results are given in **Table 2**.

Tab.2: Mean mechanical properties of bricks and results of tests.

Brick series label	Brick type	Bending strength f_{flex} (MPa)	Compressive strength f_{compr} (MPa)	Tensile splitting test f_{split} (MPa)	Pull-off strength $\sigma_{spull-off}$ (MPa)	Fibre type	N. samples
S1 ES	extruded	4.67	35.36	n/a	3.11	CFRP	7
						GFRP	6
S2 FaV	facing	5.29	21.09	n/a	1.79	CFRP	6
						GFRP	2
S3 ES	extruded	2.97	33.29	1.78	2.61	CFRP	8
						GFRP	4
S4 FaV	facing	5.43	22.06	4.02	1.61	CFRP	12
S5 ES	extruded	3.89	38.39	3.52	3.02	CFRP	12
S6 ES	extruded	5.63	58.06	5.89	3.73	CFRP	14

It is worth to notice that the six series of bricks can be grouped in three categories of compressive strength: low (around 20 MPa), medium (around 40 MPa) and high (around 60 MPa). Comparison between pull-off test and flexure or splitting tests gave weak results (**Fig. 10**); looking forward on further date, the attempt of linear correlations, in particular for extruded bricks, is shown in equations 10. Extruded bricks showed higher pull-off strength than facing ones, compared to both flexural and tensile splitting tests.

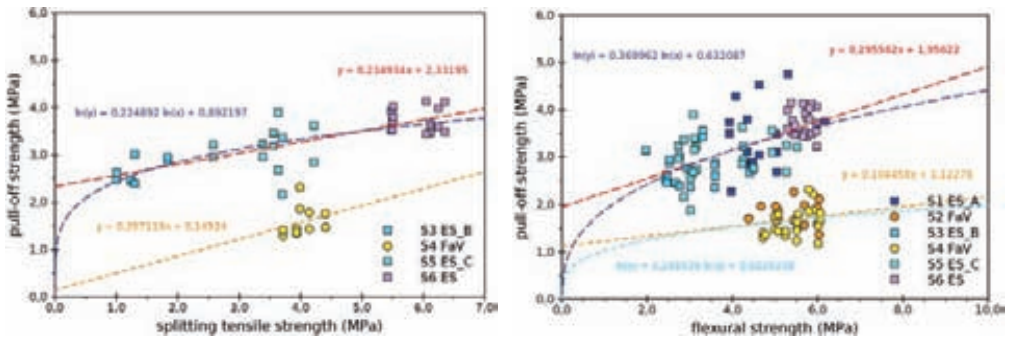


Fig. 10: Correlation of pull-off strength with flexural and tensile splitting strength of bricks.

$$\sigma_{pull-off (ES)} = 0.296 f_{flex} + 1.956 \quad [\text{MPa}] \quad (10)$$

$$\sigma_{pull-off (ES)} = 0.235 f_{split} + 2.332 \quad [\text{MPa}]$$

On the contrary, the correlation between pull-off strength and compression strength of bricks seems to be more significant, and leads to different possible correlation curves, as showed in Fig. 11. Disregarding the two linear functions, the best correlation is given by a power regression, so that the pull-off strength could be defined by equation 11:

$$\sigma_{pull-off} = 0.155 \cdot (f_{compr})^{0.808} \quad [\text{MPa}] \quad (11)$$

Such a curve well approximates the formulations given by Italian standard (DM 19/01/96) and the ACI 318/96, which provide a relation among the cubic strength f_c of the concrete and its tensile strength f_{ct} , then calibrated on the compressive strength of the bricks and the pull-off one, respectively. In fact, as almost all specimens exhibit the rupture type A (within the substrate) under pull-off forces, the related strength could be considered similar to a direct tensile strength of the bricks.

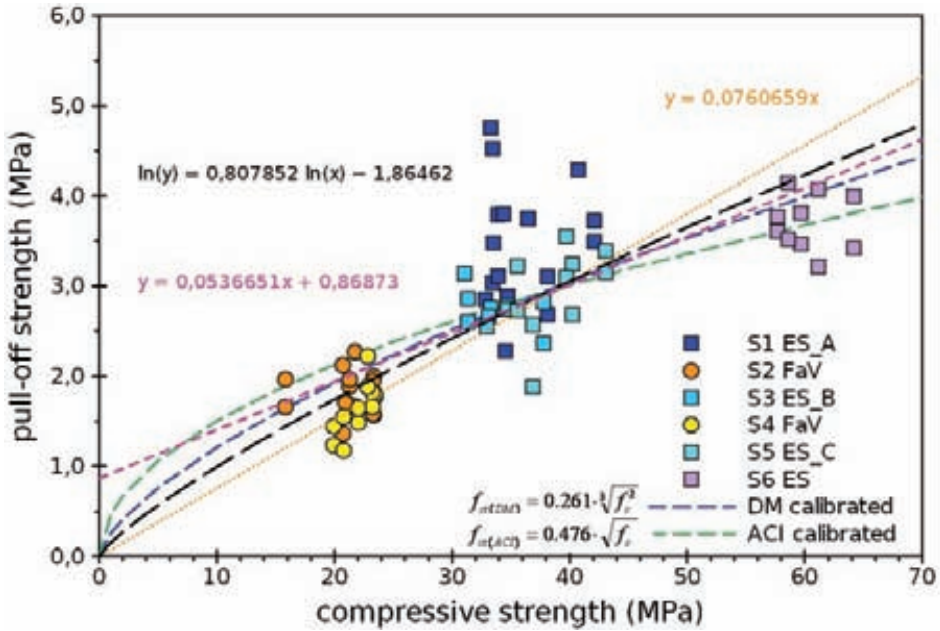


Fig. 11: Correlation of pull-off strength with compression strength of bricks.

4. The Rilem 223-MSC TC data-warehouse

As discussed above, many problems related to design and application of composites in masonry constructions are still a complex issue. Although at this stage of knowledge several experimental researches, as well as analytical formulations or numerical approach, are proposed, it could be said that, in comparison with progresses done for concrete in the same field, the understanding of phenomena related to masonry with composite is still lacking. In particular, standardization needs harmonization of procedures, in order to calibrate properly design formulations; moreover, specific recommendations should be provided for a cautious approach in the ambit of historical monuments and structures.

In this context, the first Rilem Technical Committee dealing on Masonry Strengthening with Composite Material (MSC TC) started its activity in 2007, aimed at sharing and systematizing the current knowledge on the structural behaviour of masonry structures and components strengthened with composite materials, in order to highlight needs and lacks in the field, and to direct further research developments.

The first product of the TC activity is a data-warehouse (DWH), able to store data related to single structural components (walls/panels, arches/vaults/domes, columns/pillars) or whole constructions; it also allows focusing on specific problems, such as bond, durability, and NDT applications, or to include the main description of interventions on case studies. Experimental works are mainly considered,

but sections concerning analytical or numerical evaluations are also provided. Data on materials, projects and results can be easily exported in common formats (Excel, Acrobat) and processed in real-time for direct comparisons by means of charts and diagrams. The tool permits a quick check and a continuous updating of the current state of knowledge, and allows researchers to individuate areas in need of further investigations more effectively and comprehensively.

It is available freely at the web site <https://contribution.rilem.isqweb.it/> and through the Rilem home page www.rilem.net, open to everybody interesting in improving knowledge and awareness on both potential and limits in the use of composites on existing masonry structures. Some display from the site are shown in Fig. 12 and 13.



Fig. 12: The home page of the Rilem MSC data-warehouse.

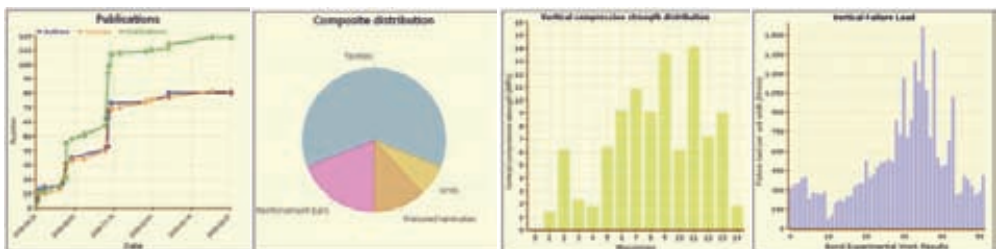


Fig. 13: The Rilem MSC data-warehouse: some typical output charts.

5. Conclusions

The use of composite materials in masonry constructions is more and more promising, provided that diffusion of technology and systems in the existing field progress at the same rate of experimental validation. The significant amount of work produced up to now needs proper systematization to optimize the future developments with a fruitful collaboration among universities, protection bodies, research institutions and companies, aimed at harmonizing procedures and at providing recommendations for design, application and control of the intervention.

6. Acknowledgements

The activities presented in the paper have been partially supported by the National Italian Project ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) funded by the Department of Civil Protection–Executive Project 2005–2008. The author would like to thank Enrico Garbin and Matteo Panizza for their very active participation in the research.

7. References

- [1] **ACI 318/99:** *Building Code Requirements for Structural Concrete with Commentary*, American Concrete Institute, 1 July 1999 (USA).
- [2] **ACI 440M Guide Draft-1. 2004.** *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP System for Strengthening Unreinforced Masonry Structures*. ACI Committee 440.
- [3] **Aiello, M.A., Sciolti, M.S., Pecce, M. 2003:** *Experimental investigation on bond between FRP sheets and natural masonry blocks*. 10th Int. Conf. SF&R-2003, London (UK).
- [4] **ASTM C1583-04:** *Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method)*, American Society for Testing and Materials, 2004.
- [5] **Basilio, I., Oliveira, D., Lourenço, P. 2005:** *Experimental Characterization of FRP Masonry interface Behaviour*. *Proc. of the 5th Int. Conf. on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures AMCM-2005*, Gliwice-Ustron (Poland).
- [6] **Bastidas, D., Molina, L. F., Yamin, L., Sarria, A., Ortega, J. P. e Tumialan, G. 2003:** *Non-structural masonry walls strengthened with GFRP laminates*, 9th American Masonry Conference, Clemson, South Carolina (USA).
- [7] **Bernardini, A., Modena, C., Turnšek, V. e Vescovi, U. 1980:** *A comparison of three laboratory test methods used to determine the shear resistance of masonry walls*, 7th World Conf. on Earthquake Engineering, vol. 7, p. 181–184, Istanbul (Turkey).
- [8] **Borri, A., Corradi, M., Speranzini, E., Giannantoni, A. 2008:** *Consolidation and Reinforcing of stone wall using a reinforced repointing grid*, 6th International Conference of Structural Analysis of Historical Construction, Bath (UK).

- [9] **Borri, A., Castori, G., Grazini, A. 2007:** *Seismic upgrading of historical masonry buildings with steel reinforced grout (SRG)*. Proc. Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8), T. C. Triantafillou ed., Patras (Greece).
- [10] **Briccoli Bati, S., Rovero, L. 2007:**
- [11] *Materiali ed approcci innovativi per il progetto in zona sismica e la mitigazione della vulnerabilità delle strutture*. Proc. Workshop, Fisciano, Salerno (Italy), February 12–13, 2007.
- [12] **Briccoli Bati, S., Rovero, L. 2001:** *Experimental validation of a proposed numerical model for the FRP consolidation of masonry arches*, Structural Analysis of historical construction - SAHC 2001, proc. of the 3rd Int. Conf., Guimaraes (Portugal) 1057-1066.
- [13] **Camli, U.S., Binici, B. 2007:** *Strength of carbon fiber reinforced polymers bonded to concrete and masonry*. Construction and Building Materials, 21: 1431-1446.
- [14] **Cancelli, A. N., Aiello, M. A., Casadei, P. 2007:** *Experimental investigation on bond properties of SRP/SRG – Masonry systems*. Proc., Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8), T. C. Triantafillou ed., Patras (Greece).
- [15] **Casareto M., Oliveri A., Romelli A., Lagomarsino S. 2003:** *Bond behavior of FRP laminates adhered to masonry*. Advancing with Composites - Plast-2003, proc. of the Int. Conf., Milan (Italy).
- [16] **Chajes, M.J., Finch, W.W.Jr., Januszka, T.F., Thomson, T.A. 1996:** *Bond and Force Transfer of Composite Material Plates Bonded to Concrete*. ACI Structural Journal, 93 (2): 295-303.
- [17] **Chen, J.F., Teng, J.G. 2001:** *Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete*. ASCE Journal of Structural Engineering, 127 (7): 784-791.
- [18] **De Lorenzis, L., Miller, B., Nanni, A. 2001:** *Bond of FRP laminates to concrete*. ACI Materials Journal, 98 (3): 256-264.
- [19] **De Nicolò, B., Grosso, B. e Valdes, M. 2004:** *Mechanical behaviour of natural stone masonry strengthened with FRP. Part I: experimental research*, 1st Int. Conf.on Innovative Materials and Technologies for Construction and Restoration, p. 487–497, Lecce (Italy).
- [20] **DM 19/01/1996:** *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, Ministero dei Lavori Pubblici (Italy).
- [21] **Gabor, A., Ferrier, E., Jacquelin, E. e Hamelin, P. 2006:** *Analysis and modelling of the in-plane shear behaviour of hollow brick masonry panels*, Construction and Building Materials, vol. 20, p. 308–321.
- [22] **Garbin, E., Valluzzi, M.R., Modena, C., Galati, N., Nanni, A. 2006:** *In-plane design for masonry walls strengthened by FRP materials*, Structural Faults & Repair – 2006, June 13-15 2006, Edinburgh (UK) (12 pp. on CD-ROM).
- [23] **Grando, S., Valluzzi, M. R., Modena, C. e Tumialan, G. 2003.** *Shear strengthening of URM walls with FRP systems*, Advancing with Composites 2003, 6th Int. Conf., p. 179–186, Milano (Italy).

- [24] **CNR DT200/2004:** *Guide for the design and construction of an externally bonded FRP system for strengthening existing structures*, Italian National Research Council CNR, Rome (Italy).
- [25] **Karbhari, V.M., Niu, H., Sikorsky, C. 2006:** *Review and Comparison of Fracture Mechanics-based Bond Strength Models for FRP-strengthened Structures*. *J. of Reinforced Plastics and Composites*, 25 (17): 1757-1794.
- [26] **Lee, Y.J., Boothby, T.E., Bakis, C.E., Nanni, A. 1999:** *Slip Modulus of FRP Sheets Bonded to Concrete*. *ASCE J. of Composites for Construction*, 3(4): 161-167.
- [27] **Lu, X.Z., Teng, J.G., Ye, L.P., Jiang, J.J. 2005.** *Bond-slip models for FRP sheets-plates bonded to concrete*. *Engineering Structures*, 27: 920-937.
- [28] **Marcari, G., Manfredi, G., Prota, A., and Pecce, M. 2007:** *In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP*. *Composites, Part B*, 38 7–8, 887–901.
- [29] **Mazzotti C., Savoia M., Ferracuti B. 2009:** *A new single-shear set-up for stable debonding of FRP-concrete joints*. *Construction and Building Materials* 23 (2009) 1529–1537.
- [30] **Micelli, F., Ombres, L. 2003:** *Natural Masonry strengthened with CFRP: experiments and modelling on wall panels*, *Composites in Constructions*, CCC2003, Cosenza (Italy).
- [31] **Morbin, A. 2002:** *Strengthening of Masonry Elements with FRP Composites*, University of Missouri-Rolla (USA), Technical report CIES 02-23.
- [32] **Nakaba, K., Kanakubo, T., Furuta, T., Yoshizawa, H. 2001:** *Bond Behavior between Fiber-Reinforced Polymer Laminates and Concrete*. *ACI Structural Journal*, 98 (3): 359-367.
- [33] **O.P.C.M. 3431 2005:** *Ordinanza n. 3431 – Ulteriori modifiche e integrazioni all'ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003*, Presidenza del Consiglio dei Ministri, Italy.
- [34] **Panizza, M., Garbin, E., Valluzzi, M.R., Modena, C. 2008a:** *Bond Behaviour of CFRP and GFRP Laminates on Brick Masonry*. *Structural Analysis of Historical Construction – SAHC08*, proc. of the 6th Int. Seminar, Bath (UK).
- [35] **Panizza M, Garbin E, Valluzzi MR, Modena C. 2008b:** *FRP strengthening – Shear mechanism of brick masonry vaults*, Proc. of the 12th Int. Congress on Structural Faults and Repair, Edinburgh (UK), 10–12 June 2008.
- [36] **Panizza M., Garbin E., Valluzzi M. R., Modena C. 2009:** *Experimental study of the FRP-clay interface subject to normal stresses*, Proc. MuriCo3 2009, Venice (Italy), 22-24 April 2009 (pp. 391-398 CD-ROM).
- [37] **Prota, A., Manfredi, G., Nardone, F. 2008:** *Assessment of Design Formulas for In-Plane FRP Strengthening of Masonry Walls*, *Journal Of Composites For Construction ASCE* Nov-Dec 2008, 643-649.
- [38] **ReLUIS 2008:** *Analisi delle prove di compressione diagonale su pannelli murari rinforzati con tessuti FRP applicati esternamente*. Linea 8 – Task 8. University of Padova, December 2008.
- [39] **Täljsten, B. 1997:** *Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete*. *Int. J. of Adhesion and Adhesives*, 19: 319-327.

- [40] **Tinazzi, D., Nanni, A. 2000:** *Assessment of technologies of masonry retrofitting with FRP*, University of Missouri-Rolla (USA), Technical report CIES.
- [41] **Tumialan, G., Morbin, A., Nanni, A. e Modena, C. 2001:** *Shear Strengthening of Masonry Walls with FRP Composites*, *Composites 2001 Convention and Trade Show*, Tampa, Florida (USA), on CD-ROM.
- [42] **Turnsek, V., Cacovic, F. 1971:** *Some experimental results on the strength of brick masonry walls. Proc.*, 2nd Int. Brick Masonry Conf., Stoke-on-Trent (UK).
- [43] **Valluzzi, M.R., Valdemarca, M., Modena, C. 2001.** **Behavior of brick masonry vaults strengthened by FRP laminates**, *ASCE J. of Composites for Construction*, 5(3), 2001, 163-169.
- [44] **Valluzzi, M.R. 2008:** *Strengthening of masonry structures with Fibre Reinforced Plastics: from modern conception to historical building preservation*, *Structural Analysis of Historic Construction – SAHC08*, vol. 1, p. 33-45, Bath (UK).
- [45] **Valluzzi, M.R., Tinazzi, D., Modena, C. 2002:** *Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates*, *Construction and Building Materials*, vol. 16 (7), p. 409-416.
- [46] **Wambua, P., Ivens, J., Verpoest, I. 2003:** *Natural fibres: can they replace glass in fibre reinforced plastics?*, *Composites Science and Technology* 63 1259-1264.
- [47] **Yao, J., Teng, J.G., Chen, J.F. 2004:** *Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints*. *Composites: Part B*, 36: 99-113.
- [48] **Yokel, F. e Fattal, S. 1976:** *Failure hypothesis for masonry shear walls*, *Journal of the structural division*, vol. 102, p. 515-535.
- [49] **Yu, P., Silva, P. F. e Nanni, A. 2004:** *Application of Bond Polyurea in Structural Strengthening of RC Beams and URM Walls*, University of Missouri-Rolla (USA), Technical report CIES 02-23.
- [50] **Zampaloni, M., Pourboghraat, F., Yankovich, S.A., Rodgers, B.N., Moore, J., Drzal, L.T., Mohanty, A.K., Misra, M. 2007:** *Kenaf natural fiber reinforced polypropylene composites: A discussion on manufacturing problems and solutions*, *Composites: Part A* 38 (2007) 1569-1580.
- [51] **Zhao, T., Zhang, C. J., and Xie, J. 2003:** *Experimental study on earthquake strengthening of brick walls with continuous carbon fiber sheet*. *Proc.*, *Masonry Int.*, Vol. 16, The British Masonry Society, London, 21-25.

Experimental studies to normalize the sonic test on masonry walls

M. De Fino, G. De Tommasi, F. Fatiguso

Departement of Architecture and Town Planning, Polytechnic of Bari

Abstract. *The paper is going to focus on some relevant methodological and technical issues for the normalization of diagnostic investigation techniques, and specifically the sonic pulse velocity test, in masonry buildings. Particularly, some experimental data are presented on boundary conditions influencing the measurement reliability, operating procedures meeting effectiveness and time/cost saving, and data elaboration and correlation methods. The results can be usefully addressed to the proposal of normative standards and regulations.*

1. Introduction

The preservation of the historical building heritage preliminarily requires a detailed knowledge of historical background, materials, constructional techniques, functional and structural modifications, and state of conservation. That knowledge supports assessment of residual performances, refurbishment/maintenance planning, on-site evaluation of expected requirements and monitoring of obsolescence throughout the service life of a building.

The alteration mechanisms and diagnostic techniques are widely developed and well known. Besides the systematization of investigation procedures and the expertise for managing and controlling the diagnostic process, by means of an interdisciplinary approach, still seems to be an open research field, especially in historical buildings.

In fact, several problems are not solved yet, concerning diagnostic methods and techniques for masonry structures:

- ▷ Investigation techniques are numerous, so that a careful selection is required to meet the expected objectives.
- ▷ Testing procedures are not normalized in many cases, except for some regulations for different materials and constructional elements than masonry structures.
- ▷ Diagnostic investigation generally requires skilled personnel, with specific specialization for each test.
- ▷ Destructive tests should be reduced as much as possible, because they are intrusive. Nevertheless, they are necessary to calibrate non destructive tests.

As a consequence, two relevant research fields might be pointed out: (i) definition of application methodologies for different tests, also by means of experimental investigation, in order to provide specific tools for control of procedures and interpretation of results; (ii) re-organization of the whole diagnostic process for masonry buildings, in order to highlight the correlation among historical, constructional, technical and functional survey, state of conservation analysis, investigation technologies

and methods, and normative regulations.

On the basis of the issues mentioned above, the authors at Polytechnic University of Bari have focused on the development of support tools for planning and managing refurbishment and maintenance strategies, specifically through diagnostic and monitoring technologies for the constructional qualification of masonry structures. Herein, some experimental results are presented that can be usefully addressed to the proposal of technical standards and normative regulations.

2. Sonic pulse velocity test: critical states and research issues

As widely known, the sonic pulse velocity test relies on the propagation of elastic waves into a solid medium. In general, if the medium is homogenous and isotropic, three different types of waves are generated: longitudinal waves P (the vibration direction is parallel to the propagation one), transversal waves S (the vibration direction is perpendicular to the propagation one), surface waves R (they propagate only on the surface with variable vibration direction). The velocities of the waves in a homogenous and elastic medium are related to the elasticity moduli E and G , and to the density of the medium, according to well know equations.

The state of the art shows that the sonic pulse velocity test can assess the material and construction features of masonry structures, in other words the "state of aggregation". The "state of aggregation" is related to the "continuity and density", assuming that the latter properties positively affect the bearing capacity.

So far, many experimental tests have demonstrated that qualitative relationship, even though quantitative interpretation is still challenging. As an example, data from numerous tests on brick masonry structures pointed out that the frequency of the transmitted pulse is highly affected by the type of hammer, the protection material of the hammer, the interface between hammer and structure, and the material of the investigated structure. Moreover, the velocity of propagation changes according with the angle of incidence of the wave on the investigated surface and with the number of crossed mortar joints.

From those critical states, the present paper is going to focus on the definition of application methodologies and control procedures of the sonic pulse velocity test on masonry structures, also by means of experimental investigation.

The general approach was also applied to different diagnostic technologies within a more comprehensive research programme. In fact, the research preliminarily addressed some general aspects for the normalization of all the diagnostic tests in a masonry structure.

First, some constructional elements were selected, as case studies, for their representative material and constructional characteristics, as well as for the low influence of disturbances and on site conditions and the high feasibility of the investigation. For all the diagnostic techniques, the basic procedures for application and data acquisition were analysed and the possible interference factors were identified.

Then, some experimental tests were carried out to evaluate, for instance, the variability of results

due to the type of equipment, the interface between receiver and structure, the number of measurements to estimate the investigated quantity. Moreover, the tests were addressed to evaluate data aggregation and analysis techniques, in order to reduce measurements uncertainties, on the one hand, and to save time and money, on the other hand.

Finally, the research evaluated the reliability of all the diagnostic techniques, in terms of data elaboration and interpretation, for identifying some characteristic parameters, which can effectively describe material and constructional features of a structure and relate different structures one another. Those parameters should provide a quantitative and /or qualitative characterization of the masonry structure and ensure high performance levels to the diagnostic process.

3. Experimental set up and results

3.1 Selection of representative masonry walls

The sonic tests were carried out for some representative masonry walls. The walls were selected for their materials, constructional techniques, state of conservation, as well as for the operational feasibility of the investigation. Specifically, the study concerned cavity and solid walls, as well as walls with and without visible crack patterns.

Herein, we present the results for a cavity wall and a solid wall in "Convento dei Cappuccini" in Ruvo di Puglia (Bari), called "Case Study A" later on, and two cavity walls, respectively with and without cracks in "Palatium Regium" in Palazzo S.Gervasio (Matera), called "Case Study B" later on. The results can be considered as illustrative of the whole study.

3.2 Equipment

The sonic investigation was carried out by the equipment "Ultrasonic System CMS" for sound and ultrasound tests. Particularly, the system is composed of an acquisition station, an impulse force hammer as transmitter and a piezoelectric probe as receiver.

The acquisition station includes an analog to digital converter and a waveform recorder. The signals are displayed and stored in a HP IPAQ 2110 netbook, with Bluetooth interface, by the software SonicPocket-WCE v. 3.3.9.

The piezoelectric receiver, RSG-55, shows high sensitivity between 1KHz and 8 KHz and good sensitivity between 10KHz and 70 KHz. It outputs the signal with an amplification factor of 10.

3.3 Preliminary tests on the interface between receiver and structure

A series of sonic tests were carried out, in order to preliminarily assess how the signal is affected by the interface material between receiver and structure. Specifically, the tests aimed at evaluating the relation between the transmit time of the sonic pulse and the thickness of the interface material, herein plasticine, at 5mm, 2mm and 0,5mm.

The results in Tab.1 and Fig.1, referred to a series of 10 measurements on a point of the cavity wall in

Case Study A, show a typical trend. In general, the measurements are not affected if the interface is thinner than 2mm, whereas higher thickness values involve a significant increase of the wave transmission time, up to 250%. The investigation described later on took into account this recommendation.

3.4 3.4 Experimental procedures

The sonic tests were carried out in accordance with RILEM TC 127 MS-D1, ASTM C 1383, UNI-NORMAL 42/93 and UNI-NORMAL 22/86 that provide some recommendations for different materials and constructional elements from the masonry structures.

Two corresponding grids were marked out on two sides for each area of the representative masonry walls to be tested. The square grid was 1m x 1m, with 3 rows and 3 columns of measurement points, with a regular prefixed spacing of 50cm. The grid placement was carefully chosen in order to prevent the measurement points from corresponding with mortar joints and/or masonry local poor conditions.

The measurements were taken by the hammer, with a low impulse force in order to protect the surfaces. The receiver was protected with 2mm tick plasticine to ensure high adhesion and low interference.

For each point, the tests detected the direct transmission velocity to the corresponding point, as well as the velocity to all the points of the corresponding grid along diagonal trajectories (Fig. 2). For each point, the measurements were repeated 10 times.

The detection of diagonal transmission velocities was addressed to an alternative investigation of the velocity pattern, as described in detail later on (section 3.6).

Measures		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Mean
5mm	Time (μ s)	235	277	282	236	279	285	269	280	285	278	271,1
2mm		107	104	91	101	96	95	89	97	100	98	97
0,5mm		93	91	97	84	95	91	85	85	89	84	90

Tab. 1. Wave transmission time versus interface thickness. Values.

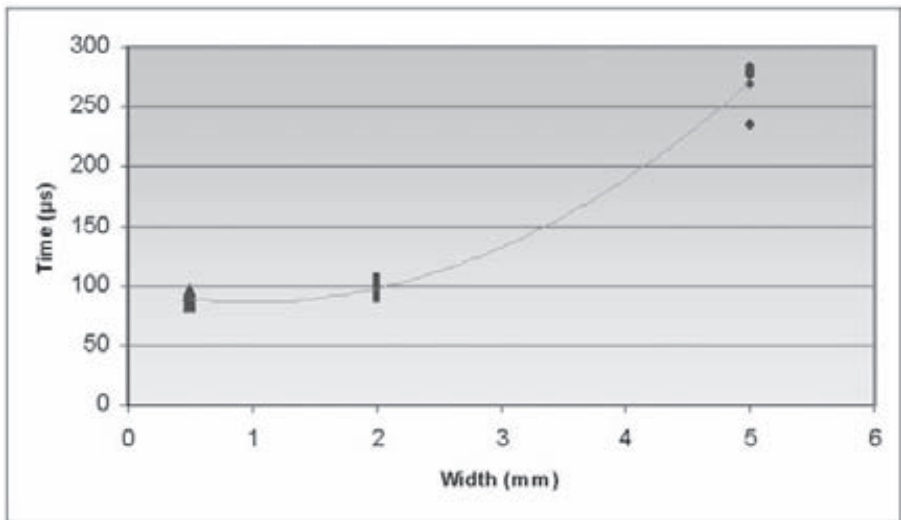


Fig. 1. Wave transmission time versus interface thickness. Typical trend.

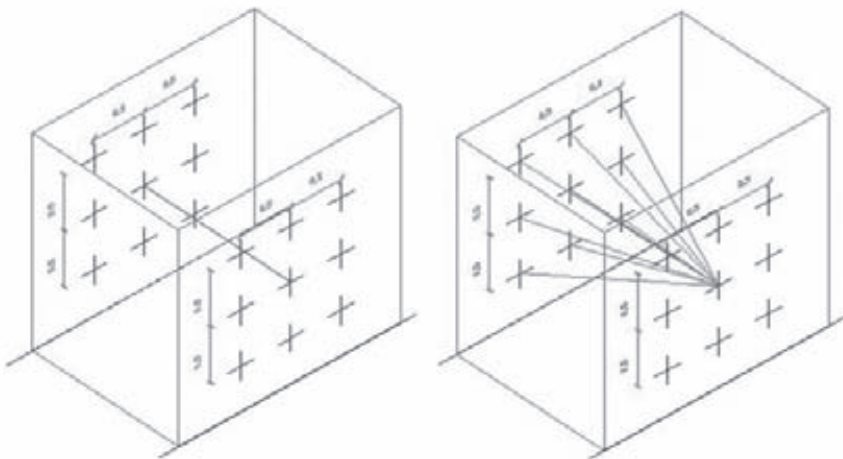


Fig. 2. Scheme of direct transmission velocity (left) and diagonal transmission velocities (right)

3.5 Minimum number of measurements for velocity pattern assessment

From the data of the sonic investigation on the masonry walls, the number of measurements that is necessary and sufficient to reliably assess the average transmit velocity through a material was evaluated. The analysis also considered some tests on stone samples (70mm x 70mm x 70mm) from quarries in Apulia Region.

The evaluation considered the percentage deviation of the progressive velocity averages (after 3, 4, ..., 9 measurements) from the average velocity after 10 measurements.

The graphs below (Fig. 3- 6) show the results referred to all the velocities measured on the cavity wall in Case Study A and on the wall without crack patterns in Case Study B, as well as some synthetic data from the four representative masonry walls and five stone typologies. Specifically,

- ▷ Series A = Pietra Cava Cisternino;
- ▷ Series D = Biancone di Apricena;
- ▷ Series H = Carparo Leccese;
- ▷ Series I = Pietra Leccese Beige;
- ▷ Series L = Pietra Leccese Grigia.

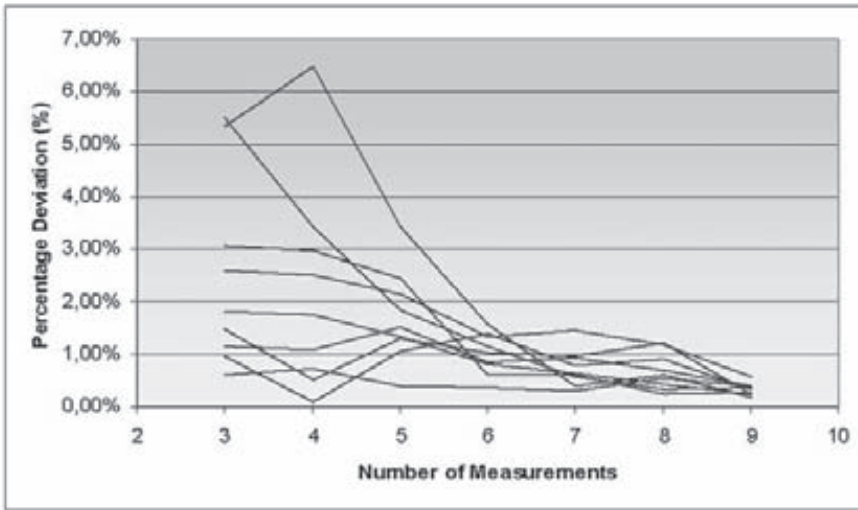


Fig.3 Percentage deviation of progressive velocity averages to the velocity average at 10 measurements. Cavity wall. Case study A.

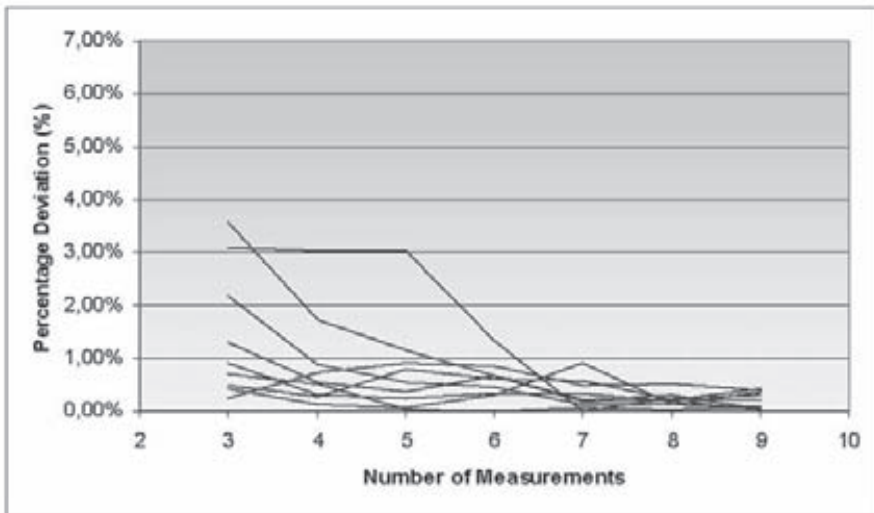


Fig.4 Percentage deviation of progressive velocity averages to the velocity average at 10 measurements. Wall without crack pattern. Case study B.

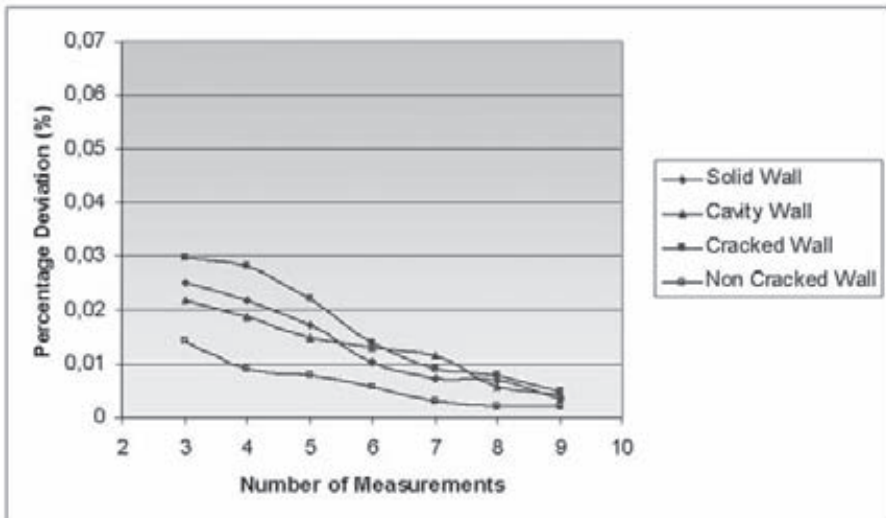


Fig.5 Percentage deviation of progressive velocity averages to the velocity average at 10 measurements. Representative masonry walls.

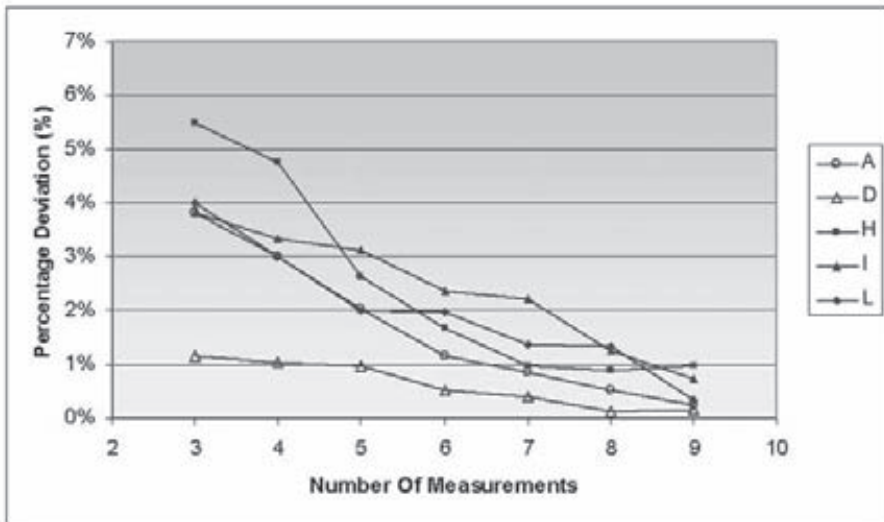


Fig.6 Percentage deviation of progressive velocity averages to the velocity average at 10 measurements. Representative stone samples.

In general, it can be stated that the percentage deviation of the progressive velocity averages from the average velocity at 10 measurements decreases when the number of measurements increases.

The values after 3 measurements are up to 6,5% considering both masonry walls and stone samples. That percentage is not high, and potentially already acceptable, especially for historical structures, whose constructional features involve higher variability compared with homogeneous materials and elements.

Nevertheless, it should be observed that 3 measurements might lead to unreliable measures due to ineffective transmission, inadequate adhesion between receiver and structure, and malfunction of the acquisition system.

Moreover, the results show that the curve interpolating the values has generally a lower slope after 6 measurements. In fact, a further increase of measurements after 6 doesn't correspond to a proportional decrease of the percentage deviation.

Consequently, the data allow at considering 6 measurements as the necessary and sufficient number to reliably assess the average transmit velocity trough those kind of heterogeneous materials.

3.6 Parameters to qualify masonry walls

The results of the sonic tests (direct and diagonal transmission velocities) can be effectively used to calculate the average velocity of a masonry wall, in the range:

$$M - v < \psi\lambda < M + v$$

where M is the mean value and ν is the standard deviation of the velocities $\psi_{i,i}$.

That parameter, defined as “characteristic velocity” seems to be satisfactory in order to identify the constructional and mechanical features of a masonry wall. Moreover, it provides quantitative information to be related with different masonry walls. Specifically, Tab.2 reports the values from the investigation of the representative masonry walls.

	Measurements from direct transmission		Measurements from direct and diagonal transmission	
	M	ν	M	ν
Solid Wall	1638	668	1355	647
Cavity Wall	738	135	733	139
Non Cracked Wall	613	269	548	163
Cracked Wall	769	203	624	243

Tab. 2. Values of M e ν from the investigation of representative masonry walls.

The mean value M and the standard deviation ν from the direct transmission measurements, on the one hand, and from the direct and diagonal transmission measurements, on the other hand, match pretty well.

Particularly, it should be noted that the wall without crack patterns shows lower characteristic velocity than the wall with visible crack patterns. As the two structures have similar materials and constructional techniques, the results highlight a lower density, and as a consequence a worse general state of conservation of the wall, which is apparently in better conditions.

The data from direct and diagonal transmission investigation was analyzed in different ways, which are detailed below. Herein, the overview is referred to the cavity wall in Case Study A and to the wall with crack pattern in case Study B. Nevertheless, the general remarks concern all the case studies.

A possible data elaboration relates to the representation of direct and diagonal transmission velocities along the relative trajectories. This approach allows at visualizing the velocity distribution and consistency throughout the grid space. In fact a high dispersion of values points out a low homogeneity, in terms of density, eventually due to different materials, constructional elements and decay (Fig.7 and Fig.9).

For instance, for the cracked wall in Case Study B (Fig.7), it can be noticed that the velocities are significantly lower in the area 5-6-8-9 and relatively lower in the area 2-3-5-6 that actually correspond to the main crack pattern passing trough the wall (Fig.8). Information does not localize an anomaly, but it does detect that. Moreover, it does not result by analyzing only the direct transmission velocities.

Similarly, for the cavity wall in Case Study B (Fig.9), the table shows lower values in the areas 2-3-5-6, 4-5-7-8, as well as in the central band 4-5-6, where the direct transmission velocities allow to detect lower values only in the same central band.

In this case, the reliability of the diagonal transmission investigation was tested by means of direct transmission measurements in 40 intermediate points within the original grid. The results of those measurements are discussed later on.

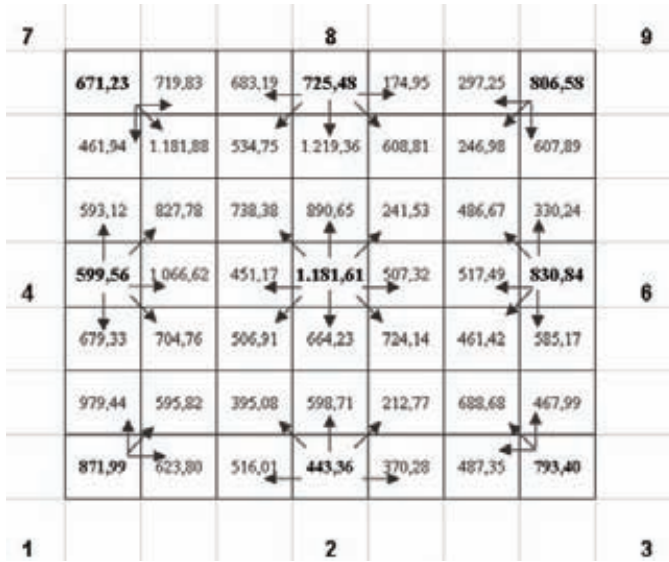


Fig.7 Velocity distribution. Cracked wall. Case study B.

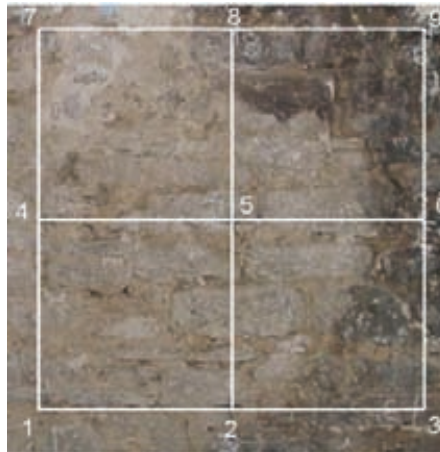


Fig.8 Detail of the grid on the cracked wall.



Fig.9 Velocity distribution. Cavity wall. Case study A.

An alternative data elaboration for investigating the constructional features of masonry walls concerns the elevation chromatic mapping. A chromatic map represents the wall elevation as composed of different sectors within the measurement grid. A value is assigned to each sector that is the average velocity of all the measurements whose trajectory passes through the wall volume corresponding to that sector (Fig.10-11-12).

Information is obviously consistent with the values listed in the tables above. Particularly, Fig.10 and Fig.11 show darker colours, corresponding to lower velocities, in the area 2-3-8-9 of the cracked wall (Case Study B) and again in the in the areas 2-3-5-6, 4-5-7-8 and 4-5-6 of the cavity wall (Case Study A).

Nevertheless, this data elaboration is more communicative. Moreover, it allows an easier comparison between different case studies.

As previously mentioned, the results from the cavity wall (Case Study A) were checked by means of a direct transmission investigation in 40 intermediate points within the original grid. The good consistency of Fig.11 and Fig.12 demonstrates the reliability of the diagonal transmission velocity investigation, which requires the same number of measurements than the direct transmission velocity test in 40 intermediate points, but it offers some significant advantages.

First, as limited number of measurement points are involved, the issues due to plaster removal and presence of mortar joints, damaged areas and irregular surfaces are dramatically reduced.

Second, multi-acquisition systems can be used that allow to detect the measurements from nine receivers at once, by saving time and money.

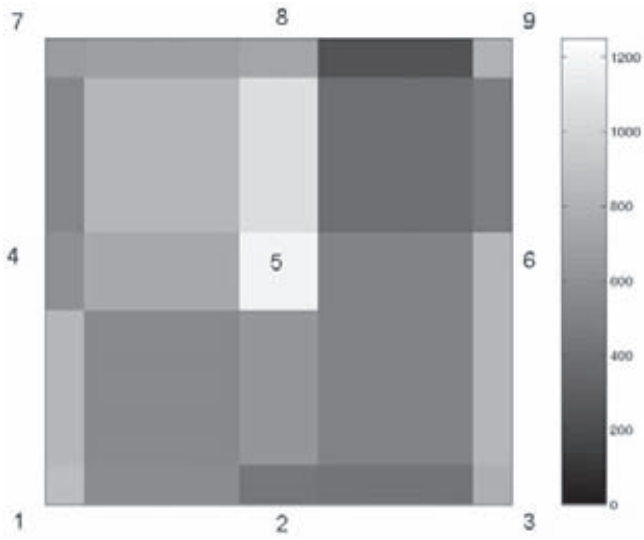


Fig.10 Chromatic map of grid sectors from direct and diagonal transmission velocity detection in 9 points. Cracked wall. Case study B.

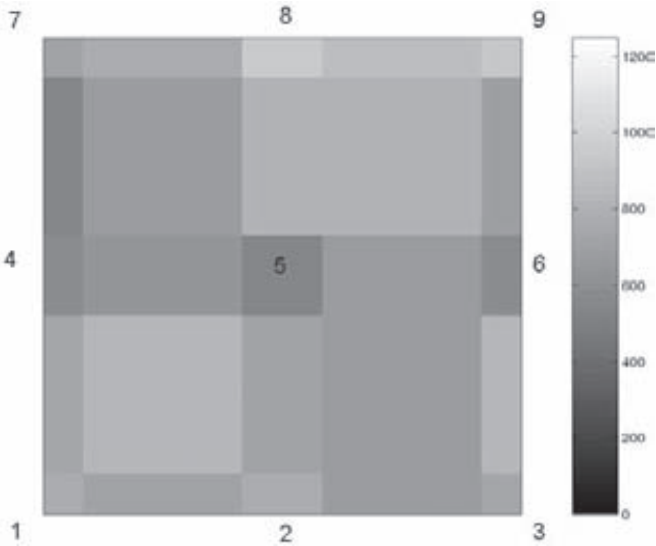


Fig.11 Chromatic map of grid sectors from direct and diagonal transmission velocity detection in 9 points. Cavity wall. Case study A.

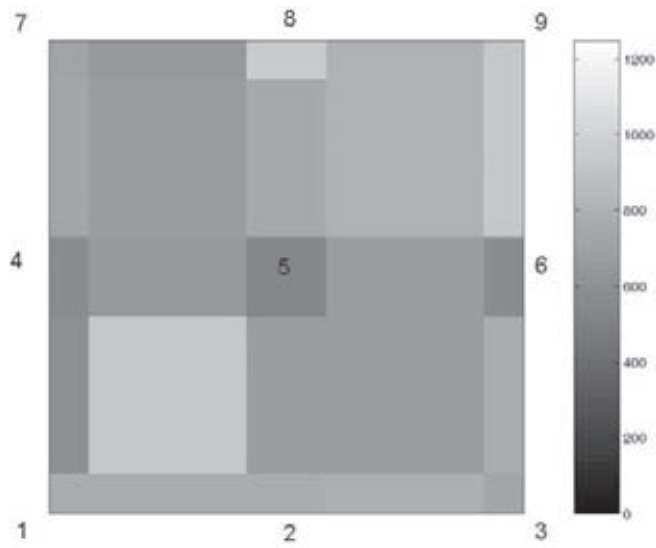


Fig. 12 Chromatic map of grid sectors from direct transmission velocity detection in 49 (4points. Cavity wall. Case study A.

Finally, a further mapping might concern the interpolation of velocities associated with some points on the wall surface (Fig. 13).

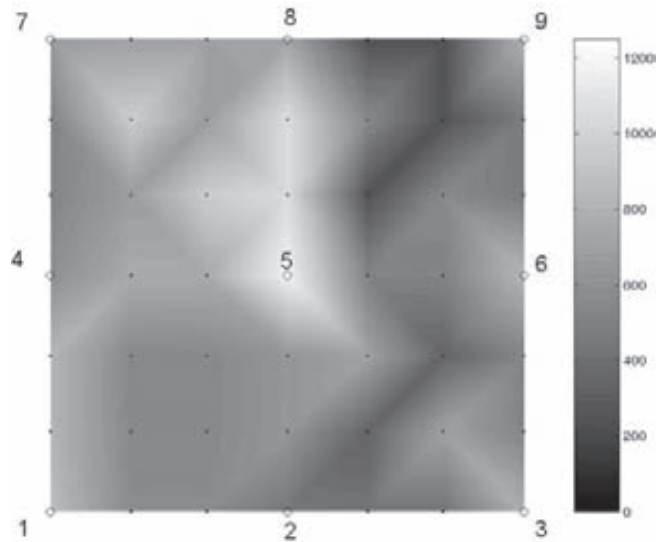


Fig. 13 Interpolation chromatic map from direct and diagonal transmission velocity detection in 9 points. Cracked wall. Case study B.

Specifically, all the measurement (direct and diagonal) trajectories are graphically considered in a 3D wall model. Then, all the trajectories are intersected with two planes, which are $t/3$ and $2t/3$ distant from the wall surface (where t = wall thickness). Each intersection point between the planes and the trajectories is projected on the surface. Then, it is associated either with the value of velocity of the corresponding trajectory (when only one) or with the average value of all the corresponding trajectories (when more than one).

The choice of two intersection planes was demonstrated to lead to a more representative data interpretation, at least for the investigated case studies. Moreover, the application of this method to different masonry walls showed that it is recommended when the anomaly/defect passes through the wall. Nevertheless, more data will be analysed to demonstrate the method reliability.

4. Conclusions

The present study demonstrated that the normalization of diagnostic investigation techniques, here the sonic pulse velocity test, has to address some relevant issues, in terms of factors affecting the reliability of results, procedures optimizing effectiveness and time/cost saving, and data elaboration and correlation methods.

Specifically, the experimental analysis assessed how the signal is affected by the interface material between receiver and structure. In the case of plasticine, the results have clearly shown that a thickness higher than 2mm significantly interferes with the measurement effectiveness.

Moreover, the number of measurements that is necessary and sufficient to reliably assess the average transmit velocity through a material was assessed. In all the case studies, a set of 6 measurements for each grid point consistently results in a satisfactory correctness (referred to a set of 10 measurements) and reliability (considering the possible occurrence of unreliable measures due to ineffective transmission, inadequate adhesion between receiver and structure receiver, and malfunction of the acquisition system).

Finally, the study focused on the detection of diagonal transmission tests, along with the direct transmission tests, to determine a characteristic parameter, namely the average velocity, which can effectively describe material and constructional features of a structure and relate different structures one another. The diagonal transmission tests provide useful and consistent data for the characterization of masonry structures.

Moreover, they can be used to get to a more detailed and accurate analysis of the velocity distribution in historical materials and elements. Nevertheless, the proposed alternative methods (velocity tables, velocity maps of grid sectors and interpolation velocity maps) require further applications in order to highlight their limits and potentialities.

Specifically, the research is still ongoing in laboratory and on site, in order to widen the data base to support a more comprehensive proposal for the technical regulation and normalization of the sonic test, along with other diagnostic techniques.

5. Acknowledgements

We would like to acknowledge Mr. Rocco Rubino, technical responsible of the Laboratory of Building Technologies at the Department of Architecture and Town Planning, Polytechnic University of Bari. His contribution to carry out the experimental investigation and to support the data elaboration and analysis is greatly appreciated.

6. References

- [1] **Abbaneo S., Berra M., Binda L., Faticcioni A.**, *Non destructive evaluation of brick-masonry structures: calibration of sonic wave procedures*, in *Proceedings of International Symposium on Non Destructive Testing in Civil Engineering*, Berlin, 1995.
- [2] **Binda, L., Cantini, L., Cardani, G., Saisi, A., Tiraboschi, C.**, *Use of Flat-Jack and Sonic Tests for the Qualification of Historic Masonry*, Proc of 10th North American Masonry Conference (10NAMC), 3-6 June 2007, St. Louis, Missouri, CD-ROM, ISBN 1-929081-28-6, pp. 791-803.
- [3] **Binda, L., Lualdi, M., Saisi, A., Zanzi, L. (2003)** *The complementary use of on site non destructive tests for the investigation of historic masonry structures*, Proc. 9th North American Masonry Conference, Clemens, USA, 2003, pp. 978-989.
- [4] **Calia A., Mecchi A., Luprano V.M., Rubino G., Rota P.**, *Microismic tests in the analysis and characterisation of high porosity stone materials*, International Conference on NDT, Roma, 1999.
- [5] **Chiesura G., Mecchi A.M., Rota Rossi-Doria P.**, *La technique d'auscultation microsismique pour le diagnostic et l'évaluation des traitements sur matériaux pierreux*, Proceed. Int. Coll. "Methods of evaluating products for the conservation of porous building materials in monuments", ICCROM, Roma, 1995, pp.131-145.
- [6] **Colla C., Das P.C., McCann D., Ford M.C.**, *Sonic, electromagnetic and impulse radar investigation of stone masonry bridges*, J. Non-Destructive Testing Evaluation International, 1997.
- [7] **Colla C.** *Non-destructive evaluation of brick masonry via scanning impact echo testing*, Proceedings of the 9th North American Masonry Conference, Clemson, South Carolina, 2003: 954-965.
- [8] **da Porto, F., Valluzzi, M.R., Modena, C.**, *Investigations for the knowledge of multi-leaf stone masonry walls*, 1st International Congress on Construction History, Madrid, Spain, 20-24 January 2003 Vol. II, pp. 713-722.
- [9] **Deliverable D11.1 (2004)** "Technical guidelines for an appropriate use of the suggested equipment", ONSITEFOR-MASONRY, Project n° EVK4-2001-00091, Contract n° EVK4-CT-2001-00060, December 2004.
- [10] **Mincarone P., Montagna G., Rota Rossi Doria P., Piccinno G., Luprano V.M.**, *Microseismic tests at high frequency as a tool for the identification of existing masonry*, International Conference on NDT, Roma 1999.
- [11] **Riva G., Bettio C., Modena C. (1997)** *The use of sonic wave technique for estimating the efficiency of masonry consolidation by injection*, Proc. 11th International Brick/Block Masonry Conference, Shangai, China, October 1997, pp. 28-39.

[12] **Sansalone, M., and Streett, W. B.**, *Impact-Echo: Nondestructive Testing of Concrete and Masonry*, Bullbrier Press, 1997.

[13] **Williams, T. J.; Sansalone, M.; Streett, W. B.; Poston, R.; and Whitlock, R.**, *Nondestructive Evaluation of Masonry Structures Using the Impact-Echo Method*, MS Journal, The Masonry Society, Vol. 15, No. 1, June 1997, pp. 47-57.

[14] **Zanzi, L., Lualdi, M., Saisi, A.**, *Sonic and radar tomography on masonry structures*, Proceedings RILEM 177-MDT Workshop on On-Site Control and Non-Destructive Evaluation of Masonry Structures, November 12-14, 2001, Mantova, 239-250.

Experimentación en laboratorio de reproducciones a escala de muros históricos mediante Monitorización END y QEND

J. Gosalbez¹, J.V. Fuente², G. Safont¹, R. Fernández², A. Salazar¹ y V. Albert²

¹Grupo de Tratamiento de Señal i-TEAM, Universidad de Politécnica de Valencia

² AIDICO, Instituto Tecnológico de la Construcción

Resumen. *El presente trabajo presenta un conjunto de técnicas de ensayos no destructivos (END) y quasi-no destructivos (QEND). Estas técnicas se han aplicado sobre la reproducción de un elemento constructivo histórico: un muro de fábrica de ladrillo macizo. Las técnicas aplicadas han sido inspección sónica, ultrasónica, georradar, videocorrelación y monitorización estática como END y gatos planos como QEND. Estas técnicas implementan algoritmos de procesado de señal que permiten la extracción y representación de la información de forma rápida y precisa. Los análisis se han llevado para diferentes cargas a las que el muro ha sido sometido. Los resultados alcanzados ayudan a comprender e interpretar adecuadamente los diferentes estados de compresión del muro, características y patologías. Esto permite mejorar el conocimiento y aplicabilidad de los END y QEND a los elementos constructivos pertenecientes al patrimonio histórico-construido.*

1. Introducción

El estado en el que se encuentran estas estructuras depende de su antigüedad y agentes externos, tanto humanos como no humanos que han interactuado. Esto hace que los elementos estructurales pierdan sus propiedades tanto estructurales (grietas, fisuras, desprendimientos, desplazamientos...) como físico-químicas (suciedad, costras, eflorescencias...). La alteración de estas características obliga en la mayoría de los casos a un proceso de intervención-restauración, que permita recuperar total o parcialmente sus propiedades de resistencia y frene el proceso de degradación al que está sometido continuamente.

En la actualidad, para cometer esta valoración, es necesaria la realización de ensayos destructivos de materiales, mediante la extracción de catas de material para, sobre ellas, realizar los ensayos necesarios y determinar la caracterización del material pétreo con el que están contruidos. La realización de estas catas supone una degradación del elemento y únicamente aporta un valor puntual respecto a la totalidad del elemento analizado.

Para el diagnóstico del estado estructural de elementos verticales, como son los muros se emplean técnicas como el gato plano y el dilatómetro, de los que se puede extraer una medida directa del estado de compresión del muro o estructura en un punto determinado. Esto resulta muy adecuado para después realizar un análisis estático del conjunto mediante cálculo estructural.

Existen END que se basan en la medida indirecta de una propiedad física del elemento analizado que se puede relacionar con propiedades mecánicas y o compositivas del elemento. Estas técnicas END o QEND (quasi-no destructivas) no se encuentran suficientemente extendidas para la caracterización de estos elementos. Las técnicas de inspección sónica y ultrasónica se basan en la propagación de

ondas elásticas que se propagan por la estructura, mientras que la exploración con georradar lo hace a través de la propagación e interpretación de ondas electromagnéticas. Ambas excitaciones se realizan de forma controlada, emitiendo un pulso de diferente naturaleza y que interacciona con el elemento bajo análisis.

Por un lado, las técnicas basadas en propagación de ondas elásticas son sensibles a la geometría, a los elementos que componen la estructura y al estado tensional de los mismos. Por otro lado, las técnicas electromagnéticas son sensibles a la geometría y disposición de elementos. Las técnicas basadas en visión permiten monitorizar parámetros de deformación y desplazamiento superficiales.

En este trabajo se aplican estas técnicas de END y QEND sobre un muro histórico que se somete a diferentes cargas. El objetivo es determinar la variación de las magnitudes físicas de los ensayos conforme la carga aumenta. Esto permite correlacionar el estado compresional real del muro así como heterogeneidades con parámetros no destructivos generando un avance en la metodología de diagnóstico de los elementos constructivos históricos.

2. Descripción de los Muros

Se han realizado sendos muros de fábrica de ladrillo a partir de pastillas macizas de ladrillo cocido en ladrillera del área metropolitana de Valencia y de morteros de cal aérea para reproducción de muros históricos a escala y ser ensayados a escala.



Fig. 1. Imagen del aparejo seguido en el proceso de construcción y proceso de colocación en prensa (Laboratorio de Resistencia al Fuego – AIDICO)

Los muros han seguido el aparejo holandés, donde se alterna la disposición de los ladrillos dos en horizontal y uno en paralelo a la dirección del muro. Las dimensiones de los muros a escala han sido 3 metros de longitud, 2.3 metros de altura y 24 cm. de espesor (Fig. 1).

Uno de los muros se ha realizado sin defectos introducidos artificialmente, mientras que el otro muro sí que presenta defectos puntuales (Fig. 2). Estos defectos han consistido en una serie de ladrillos a los que se les ha practicado unas oquedades y rellenado con bolsa de aire para asegurarse que el espacio estaría rellenado de aire. Para los casos de técnicas END, esto presentaría reflexiones de las señales propagadas.



Fig. 2. Imagen los defectos introducidos durante el proceso de fabricación.

3. Descripción y Objetivos del Ensayo

El plan de ensayos previsto tiene como objetivo determinar la capacidad de los END planteados para determinar: las características elásticas y dinámicas del elemento muro y sus materiales, estado tensional del elemento constructivo y la obtención de características geométricas. Esto se plantea para diferentes estados de compresión, buscando la correlación de los parámetros no destructivos y los procedentes de los ensayos complementarios.

En primer lugar, describe el método utilizado para aplicar la carga. Para ello, se diseñó y mandó construir una viga de reparto en acero S-275 JR para que se transfiera la carga de un pistón de máquina-prensa de compresión con capacidad de aplicar hasta 80 Toneladas de carga. El área de aplicación de la carga transferido sería los 3 metros por los 25 cm. aproximadamente que tienen los muros (Fig. 3).

La célula de carga de la casa HBM que nominalmente está calibrada hasta 100 Toneladas, se colocó entre el pistón y la parte superior del soporte. Se aplicó una precarga de 15 Toneladas para que asentar la estructura. Esto, a nivel del material, permite que se asienten las juntas o interfases entre los ladrillos y el mortero. Esta precarga se mantuvo varias horas y se volvió al estado inicial para comenzar la instrumentación estática y la colocación de los acelerómetros, relacionados con la auscultación sónica. Los sensores para ultrasonidos y georradar no forman parte de la instrumentación, pues su metodología de aplicación es por barrido, siguiendo una malla de 8 filas por 11 columnas dibujada por ambas caras del muro (Fig. 8).



Fig. 3. Muro histórico colocado en la prensa, viga de reparto, célula de carga y prensa de compresión para estructuras verticales y horizontales.

4. Configuración de los Ensayos No Destructivos Empleados

4.1 Monitorización Estática. Temperatura y Humedad. Deformación mediante LVDT y Fibra Óptica (FOS)

Para el control de las condiciones ambientales de temperatura y humedad se colocaron sendos termohigrómetros Vaisala para el registro continuo de ambos parámetros.

Para monitorizar la transferencia y distribución de la carga aplicada en el área de muro 3 x 2.3 metros se ha procedido a la instrumentación sobre una cara del mismo. El equipo de medida de deformaciones utilizado es de Micron Óptics y está basado en un interrogador y sensores de deformación con compensación de temperatura de fibra óptica y posibilidad de trabajar a alta frecuencia para análisis dinámico de estructuras de ingeniería civil. El sistema de interrogación consiste en un láser SM130 de 4 canales con un muestreo total de 1 kHz y un rango dinámico elevado. Los sensores 3600 tienen sensibilidad de 1.2 pm/ $\mu\epsilon$ y un rango de medida $\pm 2500 \mu\epsilon$, mientras que los LVDTs tienen un rango ± 5 mm y una sensibilidad de 1.0369 mm/V. La distribución se muestra en Fig. 4.

La monitorización de estos parámetros se realizó con una periodicidad muy superior a la necesaria para el proceso de aplicación secuencial y crecientes de cargas desde 15 hasta 60 Toneladas en el muro 1 y hasta 45 Tn en el muro 2 con defectos artificiales. No obstante, la elevada frecuencia de muestreo permitió observar cómo se reparte en el muro (de arriba abajo) y en el tiempo la carga aplicada.

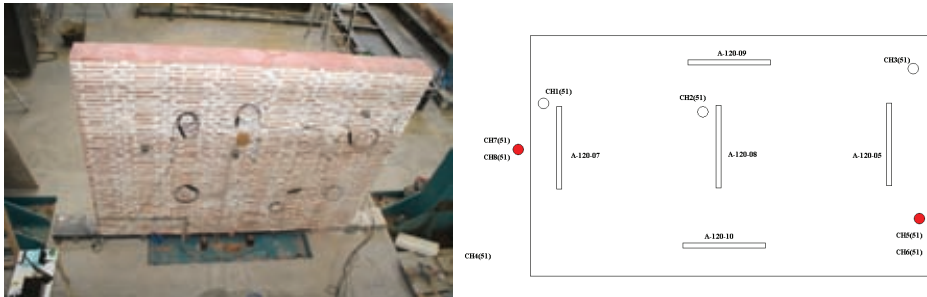


Fig. 4. Instrumentación del muro: 6 sensores de fibra óptica, 3 acelerómetros y 2 termohigrómetros y 3 LVDTs

4.2 Monitorización dinámica. Aceleraciones.

Para la medida de vibraciones a diferentes estados de carga se colocaron 3 acelerómetros capacitivos de alta sensibilidad ICP 393 de PCB con capacidad de registrar hasta 5 g y con una alta sensibilidad de 1000 mV/g. Por otro lado, los acelerómetros de sensibilidad media 353B17 10 mV/g se han utilizado para las medidas de tomografía sónica (Fig. 5).



a)



b)

Fig. 5. Acelerómetros utilizados en la auscultación (a) y tomografías sónicas (b)

Los equipos de adquisición y acondicionamiento han sido: 1) maletas de adquisición multicanal con capacidad de muestreo de 20 kS/s para 16 canales y 2) el equipo de dinámica multicanal con hasta 125 kS/s por canal.

Para el caso de las tomografías sónicas, se empleó un equipo híbrido desarrollado para control de calidad de piedra dimensional mediante impacto-eco. Se trata de un sistema de excitación instantánea mediante martillo instrumentado PCB 06280 y recepción mediante los sensores (Fig. 6.b). Esto permite obtener registros de onda sónica hasta en 14 posiciones diferentes con un solo impacto.

El procedimiento de medida fue la colocación de 7 acelerómetros en cada perfil accesible (ver Fig. 5.b) y golpear en las proximidades de cada sensor. Por tanto, se trata de un método que permite

obtener 14 registros de cada uno de los 14 impactos equidistantes y repartidos a lo largo del perfil. Con esto se obtiene un trazado de rayos donde se recoge la mayor cantidad de información posible, ya que se barre la máxima área posible atendiendo al tiempo de medida y número de sensores puestos en juego (Fig. 6).



Fig. 6. Equipos para la monitorización estática (incluida auscultación sónica) (a) y tomografías sónicas (b).

Para el caso de la auscultación sónica el método seguido fue realizar impactos aleatorios con un martillo (no instrumentado) para generar una excitación mecánica en diferentes puntos, todo ello para cada escalón de carga. Con esto, se consigue excitar los modos propios fundamentales del muro. A partir del análisis espectral y un análisis por elementos finitos realizado se puede determinar cómo varían las frecuencias de algunos modos a diferentes estados de carga, es decir, diferentes condiciones de contorno.

Con esto se pretende poner de manifiesto que no es inmediato hacer corresponder un valor de módulo elástico dinámico obtenido de la inspección con una estructura de conocida geometría, sino que además existe un efecto no lineal derivado del estado de compresión.

4.3 Inspección Ultrasónica

Los equipos que componen el sistema ultrasónico se dividen en cuatro módulos, generador de ultrasonidos MATEC PR5000 (Fig. 7.b), equipo de adquisición Tektroix 3012 (Fig. 7.c), ordenador de control (portátil), transductores ultrasónicos (250kHz VideoScan de Panametrics) y un amplificador externo de pequeña señal de ganancia 40dB. La configuración de estos equipos se muestra en la Fig. 7.a, donde se puede ver el montaje de los mismos.

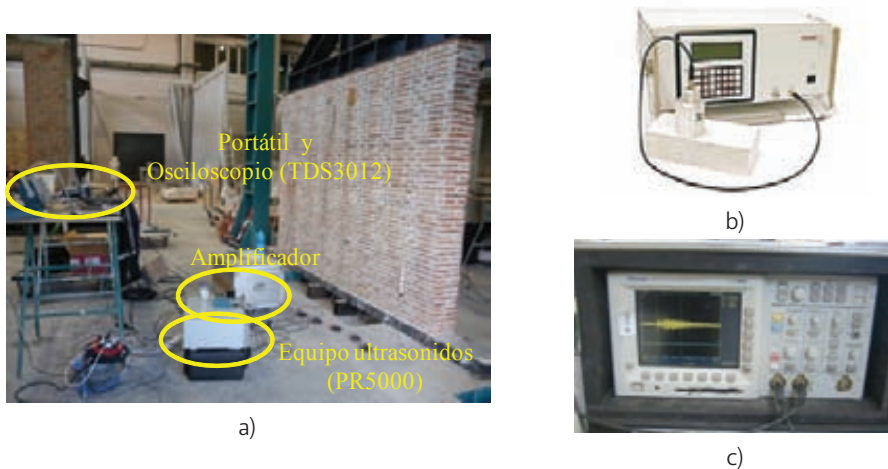


Fig. 7. Fotografía de los equipos (a), detalle del equipo ultrasónico PR5000 (b), detalle del equipo de adquisición TDS3012 (c)

La totalidad del muro se ha dividido en 11 columnas y 8 filas equiespaciadas 25cm tal y como se muestra en la Fig. 8. En cada uno de los puntos de intersección entre filas y columnas se ha tomado una medida ultrasónica lo que permite una interpolación entre los puntos y obtener una tomografía/radiografía del muro. En el mejor de los casos se dispondrá de 88 puntos de medida reales (8 filas por 11 columnas). El número de medidas así como las columnas y filas que se han medido se especifica en la Tabla I. Mientras que en la Tabla II se especifican los parámetros de configuración ultrasónicos. Cabe destacar de éstos la configuración transmisión/recepción con el fin de mejorar la capacidad de penetración de este ensayo.

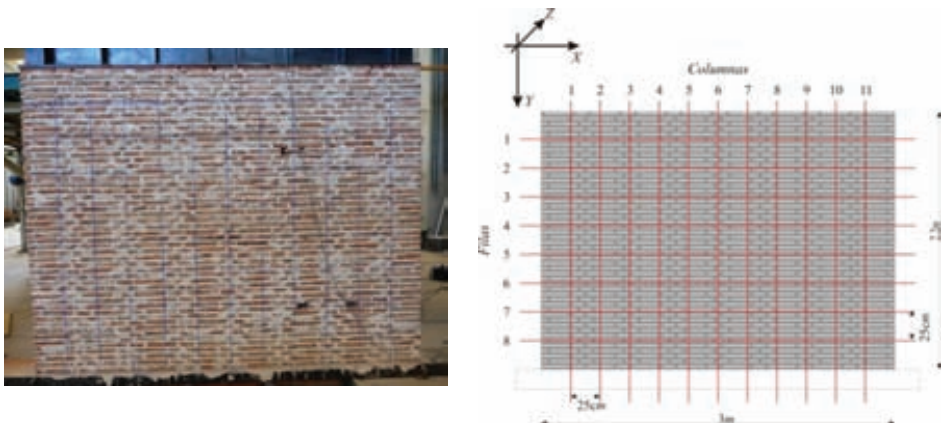


Fig. 8. Mallado realizado sobre el muro 2 para la distribución de las medidas ultrasónicas y electromagnéticas.

Tabla I. Distribución de medidas ultrasónica

		Carga 0	Carga 35	Carga 60
Muro 1	Filas medidas	1,2,3,4,5,6,7,8	1,3,5,7	1,3,5
	Columnas medidas	1,2,3,4,5,6,7,8,9,11	1,3,5,7,9,11	1,3,5,7,9,11
	Nº puntos	88	24	18
	Medidas/posición	5	5	5
Muro 2	Filas medidas	1,3,5,7,9	1,3,5,7	-
	Columnas medidas	1,3,5,7,9,11	1,3,5,7,9,11	-
	Nº puntos	30	24	-
	Medidas/posición	5	5	-

Tabla II. Parámetros de configuración de los equipos de medida

	Parámetro	Valor
Equipo de ultrasonidos	Modo	Transmisión / Recepción
	PRF	90Hz
	Duración del pulso	10µs
	Frecuencia de excitación	500kHz (nominal del transductor)
	Amplitud	90%
	Ganancia	90dB = 50dB(interna) + 40dB (externa)
	Filtro	[100kHz, 2.25MHz]
Equipo de adquisición	Frecuencia de muestreo	25MHz
	Bits/muestra	12 reales / 16 promediado
	Sensibilidad	0.5V/div
	Margen dinámico	8Vpp

4.4 Exploración por Georradar.

La técnica no destructiva GPR (Ground Penetrating Radar) es un sistema basado en ondas electromagnéticas de alta frecuencia para la inspección del subsuelo. La medición de los tiempos de tránsito de la reflexión de estas señales permite la detección de objetos y discontinuidades bajo el terreno. En este caso se va a adaptar uno de estos sistemas para la medición de espesores y heterogeneidades del muro histórico. Hay que tener en cuenta que estos equipos disponen de un software de representación y procesado adaptados para mediciones en el subsuelo. Por ello ha sido necesario la adaptación del dispositivo.

Se empleó un GPR modelo SIR 3000 de la marca "Geophysical Survey Systems, Inc" con una antena de 1.6GHz (Fig. 9) acoplada en un dispositivo de desplazamiento. La antena sensor tiene unas dimensiones de 3.8 x 10 x 16.5 cm, y ha sido factible su utilización para la toma de medidas verticales.



Fig. 9. Fotografía del GPR modelo 5100. a) Módulo de acondicionamiento, representación y almacenamiento de la señal (SIR 3000). b) Antena de 1.6GHz junto con acondicionador de señal (5100) y dispositivo de desplazamiento

Las medidas se realizaron a lo largo del muro, siguiendo por cada medida 11 líneas verticales de 2.2 m de longitud cada una y seis líneas horizontales de 3 m de longitud. El espaciado se muestra en la Fig. 8. Hay que indicar que el análisis se hizo desde la cara A, mientras que en la cara opuesta se encontraban diferentes sensores y dispositivos de los otros END que han actuado como reflectores.

En la Tabla III se muestran todas las señales que se capturaron durante las diferentes cargas a las que fue sometido el muro. Cabe destacar que algunas de las señales capturadas presentaban errores y se descartaron.

Tabla III. Distribución de medidas electromagnética

	Carga				
	Precarga	15	25	35	45
Filas escaneadas	1,2,3,4,5	1,2,3,4,5,6			
Columnas escaneadas	Todas (11)	1,2,4-11 (10)	Todas (11)		
Nº B-scans	16	16	17		
Repetición de cada scan	3				
Nº medio AScan's / BScan	Fila: 1400 , Columna: 800				

Cada una de las líneas analizadas (tanto fila como columna) devuelve un radagrama o B-scan formado por la combinación de una cantidad variable de A-scans o trazas temporales de 1024 muestras de duración cada uno. Estas 1024 muestras se extienden a lo largo de 10 nanosegundos, lo que alcanza una profundidad de 48 cm. Los límites del muro se hallan para 185 y 634 muestras. Esto corresponde aproximadamente a distancias de 7,6800 y 3031,0 cm de la antena: es decir, el muro tiene un espesor medio de 21,4424,00 cm.

El desplazamiento de la antena a lo largo de cada línea se hizo manualmente utilizando un carrito con un *encoder* que proporcionaba 5 pulsos por cada vuelta completa de las ruedas. Este parámetro se usó después en el *software* propietario de Geophysical, RADAN, para determinar los

desplazamientos de la antena (compensando las diferencias de velocidad) y obtener los B-scans. Para controlar el cálculo del posicionamiento de la antena, se colocaron tres cintas de aluminio dispuestas horizontalmente en la cara opuesta a donde se realizaron las medidas (Fig. 10.a), que proporcionaron referencias espaciales precisas. Dichas cintas se situaron a una distancia de 50, 125 y 200 cm de la parte superior del muro, y aparecen como reflectores que se ven claramente en el B-Scan de la (Fig. 10.b). Estos reflectores producen una reflexión muy importante que enmascara otros elementos de interés (variaciones de profundidad, heterogeneidades, zonas de humedad...). Para extraer la información de estos elementos ha sido necesario eliminar las reflexiones de cada una de estas cintas de referencia.

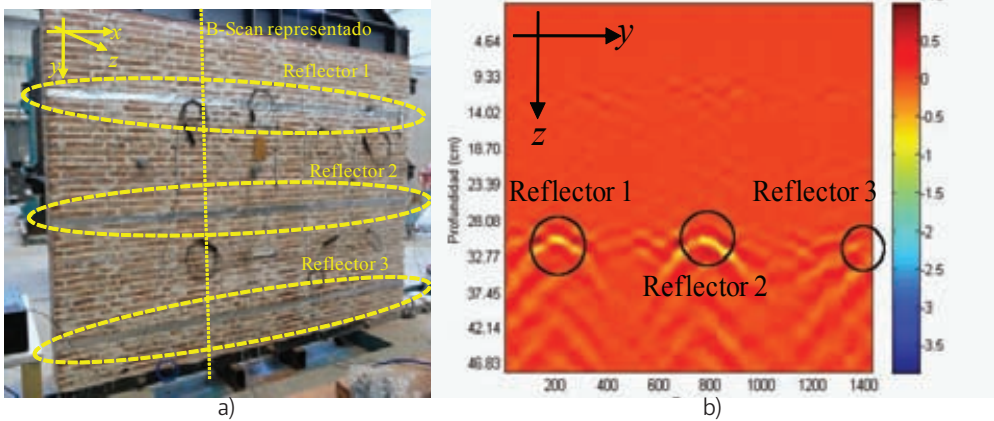


Fig. 10. Fotografía del muro y reflectores (a), B-Scan con los 3 reflectores detectados (b)

4.5 Inspección por Videocorrelación.

El equipo de videocorrelación es capaz de medir deformaciones y desplazamientos sin contacto mediante la correlación de imágenes obtenidas gracias a dos cámaras ópticas. La precisión de las medidas está entorno a 0.01 pixel en el caso de desplazamientos y 0.01% en caso de deformaciones. Los campos medidos van desde 10 m² y 10 mm².

El sistema se ha utilizado para correlacionar la deformación relativa entre dos puntos y cercana a los sensores de FOS y LVDTs, con lo que permitirá verificar la precisión y estabilidad de las medidas ópticas, con esta nueva técnica.



Fig. 11. Ensayo y equipo de videocorrelación en MURO2.

5. Ensayos Quasi-No Destructivos. Gatos Planos

El ensayo de gato plano (flatjack) consiste en la medida directa de la presión que soporta una estructura de fábrica mediante la medida y control de la deformación relativa entre diferentes pares de puntos a partir de practicar una hendidura paralela al suelo, en diferentes estados de recuperación de la deformación inicial. Además, cuando se practican dos gatos planos de forma paralela, se puede interpretar cómo un aislamiento de dicha porción de estructura con lo que se puede obtener el módulo de Elasticidad E estático.

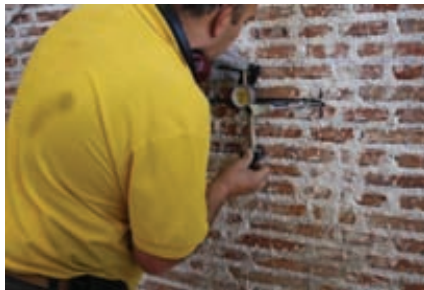


Fig. 12. Medida de la deformación en el proceso de ensayo de gato-plano.

6. Monitorización Estática del Proceso de Carga.

El proceso de carga consistió en la aplicación de un precarga de 15 Toneladas durante 3-4 horas. Posteriormente, se retiró la carga durante 20 minutos y comenzó un proceso de cargas crecientes en escalón, en saltos de 10 Toneladas. Por tanto, los estados de carga fueron:

- ▷ Muro 1: 0, 15, 25, 35, 45 y 60 Toneladas.
- ▷ Muro 2: 0, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 y 45 Toneladas.

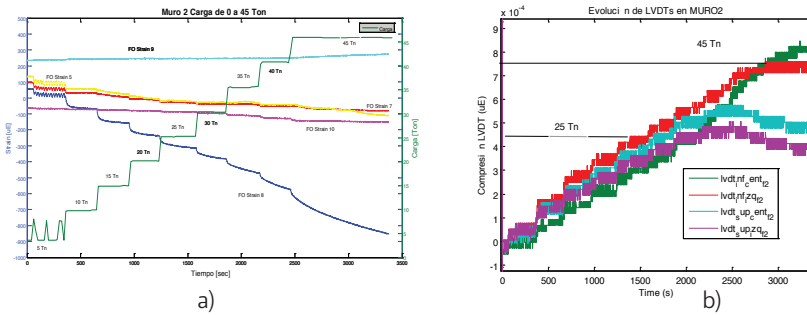
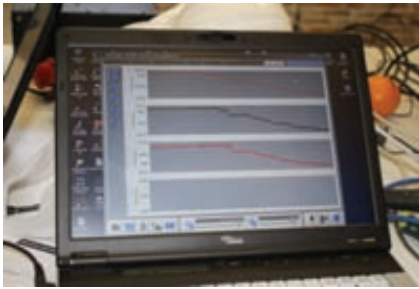
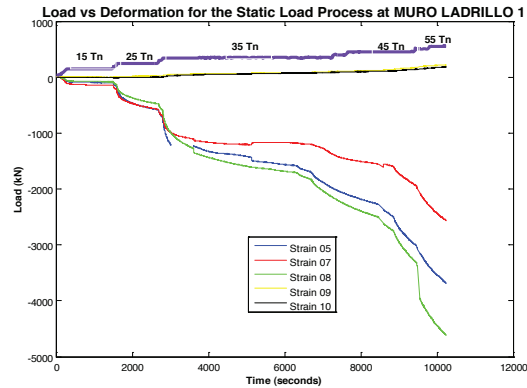


Fig. 13. Imagen de los valores de FOS (a) y LVDTs (b) durante el proceso de carga (muro con defectos – Muro 2)



a)



b)

Fig. 14. Fotografía del equipo de adquisición (a) y evolución de los valores de FOS y célula de carga durante el proceso de carga (b) (muro sin defectos – Muro 1)

7. Auscultación y Tomografía Sónica

7.1 Método de Impacto-eco.

La auscultación sónica se ha realizado golpeando sucesivamente en los escalones de carga, una vez que se ha comprobado que los lectores de deformación (FOS y LVDTs) ha llegado a una medida más o menos estable. A partir de ese momento, se han registrado las vibraciones o aceleraciones recibidas en tres puntos determinados y que no se ha variado su posición durante el proceso de carga. Estos puntos son 1(0.30, 2.1), 2(1.4, 1.7) y 3(2.6,1.65) metros.

Por otra parte se han realizado simulación numérica del comportamiento dinámico de la estructura sometida a las diferentes cargas. A partir de un paquete de software de elementos finitos, y utilizando de un modelo simple del muro se han determinado los primeros modos fundamentales reproduciendo las condiciones de contorno: a) el peso de la viga de reparto y b) la carga expresada en N/m de aplicación. Por otra parte, el modelo FEM incluye las características elásticas del conjunto fábrica de ladrillo:

ρ (densidad aparente) = 1800 kg/m³

E_t (Modulo Tangente) = 770 MPa

E_o (Yield Stress) = 3500 MPa

ν (coeficiente Poisson) = 0.18.

Las simulaciones por elementos finitos han permitido determinar los módulos fundamentales.

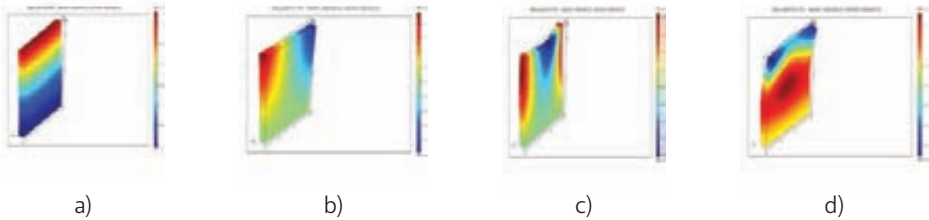


Fig. 15. Modos Fundamentales de Resonancia. Frecuencias de Vibración encontradas mediante simulación FEM. a) 8.35 Hz, b) 16.31 Hz, c) 39.97 Hz y d) 50.61 Hz

A partir de los espectros obtenidos de cada uno de los tres acelerómetros se han estimado y comparado las frecuencias relacionadas con dichos modos. Dichos valores no han variado por aplicar una condición de contorno diferente para cada carga. Experimentalmente, se observa cómo efectivamente hay un incremento de las frecuencias relativas a los modos fundamentales del muro, tanto para el muro 1 como para el 2 (Fig. 16). Además ambos dos presentan valores muy similares, pero superiores ligeramente para el caso del muro 2 que en el muro 1.

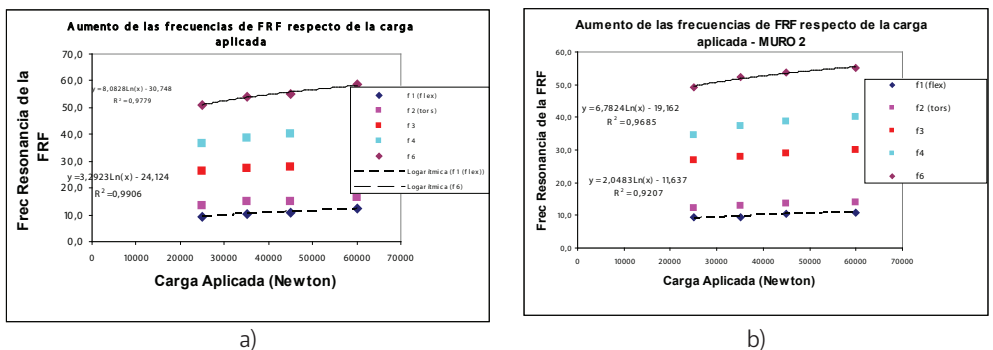


Fig. 16. Evolución de los picos espectrales según escalones de carga (a) Muro1, (b) Muro 2

7.2 Tomografía Sónica

Con respecto a la tomografía sónica se ha realizado un estudio considerando simulaciones numéricas de la propagación de ondas sónicas por impacto en modelos simplificados del muro y su comparación con los resultados experimentales. El procedimiento de medida se ha descrito anteriormente en la sección 2 con el conjunto o plan de ensayos. A partir de estas medidas, se ha calculado el tiempo de propagación del frente de ondas que primero llegó y que se supuso que se trataba de ondas longitudinales.

7.2.1 Medidas reales en Muro 1.

Se procedió impactar en 7 posiciones para cada perfil y a tomar las vibraciones producidas en el tiempo (hasta 3600 microsegundos) en 7 posiciones de los perfiles muy próximos. propagación (Como se observa, el rango de velocidades está centrado en 1500 y 1650 m/s. Aparecen la velocidades más altas paulatinamente con el proceso de carga y lo hacen desde el centro-superior del muro y extendiéndose de manera radial. Por tanto, la velocidad parece indicar que sigue sensiblemente el estado tensional de los elementos en las diferentes partes del muro. El hecho de que la velocidad aumente para estar indicando que el efecto de la carga es cómo si aumentara la densidad del material, sin modificar sus constantes elásticas s , E y G , que caracterizar desde el punto de vista elástico-mecánico los elementos que integran la estructura. Las tomografías obtenidas mediante la aplicación de la técnica de radial basis function se muestran en la Como se observa, el rango de velocidades está centrado en 1500 y 1650 m/s. Aparecen la velocidades más altas paulatinamente con el proceso de carga y lo hacen desde el centro-superior del muro y extendiéndose de manera radial. Por tanto, la velocidad parece indicar que sigue sensiblemente el estado tensional de los elementos en las diferentes partes del muro. El hecho de que la velocidad aumente para estar indicando que el efecto de la carga es cómo si aumentara la densidad del material, sin modificar sus constantes elásticas s , E y G , que caracterizar desde el punto de vista elástico-mecánico los elementos que integran la estructura. donde podemos apreciar un aumento de la velocidad con la carga.

Como se observa, el rango de velocidades está centrado en 1500 y 1650 m/s. Aparecen la velocidades más altas paulatinamente con el proceso de carga y lo hacen desde el centro-superior del muro y extendiéndose de manera radial. Por tanto, la velocidad parece indicar que sigue sensiblemente el estado tensional de los elementos en las diferentes partes del muro. El hecho de que la velocidad aumente para estar indicando que el efecto de la carga es cómo si aumentara la densidad del material, sin modificar sus constantes elásticas s , E y G , que caracterizar desde el punto de vista elástico-mecánico los elementos que integran la estructura.

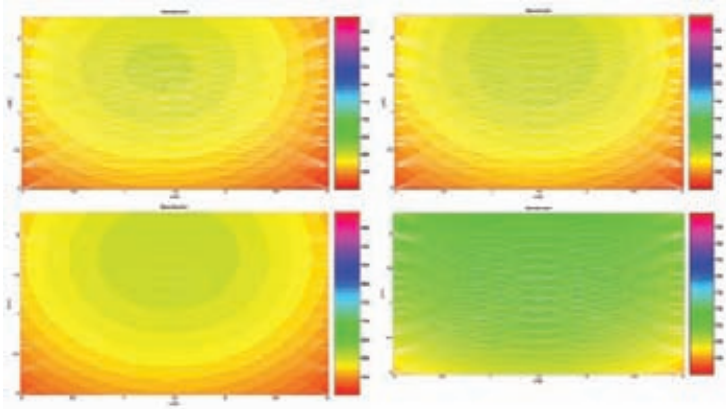
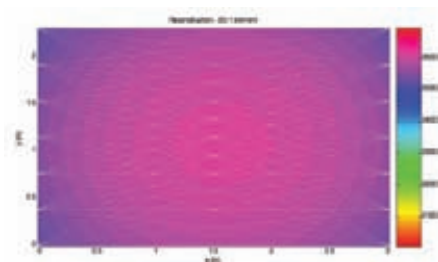


Fig. 17. Tomografías durante el Proceso de Carga a) 0, b) 25, c) 35 y d) 45 Tn.

7.2.2 Simulación 2D

Se han realizados diferentes simulaciones numéricas del Muro de fábrica de ladrillo. Por un lado, la Simulación 1 se ha realizado a partir de un modelo de sólo material con características promediadas y a partir de los datos experimentales obtenidos en laboratorio mediante medidas ultrasónicas.



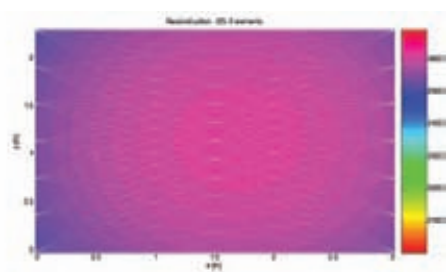
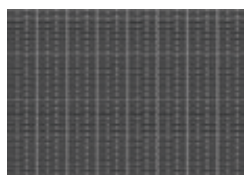
$\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$
 $\lambda = 1232 \text{ MPa}$
 $\mu = 2392 \text{ MPa}$
 $V_p = 1828 \text{ m/s}$
 $V_s = 1153$
 $V_s / V_p = 0.63$

Fig. 18. Tomografía de la Simulación 1.

Para la Simulación 2, el material está apoyado, sin capacidad de reflejarse ondas longitudinales. Asimismo el impacto está modelado como una presión de 500 us y con un pulso con contenido en frecuencia de hasta 2 kHz. En este caso ya se ha empleado un modelo con dos materiales: ladrillo y mortero.

Simulación 3D

Se puede ver que cómo las velocidades de las simulaciones 2D (Simulación 1 y Simulación 2) son muy parecidas, pero superiores en unos 400 m/s de la velocidad experimental. Por el contrario, la velocidad de la simulación 3D, está mucho más próxima a la experimental que las otras dos. Menor de 200 m/s. Esto hace pensar que es la simulación numérica que más se ajusta a la realidad. Observando la simulación se puede ver que se propagan ondas Lamb.



Ladrillo Macizo

$\rho = 1900 \text{ kg/m}^3$
 $\lambda = 5000 \text{ MPa}$
 $\mu = 4000 \text{ MPa}$
 $V_p = 2615 \text{ m/s}$
 $V_s = 1450 \text{ m/s}$

Mortero de cal

$\rho = 1470 \text{ kg/m}^3$
 $\lambda = 2600 \text{ MPa}$
 $\mu = 2300 \text{ MPa}$
 $V_p = 2213 \text{ m/s}$
 $V_s = 1250 \text{ m/s}$
 $V_s / V_p = 0.56$

Fig. 19. Tomografía de la Simulación 2.

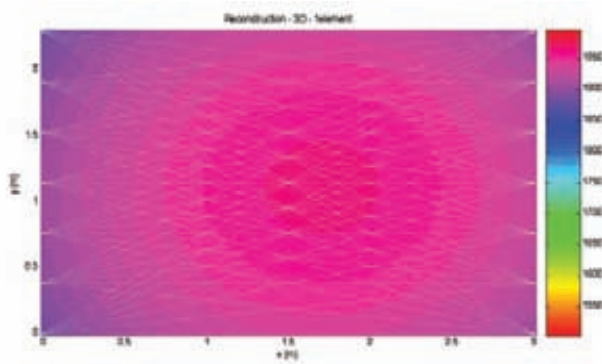


Fig. 20. Tomografía de la simulación en 3D con 1un sólo material, superior XY

8. Determinación de Constantes Elásticas Mediante Gato Plano.

A partir de las curvas mostradas en la Fig. 21, se puede calcular con una precisión relativa los distintos módulos de elasticidad estáticos del elemento diagnosticado. El valor de E_{SEC} encontrado está entorno a los 16000 kg/cm² ó 16 GPa. Mientras que el E_{tan} se puede aproximar a 2.1 GPa.

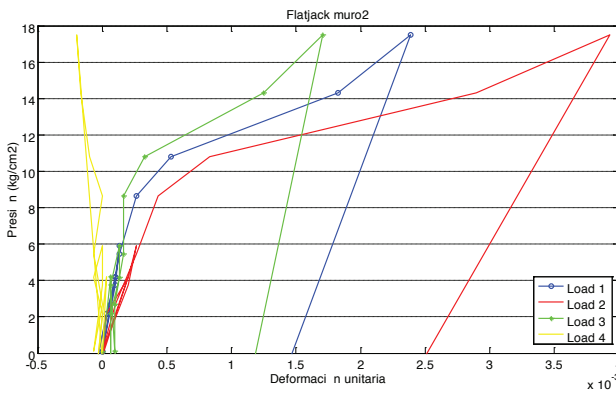


Fig. 21. Curvas $\sigma - \epsilon$ (tensión deformación).

9. Determinación de las Deformaciones Mediante Videocorrelación

A partir del sistema de videocorrelación se monitoriza durante el proceso de carga un área cercana a la posición de anclaje de los sensores os3600. Durante este proceso, se produce una compresión sobre el elemento, con lo que el sistema registra una deformación creciente en el eje z (out-of-plane)

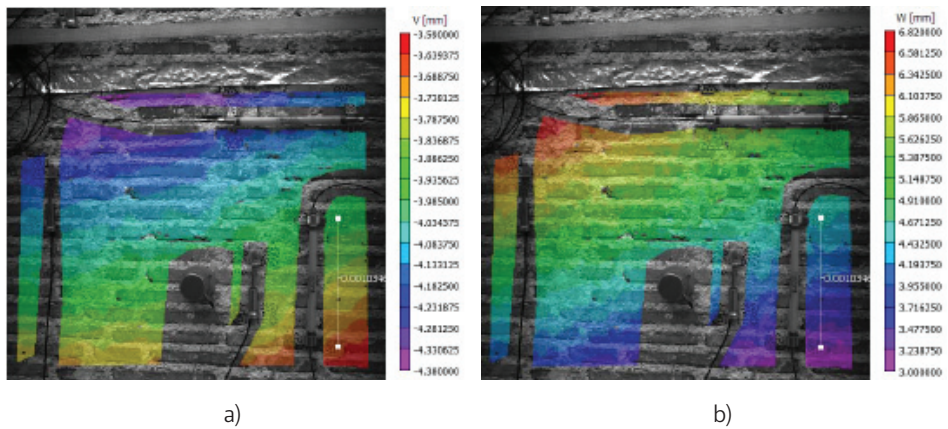


Fig. 22. Mapa de Deformaciones V (Y) y W(Z) tomadas a 45 Toneladas. a) Deformación en V (componente en Y) b) Deformación en z (out-of-plane)

Se puede observar en Fig. 22.a) y Fig. 22.b) la deformación en un estado de carga de 45 Toneladas. Como valor cuantitativo de referencia se ha tomado una zona próxima y en la misma orientación que el sensor de FO del croquis de la figura anterior. Del mismo modo, se puede observar cómo el muro va paulatinamente vencándose (aumentando su componente z) a lo largo del proceso de carga, de forma desigual. Tomando de referencia la cara A la parte superior izquierda presenta un valor de z de hasta 7 mm. Lo que indica que la estabilidad del muro a cargas crecientes es baja debido a que la carga no está aplicada simétricamente.

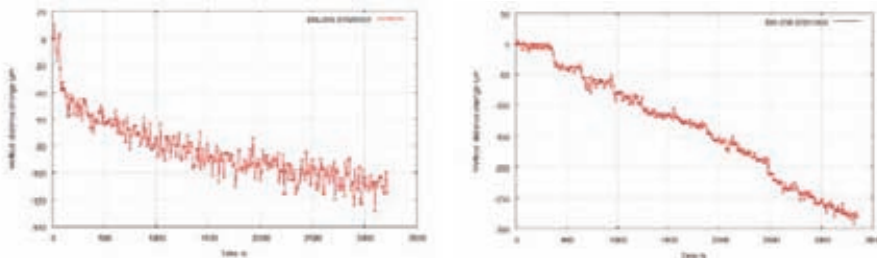


Fig. 23. Deformación vertical en los puntos de control elegidos (adyacentes al sensor FO 5)

A partir de la deformación en micras, y teniendo en cuenta la distancia total entre los puntos de control (longitud del sensor) se puede obtener los valores de deformación unitaria en microstrains. Para el caso de 25 Tn es de unos 470 $\mu\epsilon$ y para la carga máxima 45 Tn se tiene unos 1100 $\mu\epsilon$. Estos valores se correlacionan muy bien con el sensor FO 5 de la fibra óptica en ambos casos mientras que para la carga máxima de 45 Tn no se ha podido correlacionar la medida de LVDT con las de fibra y videocorrelación, que entre ellas sí coinciden.

10. Inspección y tomografía ultrasónica

10.1 Simulación ultrasónica

Durante la fase previa de monitorización se realizó la simulación de la respuesta estática y dinámica de los muros con el fin de estimar el comportamiento de las diferentes capas ante una señal sónica y ultrasónica.

Para la simulación ultrasónica se tenido en cuenta la frecuencia de las ondas mecánicas empleadas y se ha planteado un modelo bifásico compuesto por un material base (ladrillo) y un material de agarre (mortero). Con el fin de obtener una simulación lo más aproximada a la realidad, se han empleado parámetros mecánicos parecidos al de los muros históricos. Los parámetros seleccionados para los muros de fábrica de ladrillo se muestran en la Tabla IV. En este caso se ha analizado el comportamiento de la señal ante las heterogeneidades propias del muro así como su capacidad de discernir mediante una representación B-SCAN la estructura interna del mismo. Para el caso de estudio de los modos propios, el planteamiento para la simulación ha sido un modelo monofásico donde se asume homogeneidad interna del muro. En este caso se ha buscado la caracterización de los modos propios en función del espesor del muro.

Tabla IV. Parámetros de mecánicos empleados para la simulación sónica y ultrasónica.

		M. Young E [GPa]	R. Poisson ν	Densidad ρ [kg/m ³]
Modo dinámico	Ladrillo	9.5	0.2	1900
	Mortero histórico empobrecido	0.25	0.18	1450

En la simulación ultrasónica se empleo una configuración pulso/eco, con un tamaño de transductor de 15mm y una senoide con una envolvente gaussiana como señal de excitación. La duración de la señal se fija a 3 μ s con una amplitud de 100 y frecuencia 1MHz.

Tal y como se ha mostrado en la Tabla IV, el muro de fábrica de ladrillo se compone de dos materiales, el ladrillo propiamente dicho y el mortero de yeso empobrecido. La estructura que se ha proporcionado al sistema es una estructura regular en la que se ha fijado una condición de contorno en la parte derecha para simular la continuidad del muro. La simulación se ha limitado al plano XY, descartando la coordenada Z. Las dimensiones de los elementos constructivos empleadas en la simulación se reflejan en la Fig. 24.

Se han realizado 13 medidas distribuidas no uniformemente las cuales permiten una reconstrucción interna del muro. Como se conoce la estructura interna se ha superpuesto sobre el diagrama obtenido la disposición real de los elementos constructivos. Esto permite hacernos una idea de cuan buena es la reconstrucción. Se han empleado diferentes parámetros para obtener la representación B-SCAN interna entre ellos destacamos el diagrama de potencia y el de frecuencia máxima, donde cabe indicar que al ser señales de simulación, la relación señal a ruido es infinita y se obtienen buenos resultados, Fig. 25. El parámetro de velocidad ofrece información promediada del total del espesor y se ha empleado en las medidas reales.

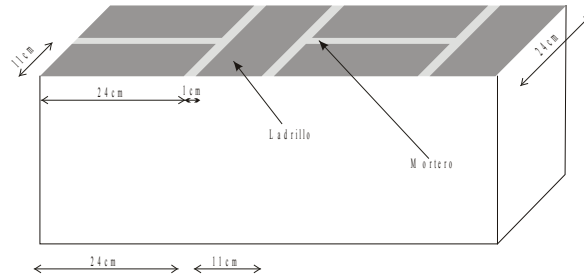


Fig. 24. Dimensiones de los muros ladrillo empleados en la simulación

A partir de las simulaciones obtenidas, se deduce que la capacidad de penetración ultrasónica es limitada sobre todo hacia la segunda capa de ladrillo en las posiciones en las que hay dos ladrillos. Aún así ha sido posible la obtención de un eco proveniente del fondo de la pared. Esto ha sido posible gracias a que las señales se han obtenido a partir de una simulación lo que permite emplear señales de alta potencia en un entorno libre de ruido. Además la superficie de los ladrillos ha sido una superficie lisa en la que no aparecen irregularidades. Esto ha permitido la obtención de los diagramas mostrados en la Fig. 25. Si empleamos una superficie con una morfología más heterogénea, la interfase entre piedra-mortero dispersa la energía ultrasónica obteniendo ecos reflejados mucho menos claros que ante superficies perfectas (ver Fig. 26).

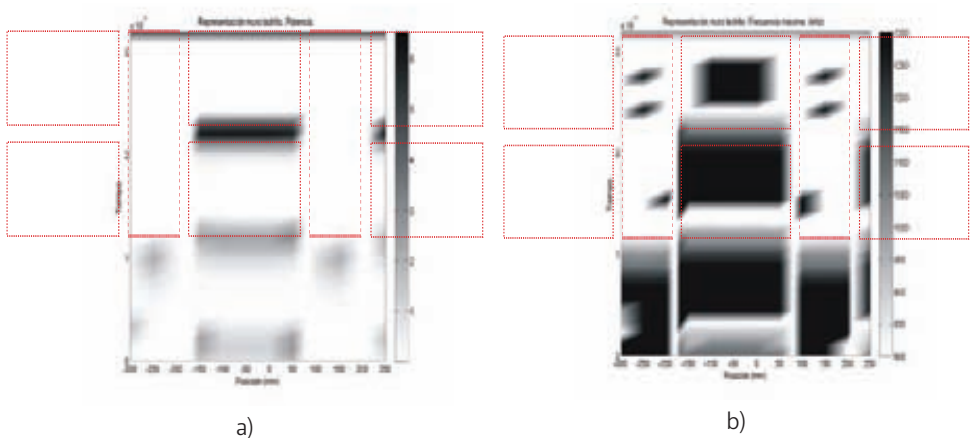


Fig. 25. Representación del diagrama frente a la estructura real de simulación: diagrama de potencia (a), diagrama de frecuencia máxima (b)

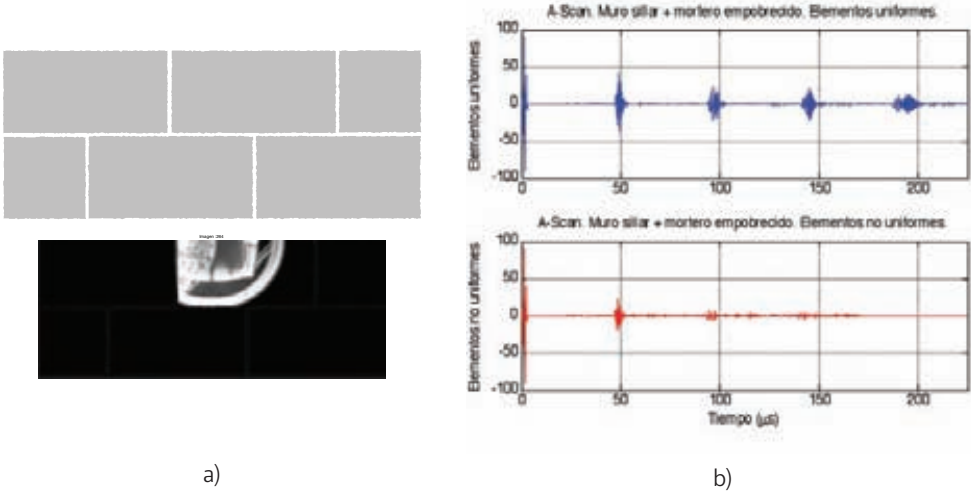


Fig. 26. Diferencias entre la simulación con elementos estructurales uniformes y no uniformes: aa) elementos estructurales no uniformes cb) la Señal temporal en ambos casos

Además, la diferencia de impedancias en la interfase sillar/mortero es más acusada aún si cabe que en el caso de los muros de fábrica de ladrillo. Esto hace que para el caso de este tipo de muros, el índice de reflexión entre sillar y mortero es aproximadamente del 90% y 10% de transmisión. De este modo, y suponiendo una atenuación nula de los materiales, la potencia ultrasónica que llegaría al sensor proveniente del fondo del muro sería de un 0.01%. Esto hace que para este tipo de muros, la inspección ultrasónica se destine únicamente para la primera capa de sillares o para la detección de heterogeneidades en dicha capa.

10.2 Medidas reales. Resultados

Cabe indicar que a pesar de la potencia de excitación y la elevada sensibilidad en la etapa de recepción, muchas medidas no han ofrecido una señal de recepción debido, por un lado, a la doble interface ladrillo-mortero y mortero-ladrillo y, por otro lado, a la dificultad de acoplamiento entre el sensor y la pared. La pared presenta una superficie muy heterogénea (Fig. 27) respecto al tamaño del sensor (Ø 5cm).

Las tomografías ofrecen resultados fiables en puntos donde el ladrillo está puesto “a tizón”. Cuando están dispuestos “a sogá” no es posible establecer medidas fiables ya que en muchos de los casos la señal ultrasónica no es capaz de llegar. En la Fig. 28, se muestra la evolución de la tomografía correspondiente al parámetro ultrasónico de potencia para diferentes cargas. Se puede apreciar una disminución de la potencia debido al efecto de la carga (se pasa de un valor medio de -71.72dB para una carga de 0Tn a un valor promediado de -76.8dB para la carga de 60Tn).

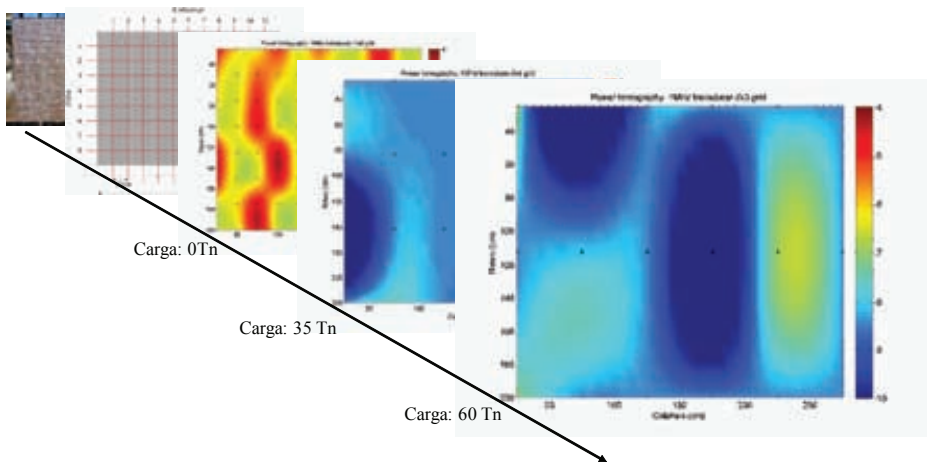
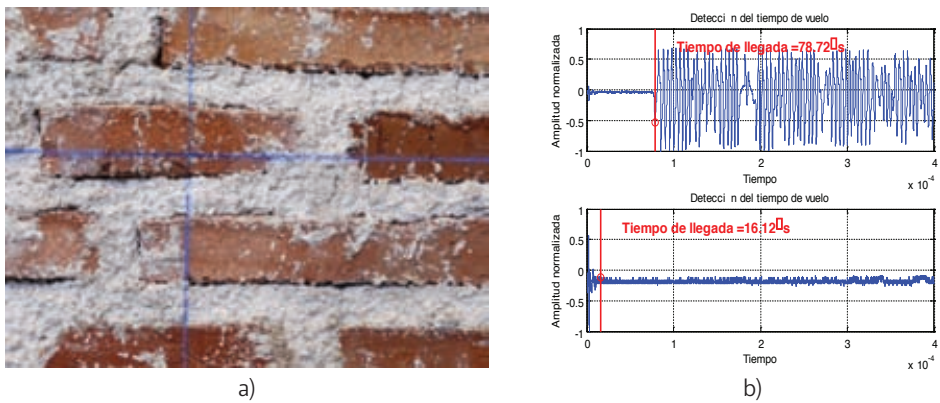


Fig. 28. Evolución de la tomografía de potencia para diferentes cargas del muro. El margen dinámico es constante. La frecuencia del transductor 250kHz.

Otros parámetros que han sido utilizados como parámetros tomográficos han sido: la velocidad y la frecuencia máxima. La potencia es sensible al acoplamiento, mientras que la velocidad y la frecuencia lo son en menor medida. En la Fig. 29 se muestra algunas de estas tomografías para el Muro 1 en Carga 0. Se puede ver que representan información relacionada, presentando un aumento en las zonas donde la señal pasa correctamente. En un principio no se distinguen los defectos.

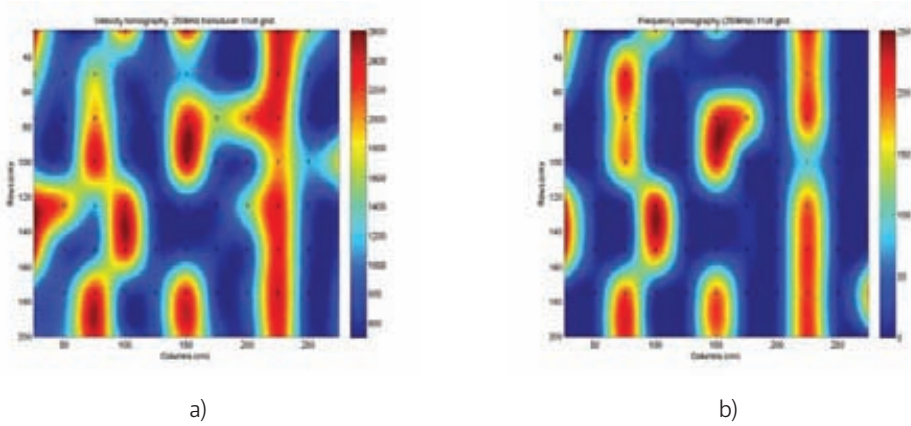


Fig. 29. a) Tomografía de velocidad (m/s), b) Tomografía de frecuencia máxima (kHz)

Con el fin de mejorar estos resultados, se ha centrado el análisis únicamente sobre las medidas ultrasónicas que presentan un nivel de señal coherente, descartando el resto. En la Tabla V, podemos ver la variación de los parámetros conforme varía la carga. En este caso es de mencionar el incremento progresivo de la velocidad con el incremento de la carga.

Tabla V. Promedio de los parámetros ultrasónicos con suficiente nivel de señal vs car

	Muro 1			Muro 2	
	0Tn	35Tn	60Tn	0Tn	35Tn
Umbral	75kHz ↔ 250kHz				
Potencia (W)	1.4e-7 94%	8e-9 281%	3.3e-8 150%	1.6e-5 93%	2.2e-5 58%
Velocidad (m/s)	1780 41.2%	2091 29%	2132 25%	1792 42%	2130 25%
Frecuencia (kHz)	187 19%	179 24%	187 22%	207 14%	200 24%
Nº puntos válidos / nº puntos posibles	39/440	15/120	10/90	16/150	14/120

11. Exploración y tomografía electromagnética

Una vez eliminado la información de los reflectores, en todos los *B-scans* resultan visibles en mayor o menor medida diferentes elementos (ver Fig. 30):

- ▷ La reflexión del inicio del muro. Existe una separación entre la antena-sensor y el muro que genera la primera reflexión
- ▷ La reflexión del final del muro, lo cual ocurre en la muestra 634 que corresponde a la distancia indicada de 32.12cm.
- ▷ Una separación intermedia, introducida por los ladrillos dispuestos "a soga". Éste se encuentra a unos 11 cm de respecto a la primera reflexión.
- ▷ El final del muro, para líneas horizontales o verticales.

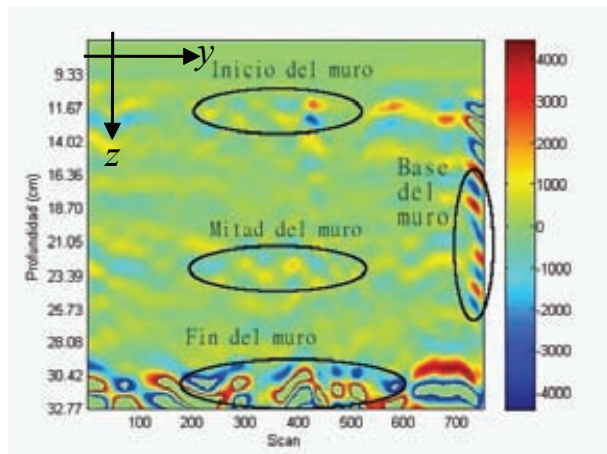


Fig. 30. B-scan sobre columna 9 en precarga con los elementos típicos marcados

El preprocesado que se utilizó para estudiar los *B-scans* fue: eliminación de la media, eliminación de la señal de fondo (*background*), eliminación de las bajas frecuencias en ambas dimensiones (*dewow*) y detección y corrección de hipérbolas causadas por la apertura de la antena

Los dos primeros puntos permite observar mejor los desperfectos de la zona bajo estudio: en este caso, el muro. En cuanto al tercer punto del procesado básico, se obtuvo una señal filtrada paso-bajo y se restó a la señal original. El filtrado paso-alto cobra sentido cuando las heterogeneidades en la estructura crean señales de alta frecuencia (dado que aparecen y desaparecen súbitamente). En cambio, variaciones de los materiales y efectos similares suelen introducir cambios más lentos.

El último punto de procesado es necesario corregir el efecto producido por el ancho de banda de la antena del georradar que convierte la respuesta de un reflector puntual en una hipérbola. Además

para aplicar dicha corrección es necesario detectar dichas hipérbolas dentro del B-Scan. Teniendo en cuenta la cantidad de B-Scan que se disponen, se ha implementado diferentes algoritmos de procesado para la detección automática de las mismas. En primer lugar se probó, la transformada de Hough que ofrece buenos resultados, pero presenta un coste computacional muy elevado. En segunda iteración se implementó la transformada de Hough aleatoria o RHT (*Random Hough Transform*), la cual reduce el coste computacional. Otro método utilizado fue la transformada de Hough aleatoria generalizada, o RGHT (*Random Generalized Hough Transform*) el cual emplea una máscara basada en una imagen de referencia. Una ventaja de los dos últimos métodos es que no requieren una umbralización del B-Scan.

Para solucionar el problema de la extensión de cada reflector a lo largo de una hipérbola se utilizó la migración, un método conocido en el trabajo con señales de georradar. Este método, que en su forma más simple consiste en realizar la media a lo largo de puntos situados siguiendo hipérbolas, permite que los reflectores vuelvan a condensarse sobre su posición real. El resultado de migrar una imagen cualquiera se muestra en la Fig. 31.

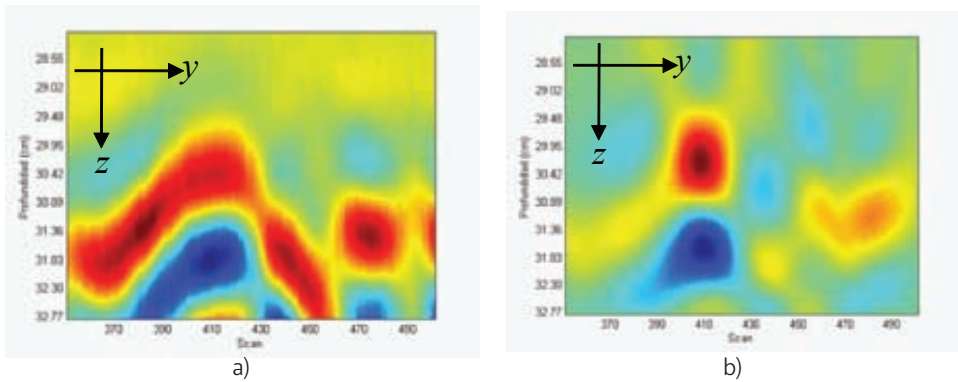


Fig. 31. a) B-Scan preprocesado (el reflector genera una hipérbola). b) Resultado del B-Scan preprocesado tras la migración

11.1 Resultados obtenidos

Una vez migrados los B-scans se procedió al estudio de los mapas obtenidos. Al estudiarlos se advirtió que las imperfecciones más notables se encontraban en la parte derecha del muro, cerca de donde faltaba un ladrillo de manera intencionada: la información recogida parece indicar que dicho desperfecto fue empeorando conforme aumentaba la carga. Un ejemplo de esto se muestra en la Fig. 32, donde se aprecia la evolución de un B-scan horizontal con el incremento de la carga.

Los B-scans verticales también varían y confirman lo que se indicó arriba: la extensión del desperfecto por la zona derecha del muro. En la Fig. 33 se muestra, la evolución de una zona bajo estudio (en este caso, vertical) debido al efecto de la carga.

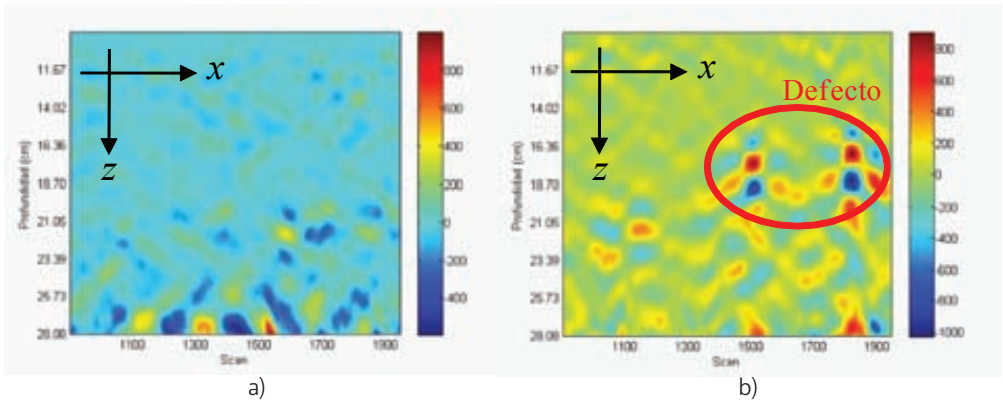


Fig. 32. B-scans para carga creciente en medida horizontal sobre fila 5: a) precarga, b) 45 toneladas.

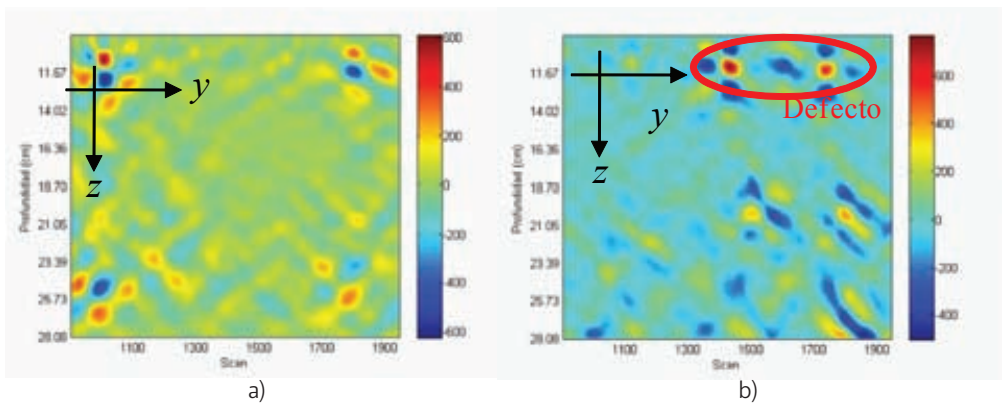


Fig. 33. B-scans para carga creciente en medida vertical sobre columna 11: a) precarga, b) 45 toneladas.

12. Conclusiones

Los ensayos no destructivos basados en propagación de ondas elásticas son sensibles al estado tensional de un elemento vertical como un muro de fábrica de ladrillo. Los paquetes de simulación numérica no incluyen el efecto no lineal que sobre los ultrasonidos provocan las condiciones de contorno como la compresión del elemento en un porcentaje elevado.

En el plano experimental, los modos propios dependen ligeramente de su estado tensional. Como este estado es difícil de predecir sin otra prueba complementaria, este hecho se puede interpretar como un cambio aparente en los parámetros mecánicos. Debido a que este cambio es muy pequeño, podemos asignarlo más a un cambio en la densidad aparente que a las constantes elásticas de los elementos.

Desde el plano teórico, los modelos de simulación numérica permiten conocer cómo se produce la propagación de estas ondas, la conversión de unas en otras y en último extremo reproducir lo más acertadamente los modelos para sus resultados se ajusten a la realidad. Se ha comprobado cómo usando estas simulaciones se puede comprender e interpretar mejor los resultados experimentales. Así pues, la simulación en 3D del muro para la tomografía sónica ha relevado que se propagan ondas de Lamb, ya que la longitud de onda asociada a 2 kHz, frecuencia máxima de excitación, es mayor en cualquier caso que el espesor del muro.

Respecto de las técnicas de monitorización de las deformaciones se puede concluir que los sensores de fibra óptica miden deformaciones parecidas a la videocorrelación. Las medidas de los sensores LVDTs se correlacionan con las técnicas FOS y de videocorrelación para cargas no elevadas.

Respecto al análisis ultrasónico, se ha demostrado que los ultrasonidos son sensibles a la estructura interna del muro. Se ha verificado experimentalmente el incremento de la velocidad media con el incremento del estado tensional, aspecto que también se ve reflejado en la potencia ultrasónica. Por otro lado, se han contrastado los resultados obtenidos experimentales con los simulados, los cuales han determinado la dificultad de conseguir que una señal de ultrasonidos de alta frecuencia consiga atravesar la doble interfase ladrillo – mortero – ladrillo, en elementos con superficies heterogéneas.

Por otro lado, se ha contrastado la viabilidad de utilizar el georradar para la detección de espesores, capas intermedias y defectos puntuales en elementos constructivos. También es de destacar las técnicas de procesamiento para automatizar la detección y mejorar la representación.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado por la "Conselleria d'Industria Comercio e Innovación" a través del IMPIVA dentro del Programa de I+D Colaboración entre Centros de Investigación. Proyecto IMIDIN/2008/7.

Bibliografía

- [1] **Zucchini, A., Lourenço, P.B.**, *A Micro-Mechanical Model for the Homogenisation of Masonry* (submitted to Int. J. Solids and Struct., 2008).
- [2] **Binda, L., Saisi, A. and Tiraboschi, C.** *Application of Sonic Tests to the Diagnosis of Damage and Repaired Structures*. Int. Journal Non-Destructive Testing and Evaluation, NDT&E Int., vol. 34 n. 2, pp. 123-138, 2001.
- [3] **L. Binda, A. Saisi, L. Zanzi, Deliverable 8.3 - ONSITEFORMASONRY: On-site investigation techniques for the structural evaluation of historic masonry buildings**, nº proyecto: EVK4-2001-00091.
- [4] **Hirse Korn, P. P. Delsanto, N. K. Batra, P. Matic**, *Modelling and simulation of acoustic wave propagation in locally resonant sonic materials*, Ultrasonics, Volume 42, Issues 1-9, April 2004, Pages 231-235.
- [5] **O.V. Sytnikand, A.V. Gorohovatsky**, *Signal processing algorithms in identification of subsurface objects*, Radio-electronics and Communications Systems, vol. 50 no. 10, pp. 557-563, 2007.

- [6] **M. Golovko**, *The evaluation of performances of automatic method for the object detection in GPR images*, *Proceedings of the 5th International Symposium on image and Signal Processing and Analysis*, pp. 476-478, 2007.
- [7] **M. Golovko, G. P. Pochanin**, *Application of the Hough transform for automatic detection of objects in georadar profiles*, *Electromagnetic waves and electronics systems*, vol. 9 no. 9-10, pp. 22-30, 2004.
- [8] **Vergara, L. et al**, *Tratamiento ultrasónico en ensayos no destructivos: Aplicación en el ámbito de restauración*. R&R Restauración y Rehabilitación. 2003, 44p.
- [9] **Scharf, L.L.** *Statistical Signal Processing*, Addison Wesley, New York, 1991.
- [10] **Krautkrämer, J., Krautkrämer, H.**, *Ultrasonic Testing Materials*, Springer Verlag, 1990.

Validación teórica mediante macro y micromodelos estructurales a escala de muros históricos

Rafael F. Martínez Barea, Javier Yuste Navarro

Unidad Técnica de Investigación en Seguridad y Tecnología de Construcción AIDICO

Resumen. El objetivo del presente trabajo es comparar resultados, en desplazamientos, de ensayos de carga realizados sobre muros (confeccionados con piezas y morteros históricos) construidos en el laboratorio de AIDICO con resultados numéricos utilizando técnicas de Macromodelos y Micromodelos de elementos finitos, con el objeto de llegar a obtener conclusiones frente a las dificultades, posibilidades y bondad de las diferentes técnicas empleadas. Para la confección del modelo es necesario obtener los distintos parámetros mecánicos de los elementos que configuran el muro histórico y estudiar los modelos de plasticidad y fractura para la caracterización de los modelos constitutivos de los mismos. Se propone la obtención de dichos parámetros basados principalmente en Ensayos No Destructivos para el macromodelo y ensayos de laboratorio para el micromodelo. Se estudian dos técnicas en Micromodelización según sea el trabajo predominante de los elementos que configuran el modelo y los esfuerzos actuantes y se estudia una técnica en Macromodelización.

1. Introducción

El presente trabajo consiste en comparar los resultados experimentales obtenidos de ensayos de carga realizados sobre un muro a escala de fábrica de ladrillo, con aparejo holandés, con los obtenidos de una Macromodelización. Los parámetros mecánicos para el Macromodelo se obtienen mediante ensayos No Destructivos. En concreto la curva tensión deformación del material se obtiene mediante la técnica del FlatJack y el resto de parámetros necesarios se obtiene de bibliografía existente. En la formulación del Macromodelo se usa el software de cálculo no lineal ATENA que es capaz de representar las fisuras aparecidas en el modelo mediante una formulación mixta de plasticidad y fractura. Los modelos utilizados en la formulación se han desarrollado para el Hormigón y se han adoptado en este trabajo debido a la similitud de los materiales a estados tensionales diferentes y con la salvedad de la nula o casi nula posibilidad de absorber tracciones en la fábrica.

Se desarrollan también dos Micromodelos para la utilización en muros de fábrica dependiendo de la actuación de la carga predominante. El Micromodelo 1, para cargas actuantes perpendiculares al paramento se ha desarrollado mediante el programa de elementos finitos ALGOR y se ha simulado el mortero mediante elementos de contacto lineales en los nodos. El Micromodelo 2 se ha desarrollado mediante el programa ATENA en 2D y sobre una porción reducida del muro de estudio. En este Micromodelo se han simulado los distintos componentes que conforman el muro, por una parte el ladrillo, por otra el mortero y por último la interfase entre mortero y ladrillo.

2. Métodos de cálculo mediante elementos finitos

2.1 Generalidades

El avance de la técnica en computación y cálculo ha llevado al investigador a recrear de alguna manera la obra de fábrica mediante la técnica de elementos finitos. En este punto es donde más avances se están desarrollando, ya que, con la entrada en servicio de los grandes ordenadores capaces de poder trabajar unidos para aumentar la potencia de cálculo y reducir el tiempo de cálculo, es cada vez más fácil obtener buenas aproximaciones a resultados concretos. Sin embargo, es tal la cantidad de elementos independientes que configuran una obra de fábrica y tal la cantidad de variables que la constituyen, por no hablar de las no linealidades existentes tanto en el material como en la geometría, que se reserva esta técnica únicamente a ensayos reducidos o problemas localizados como por ejemplo el efecto de una abertura en un muro de fábrica, tal como una ventana o puerta o bien a ensayos a escala de muros o elementos de fábrica.

La técnica de la Micromodelización es sin duda una manera de observar de manera localizada y puntual un problema concreto. Su extensión dentro de la mecánica del medio continuo, y las técnicas de homogenización de materiales, hacen posible reducir el problema. Estas consisten en obtener unos parámetros de compatibilidad entre los distintos materiales que configuran la fábrica para usarlos en un problema global, llamado Macromodelización. Este paso, de Micromodelos a Macromodelos mediante la homogenización hace posible reproducir un muro completo y tener en cuenta sus características anisótropas en el mismo.

Dependiendo del nivel de detalle deseado es posible utilizar las siguientes formas de modelización:

- ▷ Micromodelización detallada: ladrillos y morteros son representados por elementos continuos, mientras que el comportamiento de la interfase mortero-ladrillo es representada por elementos discontinuos.
- ▷ Micromodelización simplificada: En este caso, los materiales están representados por un elemento continuo donde el comportamiento de las juntas de mortero y la interfase ladrillo-mortero está separada por discontinuidades.
- ▷ Macromodelización: los ladrillos, mortero e interfase ladrillo-mortero están englobados por un mismo elemento.

En la Micromodelización detallada el módulo de Young, el coeficiente de Poisson y, opcionalmente, las propiedades inelásticas de ambos materiales se han de tener en cuenta para cualquier tipo de modelo que se utilice. La interfase junta-ladrillo representa una superficie de fisuración potencial con una rigidez ficticia inicial. Ésta aportación produce la acción combinada de ladrillo, mortero e interfase. En Micromodelización reducida cada junta consistente en mortero y dos interfases mortero-ladrillo se une en una interfase que recoge estos tres elementos con el fin de simplificar el problema sin cambiar la geometría. La mampostería es, por ello, considerada como un conjunto de bloques elásticos separados por superficies potenciales de fractura en las juntas. La precisión se pierde en el momento que el efecto Poisson del mortero no es incluido. La Macromodelización no hace distinción entre ladrillos individuales y juntas, ya que trata la mampostería como un continuo homogéneo y anisótropo.

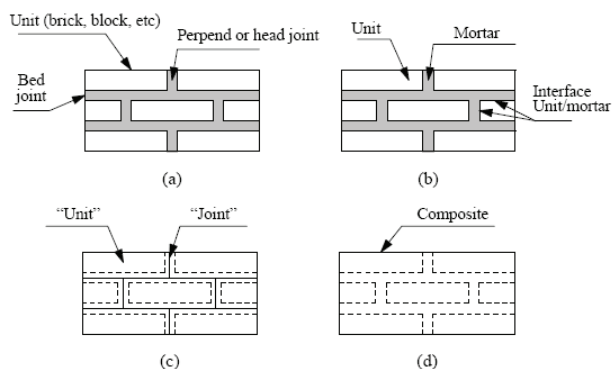


Fig. 1. (a) Mampostería simple ; (b) Micromodelo detallado;(c) Micromodelo simplificado; (d) Macromodelo.

2.2 Macromodelos

Los macromodelos consisten en considerar un material compuesto como un material único y continuo con unas relaciones tensión-deformación globales y una serie de criterios de fallos globales. Estas definiciones globales pueden estar establecidas por observaciones experimentales o por la mecánica del sólido.

El análisis elástico lineal es de hecho un caso particular de macromodelización. Este tipo de análisis resulta, en principio, muy inapropiado para el estudio de la resistencia de las construcciones de obra de fábrica al no reconocer la incapacidad del material para resistir tracciones significativas (entre otras limitaciones). A pesar de ello, el uso de esta técnica es muy frecuente en la práctica, existiendo abundantes ejemplos de su utilización para el estudio de edificios complejos de carácter histórico.

Un segundo paso en el nivel de sofisticación consiste en limitar efectivamente la capacidad del material para resistir tensiones de tracción. Un modelo simplemente frágil a tracción (o "no-tracción") suele producir importantes dificultades de orden puramente numérico, por lo que las propuestas realmente aplicables suelen basarse en tratamientos algo más elaborados.

2.3 Micromodelos

Los micromodelos son probablemente la mejor herramienta capaz de entender el comportamiento de la mampostería. El provecho de su utilización como aproximación es, sobre todo, la posibilidad de consideración de diferentes mecanismos de fallo (fisuración, deslizamiento). La teoría de plasticidad actual ha desarrollado dos tipos de mecanismos de fallo para este tipo de modelización, por una parte un primer modo de fallo considera la fisuración por corte y, por otro lado, un mecanismo de fractura por compresión en base a la consideración de las superficies de fluencia de Mohr-Coulomb. La consideración de que estos fenómenos inelásticos se produzcan en la interfase entre elementos confiere una robusta herramienta de trabajo a los micromodelos, capaces de seguir completamente todo el proceso de carga de una estructura hasta la total degradación de rigidez de ésta.

2.4 Modelos homogeneizados

Las técnicas de homogenización de micromodelos a macromodelos son herramientas matemáticas que proporcionan las leyes constitutivas para materiales compuestos a partir de las leyes constitutivas de los materiales que lo forman y proporcionan las relaciones entre las tensiones y deformaciones de los materiales compuestos y las tensiones y deformaciones de los materiales constituyentes, a través de unos rigurosos desarrollos analíticos y una serie de hipótesis. Los modelos derivados de estas técnicas son macromodelos ya que operan con tensiones medias, pero son también micromodelos ya que las relaciones entre tensiones y deformaciones provienen de los constituyentes y los criterios de fallos son impuestos también por los constituyentes.

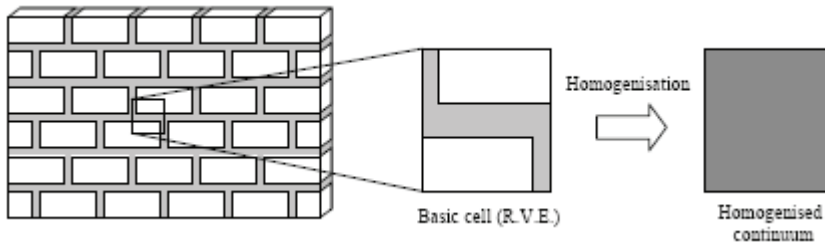


Fig. 2. Técnica de Homogenización

3. Ensayo de carga, en el laboratorio de AIDICO, de un muro “histórico”

El muro objeto de estudio se ha construido en el laboratorio de AIDICO. Es un muro de ladrillo macizo con aparejo Holandés y con mortero de alto contenido en cal, simulando una construcción antigua. La proporción del mortero utilizado es 1:4, relación arena-cal.



Fig. 3. Construcción del muro

El muro tiene una altura de 2,20 metros, un espesor de 0,24 m y una longitud aproximada de 3,00 metros.



Fig. 4. Muro y sistema de reparto de carga

Se ha construido sobre un bastidor formado por un perfil laminado UPN 300 y se ha diseñado un sistema de arriostramiento para protegerlo en su transporte. La prensa usada tiene un tope máximo de carga de 80 toneladas y se ha realizado la prueba cargando hasta 60 toneladas, entregando la carga en escalones en el tiempo. Durante los tiempos de estabilidad de carga se han ido realizando otros trabajos de investigación sobre el mismo muro en otros campos.

Para la medida de las variables de desplazamiento se han dispuesto 4 LVDTs, 3 verticales y 1 horizontal. Uno de ellos, en posición vertical, se ha dispuesto en cabeza y los otros en la parte inferior del muro como se muestra en el croquis de la figura 5.

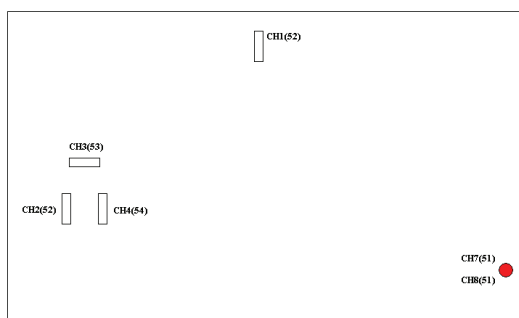


Fig. 5. Croquis de disposición de LVDTs en alzado de muro



Fig. 6. Disposición de sensores LVDT en base del muro y en cabeza de muro

Los valores de la adquisición de cada LVDT, así como los escalones de carga se muestran en las siguientes gráficas.

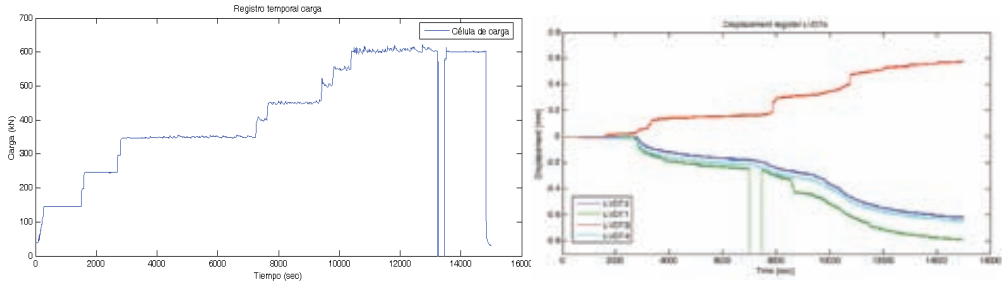


Fig. 7. Escalones de carga realizados durante el ensayo. Desplazamiento LVDTs

4. Macromodelo de muro histórico

Para el desarrollo del macromodelo y su cálculo se ha empleado el programa ATENA (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis). El Programa ATENA está desarrollado para el cálculo no lineal de estructuras por el método de los elementos finitos y está basado en los criterios y formulaciones de daño para el hormigón y el hormigón armado con barras de acero.

En este trabajo se ha empleado el método de macromodelización consistente en utilizar las propiedades globales de la fábrica y asemejarlo al comportamiento del hormigón. La ventaja de usar este procedimiento con el programa mencionado es que es posible obtener los parámetros tensodeformacionales globales de la fábrica mediante ensayos no destructivos (o cuasiodestructivos) como el flatjack y se puede calibrar el modelo, basado en el material del hormigón, para utilizarlo como fábrica.

Por otra parte el programa es capaz de representar las fisuras aparecidas y su espesor en los distintos intervalos de carga. Este aspecto es interesante aplicado a obras de fábrica, ya que es posible identificar y prever los inicios de daño en la misma, de manera que se puede actuar en dichos puntos. Algo, que para el modelo de fábrica, en donde las tracciones son críticas ya que el material es incapaz de absorber esfuerzos de tracción, nos da una idea muy clara de los daños esperables.

Los parámetros necesarios para la caracterización del material Muro en el macromodelo son:

- E Módulo de Young
- ν Coeficiente de Poisson
- f_m Resistencia a compresión de la fábrica
- f_t Resistencia a tracción de la fábrica
- G_{fc} Energía de fractura por compresión
- G_{ft} Energía de fractura por tracción

Los valores elásticos y de rotura son obtenidos mediante el ensayo de flatjack.

La resistencia y la energía de fractura para las fallas por tracción se han obtenido a partir de las relaciones de las expresiones propuestas por Lourenço:

$$f_t = 0,1 \cdot f_m \text{ N/mm}^2$$
$$G_{ft} = 0,1 \cdot f_t \text{ N} \cdot \text{mm/mm}^2$$

La energía de fractura por compresión puede estimarse con la fórmula que propone el Código Modelo 90 (CEB-FIP, 1991) para hormigones (Lourenço, 21).

$$G_{fc} = 15 + 0,43 \cdot f_m - 0,0036 \cdot f_m^2$$

4.1 Ensayo de Gato Plano Doble (FlatJack)

Esta técnica se basa en la ubicación de un gato plano dentro de una hilada de la cual se ha extraído previamente el mortero y en registrar presiones del gato y deformaciones simultáneas que experimenta la mampostería en la dirección normal a las hiladas. Una vez terminado el ensayo se puede extraer el gato y rellenar de nuevo la junta. La gran ventaja del método radica en que la prueba es realizada en las condiciones originales inalteradas. Además se ensaya una superficie suficientemente amplia para obtener características representativas del comportamiento medio de la mampostería.

La medida del estado tensional se obtiene directamente de la lectura de la presión del gato que contrarresta las deformaciones causadas durante la materialización del corte medida en dirección perpendicular a la misma.



Fig. 8. Ensayo de Gatos Planos Dobles

Las medidas del Gato Doble se muestran en la siguiente gráfica:

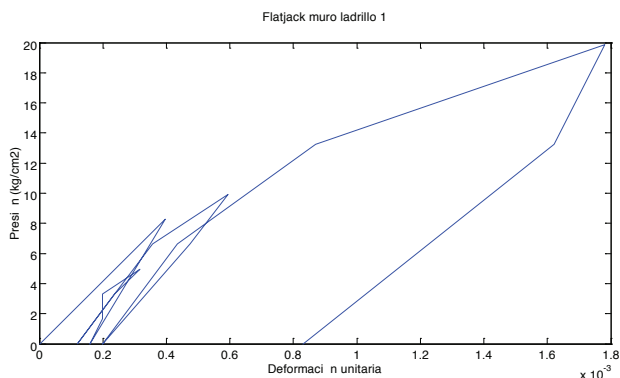


Fig. 9. Gráfica obtenida del ensayo de Gatos Dobles

De la curva anterior se estiman los parámetros siguientes:

Módulos de deformabilidad

Módulo tangente: 21.000 Kp/cm 2 (2.100 N/mm 2)

Módulo secante: 16.000 Kp/cm 2 (1.600 N/mm 2)

Coefficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson estimado en torno a 0,33.

Resistencia a compresión de la fábrica

Para el nivel de deformación obtenido, en el gato se alcanza un valor de fluencia en torno a 20 kp/cm 2 y una tensión en el entorno de la rotura a presiones de 34 Kp/cm 2 para deformación de rotura del orden del 3%.

4.2 Modelo numérico del Macromodelo con ATENA

El preproceso para la elaboración del modelo numérico se realiza con el programa ATENA que utiliza la plataforma visual y el soporte numérico del programa Gid del CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numérico en Ingeniería) de la Universidad Politécnica de Cataluña.

Se ha realizado un mallado estructural en volumen para obtener elementos finitos tipo hexaedros. El mallado se ha completado con 280 hexaedros y el modelo contiene 495 nodos.

El análisis utilizado para el cálculo ha sido un análisis No Lineal aprovechando las leyes constitutivas que alimentan el modelo y que tienen en cuenta tanto la no linealidad del material como los criterios energéticos de fractura del material.

Para el material Muro se ha empleado el modelo de material de ATENA *Cementitious2*, cambiando las propiedades del mismo y adaptándolas al material Muro usado en el macromodelo.

Se ha supuesto el muro apoyado en la base sin posibilidad de desplazamiento en ninguna dirección y se ha aplicado una presión unitaria de 1MPa en la dirección -z en la cabeza del mismo. Se han diseñado 13 intervalos de cálculo para reproducir los escalones de carga al que se sometió el muro en el laboratorio.

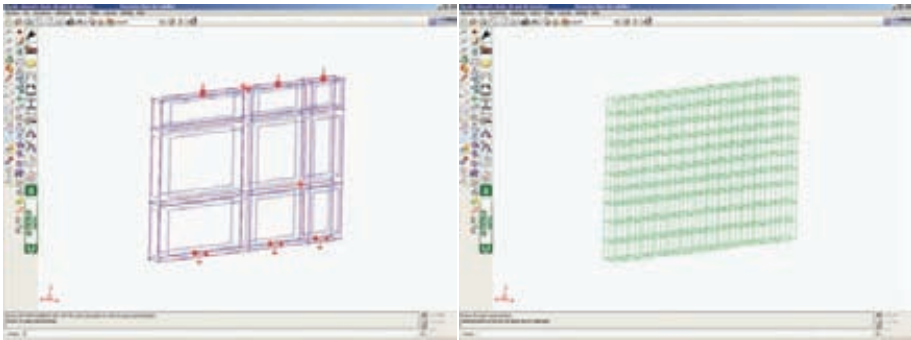


Fig. 10. Modelo de elementos finitos y condiciones de carga

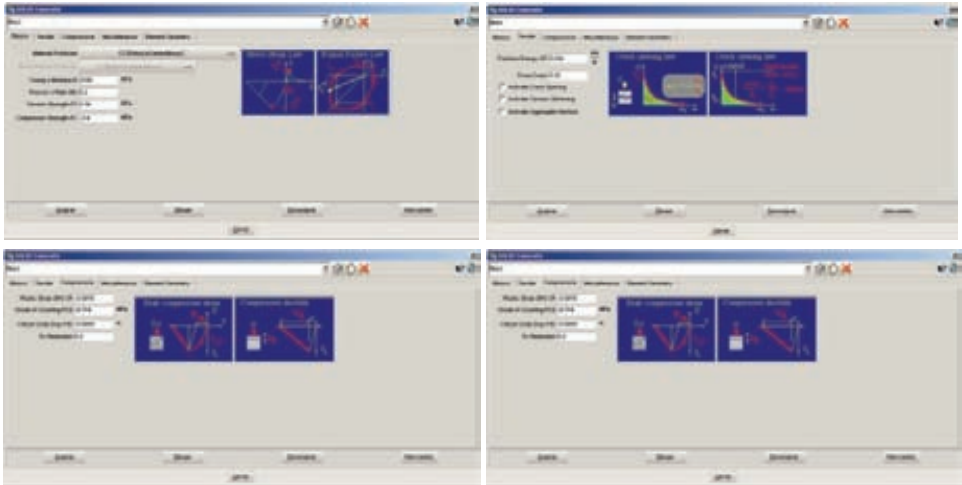


Fig. 11. Valores de las características mecánicas y parámetros de energía de fractura para el material Muro

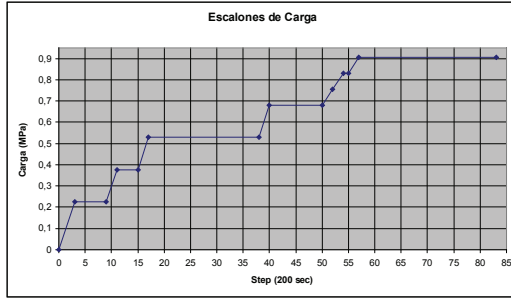


Fig. 12. Escalones de carga en el modelo

4.3 Resultados obtenidos en el Macromodelo

4.3.1 Resultados con carga centrada. Reproducción de ensayo insitu

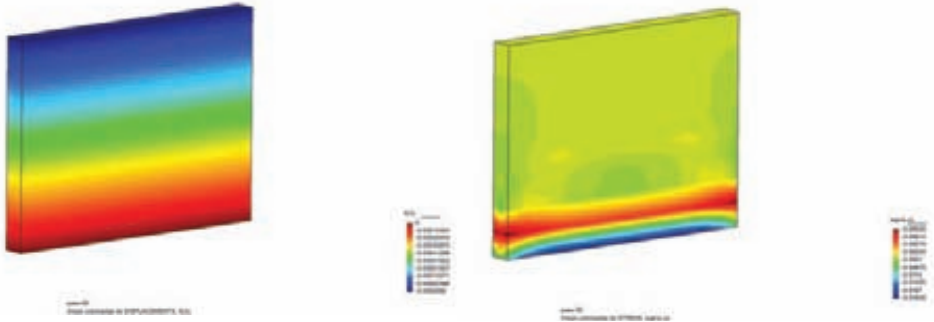


Fig. 13. Tensiones σ_{zz} máximo y desplazamiento máximo el último intervalo de carga. Valor de tensión en la base 0,91 MPa. Valor de desplazamiento en cabeza 0,92 mm.

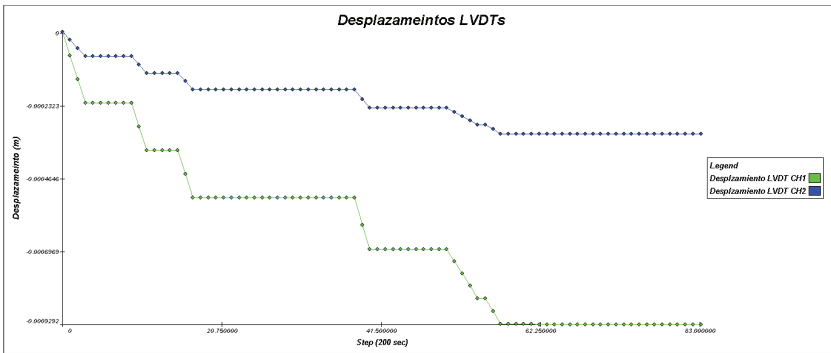


Fig. 14. Curva de desplazamiento de los LVDTs del modelo



Fig. 17. Tensión σ_{zz} y croquis de fisuras en el paso 35 (3,5 MPa). Carga centrada

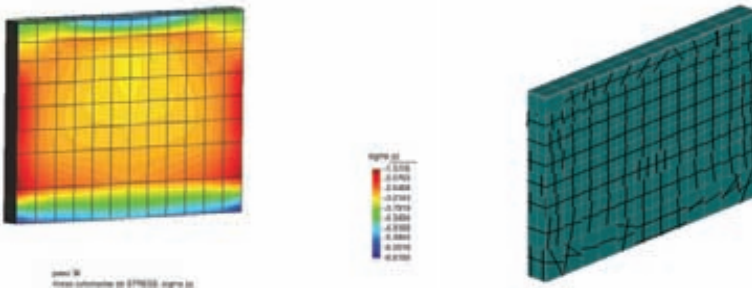


Fig. 18. Tensión σ_{zz} y croquis de fisuras en el paso 36 (3,6 MPa). Carga centrada

4.3.3 Resultados con carga desviada 3°

Se ha realizado una prolongación del modelo en carga hasta llegar a 5 MPa, aplicando una carga desviada 3° sobre la cara superior del muro, para simular la rotura del mismo y la aparición de las fisuras. Se comprueba que al llegar a aproximadamente 1,4 MPa de presión el modelo empieza a romper apareciendo las primeras fisuras. Esta presión corresponde a una carga en la prensa de 92 Tn aproximadamente.

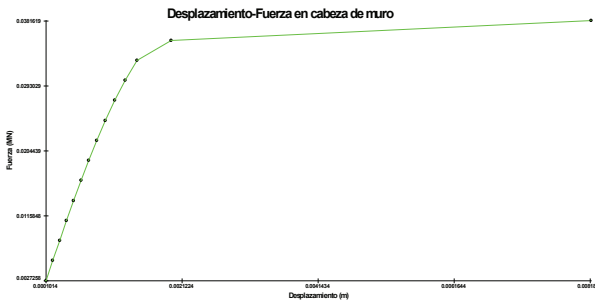


Fig. 19. Curva fuerza-desplazamiento en cabeza de muro

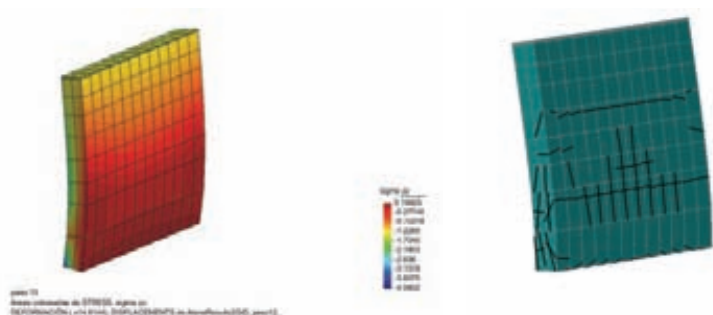


Fig. 20. Tensión σ_{zz} y croquis de fisuras en el paso 13 (1,3 MPa)

5. Micromodelo de muro histórico

Se plantean dos modelos de micromodelos. Uno de ellos está realizado sobre un muro de ladrillo convencional, Micromodelo 1, y se basa en la utilización de elementos de contacto con características mecánicas y de rotura a modo de simulación del conjunto mortero-junta (micromodelización simplificada). El segundo de ellos, Micromodelo 2, es un desarrollo de micromodelización detallada en la que se tendrá en cuenta tanto los materiales como la interfase junta-mortero. Debido a la elevada capacidad de recursos necesarios para la modelización en 3D se han desarrollado los modelos en 2D.

5.1 Micromodelo 1

El Micromodelo 1 se ha desarrollado con el programa de elementos finitos ALGOR V23.1 mediante el módulo de cálculo No Lineal y realizando una simulación de eventos, ya que se estaba buscando la respuesta del muro frente un impacto en el paramento.

Este modelo se presenta en este trabajo para mostrar una formulación simplificada de la Micromodelización a un problema real, aunque no es un resultado referente a construcciones históricas, pero se ha creído conveniente, ya que representa una visión distinta a la modelización de micromodelos.

El micromodelo simula un muro de ladrillo hueco del 4 a la acción de un impacto de 300 N sobre una superficie de 5 cm². El muro en cuestión es de cerramiento de un hueco de ascensor, y debido a problemas geométricos se tuvo que reducir el espesor de ladrillo, de 11 a 4 cm para el cumplimiento de la normativa específica, además de no permitir deformaciones permanentes de más de 15 mm. Para resolver el problema se propuso la adhesión al muro de una chapa metálica de 3mm de espesor y en el modelo se dispuso una placa separada 1 cm del muro conectada mediante elementos GAP, que simulan el contacto entre los dos elementos, separados aproximadamente 1 cm.

Las características mecánicas de los elementos independientes se obtuvieron de bibliografía especializada, ya que al ser una construcción moderna conocíamos la formulación y características de los mismos.

Los materiales utilizados en el modelo y sus propiedades mecánicas se muestran en la tabla 1.

Tabla 1. Características mecánicas de los materiales en el Micromodelo 1

		Material		
		Ladrillo hueco	Mortero M-20	Acero S275
Propiedades	ρ (kN/m ³)	20	20	78.54
	E (N/mm ²)	1000	30000	200000
	ν	0.15	0.2	0.29
	f_{ck} (N/mm ²)	15	20	375
	f_t (N/mm ²)	0.75	1	410

5.1.1 Modelo numérico del Micromodelo1 con ALGOR

El programa ALGOR es un software de elementos finitos muy avanzado que esta especializado en los problemas mecánicos. Permite el análisis estático lineal así como el no lineal y análisis dinámico. Uno de los módulos del programa es el MES (Mechanical Event Simulation) o simulación de Eventos Mecánicos y es capaz de calcular y de integrar elementos en movimiento que simulan impactos en los sólidos y superficies.

Se han modelizado los ladrillos y la placa metálica como elementos shell con las características del material del ladrillo y del acero. El mortero se ha simulado como elementos de contacto general no lineales. Y el contacto entre los ladrillos y la placa de acero con elemento tipo Gap, que permiten un desplazamiento inicial antes de entrar en contacto con una rigidez determinada y no trabajan a tracción.

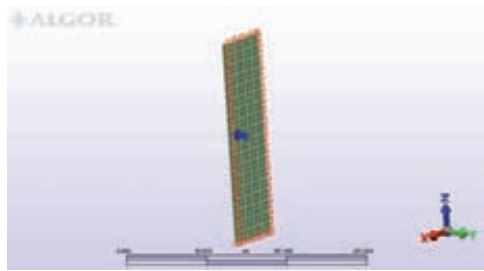


Fig. 21. Modelo numérico utilizado y cargas actuantes

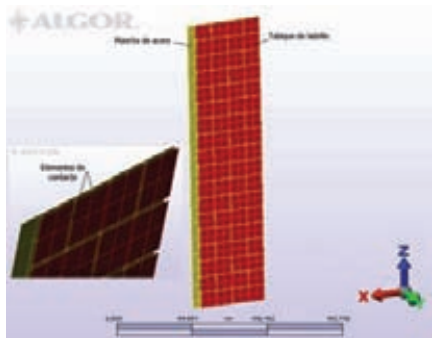


Fig. 22. Elementos del modelo

El elemento de contacto general tiene tres estados básicos que configuran 4 regiones distintas de rigidez. Estado de contacto, estado de acoplamiento y estado de liberación tanto en tracción como en compresión.

Dicho elemento esta recorriendo todo el camino de tensión definido en la curva según sea su estado de sollicitación, hasta que llega a su rotura. En ese momento deja de actuar y se libera el elemento. En nuestra modelización simularía la rotura del mortero o el despegue del mismo.

Se han dispuesto los elementos de contacto general en el contorno de los elemento placa uniendo los ladrillos entre si, y se han dado las características mecánicas a dichos elementos en función del área tributaria que abarcan en cada nodo.

La fuerza impuesta consiste en un impulso de 300 N aplicada en el borde del muro o el centro del mismo. La curva de carga se muestra a continuación en función del tiempo.

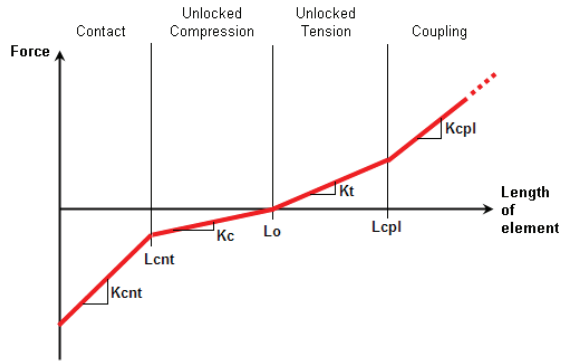


Fig. 23. Estados y regiones para un elemento de contacto en general

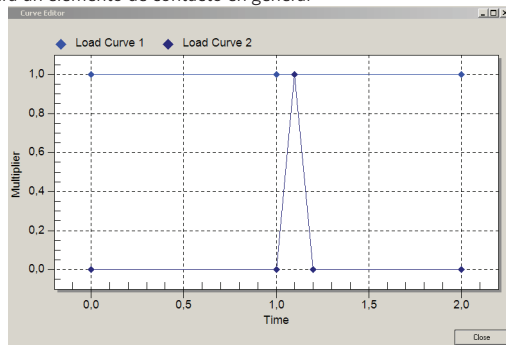


Fig. 24. Curva de carga del Micromodelo 1

La curva de carga 1 hace referencia a la fuerza de la gravedad y la curva de carga dos a una fuerza realizada en 0.2 segundos.

5.1.2 Resultados obtenidos en el Micromodelo 1

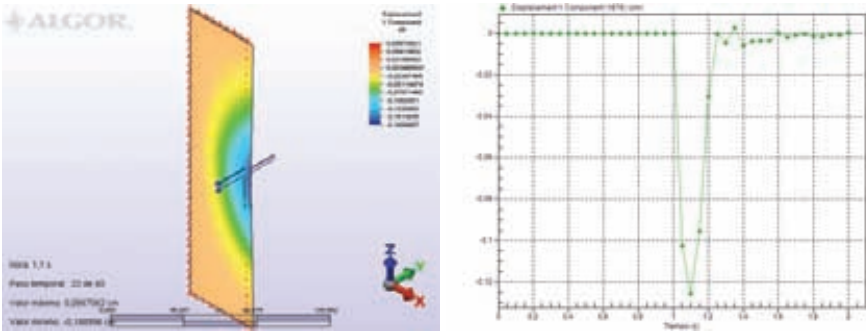


Fig. 25. Deformaciones del punto más desfavorable en el modelo conjunto de placa de acero y muro de ladrillo

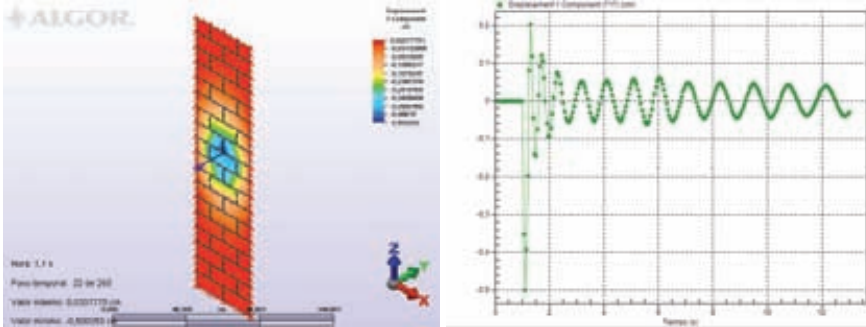


Fig. 26. Deformaciones del punto más desfavorable en el modelo simple de ladrillo

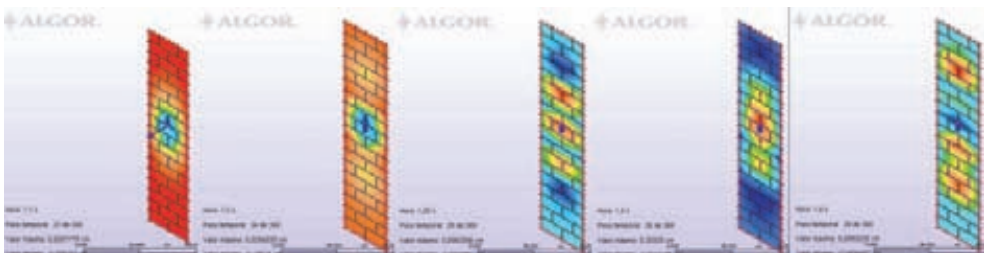


Fig. 27. Secuencia de impacto y desplazamiento del muro simple

5.2 Micromodelo 2

El Micromodelo 2 se ha desarrollado con el programa de elementos finitos ATENA mediante el módulo de cálculo No Lineal y en 2D.

Este modelo se presenta en este trabajo para mostrar la configuración de Micromodelización de Detalle en la que se simulan tanto los distintos materiales que aparecen, pieza y mortero, como la interfaz entre el mortero y la pieza.

Debido a la gran cantidad de datos que configura la micromodelización de detalle se ha elegido por realizar un pequeño modelo formado por solo varias hiladas del muro para explicar la potencia del método.

En el micromodelo detallado las piezas y el mortero se han representado por medio de elementos finitos de tensión plana y la interfase pieza-mortero por elementos de conexión superficiales a manera de discontinuidades.

Las características mecánicas de los elementos independientes se han obtenido mediante ensayos en el laboratorio de materiales de AIDICO.

Para la caracterización del mortero se reservó material de amasado usado durante la construcción del muro y se ensayaron las probetas confeccionadas a los 28 días, según la norma UNE-EN 1015-11:2000. De esta manera se puede obtener los valores de resistencia a tracción y a compresión simple del mortero. El resto de parámetros, los de energía de fractura a compresión y a tracción, se ha obtenido de la bibliografía existente.

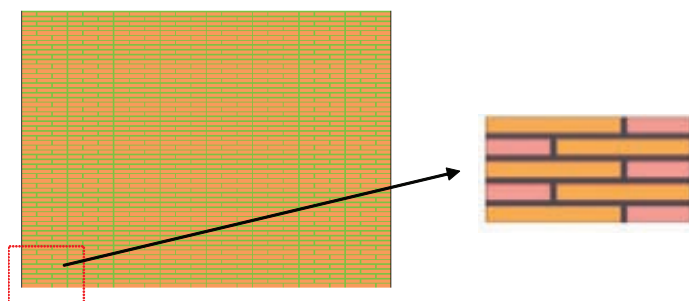


Fig. 28. Micromodelo 2D y porción estudiada

Para la caracterización de los ladrillos macizos se realizaron ensayos de compresión y de flexotracción sobre piezas obtenidas de la construcción. Se secaron en estufa y se procedió a la realización de los ensayos. El resto de parámetros, los de energía de fractura a compresión y a tracción, se ha obtenido de la bibliografía existente.

Los materiales utilizados en el modelo y sus propiedades mecánicas se muestran en la tabla 2.

Para la modelización de los mecanismos de falla por tracción y cortante se utiliza una superficie de fluencia combinada, con la superficie de fluencia de Rankine para incorporar el modo de tracción y la superficie de fluencia de Mohr-Coulomb para el modelo cortante, como se muestra en la figura 31. Este modelo de material se aplica a la superficie interfase en el micromodelo.



Fig. 29. Rotura a compresión y flexotracción de ladrillos macizos

Para representar el comportamiento de la unión ladrillo-mortero mediante los elementos de interfase se requieren las siguientes propiedades para la superficie compuesta de Mohr-Coulomb y Rankine:

f_t Resistencia a tracción de la interfase

G_f^I Energía de fractura del modo 1

G_f^{II} Energía de fractura del modo 2

c Cohesión

ϕ_o Ángulo de fricción interna

k_n Componente normal de la matriz de rigidez elástica de interfase

k_s Componente a cortante de la matriz de rigidez elástica de interfase

Tabla 2. Características mecánicas de los materiales en el Micromodelo 2

		Material	
		Ladrillo macizo	Mortero de cal
Propiedades	ρ (kN/m ³)	19	14.7
	E (N/mm ²)	10000	2000
	ν	0.15	0.2
	f_{ck} (N/mm ²)	30	3.46
	f_t (N/mm ²)	0.75	0.2

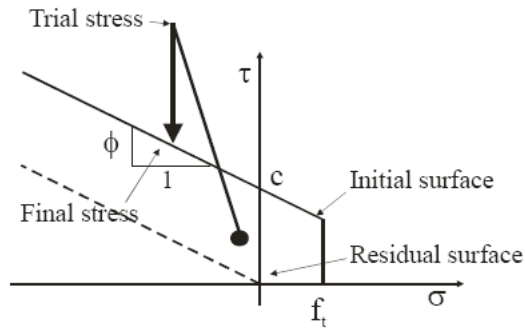


Fig. 30. Superficie de fluencia combinada de Mohr-Coulomb y Ranking

Se ha tomado, en este trabajo, el valor para la cohesión sugerido por Lourenço (9) de $c=1,4 \cdot f_t$. De igual manera se propone un valor del coeficiente de rozamiento en torno a 0,75, que según indica Lourenço, es suficiente.

Los valores de k_n y k_s se obtienen mediante la siguiente formulación:

$$k_n = \frac{E_b \cdot E_m}{t_m \cdot (E_b - E_m)}$$

$$k_s = \frac{G_b \cdot G_m}{t_m \cdot (G_b - G_m)}$$

donde

E_b es el módulo de elasticidad de la fábrica

E_m es el módulo de elasticidad del mortero

G_b es el módulo de cortante de la fábrica

G_m es el módulo de cortante del mortero

t_m es el espesor de la junta

5.2.1 Modelo numérico del Micromodelo2 con ALGOR

El preproceso para la elaboración del modelo numérico se realiza con el programa ATENA que utiliza la plataforma visual y el soporte numérico del programa Gid del CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numérico en Ingeniería) de la Universidad Politécnica de Cataluña.

Se ha realizado un mallado estructural en superficie para los ladrillos y el mortero y un mallado lineal de contacto para las juntas de mortero. El mallado se ha completado con 470 cuadriláteros y el modelo contiene 568 nodos.

El análisis utilizado para el cálculo ha sido un análisis No Lineal aprovechando las leyes constitutivas que alimentan el modelo y que tienen en cuenta tanto la no linealidad del material como los criterios energéticos de fractura del material.

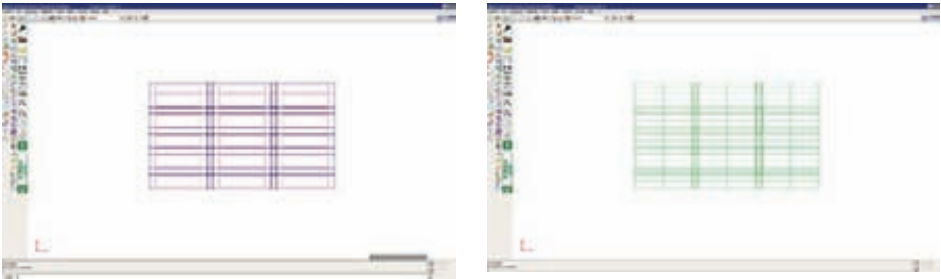


Fig. 31. Modelo de elementos finitos y condiciones de carga

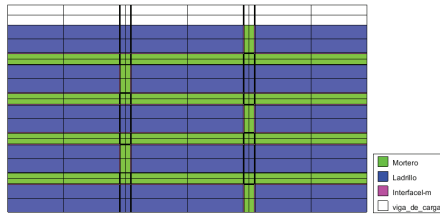


Fig. 32. Distintos materiales utilizados en el modelo

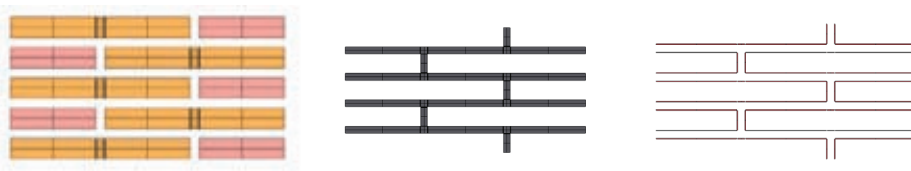


Fig. 33. Materiales. Ladrillo, Mortero y Interfase.

Para los materiales ladrillo y mortero de cal se ha empleado el modelo de material de ATENA *Cementitious2* cambiando las propiedades pertinentes para los valores adoptados de los distintos elementos.

Para la interfase Ladrillo-Mortero se ha empleado el modelo de material de ATENA *Interfase*.

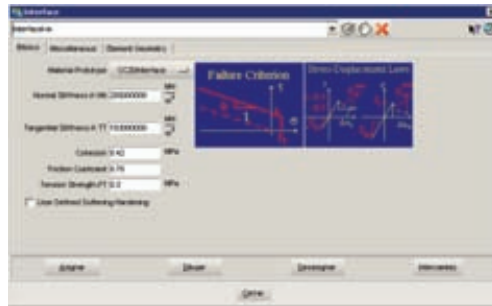


Fig. 34. Valores de los parámetros del material Interfase

Se ha supuesto el modelo apoyado en la base sin posibilidad de desplazamiento en ninguna dirección y se ha aplicado un primer escalón de carga de confinamiento en presión vertical de -0,037 MPa, equivalente a una carga de 300 kg. En el intervalo segundo se ha impuesto una carga lateral de 0,08 MPa sobre un ladrillo, lo que equivale a una carga de 50 kg, aumentando durante 25 steps hasta una carga de 2500 kg.

Este ensayo da una visión clara de la interacción de los elementos y la superficie de contacto o interfase.

5.2.2 Resultados obtenidos en el Micromodelo 2

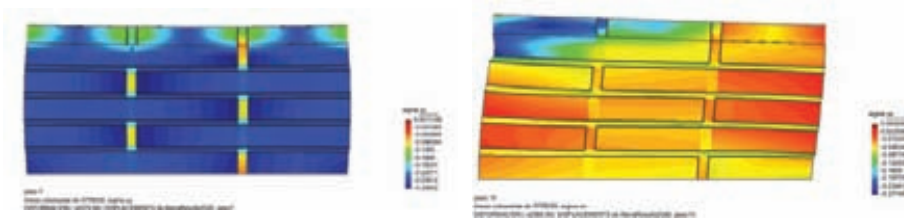


Fig. 35. Tensiones σ_{yy} en el Step 7. Carga de confinamiento (0,037 MPa). Tensiones σ_{yy} en el Step 14. Carga de confinamiento (0,037 MPa)+ Carga Lateral (0,64 MPa, 400 kg).

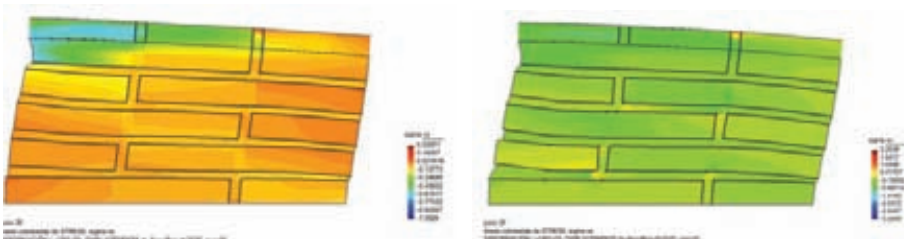


Fig. 36. Tensiones σ_{yy} en el Step 20. Carga de confinamiento (0,037 MPa)+ Carga Lateral (1,60 MPa, 1000 kg). Tensiones σ_{yy} en el Step 24. Carga de confinamiento (0,037 MPa)+ Carga Lateral (2,24 MPa, 1400 kg).

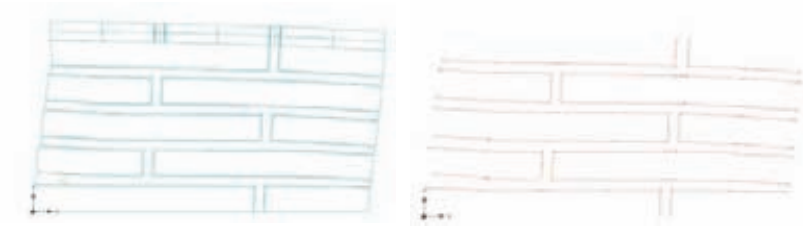


Fig. 37. Tensiones tangenciales en la interfase y aparición de fisuras en el mortero en el Step 24. Carga de confinamiento (0,037 MPa)+ Carga Lateral (2,24 MPa, 1400 kg).

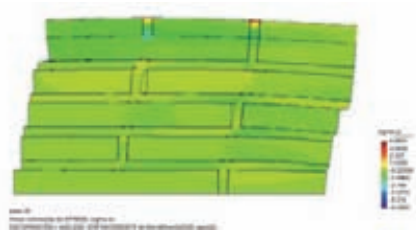


Fig. 38. Tensiones σ_{yy} en el Step 25. Carga de confinamiento (0,037 MPa)+ Carga Lateral (2,80 MPa, 1500 kg).

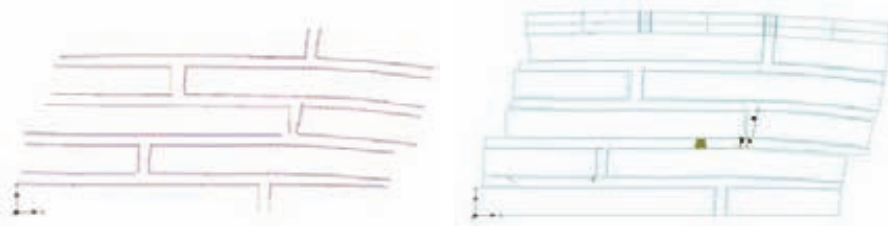


Fig. 39. Tensiones tangenciales en la interfase y aparición de fisuras en el mortero en el Step 25 . Carga de confinamiento (0,037 MPa)+ Carga Lateral (2,24 MPa, 1400 kg).

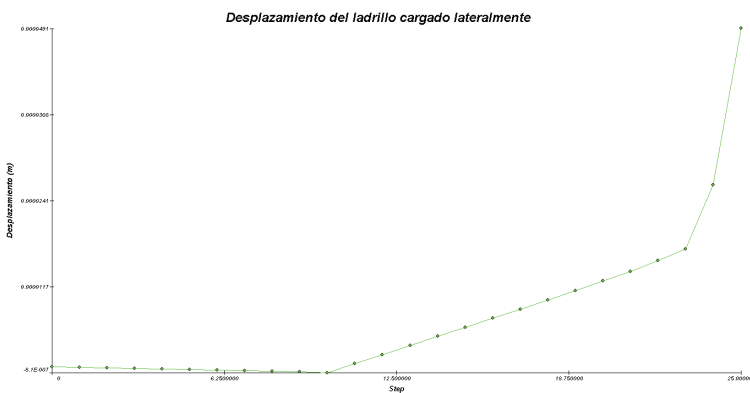


Fig. 40. Desplazamiento del ladrillo cargado lateralmente

6. Conclusiones

Las conclusiones del trabajo se pueden resumir en las siguientes:

- a) Los macromodelos son aplicables cuando la estructura está compuesta por muros sólidos con dimensiones lo suficientemente grandes que hacen que las tensiones a través y a lo largo de los elementos sean esencialmente uniformes. Evidentemente, la macromodelización es mucho más práctica debido al reducido tiempo y memoria requerida así como una mayor facilidad en la generación de malla.
- b) Los micromodelos tienen su campo de aplicación en el estudio del comportamiento local de detalles estructurales de mampostería como el estudio del comportamiento real de la interfase y el comportamiento de puertas y ventanas. Este tipo de modelización aplica una notable discretización en elementos, lo que comporta un coste computacional muy alto respecto a la escala para la que se utiliza.
- c) Los ensayos realizados en el laboratorio y su comparación con los resultados en desplazamientos en macromodelización dan valores parecidos. El desplazamiento máximo del LVDT dispuesto en cabeza del muro, CH1, presenta un desplazamiento máximo en el ensayo de aproximadamente 0,8 mm y en el mismo punto en el modelo numérico presenta un desplazamiento de 0,92 mm. El desplazamiento máximo del LVDT dispuesto en la parte inferior del muro, CH2, presenta un desplazamiento máximo en el ensayo realizado de aproximadamente 0,6 mm y en el mismo punto en el modelo numérico presenta un desplazamiento de 0,4 mm.
- d) El ensayo de laboratorio se terminó porque se alcanzó el tope de la prensa usada en 60 Tn. Los modelos numéricos ensayados a compresión centrada dan valores de rotura del muro de aproximadamente 4 veces superior, lo que da una idea de la elevada capacidad resistente del mismo.
- e) El modelo numérico ensayado con una carga inclinada 3° aplicada en la parte superior del muro da la rotura del muro con una carga de 92 Tn. Esto supone una reducción de la capacidad resistente del muro del orden del 40%.
- f) Los micromodelos tienen un trabajo muchísimo más caro en cuanto a tiempo dedicado para su construcción, lo que los convierte en modelos numéricos de comprobaciones en laboratorio o para pequeños detalles.
- g) El Micromodelo 1 usa elementos de contacto que trabajan a tracción y compresión fundamentalmente, y no tienen en cuenta los fenómenos de interfase como tal, lo que lo hacen idóneos para modelos de cálculo donde el muro trabaje fundamentalmente a flexión en el plano. La aproximación del modelo es, por lo tanto, reducida, no así su implementación, construcción y tiempo de cálculo del modelo.
- h) El micromodelo 2, usando una micromodelización de detalle, es un modelo muy completo en el que se tiene en cuenta todos los fenómenos tensionales entre elementos y se tiene en cuenta la influencia potencial de la superficie de contacto entre ladrillos y mortero. El uso del programa ATENA, permite también tener en cuenta los fenómenos de fractura de los materiales, la aparición de fisuras (cracks) y es muy intuitiva su aplicación.

Bibliografía

- [1] **López, J., Oller, S., Oñate, E.** (1998). "Cálculo del Comportamiento de la Mampostería mediante Elementos Finitos", Ed. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Monografía CIMNE nº46. Barcelona, España.
- [2] **Martínez, J.L., Martín-Caro, J.A., León, J.** (2001). "Monografía sobre el análisis estructural de construcciones históricas de fábrica. Comportamiento mecánico de la obra de fábrica.", Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. U.P.M.
- [3] **Molins i Borrell, C., Roca u Fabregat, P.** (1996). Tesis Doctoral: "Un model per a l'anàlisi del comportament resistent de construccions de maçoneria", Departamento de Ingeniería de la Construcción. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. U.P.C.
- [4] **Martín-Caro, J.A., León, J.** (2001). Tesis Doctoral: "Análisis Estructural de Puentes Arco de Fábrica. Criterios de Comparación", Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. U.P.M.
- [5] **Macchi, G., Magenes, G.** "Le strutture in muratura".
- [6] **Tassios, T.** (1988). "Meccanica delle Murature". Ed. Liguori. Napoly. Italy.
- [7] **Fuentes, D., Roca u Fabregat, P.** (2004). Tesina: "Proyecto de ensayo en laboratorio de un modelo a escala reducida de edificio de estructura de paredes de carga". Departamento de Ingeniería de la Construcción. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. U.P.C.
- [8] **Lourenço, P.** (1996). Tesis: "Computational Strategies for Masonry Structures", Ph. D. Thesis, Departamento de Ingeniería Civil. Delft University of Technology, Delft University Press.
- [9] **Lourenço, P.B., Zucchini, A.** (1998). "A Homogenisation Modelo for Stretcher Bond Masonry" em: Computer Methods in Structural Masonry - 5, Eds. T.G. Hughes and G.N. Pande, Computers & Geotechnics, UK, p. 60-67 (2001).
- [10] **Milani, G., Lourenço, P., Tralli, A.** (2005). "A Micro-Mechanical Modelo for the Homogenized Limit Analysis of Out-Of-Plane Loaded Masonry Walls", Paper 185. Proceedings of the Tenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing. B.H.B Topping (Editor), Civil-Comp Press, Stirling, Scotland.
- [11] **Lourenço, P., Zucchini, A., Milani, G., Tralli, A.** (2006). "Homogenisation Approaches for Structural Analysis of Masonry Buildings", Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi.
- [12] **Zucchini, A., Lourenço, P.** (2006). "Homogenization of Masonry using a Micro-Mechanical Model: Compressive Behaviour", III European Conference on Computational Mechanics Solids, Structures and Coupled Problems in Engineering. C.A. Mota Soares et al. (eds.) Lisbon, Portugal.
- [13] **Ford, T.E., Augarde C.E., Tuxford S.S.** (2003). "Modelling Masonry Arch Bridges using Commercial Finite Element Software", Paper presented at the 9th International Conference on Civil and Structural Engineering Computing, Egmo.

- [14] **Paulo B. Lourenço, Jan G. Rots.** (1997) “*Multisurface Interface Model For Analysis of Masonry Structures*”, *Journal Of Engineering Mechanics*.ASCE, Vol. 123 pags 660-668 July 1997.
- [15] **L. Macorini, B.A. Izzuddin.** (2009) “*An Interface Model for Multi-Scale Nonlinear Analysis of Masonry Structures*”, Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing. Madeira. September 2009.
- [16] **Jorge G. Rosas Rodriguez, Luis M. Villegas Cabrero, Domingo Lorenzo Esperante.** (2001) “*Los modelos Numéricos frente al Comportamiento de Elementos de Fábrica Ensayados en Laboratorio*”, *Informes de la Construcción*, Vol. 53 nº474, Julio/agosto 2001.
- [17] **Vladimír Cervenka, Libor Jendele, Jan Cervenka,.** (2009) “*Atena Program Documentation Part1. Theory*”. Cervenka Consulting. Prague.
- [18] **Lourenço, P.B.** (1996b) “*A user/programmer guide for the micro-modeling of masonry structures*”, Report N°03.21.1.21.35, Delft University of Technology, Delft, Holland.

Proceso de rehabilitación de un edificio con estructura de madera. Palacio de Aiete

Jose Miguel Abascal¹, Carlos Abadias², Aitzpea Lazkano²

¹**CIDEMCO Tecnalia**

²**ISUURU Arquitectos**

1. Introducción

Se podría pensar que hoy en día, en España, tras años de construcción compulsiva empleando hormigón y acero, ya no quedan en las ciudades edificios con estructura de madera que rehabilitar, salvo algunos palacios y catedrales, pero nada más lejos de la realidad. Si nos damos un paseo por cualquier casco viejo, y observamos con atención, nos daremos cuenta de que la gran mayoría de edificios son de estructura de madera.

Es muy habitual que estos antiguos edificios con estructura de madera, se encuentren en mal estado de conservación e incluso que estén abandonados, a pesar de que en muchos casos gozan de una ubicación preferente dentro de la ciudad.

Debido a su valor histórico, o ubicación preferente, la mayoría de planes urbanísticos prohíben su derribo, concediéndose licencias de “rehabilitación” que, en la mayoría de ocasiones, suelen ejecutarse sin la realización de un exhaustivo estudio del edificio, lo que suele derivar en un encarecimiento de las obras y nos hace perder parte de nuestro patrimonio histórico.

Las malas prácticas más habituales en la rehabilitación son el vaciado del edificio, aun cuando la estructura portante de madera se encuentre en buen estado de conservación, y la sobrecarga de la estructura portante de madera al tratar de adaptarla a la normativa vigente o a un cambio de uso.

Asumiendo que estamos dentro de un modelo de construcción sostenible, el coste económico y medioambiental que una rehabilitación deficiente genera, justifica con creces la realización de un estudio, que en la mayoría de los casos, no supone ni el 1% del presupuesto del proyecto.

Es por ello que el proceso de rehabilitación de cualquier edificio con estructura de madera requiere de la realización de un estudio previo que permita alcanzar los siguientes objetivos:

- ▷ Conservar, en la medida de lo posible, la estructura original del edificio, minimizando las modificaciones que, una adecuación a la normativa vigente y un posible cambio de uso del edificio, pudieran exigir.
- ▷ Determinación del estado real de conservación de la estructura de madera del edificio.
- ▷ Definición de medidas correctoras / reparadoras de toda la estructura del edificio.
- ▷ Elección del método de tratamiento más eficaz /compatible con la estructura de madera del edificio.
- ▷ Definición de un plan de mantenimiento ajustado a las necesidades detectadas.

- ▷ Ahorro económico en la ejecución del proyecto mediante la optimización de las acciones correctoras / reparadoras, de los tratamientos protectores a aplicar,...

Las etapas o fases en las que se puede dividir el estudio de la estructura de madera de un edificio son las siguientes:

- ▷ Análisis del edificio y de su entorno.
- ▷ Inspección in-situ del edificio.
- ▷ Diagnostico de la estructura.
- ▷ Definición de medidas correctoras / reparadoras.
- ▷ Definición tratamientos curativos y preventivos .
- ▷ Implantación de un control de calidad (materiales y procesos) y elaboración de un plan de mantenimiento.

A continuación, en este documento, se van a exponer los diferentes pasos a seguir en el estudio de una estructura de madera de un edificio, apoyándonos en el estudio realizado para la rehabilitación del palacio de Aiete.

2. Análisis del edificio y de su entorno

2.1 Análisis del entorno del edificio

Previamente al análisis del edificio propiamente dicho, conviene realizar un análisis del entorno del edificio, en el que se valoren aspectos relevantes por su posible trascendencia en la conservación del edificio:

- ▷ Situación geográfica.
- ▷ Localización del edificio (zona urbana, zona rural, casco viejo...).
- ▷ Contacto con otros edificios de estructura de madera.
- ▷ Presencia de parques, jardines o zonas de montes en los alrededores.
- ▷ Proximidad de ríos, lagos.
- ▷ Zona interior o costera.
- ▷ Vientos dominantes.

Estos aspectos, aunque no siempre sean determinantes, nos guían en la búsqueda de posibles patologías que podemos encontrarnos en el transcurso de la inspección del edificio, y a las que debemos estar muy atentos. Por ejemplo, en un edificio situado en una zona muy lluviosa, habrá que prestar especial atención al estado de la cubierta, buscando posibles filtraciones que puedan haber generado degradaciones en la estructura de madera (fundamentalmente pudriciones) y en un edificio con zonas de monte en sus inmediaciones, habrá que estar muy atento ante la posible presencia de termitas, revisando cuidadosamente zonas especialmente críticas (sótanos, zonas desabitadas y oscuras,...).

El palacio de Aiete está situado en San Sebastián, edificado sobre una colina desde la que se goza de unas formidables vistas al mar y se encuentra rodeado de un parque público. Debido a su situación geográfica (zona con un alto índice pluviométrico) se preveían problemas de humedad en el edificio, debido a filtraciones a través de la fachada o a fallos en las bajantes. También era importante verificar el estado de la cubierta, ya que la presencia de desperfectos en la misma podría generar degradaciones de importancia en la estructura de bajo cubierta.

La presencia de un parque alrededor del edificio, y el hecho de que el edificio lleve muchos años en desuso nos hizo estar especialmente atentos ante la posible presencia de termitas.

2.2 Historia del edificio

Después del estudio del entorno, es importante conocer las particularidades propias del edificio, como su antigüedad y su historia o sucesos destacables del edificio, (incendios, antecedentes de ataques xilófagos, tratamientos anteriores, rehabilitaciones...), que pudiesen aportar información clave para el estudio.

El Palacio de Aiete (1878) fue construido por los duques de Bailén como residencia de verano y su diseño se atribuye al arquitecto *Adolf Ombrecht*.



Fig. 1. Cuadro del Palacio de Aiete, anterior a 1913

Tras pertenecer a varios propietarios finalmente el 2 de septiembre de 1940, el Ayuntamiento de San Sebastián compró la finca y todas las construcciones, con el fin de que sirviese como finca de veraneo para Franco. Finalmente tras su muerte en 1975, las puertas del parque de Aiete se abrieron al público el 20 de julio de 1977. El edificio, sin embargo, ha permanecido cerrado desde entonces, exceptuando un breve periodo en los 80 en que fue habilitado para acoger visitantes ilustres de la ciudad.

No se tiene constancia de grandes rehabilitaciones en el edificio, salvo la reparación realizada en la cubierta. En dicha rehabilitación, además del retejado, se reforzó la antigua estructura portante de bajo cubierta de madera de roble con piezas metálicas de acero.

2.3 Características estructurales del edificio y de su proyecto de rehabilitación

En el análisis previo del edificio es conveniente conocer una descripción detallada de las características estructurales actuales del edificio, como son aspectos arquitectónicos, distribución del edificio, usos a los que se ha podido destinar el edificio hasta la fecha actual, ...

En el caso de que exista un proyecto de rehabilitación previo al estudio del edificio, también es conviene conocer toda la información posible relativa a ese nuevo proyecto. Sobre todo cuando se planteen modificaciones estructurales importantes en el edificio (por ej. añadir otra planta) o cuando se planteen modificaciones en el uso del edificio que impliquen exigencias normativas mayores (en las sobrecargas de uso, en la resistencia de la estructura al fuego, en el aislamiento acústico,...).

El palacio de Aiete presenta un esquema espacial muy claro en el que se diferencian las plantas y salas principales y los espacios de servicio.

Las dos plantas nobles son la baja con funciones representativas, y la primera con las habitaciones principales que se comunican mediante la escalera principal del edificio.

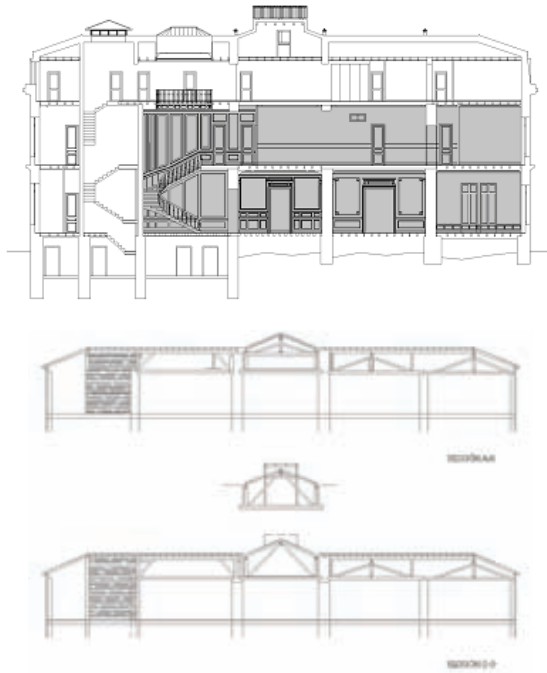


Fig. 2. Sección del Palacio de Aiete y detalle de cubierta

La zona de servicio se sitúa en la planta bajocubierta fundamentalmente y se comunica mediante una escalera independiente con la planta primera, la baja, y con el semisótano donde se encuentran otros servicios como instalaciones y mantenimiento.

El sistema constructivo del palacio de Aiete, en general, es bastante simple ya que el forjado de todas las plantas está constituido por vigas o solivos bi-apoyados en muros de carga (o en algunos casos en vigas de madera) con diferentes secciones y separación entre piezas en función de los requisitos estructurales de cada zona. La cubierta, en cambio, es algo más compleja ya que para cubrir grandes luces sin apoyos intermedios cuenta con cerchas de madera y otras ingeniosas estructuras de madera.



Fig. 3. Planta baja y primera planta del edificio

En la actualidad el ayuntamiento a decidido poner en marcha un proyecto para la creación de la Casa de Cultura de Aiete.

El proyecto de Casa de Cultura e Instituto de Derechos Humanos, adjudicado al estudio de arquitectura ISUURU ARQUITECTOS, suma un total de 3.660 m² construidos. La propuesta sitúa parte de los usos en el Palacio de Aiete y parte en un nuevo edificio, semienterrado (de aproximadamente 1.500 m²), integrado en el parque situado al norte del Palacio y comunicado con él en planta de sótano a través de un paso subterráneo.



Fig. 4. Imagen de proyecto de rehabilitación

El proyecto de rehabilitación del palacio de Aiete plantea una distribución del edificio en la que, en las plantas nobles, baja y primera, se han situado los usos menos públicos, los que mejor se adecuan a la tipología del Palacio y que menos transformación del mismo exigen. En estas plantas se ubicará el Instituto de Derechos Humanos, cuyo uso, en parte despachos y en parte salas de reunión y de recepciones no sólo respeta el carácter del edificio sino que aprovecha la condición representativa de sus salas y sus decoraciones. El mobiliario más valioso del Palacio decorará las salas de recepción de planta baja. El Instituto utilizará además la escalera principal para su uso interno y la entrada principal del Palacio como entrada representativa. Ésta, permitirá además la visita del Palacio cuando el acceso público a través del nuevo edificio esté cerrado.

Se mantienen las decoraciones, ornamentaciones y demás elementos de carpintería interior y exterior que en ningún caso se han visto como un inconveniente a la hora de acomodar el nuevo uso sino todo lo contrario como virtudes del Palacio a poner en valor.

En la planta segunda, en la zona de servicio del Palacio, se han situado algunos usos de la casa de cultura, salas cuyos requisitos en cuanto a instalaciones, grado de iluminación y flexibilidad tendrían una difícil cabida en cualquiera de las otras dos plantas. Estos usos se comunican a través de la planta de semisótano del palacio con el nuevo edificio.

Como consecuencia de este proyecto de rehabilitación se plantea un cambio de uso en diversas zonas del edificio, pasando a ser de uso administrativo, con las consecuentes implicaciones en la normativa de construcción vigente (Código Técnico de la Edificación). Fundamentalmente, en lo que respecta a la estructura portante del edificio, nos deben preocupar los siguientes aspectos:

1. La Sobrecarga de Uso se incrementa en las zonas de uso administrativo de 200 kg/m^2 a 300 Kg/m^2 .
2. El edificio, por su nuevo uso, debe tener una resistencia al fuego de El 60 según la normativa de seguridad en caso de incendio.

3. Inspección in situ del edificio

La inspección del edificio tiene como objetivo la detección de defectos constructivos en el edificio que puedan afectar a la estructura de madera, la determinación del estado sanitario de la estructura de madera y la caracterización, evaluación y clasificación de cada una de las piezas que constituyen dicha estructura.

La inspección de una estructura de madera debe realizarse por personal cualificado y adecuadamente formado tanto en la detección, identificación y evaluación de los daños de origen biótico y abiótico específicos de la madera, como en la identificación y medición de las diferentes singularidades intrínsecas de la madera (nudos, fendas, gemas, ...), que se emplean en su clasificación estructural.

3.1 Equipos de ensayo no destructivos (E.N.D.):

En la evaluación de una estructura de madera puede ser preciso emplear diferentes equipos de ensayo no destructivos, que permitan obtener información fundamental para el diagnóstico de la estructura. Los equipos que se emplean con mayor frecuencia son los siguientes:

Xilohigrómetro: este equipo (Fig.5) permite determinar in-situ, de forma rápida y sencilla, la humedad de la madera. El contenido de humedad de la madera es un factor determinante para la presencia de organismos xilófagos, sobre todo para los hongos xilófagos, que generalmente empiezan a atacar a la madera a humedades superiores al 18% - 20%.

Microfotografía: a pesar de que puede ser relativamente sencillo determinar si una estructura de madera se ha fabricado con una u otra especie de madera, en ocasiones es muy complicado diferenciar unas especies de otras, sobretodo cuando estas pertenecen a la misma familia. En esos casos no queda más remedio que tomar una pequeña muestra y realizar una identificación de especie mediante microfotografía.



Fig.5 Xilohigrómetro



Fig. 6. Corte transversal Resistógrafo: este equipo consiste en un taladro mecánico que evalúa la resistencia que ofrece la pieza de madera a la perforación, permitiendo detectar pérdidas de densidad en la madera, derivadas de pudriciones o de la presencia de galerías internas. En caso de que sospechemos de la existencia de degradaciones o cavidades ocultas en el interior de una pieza de madera (pudriciones en los empotramientos con el muro, edificio infestado por termitas, ...), podemos emplear el resistógrafo para verificar la integridad de la pieza.

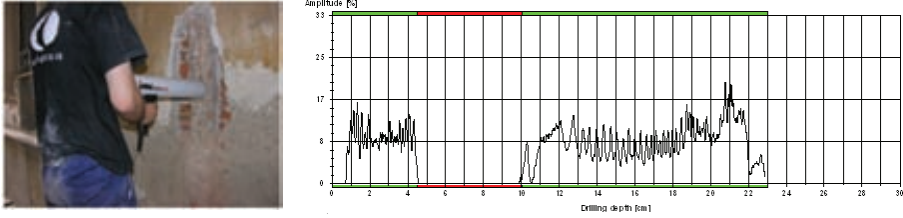


Fig. 7. Ensayo in situ y perfil resistográfico obtenido

Equipos de ultrasonidos o de vibraciones inducidas: los equipos de ultrasonidos permiten determinar el módulo de elasticidad dinámico de una pieza de madera a partir de la velocidad de propagación de las ondas y de la densidad de la madera, aunque en ningún caso podemos determinar su resistencia. Los equipos de vibraciones inducidas se basan en el mismo principio, relacionando la velocidad de propagación de las ondas (en este caso provocadas por un impacto), con el módulo de elasticidad y la densidad de la madera.



Fig. 8. Equipo de ultrasonidos

Rayos X: un equipo portátil de rayos X, permite determinar in-situ la presencia de cavidades ocultas, así como la presencia de organismos xilófagos en el interior de la madera (ver Fig. 9).



Fig. 9. Imagen de rayos X

3.2 Detección de defectos constructivos:

En el transcurso de la inspección realizada en el palacio de Aiete se detectaron problemas de humedades en algunos faldones de la cubierta, en fachada y en el interior provocados por el mal estado del saneamiento.

Los problemas de humedad detectados en cubierta y fachada se localizaron, fotografiaron y documentaron convenientemente.



Fig. 10. Levantamiento de procesos patológicos de la cubierta y fachadas



Fig. 11. Detalle de filtraciones

El interior del edificio presentaba numerosas zonas con manchas de humedad debidas a filtraciones a través de la fachada y bajantes lo que provocó, en zonas concretas, el deterioro de la madera de carpintería, de los falsos techos de escayola, de la pintura, etc.

Las manchas de humedad observadas en los falsos techos, junto con la presencia de mohos y el micelio de otros hongos en las superficies de escayola, determinan que en estas zonas, en los empotramientos con el muro, existe una alta probabilidad de que la estructura de madera tenga un alto contenido hídrico y por tanto sufra degradaciones debidas a hongos xilófagos.

En el transcurso de la inspección se utilizó un xilohigrómetro en las zonas en las que se evidenciaba la presencia de un alto contenido de humedad. El contenido de humedad, en general, rondaba el límite de lo aceptable (15-18%), aunque en determinadas zonas superaba el 20%.

3.3 Determinación del Estado Sanitario de la estructura de madera

La determinación del estado sanitario consiste en detectar, identificar y evaluar los daños de origen biótico y abiótico que hayan afectado a una estructura de madera.

Los principales agentes abióticos que pueden degradar una estructura de madera son los siguientes:

- ▷ Agentes atmosféricos: radiaciones solares y cambios de humedad
- ▷ Químicos: lejías, detergentes, ácidos, ...
- ▷ Mecánicos: abrasión, acción del hombre, ...
- ▷ Fuego

Los principales agentes bióticos que pueden degradar una estructura de madera son los siguientes:

- ▷ Hongos xilófagos: hongos cromógenos y hongos de pudrición
- ▷ Xilófagos marinos: moluscos y crustáceos
- ▷ Insectos xilófagos: insectos de ciclo larvario (lepidópteros, himenópteros y coleópteros) e insectos sociales (termitas)

En el transcurso de la inspección realizada en el palacio de Aiete se obtuvieron los siguientes resultados:

3.3.1 Presencia de degradaciones por agentes abióticos:

No se detectó ningún tipo de degradación de consideración ya que la estructura portante de madera se encontraba en el interior del edificio y, salvo la estructura de cubierta que se encontraba a la vista, el resto de la estructura permanecía oculta por el pavimento de madera en el suelo, y por los falsos techos de escayola en el techo. De esta forma, la estructura portante quedaba lejos del alcance de los principales agentes abióticos.

3.3.2 Presencia de degradaciones por agentes bióticos:

Presencia de hongos de pudrición:

Los hongos de pudrición se alimentan de los componentes de la pared celular de las células que componen la madera, causando así una descomposición química de la celulosa y/o la lignina, que a su vez deriva en una pérdida de las características físico-mecánicas de los elementos estructurales.

El contenido de humedad de la madera es un factor determinante para la presencia de organismos xilófagos y sobre todo para los hongos xilófagos que generalmente empiezan a atacar madera a humedades superiores al 18-20%.

Durante la inspección se detectaron degradaciones debidas a hongos de pudrición en todas las plantas (ver Fig. 12). La presencia de estos xilófagos estaba favorecida por las filtraciones de agua provenientes de la fachada y la cubierta.



Fig. 12. Hongos de pudrición

Presencia de insectos xilófagos:

Los insectos xilófagos que causan mayor daño en la madera estructural en España son las carcomas o insectos xilófagos de ciclo larvario (*Anobium* spp, *Xestobium* spp., *Hylotrupes* spp y *Hesperophanes* spp.) y las termitas subterráneas (*Reticulitermes* spp.).



Fig. 13. Ataque de anobidos

En el palacio de Aiete no se detectó la presencia de termitas. En cambio, se detectaron insectos xilófagos de ciclo larvario de la familia de los anobidos del genero de *Anobium* spp (ver Fig. 13) y *Xestobium* spp, que estaban presente de forma generalizada en toda la estructura. Además, en la estructura de bajo cubierta se detectaron *Hylotrupes* spp (en la madera de pino) y *Hesperophanes* spp (en la madera de roble), de la familia de los cerambicidos.

Estas especies se caracterizan por degradar, generalmente, la albura de la madera, y por tanto la gravedad de las degradaciones también depende de la proporción de albura y duramen de la pieza. No obstante, en ocasiones, es posible que también ataquen el duramen cuando haya falta de alimento o existan también degradaciones debidas a hongos xilófagos de pudrición.

3.3.3 Pérdidas de sección de la estructura de madera debido a las degradaciones de origen biótico (en este caso despreciables) y abiótico:

Tras la detección e identificación de los daños por origen abiótico y biótico presentes en la estructura de madera, es preciso definir las pérdidas de sección provocadas en los diferentes elementos estructurales.

En el transcurso de la inspección se identificaron inequívocamente cada una de las piezas de madera que forman parte de la estructura, documentando su posición, su estado sanitario y la pérdida de sección estimada respecto de su sección nominal.

Toda la información referente a las degradaciones de origen biótico y abiótico de cada una de las piezas evaluadas queda documentada (fotografías, localización, evaluación de los daños, ...) en tablas y/o planos estructurales del edificio.

Resumiendo las conclusiones del estudio del palacio de Aiete, en general, salvo zonas puntuales en las que se detectaron pudriciones graves en los empotramientos de las vigas, que suponían una pérdida de sección del orden del 40 %, el edificio presentaba unas degradaciones por hongos leves, que no implicaban pérdidas de sección superiores al 5 %.

En cuanto a las degradaciones por insectos xilófagos, salvo en la cubierta, en donde se encontraban degradaciones que podían suponer una pérdida de sección del orden del 30 % (aunque esta zona ya estaba reforzada con perfiles de acero), el resto de la estructura de madera presentaba unas degradaciones por insectos xilófagos leves, que no implicaban pérdidas de sección superiores al 5 %.

3.4 Caracterización, Evaluación y Clasificación de cada una de las piezas que constituyen dicha estructura.

La calidad de la madera desde el punto de vista resistente se evalúa en función de la cantidad y tamaño de las singularidades presentes en las piezas (nudos, fendas, desviación de la fibra, etc). Esta evaluación se efectúa mediante una inspección visual de acuerdo con una norma de clasificación visual particular para cada especie de madera y específica del país de procedencia de la madera.

En la evaluación de una estructura de madera antigua no se puede ser excesivamente estricto con algunos de los criterios de evaluación recogidos en las normas de clasificación visual, ya que siendo estrictos, determinados criterios, son siempre imposibles de cumplir en una estructura antigua.

Por ejemplo, es prácticamente imposible encontrar piezas de madera antigua que no presenten galerías de insectos xilófagos o algún síntoma de pudrición. También es muy habitual que piezas de madera antigua no se encuentren perfectamente escuadradas, con la consecuente presencia de gemas en toda la longitud de la pieza.

Además, en una estructura de madera antigua suele ser generalizada la presencia de fendas de secado, que, aunque sean uno de los criterios de evaluación de las normas de clasificación visual, carecen de importancia a la hora de clasificar la madera (siempre que no sean fendas pasantes).

Es preciso tener en cuenta que las normas de clasificación visual empleadas en la asignación de la clase resistente de la madera, están destinadas a la clasificación de madera nueva, lo que justifica la necesidad de aplicar determinados criterios de clasificación (prohibición de galerías de insectos y pudriciones, requisitos de escuadría, presencia de fendas,...) de cara a su comercialización.

En madera antigua, se admite la presencia de estos factores, pero se reduce la sección nominal de la pieza para garantizar una sección efectiva con sus prestaciones mecánicas intactas. Por lo tanto, a pesar de que tras una estricta clasificación visual inicial no sería posible asignar una clase resistente a la mayoría de las piezas de madera evaluadas, es posible establecer unas secciones residuales para las diferentes piezas (para ello se tiene en cuenta la presencia de gemas, de cajeados y de operaciones de desbastado) y posteriormente asignar una clase resistente a las diferentes piezas de madera evaluadas.

Dado que en el transcurso de la inspección se identificaron dos especies diferentes de madera en la estructura, una madera antigua de roble (madera original del edificio), y una madera empleada en una reforma posterior del edificio de pino silvestre, para la clasificación visual de la estructura de madera se emplearon las normas UNE-EN 56544:2007. "Clasificación visual de la madera aserrada para uso estructural", para el pino silvestre (aplicable a las principales especies de coníferas españolas) y la norma NF B 52-001 para la evaluación del roble.

Para completar la caracterización de la estructura de madera es preciso dimensionarla correctamente, definiendo secciones, distancias entre apoyos, distancias entre piezas, definiendo las uniones, en definitiva, describiendo en general todo el sistema constructivo y detectando posibles defectos constructivos.

Toda la información referente a la posición de cada una de las piezas, las secciones nominales y cualquier otro aspecto relevante para la realización del posterior cálculo estructural queda documentado mediante tablas y planos estructurales del edificio.



Fig. 14. Levantamiento de la estructura de madera de la planta baja y la primera planta de la estructura

4. Diagnóstico de la estructura

Para realizar un adecuado diagnóstico de la estructura es preciso recopilar, organizar y analizar toda la información referente al edificio y su entorno.

Asimismo, también se necesita recopilar, organizar y analizar toda la información recogida durante la inspección, para lo cual se elaboran tablas y planos que facilitan la comprensión del estado de conservación del edificio.

Finalmente, se debe realizar un cálculo estructural de la estructura de madera del edificio basado en el cumplimiento del Código Técnico de la Edificación, CTE. Siendo de aplicación los siguientes Documentos Básicos:

- ▷ Documento Básico de Seguridad Estructural en la edificación DB-SE AE referente a acciones en la edificación.
- ▷ Aplicación del Documento Básico de Seguridad Estructural en la edificación DB-SE M referente a seguridad estructural en madera.

Para el cálculo estructural de cada tipología de edificio se desarrollan modelos específicos en 2D o 3D.

A continuación se muestran esquemas que representan los índices de tensión calculados para las vigas o solivos situados en diferentes zonas del forjado del palacio de Aiete:

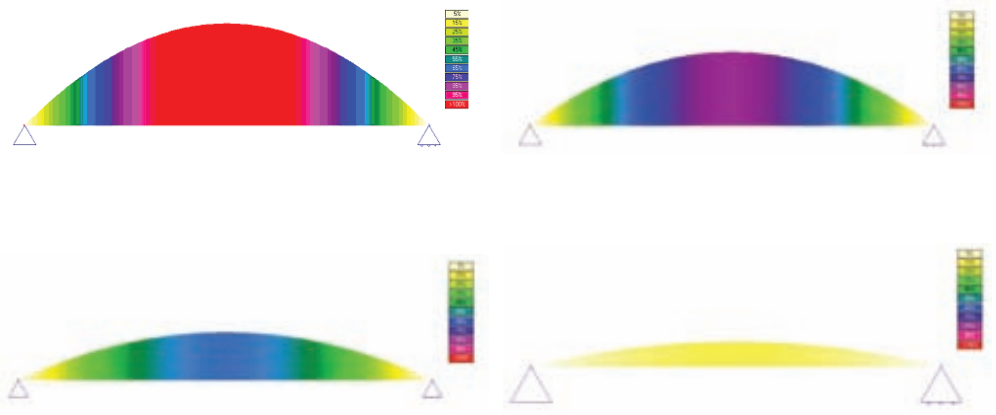


Fig. 15. Índices de tensión de vigas, viguetasy pares de cubierta de la estructura de madera

También se modelaron y calcularon estructuras específicas de madera del edificio, como las cerchas de la bajocubierta:

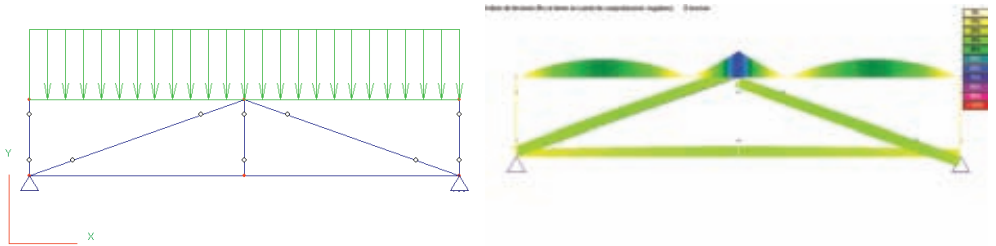


Fig. 16. Modelo de cálculo en 2D e índices de tensión de las cerchas situadas en el bajocubierta

En general, como resultado del cálculo estructural, se ha obtenido que, tras la realización de unas sencillas reformas o reparaciones puntuales, las prestaciones mecánicas de la estructura de madera del edificio cumplen con los requisitos estructurales y las deformaciones calculadas también cumplen con los requisitos estructurales y de funcionalidad y de aspecto.

Tan solo se encontraron diversas zonas del edificio en las que la modificación a uso administrativo, implicó la realización de sencillas modificaciones y refuerzos en la estructura.

En ocasiones, para el diagnóstico de las estructuras de madera se realizan pruebas de carga, que además de no tener justificación si se realiza un adecuado estudio de dicha estructura, aporta mucha menos información que un buen estudio. En caso de realizarse dicha prueba de carga, se advierte

de la conveniencia de realizar previamente un estudio para asegurar la integridad del edificio y del personal técnico.

5. Definición de medidas correctoras / reparadoras

Como complemento al diagnóstico del edificio, se definen las medidas correctoras o reparadoras necesarias para consolidar la integridad del edificio. En la definición de estas medidas a aplicar en la rehabilitación del edificio, hay que tener presente que el mejor sistema de protección de una estructura de madera es la realización de un adecuado diseño constructivo que contemple la preservación de la madera dentro de sus prioridades.

Toda la información referente a la posición de cada una de las piezas, o zonas del edificio que precisan ser reparadas, consolidadas o sustituidas queda documentada mediante tablas y/o planos estructurales del edificio.

En el palacio de Aiete, en general, no ha sido preciso realizar grandes obras de consolidación, no siendo necesario realizar ningún tipo de intervención en la mayoría de las zonas en las que se divide el edificio. En cualquier caso, las obras de consolidación más destacables realizadas en el edificio son las siguientes:

- ▷ En zonas con elevadas degradaciones de la madera en el empotramiento con los muros, se aseguró la integridad del forjado mediante la colocación de una ménsula continua bajo las cabezas de las vigas.
- ▷ En zonas donde se modifica el uso a administrativo, se reforzó el forjado mediante parteluces o anexando otras piezas de madera de refuerzo.
- ▷ Tan solo en algunas zonas puntuales (suelo de bajo cubierta), se consideró necesario rehacer completamente y reforzar las vigas existentes con perfiles metálicos.



Fig. 17. Medidas correctoras de la planta baja y de la planta bajo cubierta

En la definición de las medidas correctoras/reparadoras del edificio se aportan detalles constructivos encaminados a la protección de la madera que, además, facilitan la labor al personal encargado de la rehabilitación del edificio. Esta información se presenta en unos planos de detalles constructivos.

En el palacio de Aiete se definieron, básicamente, dos tipos de detalles constructivos, unos relacionados con la forma de reforzar los solivos de madera y otros en los que se especificaba cómo apoyar las cabezas de los mismos.

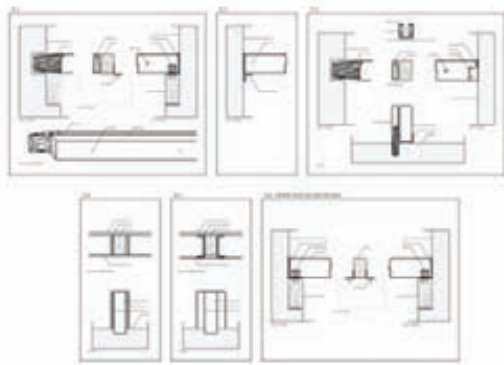


Fig. 18. Detalles constructivos

5.1 Protección frente a incendios

El edificio, por su nuevo uso, debe tener una resistencia al fuego de EI 60 según la normativa Seguridad en caso de Incendio del CTE.

Se realizó un primer análisis para saber si la estructura, en su estado inicial, era capaz de resistir 60 minutos al fuego, conservando una sección de trabajo suficiente.

Llegándose a la conclusión de que en la mayoría de los casos la sección de viga se llegaba a consumir en estos 60 minutos. Por lo tanto se hacía necesario proteger la estructura.

Los nuevos productos, tanto pinturas como espumas, que aumentan la resistencia al fuego de los elementos no parecían convenientes para esta estructura de madera dañada ya que no le permitirían transpirar en caso de quedar expuesta a un aporte de humedad (generando un ambiente ideal para la proliferación de hongos xilófagos) y, en caso de sufrir ataques por algún insecto xilófago, sería prácticamente imposible de determinar dicha patología.

Era necesario además definir un sistema de actuación que permitiese mantener la mayor superficie de revestimientos intactos, sin desmontar los techos protegidos. Las diferentes soluciones adoptadas en el edificio son las siguientes:

- ▷ En las zonas en las que los techos no están protegidos, las vigas de madera se protegieron desde abajo, mediante un panel de ignífugo.
- ▷ En las zonas con cambio de uso, la colocación de vigas adosadas, permite paralelamente cumplir con los requisitos estructurales en situación normal y en situación de fuego.
- ▷ En el resto de zonas, en las que no se puede acceder a las vigas desde abajo porque los techos están protegidos, se protegen las viguetas cubriéndolas lateralmente con un tablero derivado de la madera.

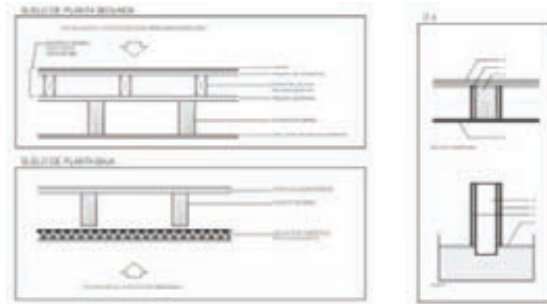


Fig. 19. Detalles de la protección de la estructura de madera frente al fuego

6. Definición tratamientos curativos y preventivos

Como complemento al diagnóstico del edificio, también es necesario definir los tratamientos antixilófagos de tipo curativo y preventivo que se considera preciso aplicar a la estructura de madera del edificio. Definiéndose el tipo de tratamiento y su sistema de aplicación.

Es muy importante tener en cuenta que no existe un sistema de tratamiento generalista aplicable a cualquier estructura de madera. Así, factores tales como los tipos de organismos xilófagos presentes (p.e. especies de hongos, insectos de ciclo larvario, termitas), la especie de madera, la proporción de albura-duramen, el sistema constructivo, las clases de uso en los que se verá expuesta la madera, etc... pueden ser claves para prescribir el óptimo tratamiento protector.

En líneas generales, el tratamiento químico es el más habitual, aunque también existen novedosos sistemas de tratamiento curativo (no preventivo) de tipo físico (p.e. shock térmico) que no emplean productos químicos. Dentro de los tratamientos protectores distinguiremos los que penetran en el interior de la madera (mediante la inyección de producto a presión) y los que se aplican de manera superficial. Cada uno tiene sus características y sus prescripciones (p.e. efecto curativo ó preventivo). En cuanto al sistema de inyección a presión, quizá sea el que más conocimientos y experiencia requiera, pues influyen muchos factores a la hora de asegurar que se genera una bolsa de producto homogénea en el interior de la madera (separación inyectoras, tratamiento específico de las cabezas de los elementos estructurales, presencia de duramen, etc...).

En el caso del palacio de Aiete se propuso el siguiente tratamiento antixilófagos:

- ▷ Tratamiento en profundidad mediante dos inyecciones en todas las cabezas de elementos apoyados en muros o en contacto con las tabiquerías. Realizándose perforaciones a 45° hacia el muro buscando el maderamen oculto en el empotramiento.
- ▷ En elementos puntuales, debido a nivel de degradación que presentaban dichos elemento, se recomendó un tratamiento en profundidad en toda la longitud de la pieza (inyecciones cada 30 cm).

- ▷ Tratamiento superficial en todo el maderamen mediante pulverización en todas las caras vistas.
- ▷ Debe emplearse un producto protector registrado en el Ministerio de Sanidad y consumo, para el tratamiento de la madera, con efecto fungicida e insecticida.
- ▷ El tratamiento sólo puede realizarlo una empresa especializada y capacitada para llevarlos a cabo.

7. Implantación de un control de calidad (materiales y procesos) y elaboración de un plan de mantenimiento

Como parte del control de calidad exigible en cualquier obra, es preciso definir una serie de requisitos a todos los productos de madera que se vayan a emplear en la rehabilitación. En la redacción del proyecto de ejecución deben de haberse descrito con detalle todos aquellos aspectos relevantes, relativos a la madera, que se deben verificar a la recepción del material (especie de madera, clase resistente, dimensiones, grado de humedad, tratamiento protector, ...).

Por ejemplo, en la obra de rehabilitación del palacio de Aiete se especificó en el proyecto de ejecución que la madera de refuerzo debía ser una madera de abeto, con unas determinadas dimensiones (dependiendo de su ubicación), de clase resistente C24, con un grado de humedad inferior al 16 % y además debían llevar un tratamiento protector superficial.

Una vez en obra se verificó que se cumplían las especificaciones de proyecto, para lo cual se tomaron muestras para la identificación de la especie de madera, se midieron las secciones, se realizó una clasificación resistente de todo el lote de madera destinado a la obra (esta operación no hubiese sido necesaria si el lote de madera hubiese estado certificado con el marcado CE), se midió la humedad del lote de madera y se tomaron muestras para verificar que la madera había sido tratada correctamente con un producto protector adecuado.

Paralelamente, en los procesos de rehabilitación relacionados con la madera, también se implanta un control de calidad, destinado a verificar que las operaciones de consolidación de la estructura de madera se realizan según se ha definido en el proyecto de ejecución.

Además, también se verifica que el tratamiento protector definido en el proyecto se realiza de forma adecuada, verificando que tanto la empresa aplicadora, como el producto protector utilizado, cumplen con las normativas vigentes. Además deberá comprobarse que la madera haya sido tratada con la dosis mínima que garantice sus efectos (retención). Para ello, durante el transcurso de la obra, se realiza un control de calidad del tratamiento protector curativo / preventivo, mediante la toma de muestras y posterior análisis en laboratorio de las mismas.

Finalmente, dentro del plan de mantenimiento del edificio, se elaborará un plan específico encaminado a prolongar la vida útil de la estructura de madera del edificio por tiempo indefinido. Para ello se recomienda la realización de sencillas operaciones como limpieza de bajantes, asegurarse de que la cubierta se encuentra en buen estado y no presenta filtraciones, asegurarse de que la red de saneamiento no presenta fugas, etc. Desgraciadamente, en nuestro país, la importancia de este concepto no está lo suficientemente asumida, lo que suele ser una de las principales causas del deterioro acelerado de un edificio.

Innovative Strengthening of the Building Heritage using Textile-based Composites

C. G. Papanicolaou¹ and T. C. Triantafillou¹

¹Structural Materials Lab, Civil Engineering Dept., University of Patras, Greece

Abstract. *This paper comprises an introduction to an innovative strengthening technique that involves the use of externally bonded fiber meshes (textiles). The technique addresses many of the particularities associated to the intervention practices applicable to our structurally deficient and rapidly deteriorating heritage building stock. The experimental campaign presented herein assesses the response of wall specimens strengthened with textile-based composites (with emphasis on cementitious matrices), in terms of strength and deformation capacity increase. A real-life intervention depicting strengthening of an existing building with Textile Reinforced Mortar (TRM) overlays is also briefly presented. Based on the findings of this work and on both the research- and market-wise growing interest of textile-based strengthening schemes it is concluded that the latter will soon constitute a large part of the structural upgrading alternatives.*

1. Introduction

Our built heritage being part of the environment we live and work in comprises an irreplaceable cultural and economic asset. Lack of maintenance, long periods of misuse, man-induced detrimental actions (e.g. armed conflict or vandalism) and natural phenomena (e.g. earthquakes or landslides) constitute direct threats against the preservation and safeguarding of our aging building stock. Neglect and loss of this stock is not an option; this is reflected in most national policies that promote the concept of “sustainable development” based on the integration between economic, social and environmental aspects of all civil works. Within this context the re-establishment of the weather-tightness and structural integrity of the built heritage and its efficient re-use become a mandate.

The building stock at risk is richly diverse in terms of structural systems and materials used. Each construction type either incorporating unreinforced masonry (URM) bearing walls, or skeletal systems made of timber, cast iron, steel or century-old reinforced concrete is further sub-divided in a multitude of typologies that vary according the place and the time of erection and, hence, the contemporary state of knowledge and workmanship. A detailed classification of all existing types of old buildings linked to all observed pathologies is the logical (yet unrealistic) precondition for the selection of a suitable intervention strategy. Therefore, preservation policies should prioritize the candidate structures to be salvaged based on the degree of their deterioration and the magnitude of life-threatening risk that they pose.

Under this scope, unreinforced masonry bearing wall structures (one of the oldest construction types found worldwide) represent a significant hazard to life safety as they have been proven to be prone to catastrophic failure (especially during high or even moderate intensity earthquakes or high wind pressure). A causal breakdown of earthquake fatalities for the last century’s second half revealed that almost 60% of the induced life losses were attributed to URM failures. Therefore, there is a tremendous and urgent need for upgrading existing URM structures, both in seismic areas,

where structures designed according to old seismic codes have to meet upgraded performance levels demanded by current seismic design standards, and in non-seismic areas (e.g. due to change of usage and/or the introduction of more stringent design requirements).

Strengthening interventions for heritage URM structures should (ideally) respect their distinctiveness by being as less intrusive as possible, although this is rarely attainable for heavily damaged or deteriorated buildings. Additionally, viable consolidating solutions should ensure the chemical, physical and mechanical compatibility between existing and repair material [1], while taking into account the degree of reversibility of the applied strengthening system. Other requirements, such as the availability of repair materials (at a relatively low cost) and the ease of application are common ground for all structural upgrading agendas.

2. The Textile Reinforced Mortar (TRM) concept

A wide range of techniques has been developed aiming at increasing the strength and/or ductility of URM walls, including the use of metallic or polymer-based grid-reinforced surface coatings [2], shotcrete overlays [3], steel bracing elements [4], post-tensioning steel bars [5], externally bonded (and/or post-tensioned) fiber reinforced polymers (FRP – such as epoxy-bonded strips [5,7] or resin-impregnated fabrics [8]) and near-surface mounted FRP reinforcement [9,10]. FRP-based strengthening and/or seismic retrofitting techniques have been well-established in the civil engineering community due to favourable properties offered by these materials, such as high strength and stiffness to weight ratio, corrosion resistance, ease and speed of application and minimal change in the geometry.

Despite the many advantages associated with the use of FRPs, the relevant strengthening techniques are not entirely problem-free. Some drawbacks are attributed to the organic resins used to bind and/or impregnate the fibers and may be summarized as follows: (a) poor behaviour of epoxy resins at temperatures above the glass transition temperature (as a result, special and expensive fire protection measures are often called for); (b) relatively high cost of epoxies; (c) potential hazards for the manual worker (especially when proper ventilation of work space is not ensured: hardener vapours may cause respiratory problems, or irritation and inflammation of sensitive skin areas); (d) inapplicability of FRPs on wet surfaces or at low temperatures; (e) lack of vapour permeability; (f) incompatibility between epoxy resins and some substrate materials (e.g. clay); (g) difficulty to conduct post-earthquake assessment of the damage suffered by the masonry behind the FRP; and (h) low or zero recyclability. In addition, certain properties of traditional masonry, such as the porosity and surface unevenness and/or roughness, which affect the epoxy-to-substrate bond behaviour, as well as restrictions related to intervention strategies for historic masonry buildings (e.g. requirements for reversibility), may possibly inhibit the success of FRP application.

One possible solution to the problems stated above would be the replacement of organic binders with inorganic ones, e.g. cement and/or lime-based mortars, leading to the replacement of FRP with fiber reinforced mortars (FRM), sometimes also referred to as 'cementitious composite systems'. Nevertheless, owing to their granularity, cement and/or lime-based mortars lack the fundamental property of organic binders (such as epoxies), which is the ability to penetrate and wet individual fibers. Therefore, when FRMs contain continuous fibers (in the form of sheets) they are likely to fail to ensure efficient usage of the fibrous reinforcement.

Bond conditions in cementitious composites could be improved and fiber-matrix interactions could be enhanced when continuous fiber sheets are replaced by textiles. These materials comprise fabric meshes (grids) made of long woven, knitted or even unwoven fiber rovings ('dry' or coated with a light resinous material) in at least two (typically orthogonal) directions. The density (that is the quantity and the spacing) of rovings in each direction, as well as the rovings' weight (number of filaments in the rovings), can be controlled independently, thus affecting the mechanical characteristics of the textile and the degree of penetration of the mortar matrix through the mesh openings (Fig. 1a), which in turn determines the degree of the mechanical interlock achieved. The combination of inorganic binders (mortars) with fiber reinforcement in the form of textiles comprises the key element of the textile reinforced mortar (TRM), or more commonly termed textile reinforced concrete (TRC) technique.

The TRM strengthening system draws upon both 'non-engineered' and more sophisticated practices, namely: (i) traditional interventions on low strength masonry buildings (e.g. adobe or straw-bale - Fig. 1b&c) according to which pieces of burlap (e.g. pieces of old jute coffee bags) are externally bonded on the walls using a clay mortar; and (ii) the technical and scientific experience on the FRP-based repair and strengthening techniques.

During the past decade, the research community has put a considerable effort on the use of textiles as reinforcement of cement-based products, primarily in new constructions. A reference team work product of this effort is the State-of-the-Art Report on Textile Reinforced Concrete published by RILEM Technical Committee 201-TRC [1].

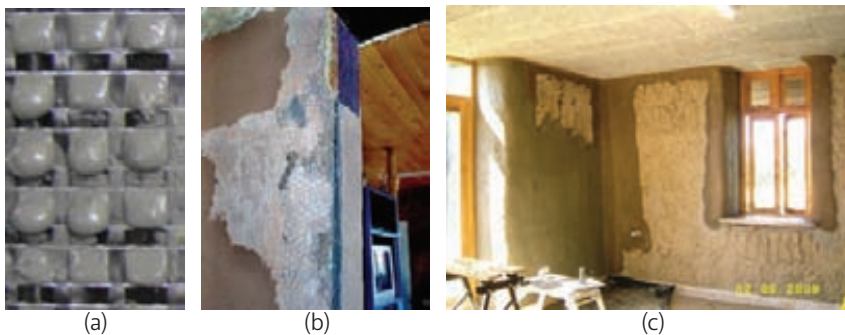


Fig. 1. (a) Composite action is achieved through mechanical interlock between the textile openings and the protruding mortar; Strengthening of a straw-bale wall using: (b) wire mesh and (c) pieces of hessian and clay plaster.

In the field of strengthening, TRM (or TRC) systems have been used as external reinforcement of concrete elements for flexural and shear strengthening by [12]-[18]; for confinement by [19]-[21]; and against torsion by [22]. Textiles combined with mortars have been used in the past five years as a means of increasing: the in-plane strength of concrete block masonry walls subjected to cyclic loading by [23]; the out-of- and in-plane strength of clay brick masonry walls subjected to cyclic loading by [24] and [25], respectively; both the out-of- and the in-plane strength of stone block masonry walls subjected to cyclic loading by [26]; the in-plane strength of the tuff block masonry walls subjected to diagonal compression by [27]; the out-of-plane strength of inherently eccentric multi-leaf stone block walls under compression [28]; the load-carrying capacity of small-scale rectangular column-type specimens through confinement by [29] and [30]. The bond between cementitious matrix composites and

masonry substrates has been investigated by^{[31]-[33]}. It is evident that the use of TRM/TRC strengthening systems is rapidly gaining scientific interest, which is also reflected in real-life interventions as will be briefly presented at the end section of this paper. The following sections summarize the experimental findings of a campaign designed to assess the response of wall specimens strengthened with textile-based composites (mostly implementing cementitious matrices), in terms of strength and deformation capacity increase.

3. Experimental Program

3.1 Specimens and test-plan

The investigation was carried out on five types of medium-scale, single-wythe, fired clay brick (for specimen types A to C) and stone block (for specimen types D and E) wallettes composed of running bond courses (dimensions given as per height x width): (a) Type A specimens (shear walls - 1300 mm x 800 mm – Fig. 2a); (b) Type B specimens (beam-columns - 1300 mm x 400 mm – Fig. 2b); (c) Type C specimens (beams - 400 mm x 1300 mm – Fig. 2c); (d) Type D specimens (shear walls - 1200 mm x 1120 mm – Fig. 2e); and Type E specimens (beams - 400 mm x 1500 mm – Fig. 2f). All specimens were constructed in the laboratory by experienced masons. For specimens of Types A, B and C, ridge-faced, 6-hole, horizontally perforated clay bricks (185x85x60 mm – Fig. 1d) were used, whereas for the remaining specimens solid stone blocks (195x95x60 mm – Fig. 1g) were used. All masonry units were supplied by a local manufacturer. In all walls, the first row of bricks was laid on a 10 mm thick horizontal layer of mortar. In all specimens the joints (bed and head) consisted of a general purpose masonry cement mortar and were made approximately 10 mm thick.

The main parameter considered in the investigation was the number of grid layers used to form the jackets (one or two layers, applied on both sides). The effect of other parameters, such as the type of bonding agent, the type of grid and the axial compressive load level exerted on the walls simultaneously with the in-plane load applied in the transverse direction, was also explored. The specimens were subjected to:

- ▷ Out-of-plane flexure perpendicular to the bed joints (specimen Type B, simulating pillars with negligible axial load under out-of-plane loading);
- ▷ Out-of-plane flexure parallel to the bed joints (specimen Types C and E, simulating walls with negligible axial load under out-of-plane loading);
- ▷ In-plane flexure combined with axial force (specimen Type B, simulating pillars with accountable axial load under in-plane loading);
- ▷ In-plane flexure/shear (specimen Type C, simulating in-plane flexure/shear loading typically applied to lintels during seismic excitations);
- ▷ In-plane shear with axial force (specimen Types A and D, simulating the response of shear walls under lateral loading).

For each one of the above-mentioned loading cases Type A, B and C specimens included three basic different configurations: the control specimen (without strengthening); and two specimens each symmetrically (on both sides) strengthened with one or two layers of carbon fiber TRM. For in-plane loading, two identical groups of Type A and Type B walls featuring the previously described

configurations were constructed in order to be tested under different compressive stress levels: (i) for Type A walls, a moderate one, at 10% of the wall's compressive strength (perpendicular to the bed joints) and a low one, at 2.5% of the compressive strength; and (ii) for Type B walls, a moderate one, at 25% of the wall's compressive strength and a low one, at 10% of the compressive strength. The response of the TRM-strengthened Type A specimens tested under the '10%' stress level and of the TRM-strengthened Type B specimens undergoing out-of-plane loading was assessed in comparison to FRP-strengthened counterparts (externally bonded grids by means of a polymer epoxy). Type D specimens included three configurations: the control specimen and two specimens each symmetrically strengthened with one layer of basalt fiber TRM; the first incorporated a fiber-reinforced mortar and the second one a low-strength mortar. These specimens were tested under a single compressive stress level equal to 3% of the wall's compressive strength. Type E specimens included six configurations: the control specimen; four specimens each one symmetrically strengthened with one layer of TRM, made of different textiles (a bitumen-coated E-glass fiber textile, a bitumen-coated polyester fiber textile, a polypropylene net and a basalt fiber textile) in a fiber-reinforced mortar; and one specimen with a single-layered basalt fiber textile in a low-strength mortar. A total of 34 specimens were tested.

It should be noted that most of the grids applied on the Type E specimens were chosen on the basis of their commercial availability. Meshes comprising bitumen-coated E-glass and bitumen-coated polyester fiber rovings are commonly used as geogrids, whereas construction nets are off-the-shelf low-cost products with high tenacity. The use of 'low-tech' grids for strengthening purposes of URM structures is justified by the fact that the primary goal of any such intervention should be the restoration of their structural integrity, the minimization of debris generation potential and the enhancement of their deformation capacity, rather than the increase of their strength.

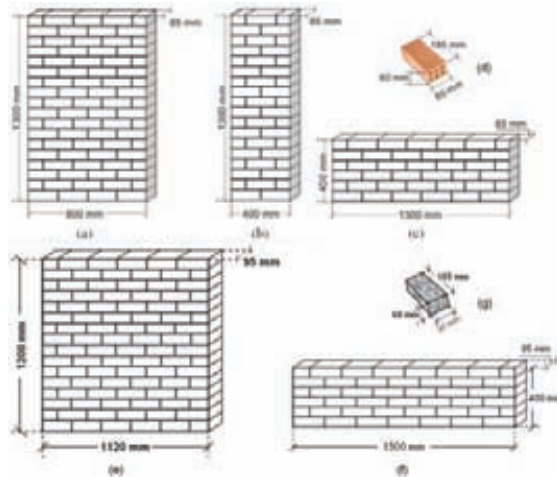


Fig. 2 Specimen Types: (a) A; (b) B; (c) C; (e) D; (f) E; (d) 6-hole clay bricks; (g) stone blocks.

3.2 Materials

The mean compressive strength of the clay brick masonry units in directions parallel and perpendicular to the perforations was derived from three compressive tests in each case; the average values obtained were 8.9 MPa and 3.7 MPa for directions parallel and perpendicular to the perforations, respectively. The mean compressive strength of the stone blocks (also derived from three compressive tests) was found equal to 27.5 MPa. The properties of the clay-brick and stone-block masonry mortars along with the ones of the different bonding agents used are given in **Table 1**.

Table 1 Properties of mortars and binding agents

Mortars & Bonding agents	Proportions / Constituents	W/ CM ^(*)	Flexural Strength ^(†)	Compressive Strength
Clay-brick masonry mortar	cement:lime:sand = 1:2:10 by volume	0.8	1.2 MPa	3.9 MPa
Stone-block masonry mortar	cement:lime:sand = 1:1:5.5 by volume	0.6	2.1 MPa	8.2 MPa
Cement-based mortar with polymeric additives ⁽¹⁾ (Walls A, B & C)	commercial dry binder, consisting of cement:polymers = 10:1, by weight	0.3	5.8 MPa	31.4 MPa
Fiber-reinforced mortar (Wall Types D & E)	commercial fiber-reinforced cement-based mortar mix with re-dispersible polymers	0.17	4.0 MPa	20.0 MPa
Low-strength mortar (Wall Types D & E)	commercial cement/lime mortar suitable for rendering	0.25	1.9 MPa	3.8 MPa
Epoxy resin ^{(2), (3)}	commercial structural adhesive - two-part epoxy resin with a mixing ratio 4:1, by weight	N.A.	30 MPa	-

^(*) Water to cementitious materials ratio, by weight; ^(†) According to EN 1015-11; ⁽¹⁾ Fresh properties: plastic consistency and good workability with a retention period of approximately half an hour in ambient temperature (20°C); ⁽²⁾ Modulus of elasticity = 3.8 GPa; ⁽³⁾ Note: The use of textiles in combination with resinous matrices leads to a rather inefficient exploitation of both components (e.g. reduced specific surface of well-bonded fibers to the substrate, waste of resin over the grid openings). Here, resinous matrices were only used for sake of comparison.

The mean compressive strength of the walls in directions parallel and perpendicular to the bed joints was measured from three compressive tests in each case, conducted on small wall assemblages (two bricks long by six bricks high) measuring 390x85x420 mm for clay brickwork and 425x95x425 mm for stonework (all dimensions given as in: length x width x height). These masonry prisms were constructed using the same masonry units, mortar and bond type as for the rest of the specimens used in the experimental program. It should be noted that all types of wall specimens were constructed and tested during the same time spans.

The compression tests were carried out in displacement control mode at a constant loading rate equal to 0.1 mm/sec, using a 4000 kN loading capacity testing machine. Loads were measured by a load cell and displacements were obtained using external linear variable differential transducers (LVDTs) mounted at mid-height. The mean values of the compressive strength, secant modulus of elasticity (at maximum stress) and ultimate strain derived from compressive loading parallel to the bed joints were: (i) for clay brick walls 4.3 MPa, 1.94 GPa and 0.22%, respectively; and (ii) for stone walls 11.15 MPa, 1.33 GPa and 0.84%, respectively. The corresponding values for compressive loading perpendicular to the bed joints were: (i) for clay brick walls 2.0 MPa, 1.70 GPa and 0.12%, respectively; and (ii) for stone walls 13.6 MPa, 2.89 GPa and 0.47%, respectively.

Five different commercial textiles with equal (but different between textiles) quantity of fibers in two orthogonal directions were used in this study made of: high-strength carbon, bitumen-coated E-glass, bitumen-coated polyester, polypropylene and basalt. Information on the physical and mechanical properties of all textiles used in this experimental program is given in **Table 2**. All textile layers were applied "as usual", that is each specimen was first ground at points where mortar was protruding from the wall's face and brushed clean, then dust and any loose particles were removed with high air pressure and, finally, a standard wet lay-up procedure was followed to bond the textile sheets on both sides of the walls, covering the entire surface of each side.

Table 2 Physical and mechanical properties of textiles

	Carbon fiber	Basalt fiber	Bitumen-coated E-Glass fiber	Bitumen-coated Polyester fiber	Polypropylene net
<i>G.S.</i>	10 mm	25 mm	25 mm	22 mm	19 mm
<i>N.G.S.</i>	6 mm	23 mm	23 mm	18 mm	16 mm
<i>W</i>	168 g/m ²	192 g/m ²	290 g/m ²	600 g/m ²	265 g/m ²
<i>t</i>	0.047 mm	0.07 mm	0.47 mm	0.84 mm	1.14 mm
<i>f_t</i>	157 kN/m	66 kN/m	54 kN/m	= 10 kN/m (at 5% elongation)	= 10 kN/m (at 5% elongation)
<i>ε_r</i>	1.5%	3.15%	2.9%	> 5%	> 5%
<i>E_f</i>	225 GPa	89 GPa	70 GPa	= 2 GPa	= 2 GPa

G.S.: Grid spacing (mid roving to mid-roving); N.G.S.: Net grid spacing; *W*: Weight; *t*: Thickness of each layer (nominal values based on the equivalent smeared distribution of fibers for carbon and basalt fiber textiles and measured values for the rest); *f_t*: Tensile strength of the grid per running m; *ε_r*: Rupture strain of the fibers; *E_f*: Fibers' modulus of elasticity.

The procedure involved the application of the bonding agent on the wall surface (which was dampened prior to the application of inorganic matrices) and the subsequent bonding of the textile by hand and roller pressure. For all specimens, except of those of Type D, the textile layer terminated at the walls' edges. In Type D specimens the textile layer (on both sides of the wall) was wrapped around the top of the wall and was terminated at the opposite side at a distance of 150 mm below the top block row. The bonding agent was also applied in between layers and on top of the last textile layer. Application of the mortars was made in approximately 2 mm thick layers with a smooth metal

trowel. The textile was pressed slightly into the mortar, which protruded through all the perforations between fiber rovings. Of crucial importance in this method, as in the case of epoxy resins, was the application of each mortar layer while the previous one was still in a fresh state. Curing of the bonding agents was achieved in room conditions.

3.3 Test Set-Up, Instrumentation and Procedure

All specimens, but the control ones of Types B, C and E were tested under cyclic loading. The cyclic loading was applied as a quasistatic pattern of controlled displacements at a rate of 0.1 mm/sec for specimens of Types A, D and E and 0.01 mm/sec for specimens of Types B and C. The loading sequence consisted of cycles at a series of progressively increasing displacement amplitudes in both directions (push and pull). The displacement amplitude increment was 1 mm and a single loading cycle was applied for each amplitude level. Control specimens subjected to out-of-plane loading (i.e. of Types B, C and E) and in-plane loading (i.e. of Types B and C) were tested monotonically, in a displacement control mode at a rate of 0.1 mm/sec and 0.003 mm/sec, respectively. Each test was run in a fully computerized manner and was completed (manually terminated by returning the piston to zero position) when the ultimate capacity of the wall was reached and a considerable load reduction was evidenced in either direction (push or pull). Data from all transducers was automatically recorded using a programmable data acquisition system. All specimens were tested using a stiff steel frame.

3.3.1 Out-of-plane loading

The walls of this group were laid horizontal (with the bonded surfaces facing upwards and downwards) and were loaded in three-point bending at a span of 1.20 m, 1.15 m and 1.30 m for specimens of Types B, C and E (Fig. 3), respectively. Two pairs of steel hinges were placed at each support and a third one was placed at mid-span. The load was applied using a vertically positioned 500 kN MTS actuator. At least one week prior to testing six 50 mm wide and 7 mm thick bands of high strength mortar had been cast on the specimens' faces along all bearing lines (three per side), in order to compensate for any surface unevenness and to ensure uniformity of load transfer. Displacements were measured at mid-span using an external rectilinear displacement transducer (of 25 mm stroke capacity) mounted on one side of the specimen.

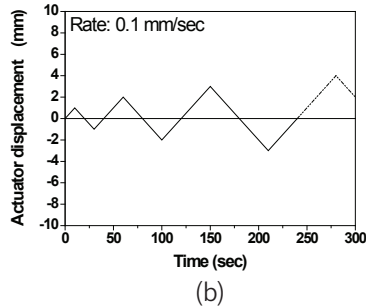


Fig. 3 Out-of-plane loading: (a) Test set-up; (b) Actuator displacement history.

3.3.2 In-plane loading

Type A and D specimens were tested as vertical cantilevers with a concentrated force at the top, at a distance of 1.10 m (Type A) and 1.00 m (Type D) from the fixed base. Type B and Type C specimens were tested as horizontal beams in three-point bending, at a span of 1.17 m and 1.12 m, respectively. The test set-up for Type A specimens (shear walls – Fig. 4a) is explained in detail in Papanicolaou et al. (2007). Five external rectilinear displacement transducers were used to measure the walls' horizontal displacements at distance of 0.20 m, 0.55 m and 0.85 m from the fixed support, as well as to monitor the probable uplift at the base.

The test set-up for Type D specimens (shear walls) is shown in Fig. 4b and was different from the one of Type A specimens in two points: (i) Fixing of the walls on the steel frame along their base was ensured through embedment of their lower rows in a steel casing welded on the frame's base plate; the voids between the casing and the wall were filled with epoxy resin. (ii) The axial compressive load was applied using a vertically positioned 500 kN MTS actuator which was in continuous contact with the top surface of the wall through a spreader beam. The response of the vertical actuator was force-controlled, so that the compressive load could be kept constant throughout the test. The horizontal actuator was firmly attached to the wall through a system comprising a pair of steel plates connected with four threaded bars (22 mm in diameter). One external rectilinear displacement transducer was used to measure the walls' horizontal displacement (the transducer was placed right below the horizontal actuator), a second one to monitor the probable uplift at the base and a third one to monitor any undesirable out-of-plane displacements. Such displacements were indeed recorded during the first test of Type D specimens; this led to the design and set-up of a custom-made system that inhibited the out-of-plane movement of the horizontal actuator, thus ensuring the co-planar response of the wall. Single-camera photogrammetry was used in addition to external displacement transducers to map the in-plane displacement field of stone-block shear walls.

Wall specimens of Type B were subjected to in-plane three-point bending at a total span of 1.17 m, while an axial load was applied on their outer brick rows and kept constant throughout the duration of the test (Fig. 4c). The test arrangement aimed at reproducing the in-plane flexure/shear seismic loading of pilasters found in the lower levels of masonry structures, where axial loads may be considerable. Two pairs of steel hinges were placed at each support (along the specimens' thickness, at top and bottom) and a third one was placed at mid-span (that is along the load application line). At least one week prior to testing, six 100 mm wide and 20 mm thick bands of high strength mortar had been cast on the specimens' bearing areas (three per side), in order to compensate for any surface unevenness and to ensure uniformity of load transfer. Attention was given so that immediate contact of the externally bonded layers of textile reinforcement and the load-bearing areas was avoided. For the application of the axial load, a hydraulic cylinder identical to the ones used for Type A specimens was used, in combination with a custom-made confining system comprising a pair of horizontally placed threaded rods. The displacement-control loading protocol was applied using a vertically positioned 500 kN MTS actuator and displacements were measured at mid-span using an external rectilinear displacement transducer (of 25 mm stroke capacity) mounted at mid-height of the specimens. The test set-up for specimens of Type C was practically identical with that of Type B, except that no axial loading was applied (Fig. 4d).

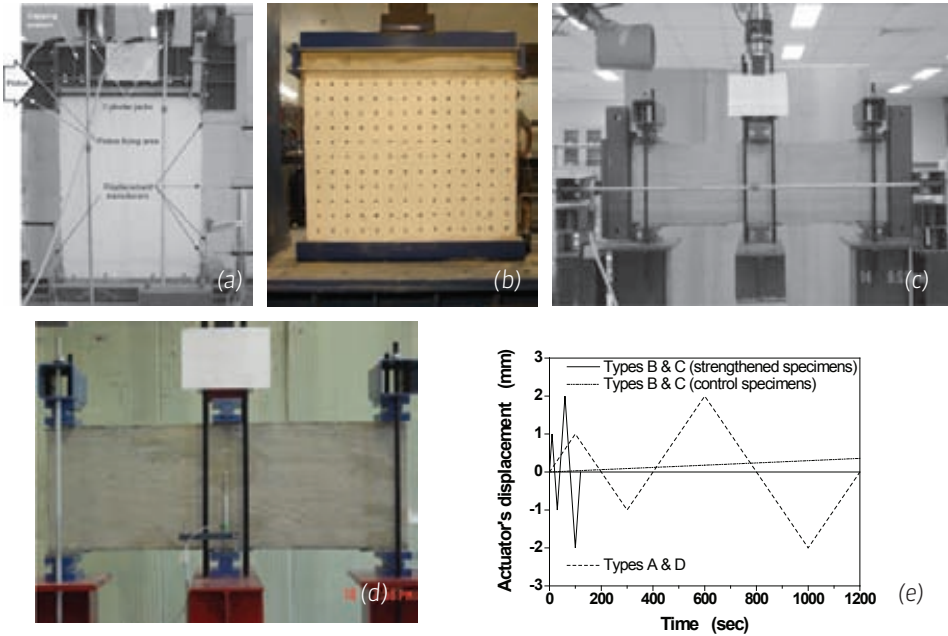


Fig. 4 In-plane loading: (a)-(d) Test set-up for Type A, B, C & D, respectively; (e) Actuator displacement history.

4. Results and Discussion

The results are discussed based on the load versus displacement response. Results include peak load values in the push and pull directions, mid-span and top displacements at failure for specimens tested under out-of-plane and in-plane loading, respectively and cumulative energy dissipation capacity. Failure henceforth is defined as the point of the load versus displacement envelope curve where either sudden load reduction was detected, or a 20% reduction in load was noted in specimens with gradual post-peak load reduction.

4.1 Out-of-plane loading

The parameters considered in this part of the investigation were the number of textile layers (one or two layers, applied on both sides), the use of inorganic mortar versus resin-based matrix material for the textile reinforcement and the effectiveness of 'low-tech' grids (geogrids, construction net) compared to 'high-tech' ones (basalt fiber textile). Specimen types B and C were used so as to assure failure parallel and perpendicular to bed joints, for the former and the latter, respectively. Specimens are given the notations $O_{F^L}MTN$ (specimen Type B) and $O_{F^N}MTN$ (specimen Types C and E), where M denotes the type of binder used (P for polymer-modified mortar, F for fiber-reinforced mortar, L for low-strength mortar and R for resin), T denotes the type of textile used (C for carbon fiber textile, G for bitumen-coated E-Glass fiber textile, PE for bitumen coated polyester textile, PP for polypropylene net and B for basalt fiber textile), and N denotes the number of layers (1 or 2). The

designations C^C and C^E , (in place of MTN) are used to distinguish the control specimens (C^C : for C Type specimens and C^E : for E Type specimens). Load versus mid-span displacement envelope curves are illustrated in Fig. 5 and key test results are given in Fig. 6.

It is evident from the response of specimens of Types B and C that strength increases with increasing number of reinforcing layers. Compared to unreinforced specimens TRM overlays resulted in higher strength increase for specimens with unfavorable direction of bed joints in regards to the deflection line (i.e. for Type B specimens) than for specimens with bed joints parallel to bending. For flexural failure along the bed joints (Type B specimens), TRM mortar jacketing was extremely effective, outperforming the FRP one. On the basis of strength and deformation capacity, the effectiveness of TRM over FRP (i.e. the ratios of relative capacities) was found to be in the order of 1.2 for strength and on average 2.0 for deformation. By comparison of the cumulative dissipated energies of Type B specimens, it is concluded that, in general, the energy dissipation capacity of the two strengthening schemes (FRP versus TRM) is comparable.

All specimens of Type E failed in a flexural mode. The control specimen ($O_{F'}_{C^E}$) failed under monotonic loading at a maximum load of 2.44 kN following the formation of a single crack at the mid-span. The crack propagated through the stone blocks, thus showing good compatibility between masonry units and masonry mortar. The strengthened E Type specimens displayed an almost similar response. The onset of damage was evident at the first loading cycle (starting in the push direction) in the form of a single crack running along the load application line at mid-span, crossing the blocks. Following the first cycle, a decrease in stiffness was observed and the two parts of the fractured specimens acted as independent cantilevers held together by the textile layer mobilised in the side undergoing tension. This led to slipping of the textile within the matrix layer, which was more pronounced for specimens strengthened with low axial rigidity jackets ($O_{F'}_{FPE1}$ and $O_{F'}_{FPP1}$) and for the specimen with the basalt fiber textile bonded with a low-strength mortar ($O_{F'}_{LB1}$). As the first cycle commenced in the push direction, slipping of the textile initiated at the downward side of the specimens; at load reversal and during crack closing in the side previously under tension, loosening of the textile rovings took place resulting in reduced load-bearing capacity in the pull direction. It should be noted that the textile contribution was influenced by the fact that it terminated beneath the end bearings of the specimen and was thus mechanically anchored due to clamping.

Strength and stiffness degradation characteristics for specimen $O_{F'}_{FG1}$ were similar in both loading directions due to the formation of two transverse cracks symmetrical to the load application line at mid-span; inter-laminar textile slip was also reduced. Specimen $O_{F'}_{FB1}$ responded in a similar manner to its glass fiber-reinforced counterpart ($O_{F'}_{FG1}$) but failed to resist textile slipping within the mortar layer; this was attributed to the fact that the basalt fibers in the rovings were uncoated and to the textile structure itself, which did not provide for firm roving joints (the points where rovings cross one another). Regardless the type of TRM overlay used it may be stipulated that adequately anchored mortar-bonded grids result in more than 400% of strength increase and succeed in maintaining the structural integrity of masonry walls undergoing out-of-plane flexure, while augmenting the deformation capacity of the elements by one order of magnitude. In real-life interventions adequate anchoring of TRM overlays onto URM walls might be achieved by means of mechanical fasteners or fiber-bundle spike anchors.

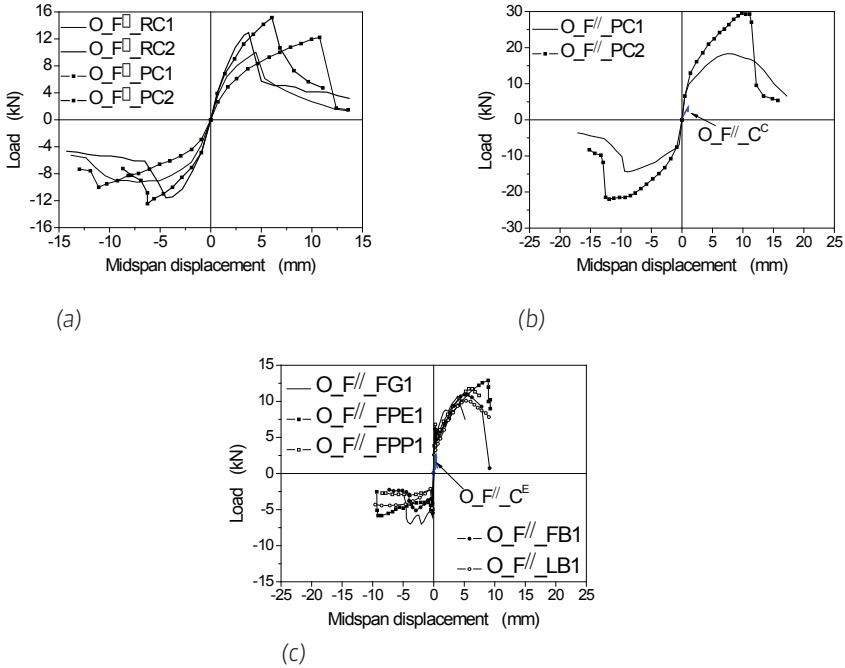


Fig. 5 Out-of-plane loading – Load versus mid-span displacement envelope curves for: (a) Type B specimens [failure mode: control specimen failed during transportation to test rig, flexure-shear (push direction) for the rest]; (b) Type C specimens [failure mode: flexure for O_F//_C^C, gradual TRM fracture (pull direction) for O_F//_PC1, flexure-shear (push direction) for O_F//_PC2]; and Type E specimens [failure mode: flexure (push direction) for all].

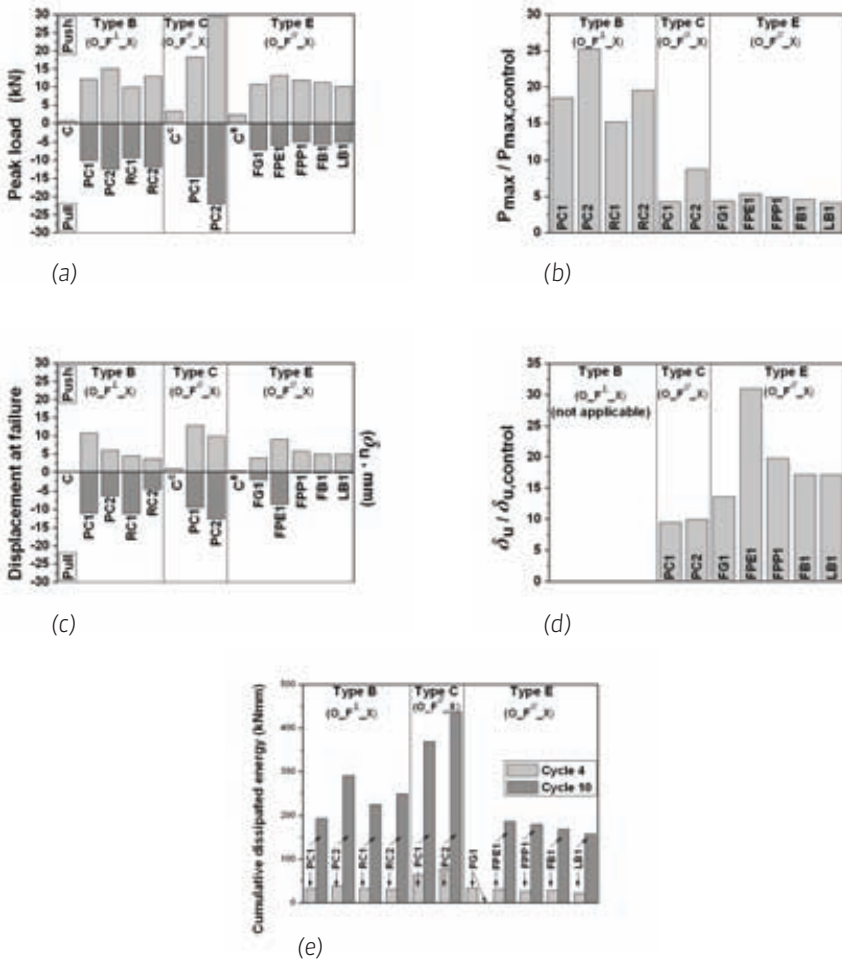


Fig. 6 Out-of-plane loading: (a) Peak load in both loading directions; (b) Peak load in loading direction along which failure occurred over Peak load of control specimen; (c) Displacement at failure (mid-span displacement at sudden load reduction, or displacement at 80% of the peak load in case of gradual post-peak load reduction); (d) Displacement at failure over displacement at failure of control specimen; and (e) Cumulative dissipated energy.

4.2 In-plane loading

In this part of the investigation, the parameters considered included the number of textile layers, the matrix material (mortar versus resin), and the compressive stress level applied to shear walls and beam-columns. Specimens are given the notation $I_x-S^W_MTN$ (specimen Types A and D), I_x-F_MTN (specimen Type B) and $I_x-S^C_MTN$ (specimen Type C), where subscript x (if applicable) denotes the

axial compressive load level (2.5% or 10% of compressive strength for Type A, 10% or 25% for Type C and 3% for Type D specimens), M denotes the type of binder used, T denotes the type of textile used and N denotes the number of layers (as in the case of out-of-plane loading). The designation C (in place of MTN) is used to distinguish the control specimens. Load versus mid-span displacement envelope curves are illustrated in Fig. 7 and key test results are given in Fig. 8.

All control Type A shear wall specimens displayed rocking characteristics as a follow-up of extensive horizontal cracking near the base. This type of failure mode is attributed to the relatively low levels of the axial load applied and the moderate slenderness of the specimens. The response of all specimens symmetrically strengthened with one layer of textile (regardless of binder used) was found to be identical in terms of damage progression and failure mode: following extensive toe damage fairly symmetrical in both the push and pull directions), tensile fracture of the textile took place (at the furthestmost tensioned side of the specimen) just above the walls' base; this led to complete crushing of the toe brickwork under compression and to the local buckling of the textile at this point, which in turn resulted in substantial load reduction. During loading of TRM-strengthened walls a pattern of evenly spaced horizontal fine cracks was formed in the vicinity of the base. The higher axial load, in walls with single-layer resin-based jackets, gave a marginally higher strength and an insignificant increase in deformation capacity, whereas in their TRM counterparts the strength increase was substantially more pronounced at a slight expense of deformation capacity. Compared to their resin-impregnated counterparts, mortar-impregnated single-layer jackets resulted in lower effectiveness in terms of strength but in higher in terms of deformation. Specimens receiving double-layer overlays (regardless of binder used) responded similarly and compared to their single-layer counterparts they exhibited a stiffer behaviour (after flexural cracking at the bed joints) in the absence of fiber rupture prior to toe crushing / jacket buckling. Compared to single-layer jackets, the double-layer ones resulted in higher strength and slightly reduced deformation capacity. Compared to their resin-impregnated counterparts, mortar-impregnated double-layer jackets resulted in lower effectiveness in terms of strength but in higher in terms of deformation. By comparison of the cumulative dissipated energies (Fig. 8i & Fig. 8j) for the fifth and the tenth displacement cycles (computed by summing up the area enclosed within the load versus piston displacement curves), it is concluded that the energy dissipation capacity of the TRM-based strengthening scheme is comparable to the one of the FRP-based.

Although shear walls of Type D had a lower aspect ratio (height over width ratio was close to 1.0) compared to Type A specimens, they all failed due to rocking. As the textiles could not be mobilized against horizontal cracking along the walls' base, they did not contribute significantly to the lateral load-bearing capacity of the specimens. The recorded increase in strength is attributed to the fact that the textiles were anchored in the steel casing (which was filled with resin). Proper anchoring of the reinforcing layers on the walls' surfaces in practical applications is of outmost importance also in the case of in-plane loading. The effect of anchoring scheme selected is expected to be higher than that of the binder material used. For Type D shear walls and due to rocking, the use of mortars of different strength was of no effect. Furthermore, the response of specimen $I_{3\%}^{SW_LB1}$ was compromised after the fifth loading cycle owing to the undesirable out-of-plane displacement of the wall. Testing for $I_{3\%}^{SW_FB1}$ was terminated when toe crushing was evidenced.

Control specimens of both Type B and Type C walls failed due to the development of a single flexural crack at mid-span. A generally common response was observed for all strengthened Type B walls: initially, brick/mortar debonding at bed joints near the mid-span was observed followed by gradual

cracking of the brick webs in the compression zones leading to complete compressive crushing of the brickwork and to simultaneous outward buckling of the unsupported jacket. Type C walls strengthened with overlays of high rigidity (double-layer TRM) failed due to compressive crushing of the bricks at mid-span, whereas the wall receiving a single TRM layer failed due to debonding at the jacket-brickwork interface. Again, strength increase was found to be dependent on the number of textile layers used; the effectiveness of TRM overlays is inversely dependent on the axial compressive stress applied to shear walls and beam-columns.

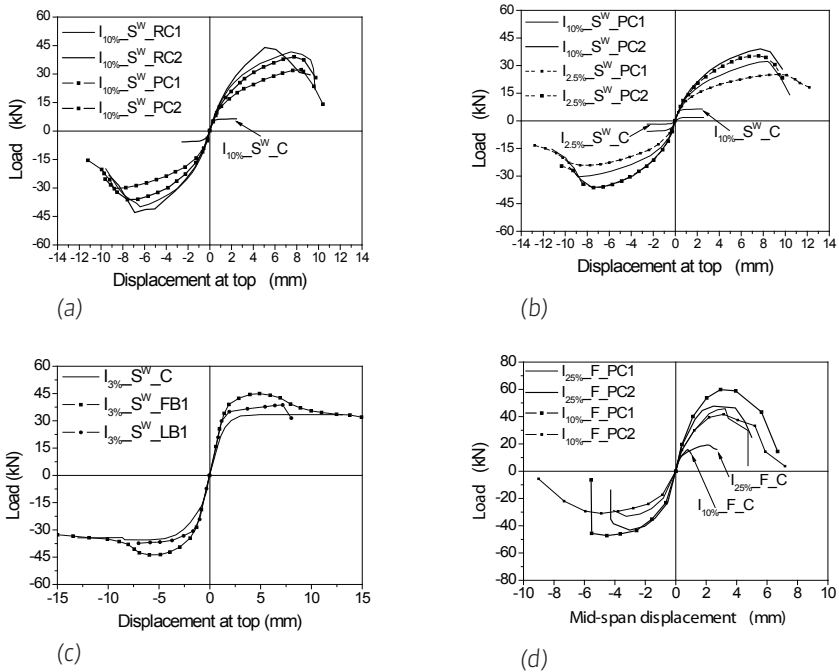
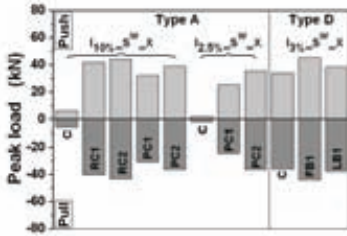
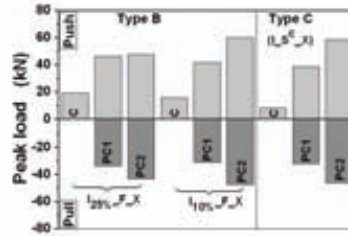


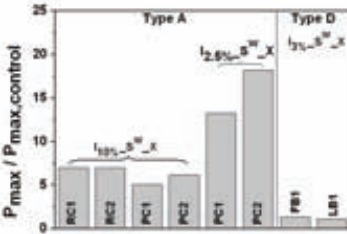
Fig. 7 In-plane loading – Load versus mid-span displacement envelope curves for: (a) Type A specimens [failure mode: rocking (push direction) for both control specimens, FRP fracture (pull direction) for $I_{10\%}^{SW_RC1}$, toe crushing (pull direction for $I_{2.5\%}^{SW_PC1}$ – push direction for the rest)]; (b) Type D specimens [failure mode: rocking (push direction) for all]; Type B specimens [failure mode: single flexural crack for both control specimens, brick crushing at mid-span (push direction) for the rest]; and Type C specimens [failure mode: single flexural crack for the control specimen, TRM debonding (push direction) for $I_{10\%}^{S^C_PC1}$, brick crushing at mid-span (push direction) for $I_{10\%}^{S^C_PC2}$].



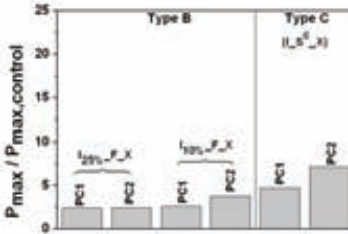
(a)



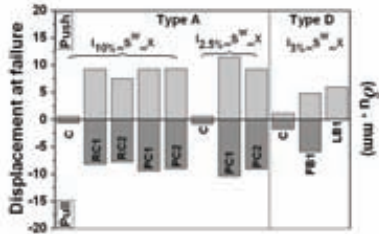
(b)



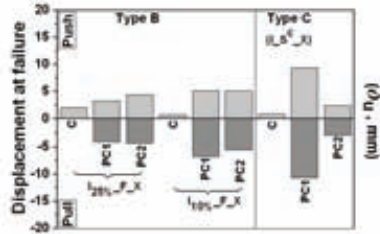
(c)



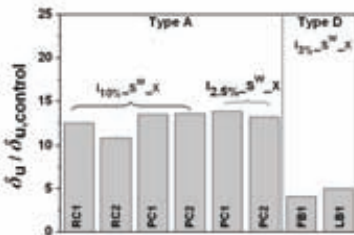
(d)



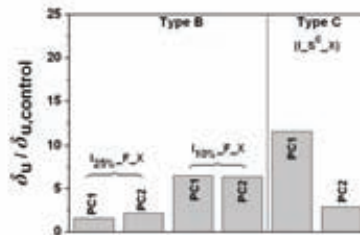
(e)



(f)



(g)



(h)

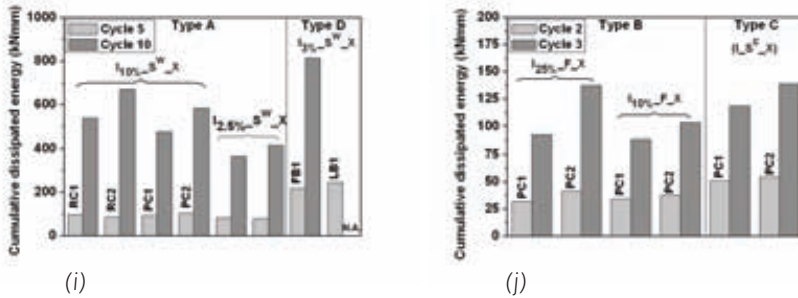


Fig. 8 In-plane loading: (a)-(b) Peak load in both loading directions; (c)-(d) Peak load in loading direction along which failure occurred over Peak load of control specimen; (e)-(f) Displacement at failure (mid-span displacement at sudden load reduction, or displacement at 80% of the peak load in case of gradual post-peak load reduction); (g)-(h) Displacement at failure over displacement at failure of control specimen; and (i)-(j) Cumulative dissipated energy.

5. Real-life interventions

Thus far, the TRM/TRC strengthening technique has been applied to a limited number of structures that make part of the built heritage fabric. Pilot applications have been carried out in the framework of the OPERHA project^[34], whereas TRM overlays were applied in 2006 to an existing building in Greece in order to introduce this innovative retrofitting technology to a Greek construction company and to produce valuable feedback regarding practical application difficulties. The building comprised a single-storey classroom (rectangular in floor-plan) of a mixed construction type: two U-shaped natural stone masonry shear walls connected with two reinforced concrete frames. The building suffered moderate earthquake-induced damage, rendering the edges of the masonry walls shear-critical. Based on a detailed design, it was decided to strengthen each of the four masonry edges (measuring 1.5 m from the building's corners along both directions) with four layers of TRM. A commercial textile with equal quantity of high-strength carbon fiber rovings in two orthogonal directions was used. The weight of carbon fibers in the textile was 348 g/m² and the nominal thickness of each layer (based on the equivalent smeared distribution of fibers) was 0.095 mm. A commercial inorganic dry binder was used, consisting of cement and polymers at a ratio about 8:1 by weight. The water:binder ratio in the mortar was 0.23:1 by weight, resulting in plastic consistency, good workability and satisfactory workability retention (half an hour at 20 °C, under direct sunlight and a slight breeze).

First, all application areas were ground at points where mortar was protruding from the stonework face and brushed clean, then dust and any loose particles were removed by water hosing and, finally, a standard wet lay-up procedure was followed to bond the textile sheets on the walls (the course of actions being identical to the one described earlier in the paper). The first layer of mortar also served as a primer in order to even the wall faces and was, thus, of a slightly higher thickness compared to the subsequent mortar layers (approx. 2 mm of thickness each). Textile sheets (being of 1.3 m in width – weft direction being parallel to the building's height) were applied so as to provide an overlapping band with each other of about 200 mm in width. Of crucial importance in

this application, were the continual supply of mortar and the efficient apportionment of tasks to the workers so that each TRM layer would be applied while the previous one was still in a fresh state. Once the “task rotation” was set, the application run in a problem-free manner. Fig. 9 illustrates various stages of the application. Latest applications involve strengthening of Byzantine churches in Chios island and in the Prefecture of Ilia in Greece.



Fig. 9 Pilot application of the TRM strengthening technique: (a) Masonry building; (b) TRM layers are applied “as usual” using trowels.

6. Conclusions

The historic built environment is a finite and non-renewable resource. The need to protect and upgrade this resource is dictated not only by technocratic criteria but it is driven by the necessity to preserve our culture and pass it on to the next generations. The TRM (or TRC) strengthening technique seems to provide a viable link between ‘modern’ and ‘traditional’ upgrading systems allowing for materials’ compatibility, fire resistance, large energy dissipation capacity and considerable strength increase. An interesting prospect of the technique is to be evolved into a mortar-free one (in this case mortar would only serve as a render); this would call for the design of appropriate mechanical anchor systems allowing for full reversibility and recyclability of the intervention.

Based on the response of medium-scale shear walls, beam-column type walls and beam type walls subjected to cyclic out-of-plane or in-plane loading, it is concluded that TRM overlays provide a substantial gain in strength and deformation capacity. For the case of out-of-plane loading TRM overlays outperform their FRP counterparts on the basis of maximum load and displacement at failure, provided that tensile fracture of the textile reinforcement does not occur. Even the weakest TRM configurations (‘low-tech’ textiles combined with low strength mortars), when adequately anchored result in more than 400% increase in strength and 130% in deformability. For the case of in-plane loading, TRM (compared with FRP) result in reduced effectiveness for strength (but not more than 30%). In terms of deformation capacity though (being of crucial importance in seismic retrofitting of unreinforced masonry walls) TRM jacketing is more effective than FRP, the increased effectiveness being about 15–30% in shear walls, on the basis of tests conducted in this study. In addition, the strength generally increases with the number of layers and the axial load, at the expense of deformation capacity. Further study is needed in order to enhance the experimental database and to address the need for optimum TRM design (geometry, fiber and matrix materials) according to the specifics involved in different structural upgrades of URM structures.

References

- [1] **Binda, L.; Anzani, A. and Saisi, A.** (2003): "Preservation of the Historic Structures: Investigation and Diagnosis as Essential Steps for Compatible Choices", in Proceedings of the International Conference on Performance of Construction Materials in the New Millennium (ICPCM), Feb. 18-20, 2003, Cairo, Egypt.
- [2] **Bairrão, R. and Falcão Silva, M.J.** (2009): "Shaking table tests of two different reinforcement techniques using polymeric grids on an asymmetric limestone full-scaled structure", *Engineering Structures*, 31, 1321-1330.
- [3] **ElGawady, M.A.; Lestuzzi, P. and Badoux, M.** (2006): "Retrofitting of Masonry Walls Using Shotcrete", in Proceedings of the New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) Conference, <http://db.nzsee.org.nz/2006/Paper45.pdf>
- [4] **Rai, D. and Goel, S.** (1996): "Seismic strengthening of unreinforced masonry piers with steel elements", *Earth. Spec.*, 12, 845-862.
- [5] **Rodriguez, R.; Hamid, A. A. and Sarralde, J.** (1998): "Flexural Behavior of Post-Tensioned Concrete Masonry Walls Subjected to Out-of-Plane Loads", *ACI Structural Journal*, 95(1), 61-70.
- [6] **Valluzzi, M. R.; Tinazzi, D. and Modena, C.** (2002): "Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates", *Construction and Building Materials*, 16(7), 409-416.
- [7] **Foraboschi, P.** (2004): "Strengthening of Masonry Arches with Fiber-Reinforced Polymer Strips", *Journal of Composites for Construction*, 8(3), 191-202.
- [8] **Tan, K. H. and Patoary, M. K. H.**, (2004): "Strengthening of Masonry Walls against Out-of-Plane Loads Using Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement", *Journal of Composites for Construction*, 8(1), 79-87.
- [9] **De Lorenzis, L.; Tinazzi, D. and Nanni, A.** (2000): "Near Surface Mounted FRP Rods for Masonry Strengthening: Bond and Flexural Testing", in Proceedings of the Symposium Meccanica delle Strutture in Muratura Rinforzate con FRP Materials, Venice, Italy, December 7-8, 2000, <http://rb2c.mst.edu/documents/Nsm.pdf>
- [10] **De Lorenzis, L.; Galati, N. and Ombres, L.** (2005) : "In-plane shear strengthening of natural masonry walls with NSM CFRP strips and FRCM overlay", in Modena, Lourenço and Roca (eds.), *Structural Analysis of Historical Constructions*, Taylor & Francis Group, London, 2005, 847, 855.
- [11] RILEM Report 36, "Textile Reinforced Concrete", State-of-the-Art Report of RIREM Committee 201-TRC: Textile Reinforced Concrete, Brameshuber, W. (ed.), RILEM Publications S.A.R.L., Bagneux, France, 2006.
- [12] **Curbach, M. and Brueckner, A.** (2003): "Textile strukturen zur querkraftverstaerkung von stahlbetonbauteilen", in: Curbach, M. (ed.), Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures, Dresden, Germany, September 2003, 347-360 (in German).
- [13] **Curbach, M. and Ortlepp, R.** (2003): "Besonderheiten des verbundverhaltens von verstaerkungsschichten aus textilbewehrtem", in: Curbach, M. (ed.), Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures, Dresden, Germany, September 2003, 361-374 (in German).

- [14] **Brueckner, A.; Ortlepp, R.; Weiland, S. and Curbach, M.** (2005): "Shear strengthening with textile reinforced concrete", in: Hamelin, P. (ed.), Proceedings of the CCC 2005: 3rd International Conference on Composites in Construction, Lyon, France, July 2005, 1307-1314.
- [15] **Triantafillou, T.C. and Papanicolaou, C.G.** (2006): "Shear strengthening of reinforced concrete members with textile reinforced mortar (TRM) jackets", *Materials and Structures*, 39(1): 93-103.
- [16] **Ortlepp, R.; Brückner, A. and Lorenz, E.** (2009): "Verbundversagensmechanismen im Verankerungsbereich von textildbewehrten Feinbetonverstärkungsschichten", in: Curbach, M. and Jesse, F. (eds.), Proceedings of the 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4), Dresden, Germany, June 3-5 2009, 433-446 (in German).
- [17] **Papanicolaou, C.; Triantafillou, T.; Papantoniou, I. and Balioukos, C.** (2009): "Strengthening of two-way reinforced concrete slabs with Textile Reinforced Mortars (TRM)", in: Curbach, M. and Jesse, F. (eds.), Proceedings of the 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4), Dresden, Germany, June 3-5 2009, 409-420.
- [18] **Blanksvärd, T.; Täljsten, B. and Carolin, A.** (2009): "Shear Strengthening of Concrete Structures with the Use of Mineral-Based Composites", *Journal of Composites for Construction*, 13(1), 25-34.
- [19] **Triantafillou, T.C.; Papanicolaou, C.G.; Zissimopoulos, P. and Laourdekis, T.** (2006): "Concrete confinement with textile reinforced mortar (TRM) jackets", *ACI Structural Journal*, 103(1): 28-37.
- [20] **Bournas, D.A.; Lontou, P.V.; Papanicolaou, C.G.; Triantafillou, T.C.** (2007): "Textile-Reinforced Mortar versus Fiber-Reinforced Polymer Confinement in Reinforced Concrete Columns", *ACI Structural Journal*, 104(6), 740-748.
- [21] **Peled, A.** (2007): "Confinement of Damaged and Nondamaged Structural Concrete with FRP and TRC Sleeves", *Journal of Composites for Construction*, 11(5), 514-522.
- [22] **Schladitz, F. and Curbach, M.** (2009): "Textildbewehrter Beton als Torsionsverstärkung", in: Curbach, M. and Jesse, F. (eds.), Proceedings of the 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4), Dresden, Germany, June 3-5 2009, 421-432 (in German).
- [23] **Aldea, C.M.; Mobasher, B. and Jain, N.** (2007): "Thin Fiber and Textile Reinforced Cementitious Cement-based matrix-grid system for masonry rehabilitation", SP-244-9 ACI Special Publications.
- [24] **Papanicolaou, C.G.; Triantafillou, T.C.; Karlos, K. and Papathanasiou, M.** (2007): "Textile Reinforced Mortar (TRM) versus FRP as Strengthening Material of URM Walls: In-plane Cyclic Loading", *Materials and Structures*, 40(10), 1081-1097.
- [25] **Papanicolaou, C.G.; Triantafillou, T.C.; Papathanasiou, M. and Karlos, K.** (2008): "Textile Reinforced Mortar (TRM) versus FRP as Strengthening Material of URM Walls: In-plane Cyclic Loading", *Materials and Structures*, 41(1), 143-157.
- [26] **Papanicolaou, C.; Triantafillou, T. and Lekka, M.** (2009): "Externally Bonded Grids as Strengthening and Seismic Retrofitting Materials of Masonry", *International Journal of Materials and Product Technology (IJMPT)*, submitted.

- [27] **Prota, A.; Marcari, G.; Fabbrocino, G.; Manfredi, G. and Aldea, C.** (2006), “*Experimental In-Plane Behavior of Tuff Masonry Strengthened with Cementitious Matrix–Grid Composites*”, *Journal of Composites for Construction*, 10(3), 223-233.
- [28] **Garcia, D.** (2009): “*Experimental and Numerical Analysis of Stone Masonry Walls Strengthened with Advanced Composite Materials*”, Ph.D. Dissertation, Dept. of Chemistry and Environment, Basque Country University, Bilbao, Spain (in English).
- [29] **Krevaikas, T.** (2005): “*Strengthening of unreinforced masonry structures with advanced composites*”, Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil Engineering, University of Patras, Greece (in Greek).
- [30] **Nurchi, A. and Valdes, M.** (2005): “*Strengthening of stone masonry columns by means of cement-based composite wrapping*”, in: Hamelin P (ed.), CCC 2005: 3rd International Conference on Composites in Construction, Lyon, France, July 2005, 1189-1196.
- [31] **Carbone, I. and de Felice, G.** (2009): “*Delaminazione di compositi C-FRCM su supporti murari*”, in Proceedings of the 3rd National Conference on Mechanics of Masonry Structures Strengthened with Composite Materials – Modeling, Testing, Design, Control (MuRiCo3), April 22-24, Venice, Italy, 169-176 (in Italian).
- [32] **Focacci, F. and Mantegazza, G.** (2009): “*Compositi a matrice cementizia per il rinforzo delle murature: aderenza con il supporto*”, in Proceedings of the 3rd National Conference on Mechanics of Masonry Structures Strengthened with Composite Materials – Modeling, Testing, Design, Control (MuRiCo3), April 22-24, Venice, Italy, 274-281 (in Italian).
- [33] **Faella, C.; Martinelli, E.; Paciello, S. and Perri, F.**: “*Composite materials for masonry structures: the adhesion issue*”, in Proceedings of the 3rd National Conference on Mechanics of Masonry Structures Strengthened with Composite Materials – Modeling, Testing, Design, Control (MuRiCo3), April 22-24, Venice, Italy, 266-273 (in English).
- [34] <http://www.operha.info>
- [35] Fig. 1c is taken from:
<http://builditwithbales.typepad.com/a/6a00d834b8360c53ef011570b95ab1970b-800wi>

Anchorage behavior and pre normative test for the reinforcement of concrete with CFRP laminates

Lluís Gil and Juan José Cruz

Universitat Politècnica de Catalunya
Department of Strength of Materials and Structural Engineering
ETSEIAT, CER-LITEM

Abstract. *The reinforcement of concrete structures with laminates of carbon fibers CFRP (Carbon Fibers Reinforced Polymer) began in the 1970's. Laminates of CFRP are precast composite materials made of carbon (fibers) and epoxy (matrix) mixed altogether as a single material. Laminates are bonded to the concrete structure by means of epoxy resins. This technology has several advantages for reparation of structures. Laminates have a good mechanical performance. The manipulation is easy. The strength of the reinforcement depends directly on the proper behavior of the interface laminate-concrete. The safety factor of the reinforcement can be guaranteed if we can predict the behavior at the interface between both materials. In this work we present two experimental tests to characterize the behavior of the interface between the laminate and the concrete.*

1. Introduction

Carbon fiber laminates CFRP are composite materials made of carbon (fibers) and epoxy resin (matrix). The combination of fibers and resins mixed altogether performs a new material that behaves as a single one. Laminates show good strength capabilities in one, two or more directions, depending on the direction of the fibers. In this work only unidirectional laminates have been used. Laminates are pre-cast in industry and their properties are guaranteed by control quality procedures. This is an advantage over manufacturing *in situ* fiber reinforcements that could show more variable properties and defects.

CFRP laminates are commonly used as an extra reinforcement for steel reinforced concrete structures. CFRP reinforcement pretends to improve all the strength capabilities of the structure. Laminates are bonded externally to the concrete surface by means of an epoxy resin (interface).

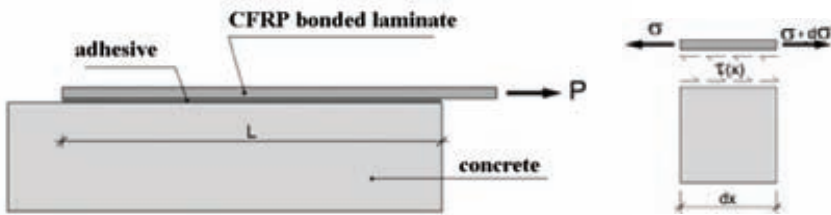
The transference of stresses between the concrete and the laminates is a determining factor in the behavior of externally reinforced structures. The behavior of this interface must be taken into account in the design of the reinforcing since a fault in this zone can cause a brittle failure. There are several approaches by Chajes et al. [1], Bizindavvi et al. [2], Chen & Teng [3], El-Mihilmy et al. [4], Nakaba et al. [5] and Kim et al. [6]. The mechanics of non linear fracture (NLFM) describes the debonding process for different anchorage lengths, details of the formulation can be seen at Oller et al. [7]. There are also ACI [8] and FIB [9] codes and normatives.

2. Interface behavior for pure shear

The pull force of the laminate is distributed over the concrete through the resin interface. The most common failure mechanisms are:

1. Debonding of the laminate at the resin surface. This situation happens when the laminate surface is not properly bonded. The lack of roughness in the laminate or small bubbles in the resin produces bad adhesive forces. The pull force produces the slip of the laminate without damage on the concrete surface.
2. Debonding of the laminate at the concrete surface. This situation happens when the concrete is not capable of bearing the tangential stresses. Concrete cracks and the laminate debonds with glued resin and small pieces of concrete. It is the most common failure.

For this second situation the NLFM describes the generation and propagation of cracks in the interface concrete-laminate. The interface is under a pure shear stress state. The tangential stresses are transmitted locally from the laminate to the concrete through the layer interface (figures 1 and 2).



Figures 1 and 2. Laminate anchorage and stress transference between interfaces

The relative slip between materials performs the transference of stresses from one layer to another. Therefore the distribution of stresses follows a bond-slip relationship (figure 3). There is a first zone (I) when the curve is growing and the slip is less than a critical value; then the tangential stress grows and represents the deformation of the adhesive and the transference of stresses from laminate to concrete. After the peak (τ_{LM}) the relative slip grows faster and microcracks appear reducing the capability of transferring tangential stresses (zone II). Finally, a macrocrack appears and the interface slips free. Materials stop working together.

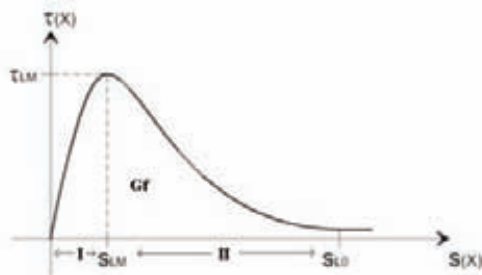


Figure 3. Bond slip relationship

The maximum tangential stress at the interface is related to the maximum tangential stress that the concrete can support. The fracture energy G_f is represented by the area under the curve. The different stress state of the interface is shown in figures 4 and 5.

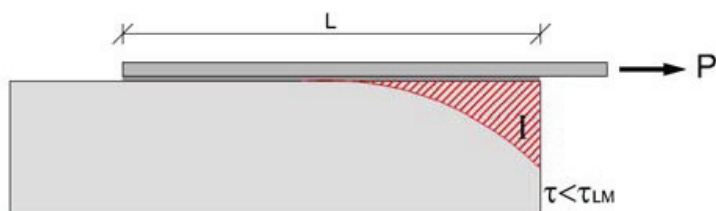


Figure 4. Tangential stress distribution when there are no microcraks.

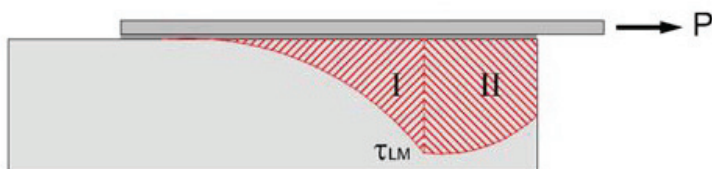


Figure 5. Tangential stress distribution with microcracks

3. Materials and manufacturing

For the present work we used MBRACE system, a product from BASF Company. The product includes the whole system: CFRP laminates and adhesives. The industrial procedure guarantees a standard quality and homogeneous mechanical property of laminates. Laminates are unidirectional and show a strain-stress curve completely linear until a fragile failure at a high stress.

Technical data are: Young Modulus (E) 158 GPa and yield stress is 2200 N/mm². The MBRACE-epoxy is an adhesive specially designed for laminates. A proper surface treatment is required before setting the laminate on the concrete surface.

The concrete properties for the test are: $f_k = 50 \text{ N/mm}^2$

hence

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 58 \text{ N/mm}^2 \quad (1)$$

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 4.07 \text{ N/mm}^2 \quad (2)$$

The manufacturing process includes four steps: 1. Surface treatment to increase the roughness of the concrete (figure 6); 2. Thin layer of MBRACE Primer is applied to reduce the porosity and to increase the adhesive capability (figure 7); 3. Application of main adhesive on the contact surface (figure 8) and 4. Remove the bubble air.



Figure 6. Surface treatment



Figure 7. MBRACE Primer



Figure 8. Adhesive

4. Pull shear test

The first test is designed as pure shear. Two massive concrete blocks of 250 x 250 x 1000 mm were connected using two laminates according to figure 9. By pulling one and clamping the other, the laminates start working in tension. One of the bonded length was shorter to ensure the failure in this zone.

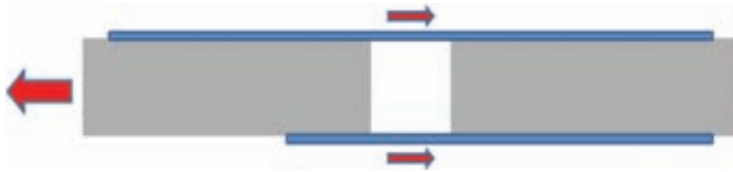


Figure 9. Pure shear test by pulling

The concrete blocks are set within the load frame and they are aligned with the 100 KN MTS actuator (figures 10 and 11). Inside the block there are a couple of rods that connect with the actuator. Two CFRP laminates were bonded with epoxy on each lateral face of the blocks. We place strain gauges every 50 mm on the laminate surface, for a total length of 350 mm. Under the block a thin shell of Teflon was placed to reduce friction forces. Before to perform the test we verified that these forces were small enough. Control of MTS actuator was done by MTS Flex-Test system. The test was performed with displacement control. All measurements: displacements, load and strains were continuously recorded at a real time with an MGCPlus-HBM device.

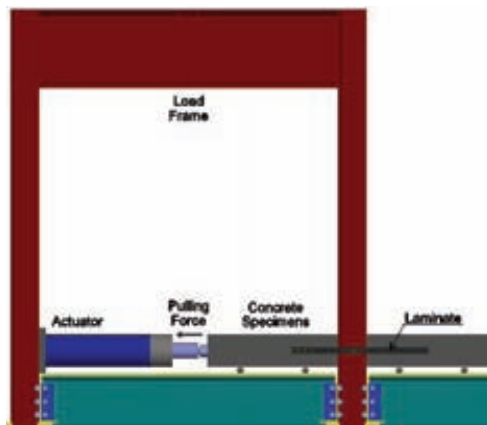


Figure 10. Picture of test description



Figure 11. Picture of the test assembly

On the laminate surface were distributed 8 gauges along the critical bonded length. Moreover, another 2 gauges were placed on each laminate. These two gauges control the deformation of both laminates in the unbonded length. Therefore it was possible to check that the total load was equally distributed between both laminates. Finally an external measurement of displacement (LVDT) was placed on the outer edge of the pulled concrete block with the purpose of comparing the data between this LVDT and the MTS displacement measurement.

When the actuator pulls, the connected block is tighten by the two laminates that start to work under tensile forces. Laminates pull the other block that is clamped to the load frame. Hence laminates and concrete develop a pure shear interface force. Several tests were performed with slight differences in the measurements. Herein we present the most representative results.



Figure 12. Strain gauges distribution

The position of strain gauges is shown in figure 13. In the outer side of the concrete block there is strain gauge (SG) number 8, and the inner side SG is number 1. The SG called B was used to find the percentage of measured load for these laminate (near 50% of total).

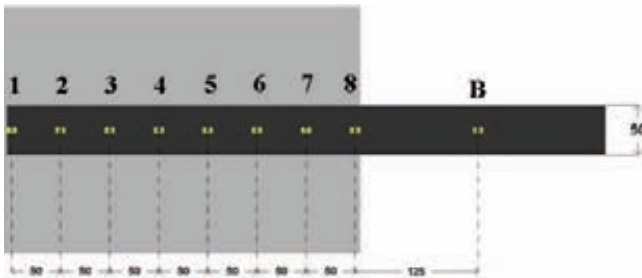


Figure 13. Gauges 1 to 8 measure in the bonded length while B measures in the free zone

We pull the specimen until the physical separation of laminates from concrete. Using a displacement control test we have got the ultimate debonding load and we could follow the debonding process of the laminate. Figures 14 and 15 show the load-displacement curves, notice that the peak load defines the ultimate load. After the peak load there is a short softening branch until the bond

concrete-laminate collapses. The zone of the peak is observed in greater detail in figure 15.

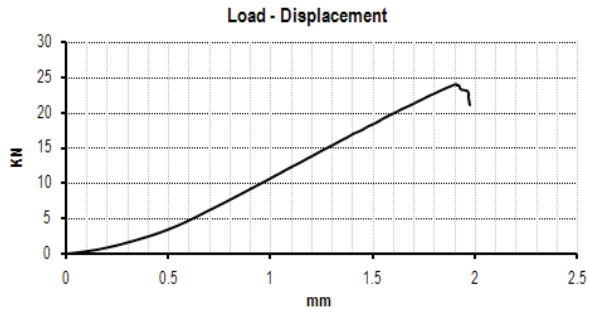


Figure 14. Load-displacement curve for pull shear test

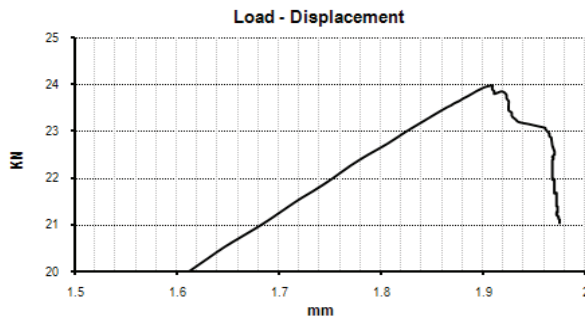


Figure 15. Detail of peak load and softening branch

The result of fully measured load for a mean test is around 48 KN. This load is distributed between the two laminates placed on each side of the specimen. Hence the real load over a single laminate produces the real ultimate load: 24 KN. This value was confirmed by strain gauge measures placed at B position.



Figure 16. Localization of crack. Failure cone for pull shear test.

5. Push bending test

This test performs shear stresses at the interface through a bending effect. In that case two massive concrete blocks of 250 x 250 x 1000 mm were connected using a single laminate according to figure 17. By pushing laterally on one side and having two supports on the other side a bending effect appears in the middle and the laminate start to be in tension.

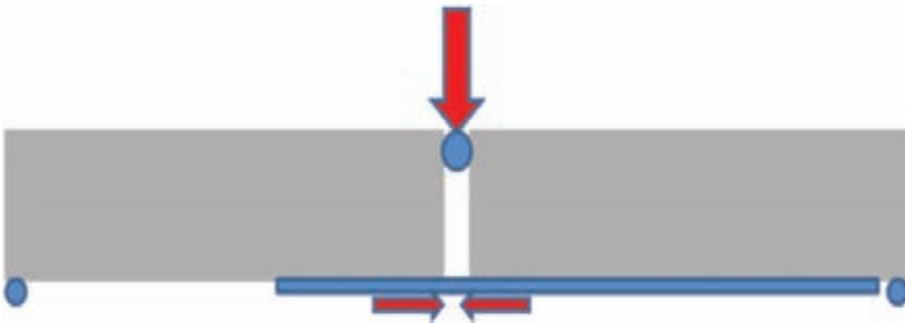


Figure 17. Configuration for push bending test

The concrete blocks are set over the load frame and they are aligned perpendicular to the 100 KN MTS actuator (see figure 18 and 19). Both blocks are on a small support beams with a Teflon layer to improve the free rotation and the relative slip of the blocks. Before to proceed with the test we verified that these forces were small enough. Two supports on the edge of the blocks prevent

displacements in the pushing direction. Nevertheless they allow free rotation of the blocks. In the pushing area a small rod is located between blocks to localize the compression head of the blocks. By pushing the blocks, both start rotating and the laminate start working on tension. We place strain gauges every 50 mm on the laminate surface, for a length of 350 mm like in the other test configuration (figure 13). Control of MTS actuator was done by MTS Flex-Test system. The test was performed with displacement control. All measurements: displacements, load and strains were recorded at a real time with an MGCPlus-HBM device.

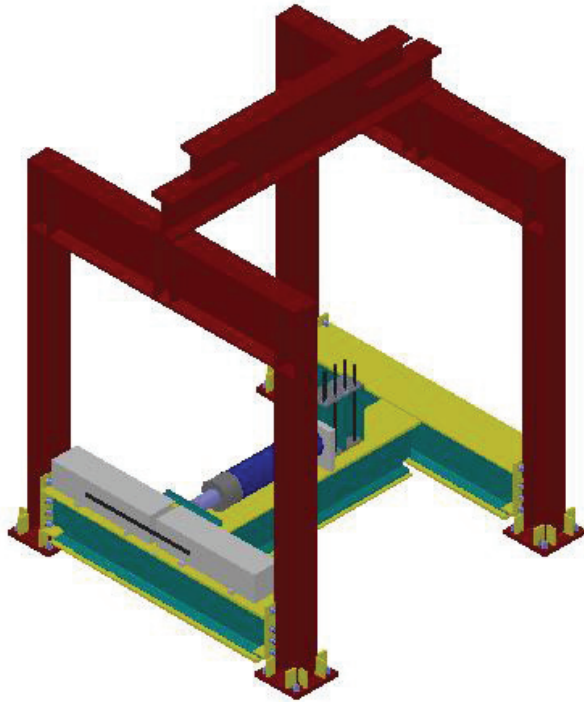


Figure 18. Three-dimensional view of the push bending test



Figure 19. Picture of the test execution



Figure 20. Debonded laminate after failure

6. Distribution of laminate strains for both tests

For both tests, strain distributions along the gauges (from SG1 to SG8) show a similar behavior. Figure 21 displays the strain of pull-shear test and figure 21bis displays the push-bending test results. These figures show the deformation level of each strain gauge for an applied load. It is observed that gauge SG1 is not merely active whereas gauge SG 8 is permanently active. SG8 corresponds to the zone of laminate that is near the edge of the concrete. Gauges SG1, SG2 and SG3 correspond to a zone of the laminate that almost does not suffer deformations. This means that the stresses are mainly transferred from concrete to laminate in the zone located between gauge SG5 and SG8. The level of deformation, and therefore of stress has an increasing tendency from the outer side towards the inner side. Therefore the deformation of gauge SG8 is always greater than SG 7, SG 6, SG 5, etc. Moreover, apparently the shear stress is transferred continuously and in decreasing progression from the free end (outer) towards the inner one. Later, in the analysis of concrete stresses we will clarify this comment.

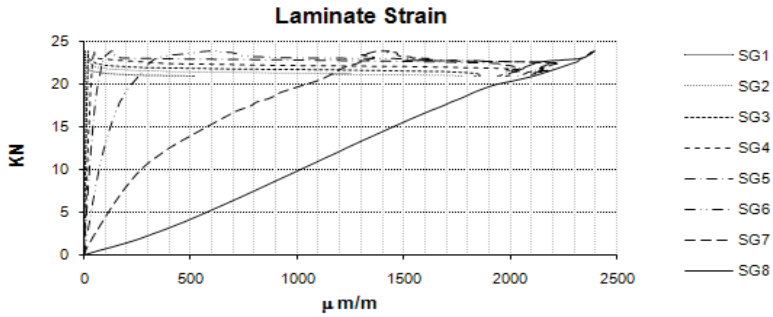


Figure 21. Load-Strain curve for pull shear

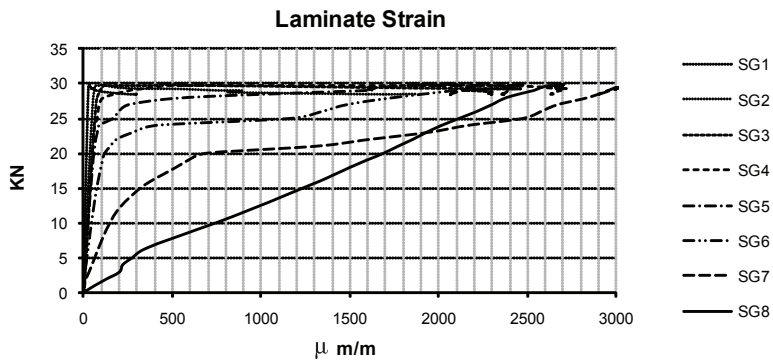


Figure 21 bis. Load-Strain curve for push bending

In the beginning the laminate transfers stresses to the concrete and the measured strain on the laminate is lower in SG 6 than in SG 8 because concrete tightens the laminate. Near the collapse, pieces of laminate debond and gauges display this effect with a flat line on the top of the curve in figures 21 and 21 bis. It is observed that there is an order of arrival of the stress from outer gauges to the inner ones: first 7, later 6, etc. until full debonding of the laminate takes place. Notice that the laminate is always within the elastic range.

Figures 22 and 22 bis display a strain distribution curve for iso-load at each gauge (SG). This curve is for values of stress before the ultimate peak in the load-displacement curve. It is observed that the gauge that is not adhered, SG 8, has in all the cases the maximum deformation that corresponds with the applied load. Distribution of deformations are progressive, gauges near the outer side are more stressed than the inner ones and therefore, the shear stress is transmitted clearly decreasing

towards the inner gauges. Gauges SG1 and SG2 are never active while gauge SG7 detects strain from the very beginning.

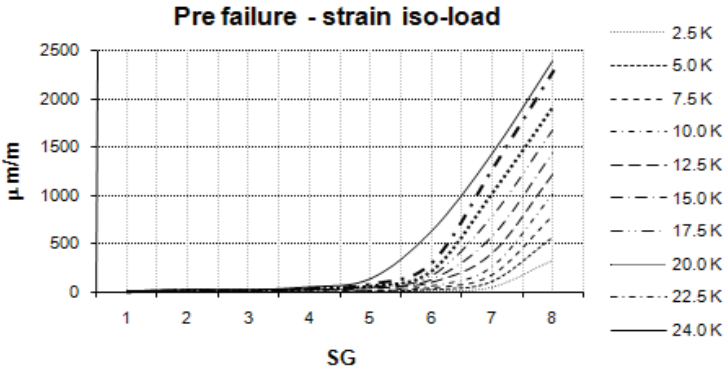


Figure 22. Strain distribution on each strain gauge (SG) for a given load along the bonded length. Pull shear test before the ultimate load.

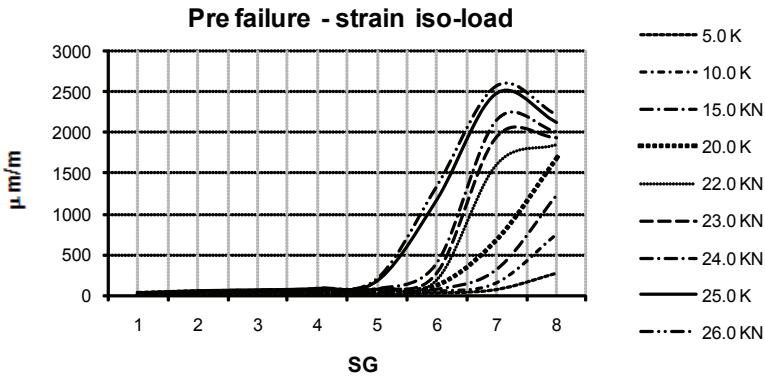


Figure 22 bis. Strain distribution on each strain gauge (SG) for a given load along the bonded length. Push bending test before the ultimate load.

After the peak load, in the softening branch of both tests we obtain the curves drawn in figures 23 and 23 bis. At the maximum level of load the laminate is still adhered to the concrete surface, 24 KN for pull shear (figure 23). For this level of load the laminate starts to debond progressively. For 23 KN gauge SG7 is partially debonded and gauge SG6 starts to debond too, for 22.5 KN gauge SG5, for 22 KN gauge SG4, for 21,5 KN gauge SG3 and finally for 21 KN gauge SG2 shows debonding.

For push bending test the maximum load level rises around 29 KN. Beyond this point the debonding process is similar to the pull shear test but the speed of the process seems to perform faster with slow softening branch.

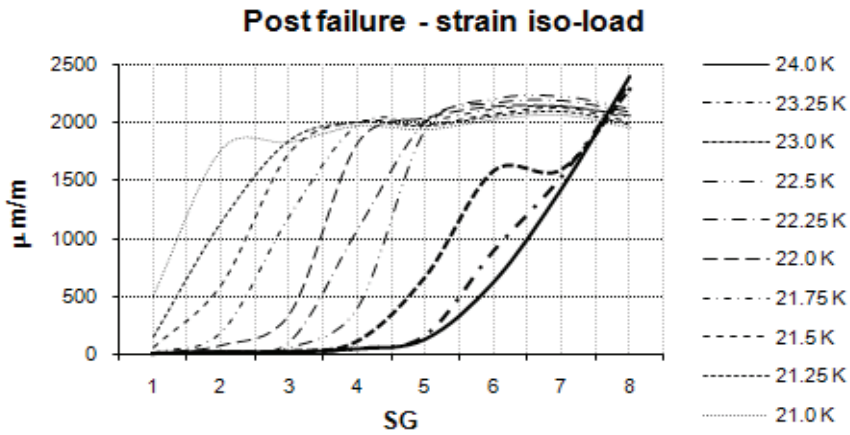


Figure 23. Strain distribution on each strain gauge (SG) for a given load along the bonded length. Pull shear test after the ultimate load

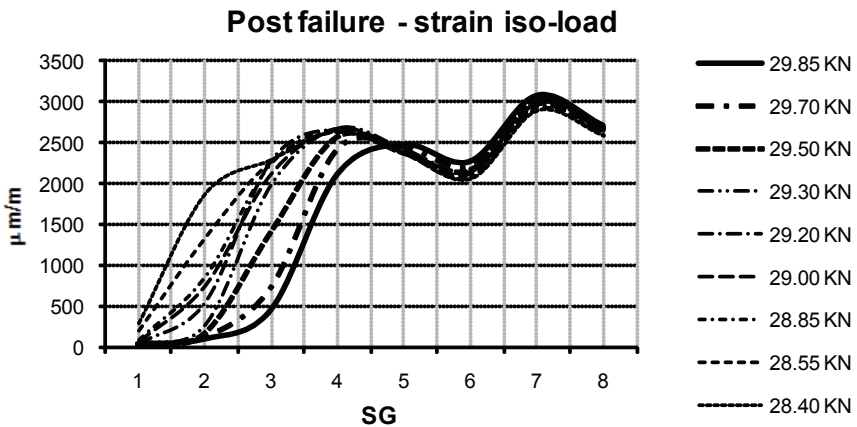


Figure 23 bis. Strain distribution on each strain gauge (SG) for a given load along the bonded length. Push bending test after the ultimate load

7. Stress distribution in the interface laminate-concrete for both tests

With the strains measured on the laminate during test it is possible to calculate the transference of tangential stresses between laminate and concrete. To do so we balance the resultant forces between two strain gauges. We enforce equilibrium between the tension stress at the laminate (which is directly measured at both gauges when assuming an elastic state in the laminate) and the unknown stress distribution on the adhesive surface. Assuming that the adhesive is a rather thin layer, the stresses are equal to the concrete stress distribution. We approximate the distribution between two consecutive gauges by a linear one.

In figure 24 and 24 bis the stress distribution corresponds to a pre-failure for pull shear test and push bending test before the peak load. Notice and compare the measured stress distribution with the expected one in figures 4 and 5.

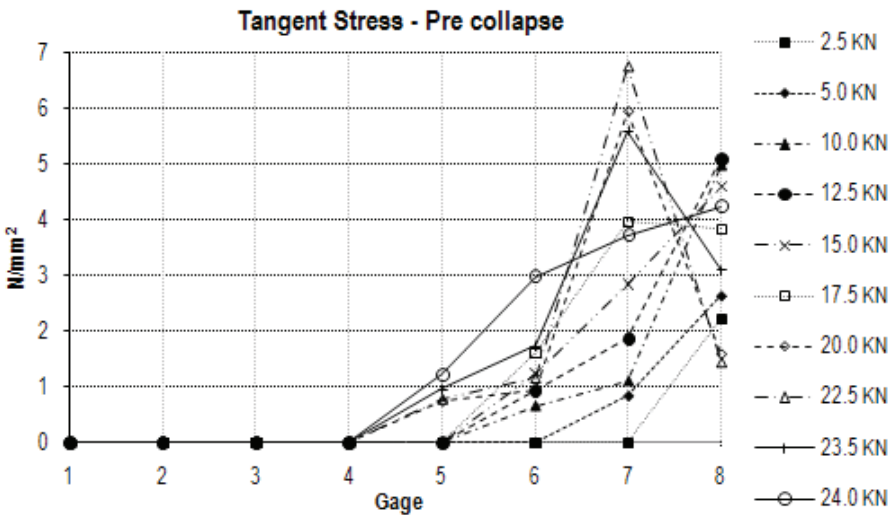


Figure 24. Concrete shear stress distribution before the peak-load for pull shear test.

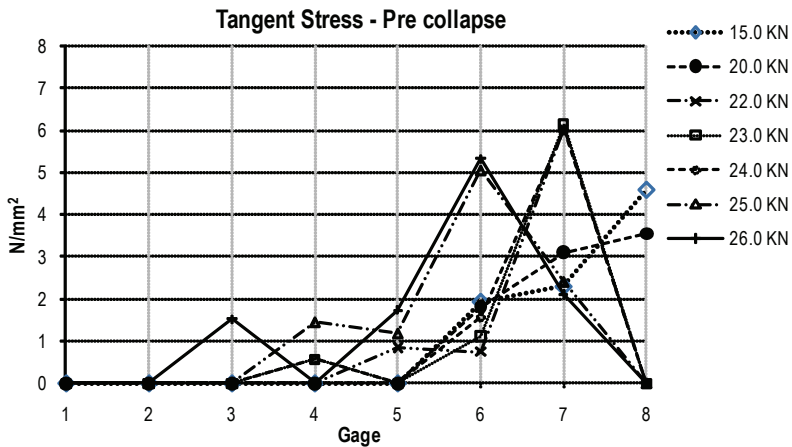


Figure 24 bis. Concrete shear stress distribution before the peak-load for push bending test.

Notice that for low levels of load, say 5 KN, the force is distributed only in the first 10 cm from the outer side; gauge SG6 has a state of negligible deformation in both cases. As we increase the external force the strain raises along the laminate. For example, for 10 KN the stress reaches higher values and the length of the laminate under the relevant stress also increases. For 15 KN the activation of gauge SG5 starts and deformation becomes relevant at this point. At the same time stresses in concrete reach top values and finally the anchorage length reaches up to 15 cm.

Until this moment the concrete is bearing the stress level and micro cracking is developing only at the first 5 cm from the outer side. Between 15 KN and 25 KN the beginning of failure of the concrete takes place. Cracking is located in a single and large crack and a cone of partial breakage begins. For that reason, gauge SG5 detects an increase in laminate strain while stress on concrete surface starts to decline (SG 8). From this moment stress on the rest of the concrete continues growing until arriving close to 6 N/mm². Notice that the anchorage length has two clear situations, the first 10 cm (between gauges SG6 and SG8) develops most of the strength capability and the last 10 cm (between gauges SG4 and SG6) contributes less to bear the tensile stress. In the case of push bending test it seems that the contribution of SG3 is also relevant.

After the peak load and in the softening branch the stress distribution shows a small redistribution of stresses growing in the tail, see figures 25 and 25 bis. Finally, the laminate is debonded in the outer side and the stress distribution shifts towards the inner side and along the bonded laminate. These curves represent the debonding process that takes place quite suddenly, it seems a little bit faster in push bending test than in pull shear test. Without visible previous damage but after listening to some crack sounds, the laminate separates from the concrete surface. After collapse a detailed inspection reveals thin cracks and breakage cones along the bonded length. From a human point of view it seems a sudden and fragile breakage, however the process takes a few longer. Unfortunately when it is activated it can not be stopped.

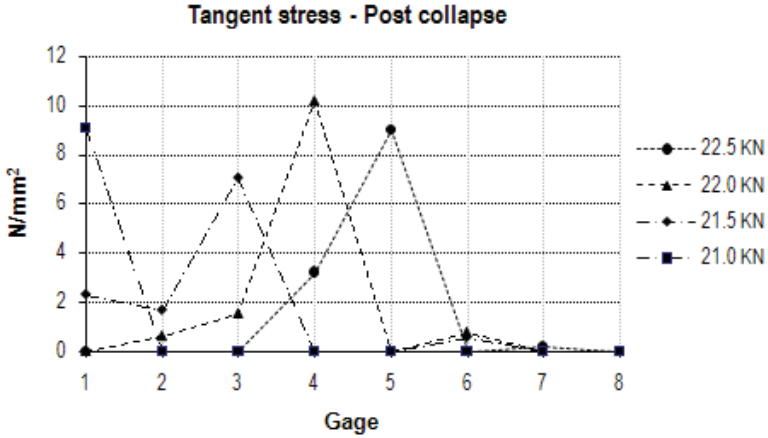


Figure 25. Concrete shear stress distribution after the peak-load for pull shear test

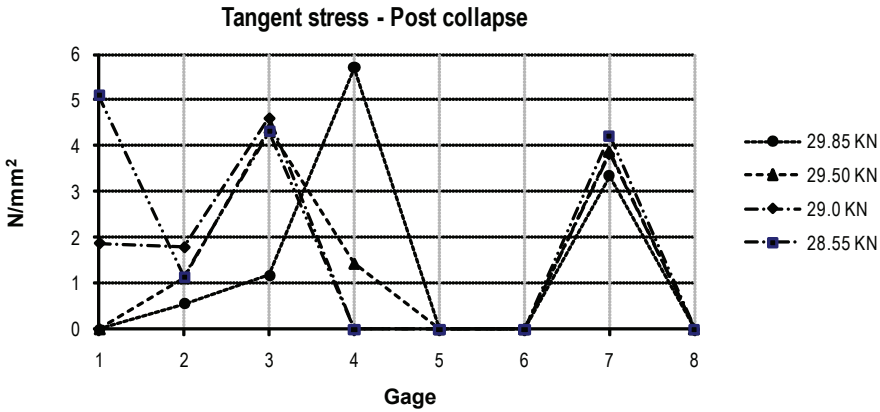


Figure 25 bis. Concrete shear stress distribution after the peak load for push bending test

8. Conclusions

The reinforcement of concrete with CFRP laminates seems a promising technology because it involves high strength materials and easy manufacturing. In recent years there is a lot of literature related to CFRP performance. Nevertheless the fragile behavior of the layer interface between laminate and concrete is still a risk for the massive use of this technology. Safety factors are difficult to define in

an easy manner. The proper behavior of the technology depends on the control of the debonding process. A good anchorage behavior ensures a high level of performance but a low anchorage quality represents a high risk for the use of the technology. Non linear fracture mechanics (NLFM) describes the debonding process and provides a theoretical base for understanding the physical problem. However it is based in magnitudes and variables that sometimes are difficult to measure in real world. Therefore there is no normative test to measure the anchorage capacity of a laminate.

In the present work two different test procedures has been conducted to find the maximum load of a laminate anchorage. The test results have been compared with the expected stress distribution of NLFM. The pull shear test is based on a pure shear transmission of stresses between the laminate and the concrete. The push bending test is based in a bending strategy to produce tensile forces on the laminate. Both tests show a similar behavior on the interface laminate-concrete and show similar debonding process. The ultimate load is quite similar in a range from 26KN to 30 KN. Pull shear test has an activation length of near 20 cm and performs a slower debonding speed that permits the capture of the softening branch. Push bending test activates a longest anchorage length, near 25 cm and this probably explains the higher ultimate load. Nevertheless the collapse in the bending test is faster and the softening branch merely does not exist. Hence push bending reveals a more fragile breakage. Push bending could probably be closer to the laminates working under bending conditions but the debonding process is more difficult to capture. On the other hand pull shear test drives to lower values of ultimate load and ensures higher safety coefficients.

Acknowledgements

This work is developed in cooperation with the support of project RECOMP BIA2005-06952 of the Ministry of Education and Science and project C 21 / 2006 of the Ministry of Public Works of Spanish Government. We also want to express our gratitude Eng. Neus Borrell of BASF and both Dr. Civ. Eng. Diego Cobo and Dr. Civ. Eng. Eva Oller of TEC-CUATRO by its contributions and assistance in this study. Author 2 also wants to thank to PROMEP and to the F.I-UNACH the scholarship for the accomplishment of his Doctorate in Civil Engineering.

References

- [1] Chajes, M. J., Finch, W. W., Januszka, T. F., Thomson, T. A. (1996). "Bond and Force Transfer of Composite Material Plates Bonded to Concrete", ACI Structural Journal, Vol. 93 (2), pp. 208-217.
- [2] Bizindavyi, L., Neale, K. W. (1999). "Transfer Lengths and Bond Strengths for Composites Bonded to Concrete", Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 3 (4), pp. 153-160.
- [3] Chen, J. F., Teng, J. G. (2001). "Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127 (7), pp. 784-791.
- [4] El-Mihilmy, M., Tedesco, J. (2001). "Prediction of Anchorage Failure for Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber-Reinforced Polymer Plates", ACI Structural Journal, Vol. 98 (3), pp. 301-314.

- [5] Nakaba, K., Kanakubo, T., Furuta, T., Yoshizawa, H. (2001). "Bond Behavior between Fiber-Reinforced Polymer Laminates and Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol. 98 (3), pp. 359-367.
- [6] Kim, D., Sebastian, W. M. (2002). "Parametric study of bond failure in concrete beams externally strengthened with fibre reinforced polymer plates", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 54 (1), pp. 47-59.
- [7] Oller, E., Cobo, D. and Mari, A. (2009) "Interface Behavior in Fiber-Reinforced Polymer Strengthened Beams Subjected to Transverse Loads: Maximum Transferred Force", *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 10.1061/_ASCE_1090-0268_2009_13:1_35.
- [8] ACI Committee 440 (2002) "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures" ACI 440.2R-02.
- [9] ACI Committee 440 (2004) "Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures" ACI 440.3R-04.
- [10] ACI Committee 440 (2007) "Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures" ACI 440R-07.
- [11] FIB TASK GROUP 9.3 FRP REINFORCEMENT FOR CONCRETE STRUCTURES "Externally bounded FRP reinforcement for RC structures", Technical report on the design and use of externally bounded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures, 2001, pp130.

Rehabilitación y refuerzo de la chimenea de Bolueta

J.D. Moar, R. Garrido

Dpto. Técnico. Orión Reparación Estructural S.L. (josediego@oriongrupo.com)

1. Introducción.

La chimenea del barrio de Bolueta está construida a base de mampuestos de ladrillo y tiene una altura de 38 metros Su estado de conservación es deficiente y para su rehabilitación e integración en el entorno, se hace necesaria la ejecución de una serie de trabajos de reparación y refuerzo.



2. Definición de las condiciones, alcance y características de la intervención.

La necesidad de una intervención surge como consecuencia de la edificación de viviendas libres y de protección oficial en el solar donde se ubica la chimenea.

Se justifica en el patente riesgo de derrumbe de la estructura a corto plazo como consecuencia de los trabajos de movimiento de tierras en el solar, y del riesgo de derrumbe a largo plazo como consecuencia de la deficiente conservación del inmueble.

Los promotores público privados de la actuación: Orubide, S.A. y Vallehermoso División Promoción, S.A.U., nos encargan la realización de una serie de inspecciones sobre la estructura para recabar la

información necesaria de cara a definir los trabajos cuyos objetivos fundamentales se basaban en **garantizar la estabilidad estructural** y en la **recuperación visual** de este monumento de ingeniería.

De las inspecciones realizadas se identificaron las siguientes patologías:

Deficiente cimentación, como consecuencia de la degradación de los ladrillos provocada por la humedad procedente del subsuelo. En los arcos interiores de la chimenea se identificaron grietas en sentido longitudinal.



Fisuración longitudinal. Se identificaron una serie de fisuras longitudinales en paramentos exteriores desde la coronación de la chimenea hasta la base de cimentación, con continuidad hacia paramentos interiores.



Acumulación de contaminantes y suciedad. A lo largo de toda la estructura, y sobre todo en los anillos superior e inferior, se acumulaba gran cantidad de suciedad, con origen en la mayoría de los casos en la propia actividad industrial de la chimenea, si bien se identificaron manchas de contaminación más recientes y restos de vegetación que se desarrollaba gracias a la acumulación de tierras y materiales degradados de la propia chimenea.



Ladrillos exfoliados. A lo largo de todos los paramentos se identificaron innumerables ladrillos con una patente perdida de sección.



Una vez recabada la información necesaria a pie de campo se elaboró, de acuerdo a las necesidades definidas por el promotor, el **proyecto de "REHABILITACIÓN Y REFUERZO DE LA CHIMENEA DE BOLUETA"**, donde se identificaron de manera concreta las patologías que se presentaban y donde se definieron con exactitud los criterios que regirían la intervención.

3. Obras de rehabilitación y refuerzo.

El proyecto de obra contempló la rehabilitación y reparación integral de la chimenea. Básicamente, los criterios generales de intervención fueron los siguientes:

- ▷ Instalación de medios auxiliares de acceso.
- ▷ Preparación y limpieza de las superficies.
- ▷ Consolidación y sellado de fisura longitudinal.
- ▷ Reparación de paramentos exteriores e interiores.
- ▷ Ejecución de refuerzo estructural longitudinal.
- ▷ Ejecución de refuerzo estructural transversal.
- ▷ Tratamiento superficial de protección y acabado.
- ▷ Consolidación y refuerzo de la cimentación.

Para permitir la ejecución de los trabajos definidos en proyecto se optó por la instalación alrededor de la chimenea de un sistema de andamios normalizados bajo la norma HD1000. Se instalaron andamios modulares formando un cubo alrededor de la torre mediante plataformas de trabajo de 2,5

metros de longitud. Para el interior de la torre se optó por el mismo sistema de trabajo, mediante andamios normalizados bajo la norma HD1000. En este caso se instaló una torre de 1,5x1,5 de medidas exteriores.

Para la **eliminación de hollines, contaminación y demás suciedad** que se acumulaba sobre todos los paramentos de la chimenea, se barajó la posibilidad de una limpieza con agua a presión o mediante chorro de arena. Dentro de esta actuación también se eliminaron los anclajes metálicos adosados al exterior de la chimenea que sustentaban el pararrayos y una antigua escalera.

Se optó por el uso del chorro de arena, con áridos de granulometría 0,3-0,5 mm, ya que las pruebas realizadas "in situ" dieron unos excelentes resultados de limpieza sin erosionar el ladrillo ni el mortero de rejunteo.



Antes de **inyectar las fisuras** existentes se limpió la traza de la misma mediante cepillado manual y aire comprimido. Una vez limpia la fisura se procedió a colocar los inyectores fijados al soporte con mortero de cal. Una vez colocados se selló exterior e interiormente la fisura con el mismo material y se inyectó por medio de un calderín una lechada de cal hidráulica natural. Se inyectó el producto a través de los inyectores colocados al efecto.



La intervención más generalista en paramentos exteriores consistió básicamente en **Rejunteo de los ladrillos** que conformaban la estructura, mediante un mortero de cal hidratada y el **retacado de ladrillos** muy degradados mediante plaquetas extraídas de la base de la chimenea adheridas

al paramento con mortero cola cementoso, mientras que en paramento interiores se optó por un revestimiento completo mediante una capa de gunita proyectada de 40mm de espesor con una dosificación de 350kg de cemento por m³.

Uno de los principales objetos de la intervención era el **refuerzo estructural** de la chimenea. Este refuerzo debería obviamente ser compatible con la geometría de la chimenea y no debía variar significativamente su aspecto estético.

Estos son los motivos que sirvieron de base para el empleo de sistema de refuerzo mixto a base de barras GEWI de 16mm unidas mediante manguitos GEWI y adheridas al soporte mediante adhesivo epoxi tixotrópico en sentido longitudinal, y un refuerzo de fibra sintética de carbono a base de laminados de carbono de 10x1,2mm adheridos al soporte con adhesivos en sentido transversal.



Ambos tipos de refuerzos se ejecutaron embebidos en los paramentos por medio de la apertura de rozas, y posterior a su instalación se recubrieron con morteros a fin de enmascarar su existencia lo máximo posible.

Para el refuerzo de la cimentación se optó por un sistema más convencional a base de micropilotes y de la construcción de un dado de hormigón armado, ya que estéticamente la zona de cimentación reforzada quedaría bajo tierra tras la formación de las nuevas rasantes en la parcela de edificación.



Una de vez rehabilitada y reforzada la chimenea en su conjunto solo restaba ejecutar los trabajos destinados a la protección e impermeabilización de los paramentos exteriores, lo que se consiguió

tras la realización de más de 25 pruebas con diferentes materiales y coloraciones hasta conseguir la dosificación de una pátina en capa fina, a base de sol-silicato, para protección de la superficie contra la intemperie y de esta forma también contra la penetración de sustancias agresivas procedentes de la atmósfera, con aspecto superficial mate mineral mediante dos aplicaciones en veladura.

En las fotografías adjuntas se puede observar el estado de la chimenea antes y después de la intervención.



Ensayos Sónicos en el Palacio de Riva-Herrera, Santander

I. Lombillo¹, J. P. Fernández², A. García-Lengomín², P. Gómez¹

¹ Dpto. de Ingeniería Estructural y Mecánica, Universidad de Cantabria. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P. Avda. Los Castros s/n, Santander, 39005 España. www.gted.unican.es

² Unidad de Modelización Geofísica, Universidad de Oviedo.

Abstract. *Impact-Echo testing is a powerful and convenient technique for searching effects inside different types of structures. After processing the collected data it is sometimes possible to get reasonable estimates of the internal geometry. We have carried out a field campaign on the walls of the Palacio de Riva Herrera. We show here the methodology followed and, to illustrate the ideas involved, we propose an inferred geometric model of the wall layering at one of the measured points.*

1. Introducción

En el presente artículo se muestran algunas de las posibilidades de la aplicación de la metodología de impacto echo sobre los datos obtenidos a partir de los ensayos realizados en el Palacio de Riva Herrera, en la ciudad de Santander, y su posterior procesado. El equipo de trabajo, formado por personal de ambos grupos de investigación (Unidad de Modelización Geofísica de la universidad de Oviedo y Grupo de Tecnología de la Edificación de la Universidad de Cantabria), efectuó los ensayos equipados con un equipo, denominado TDAS-16, preparado par la realización de ensayos sónicos y ultrasónicos.

El equipo consta de un maletín que protege una serie de cuatro convertidores analógico-digitales. Varios tipos de emisores pueden ser empleados: fuentes ultrasónicas de pulsos de 20 KHz y 50 KHz respectivamente, así como un martillo conectado al equipo. El martillo posee en su cabeza un elemento sensor que actúan como trigger para la recepción de la señal. Los sensores empleados son acelerómetros cuya frecuencia de resonancia es de 55 KHz. Dispone de baterías para operación autónoma.

Para realizar este tipo de ensayos es necesario el concurso de, al menos, dos personas. Una dedicada a la adquisición de los datos en el equipo informático y la otra para realizar los impactos en la estructura y para la colocación del sensor a fin de detectar las ondas emitidas por el martillo. En el caso en que el que la superficie interna del material sea también accesible, al menos en ciertos puntos, puede plantearse como objetivo la realización de ensayos de transmisión directa. Normalmente, en ese caso, hace falta la ayuda de una tercera persona.

La técnica de Impacto-Echo se basa en la propagación de pulsos transitorios en un medio (considerado como) elástico. El pulso energético, introducido mediante el emisor, se propaga por el medio hasta una posible interfase o discontinuidad, donde parte de la energía es reflejada y vuelve nuevamente a la superficie de partida. El contraste de impedancia con el aire ocasiona un nuevo rebote y el ciclo se repite (con dispersión y amortiguamiento) varias veces hasta que la energía asociada al pulso se extingue, véase esquema en la Fig. 1.

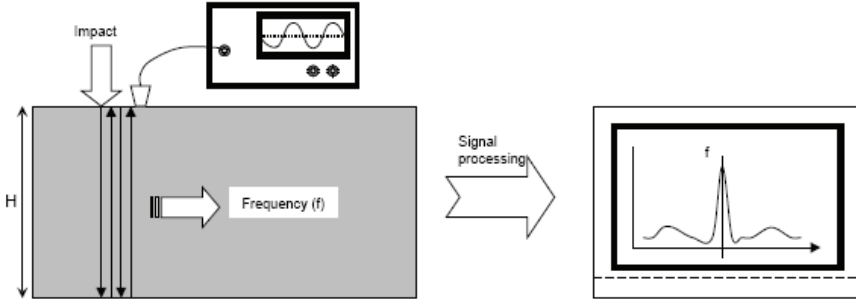


Fig. 1: Impact-Echo. Basics.

El registro temporal de la aceleración medida por el acelerómetro contiene, pues, la periodicidad asociada a las reflexiones múltiples. La aplicación de la transformada de Fourier a la señal registrada presenta un máximo local en la frecuencia característica. Dicha frecuencia está relacionada con la velocidad del pulso en el medio de propagación (C_p) y con la distancia entre las intercaras implicadas en el eco mediante la siguiente expresión genérica.

$$f = \epsilon \frac{C_p}{2 \times H} \tag{1}$$

Siendo f la frecuencia de resonancia, H la distancia entre las superficies que motivan las reflexiones y C_p la velocidad de propagación. El parámetro ϵ contiene información de la geometría del material analizado. Para el caso de placas libres se emplea el valor 0.96. Sin embargo, la corrección del 4% que supone, no es relevante al nivel de análisis e interpretativo que se propone en el artículo.

Aunque los fundamentos del método son claros y fácilmente comprensibles, la viabilidad de la aplicación del mismo parece tener una fuerte componente específica de cada material y geometría concreta. En este caso el objetivo inicial es comprobar la consistencia de la información obtenida y tratar de correlacionarla, sin recurrir al conocimiento *a priori*, con la estructura geométrica del interior.

Sólo en la fase interpretativa final se emplea dicho conocimiento para realizar una crítica fundamentada de la viabilidad del modelo propuesto y para realizar nuevas sugerencias de ajuste de otros modelos.

2. Toma de datos

No están documentadas las fechas de construcción de esta torre y su palacio anejo. Pero probablemente sea el primer edificio renacentista de la villa de Santander.

Se trata de una residencia de recreo, suburbana, cercana entonces a la villa pero aún sin carácter urbano. Sus promotores, la familia Riva-Herrera, se acercaban así a Santander, lugar donde trabajaba Fernando de Riva-Herrera como Proveedor General de las Armadas del Mar Océano. Tenían la torre de la familia en Gajano y ya resultaba inapropiada para los nuevos usos de una familia en ascenso

social, como estaban haciendo otras. En el siglo XVII los Riva-Herrera concluyeron su proyecto con un palacio urbano en la plaza vieja santanderina y la capilla privada en la catedral.



Fig. 2: Fotografía antigua del Palacio de Riva Herrera.



Fig. 3: Estado actual de la construcción.

Los estudios estratigráficos han demostrado que no existen elementos medievales en el conjunto de Pronillo. El edificio tiene su origen en la torre del siglo XVI a cuyos muros originales –el occidental y el muro norte- se fueron añadiendo la vivienda adosada al Norte y sobre ésta una fachada al Este con la doble puerta de arcos escarzanos. El conjunto se completó en el siglo XVII con la construcción de la capilla, cubierta con crucería, la portalada con el escudo de armas de los Riva-Herrera y Alvarado Sarabia y gran parte de la cerca del recinto. En el siglo XIX se reconstruyó la fachada occidental sobre la antigua, respetando el original esquinal sureste de la torre primitiva (Fig. 2). El conjunto ha sido objeto de intervenciones posteriores (muros recrecidos y derribo de cubiertas), hasta llegar al estado de abandono en que actualmente se encuentra (Fig. 3).

Los ensayos sónicos, de impacto eco y de transmisión directa, se realizaron en diferentes zonas del edificio. En el croquis que se adjunta (Fig. 4) se ubican los diferentes puntos ensayados para una mejor comprensión.



Fig. 4: Croquis de la planta baja con la ubicación de los seis puntos de ensayo.

En lo que sigue se adjuntan breves comentarios sobre la realización de los mismos.

- ▷ Puntos 1, 2 y 3: corresponden a la pared Norte del palacio. En estos puntos se realizaron ensayos de impacto-eco y medidas de ruido (Fig. 5).



Fig. 5: Ensayo para medir el "ruido" en el exterior del muro de carga Norte.

Fig. 6: Ensayo para medir el "ruido" en la cerca Este de la finca.

- ▷ Punto 4: corresponde al muro Este de cierre de la finca, justo a la entrada. Se realizó impacto-eco y medida de ruido (Fig. 6).



Fig. 7: Ensayo directo en el muro Sur con el emisor en el interior.

Fig. 8: Ensayo directo en el muro Sur con el emisor en el exterior.

- ▷ Punto 5: en el muro de carga Sur del palacio. En esta zona se pudo realizar unos ensayos de transmisión directa (Fig. 7 y 8) y de impacto eco (Fig. 9), debido a que una pequeña ventana permitió ubicar perfectamente los puntos de impacto, desde dentro y desde fuera. También se realizaron medidas de ruido.
- ▷ Punto 6: se ubica sobre el dintel de una puerta que comunica dos estancias interiores del palacio (Fig. 10).



Fig. 9: Ensayo de impacto eco en el interior del muro Sur.

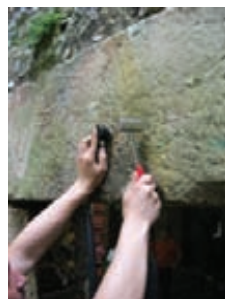


Fig. 10: Ensayo de impacto eco en un dintel de un muro interior.

Salvo en el caso del dintel, constituido a base de una piedra caliza labrada de tamaño importante, el resto de ensayos fueron realizados sobre muros armados a base de una mampostería de piedra caliza y con argamasas de cal. Dicha afirmación, obvia bajo una mera inspección visual, fue corroborada en base a la caracterización química realizada tanto de la piedra, como de los morteros, mediante microanálisis con sonda electrónica (EDAX, Fig. 11), análisis por fluorescencia de rayos X (XRF) y análisis por difracción de rayos X (XRD, Fig. 12).

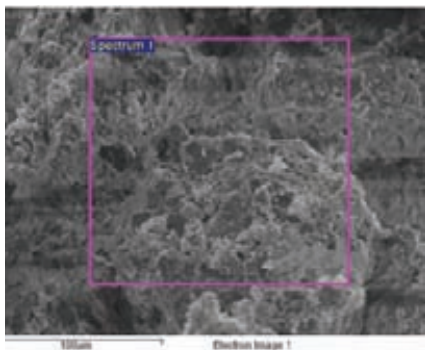


Fig. 11: Micrografía del mortero.

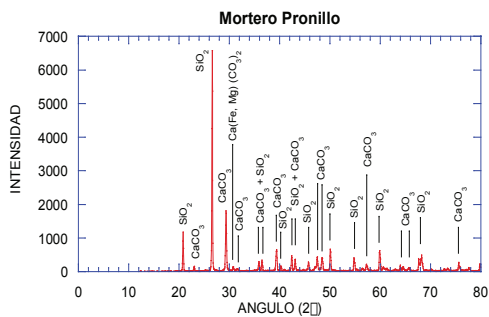


Fig. 12: Análisis mineralógico del mortero mediante difracción de rayos X.

Los resultados ilustrados en este artículo se basan en el punto 5, pues es mayor la información disponible sobre el mismo (ver descripción de los ensayos realizados en este punto: tabla 1). No obstante, solamente los ensayos de impacto eco propiamente dichos han sido empleados. En la Fig. 13 se puede observar una señal en el dominio del tiempo recogida por los sensores en dicho punto.

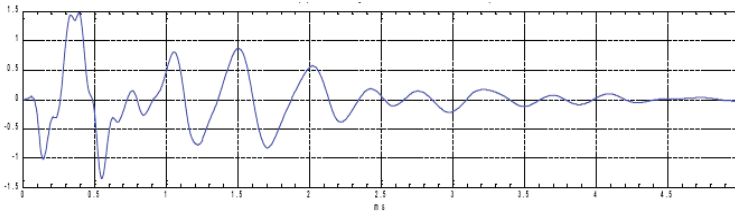


Fig. 13: Typical raw time domain signal.

Las medidas de señal en el dominio del tiempo fueron adquiridas con una frecuencia de muestreo de 200 kHz prolongándose el tiempo de adquisición durante 50 ms. Siempre se adquiere, como medida del estado de referencia, un registro del ruido natural del emplazamiento. En este caso, la frecuencia de adquisición se eleva hasta 1 MHz, mientras que el tiempo de escucha se reduce hasta los 10 ms.

En este caso, todas las medidas de ruido tienen aproximadamente la misma amplitud, varios órdenes de magnitud por debajo de la señal útil y por tanto, no interfiere en la interpretación ésta.

3. Procesado de señales

Las señales adquiridas son importadas a MATLAB[®]. Hemos escrito un pequeño programa para calcular y representar las transformadas de Fourier a la señal adquirida. La tipología de los resultados puede verse en la Fig. 14.

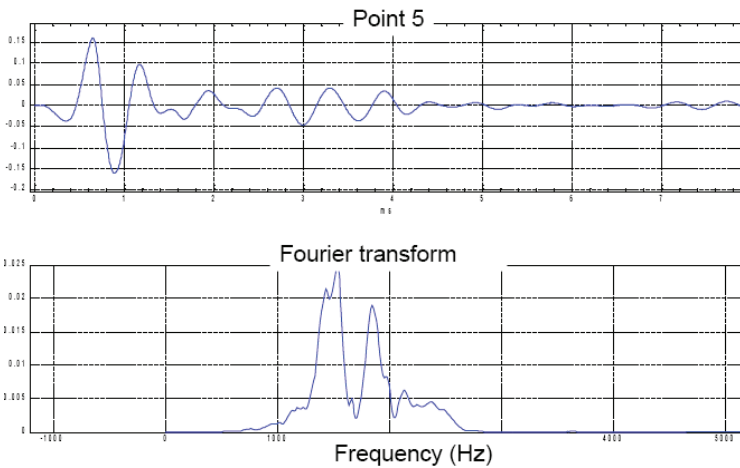


Fig. 14: Time domain Impact-Echo signal and its Fourier transform.

Tabla 1: Ensayos de ruido, impacto eco y de transmisión directa realizados sobre el muro de carga Sur del Palacio de Riva Herrera (punto 5), con fecha 04-06-09. El muro, de mampostería caliza y mortero de cal, presenta un espesor de 73 cm.

Clave	Punto	Gel ¹	Presión ²	Comentarios
Ruido 11	5	C	P	10 ms ³ , 1 Mhz ⁴
Ruido 12	5	C	P	10 ms, 1 Mhz
Impacto eco (dentro)	5a	C	P	
Impacto eco (dentro)	5b	C	P	15 cm entre impacto y sensor
Impacto eco (dentro).promedio 5 impactos	5cAVG	C	P	50 ms, 200 kHz
Ensayo directo Dir5iea	5	C	P	Impacto dentro 50 ms, 200 kHz
Ensayo directo Dir5ieb	5	C	P	Impacto dentro 50 ms, 200 kHz
Ensayo directo Dir5iecAVG	5	C	P	Impacto dentro 50 ms, 200 kHz Promedio 5 impactos
Ensayo directo Dir5eia	5	C	P	Impacto fuera 50 ms, 200 kHz
Ensayo directo Dir5eib	5	C	P	Impacto fuera 50 ms, 200 kHz
Ensayo directo Dir5eicAVG	5	C	P	Impacto fuera 50 ms, 200 kHz Promedio 5 impactos
Impacto eco fuera	5d	C	P	50 ms, 200 kHz
Impacto eco fuera	5e	C	P	50 ms, 200 kHz
Impacto eco fuera	5fAVG	C	P	50 ms, 200 kHz Promedio 7 impact.
Ruido 13	5	C	P	10 ms, 1 Mhz
Ruido 14	5	C	P	10 ms, 1 Mhz

El procesado conlleva analizar la forma de la onda en el dominio del tiempo así como su transformada de Fourier, identificando las frecuencias a las que se presentan los picos predominantes (resonancias) para su posterior interpretación.

- 1 C con gel, S sin gel.
- 2 P con presión, NP sin presión.
- 3 Tiempo de adquisición en milisegundos.
- 4 Frecuencia de adquisición.

4. Interpretación de resultados

La interpretación es, en este artículo, la elaboración de un modelo (o varios) hipotéticos capaces de reproducir los resultados obtenidos.

Se destaca que la propuesta de modelos se realiza solamente basada en los datos obtenidos de los distintos ensayos *de impacto eco* realizados *sobre el mismo punto*.

En esta metodología la velocidad es una incógnita del problema. Cada capa propuesta tiene la suya y es desconocida. Una opción es recurrir a ensayos diferentes para determinarla y otra intentar estimarla como parte del método junto con las profundidades.

El punto 5 se ubica en el muro de carga Sur del palacio, en una zona accesible por ambas caras de la pared, de manera que se pudieron repetir los ensayos desde dentro y desde fuera, para poder contrastar los resultados y tratar de ofrecer, al menos, diversos casos posibles de estructura interna de la pared.

La Fig. 15 presenta los espectros (superpuestos) de diferentes ensayos efectuados desde la misma cara externa.

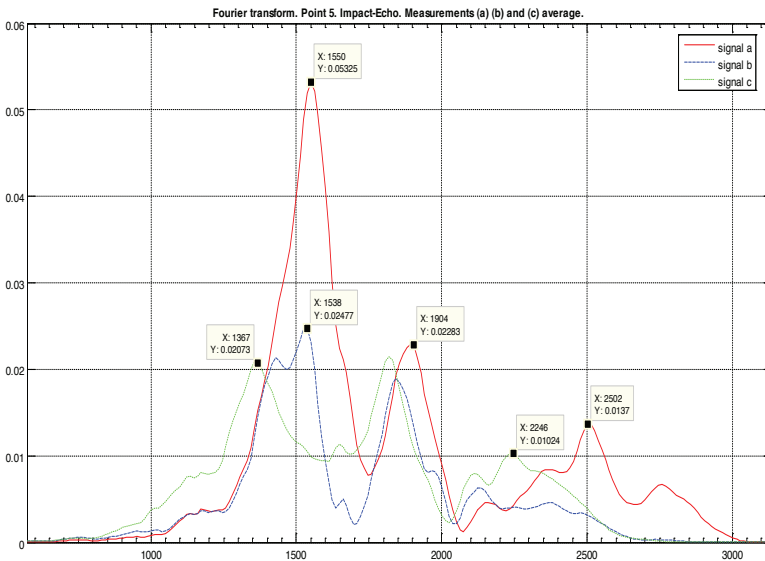


Fig. 15: Fourier transform of point 5's signals.

Como se puede comprobar existen tres picos destacados: 2500, 1900 y 1.500 Hz aproximadamente. Pero, sobre todo, se observa la existencia consistente de tres zonas de resonancia que, hipotéticamente, pudieran corresponder a tres capas de la pared.

4.1 Modelo propuesto

Cada pico de la transformada se considera generado por el rebote de las ondas en una interfase. Esta interfase puede separar dos medios con distinta impedancia acústica o ser un defecto extenso en el seno de un material, por otro lado, homogéneo. De este hecho puede extraerse una primera conclusión: parecen existir tres zonas en el interior de la pared.

Los picos de frecuencias más altas corresponden a interfases más cercanas a la fuente emisora de energía, es decir más cercanas a la superficie en que impacta el martillo. Por el mismo motivo, los picos de frecuencias más bajas vendrían provocados por rebotes en superficies más profundas. El pico de menos frecuencia (1.500 Hz) puede corresponder a la superficie interior de la pared, que separa dos medios con impedancia acústica muy dispar: la piedra y el aire (por ello que la amplitud en el espectro de frecuencias sea muy grande).

Esta primera conclusión se ilustra geoméricamente en la Fig. 16, donde puede verse una pared de 73 cm (espesor medido in situ) formada por tres zonas de ancho desconocido, al menos de momento. De manera que el modelo que se propone sería algo más o menos así: según se infiere de la transformada.

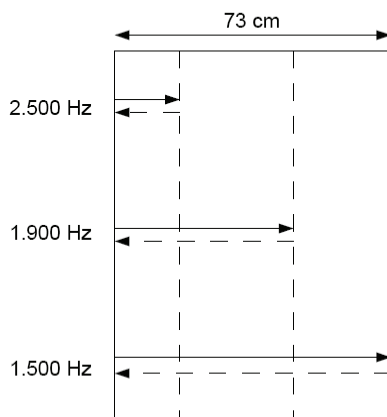


Fig. 16: Model 1 for wall on point 5.

Los espesores son desconocidos porque no se conoce la velocidad de propagación de la onda en cada uno de los distintos materiales. Para estimar la velocidad de propagación, se analiza la onda generada por transmisión directa. Utilizando la llegada de la onda P se puede calcular la velocidad media de propagación en la pared. En total se realizaron seis ensayos de transmisión directa, de los cuales se obtienen los siguientes resultados.

De las velocidades de la Tabla 2 se puede calcular la media, con un valor de 1.823,5 m/s. La dispersión es muy pequeña (desviación típica de 118.6) y por tanto, presenta en términos relativos (coeficiente de variación de 0.07) una magnitud claramente compatible con errores experimentales.

Tabla 2: Observed averaged velocities.

Señal	Velocidad observada
1	1.678 m/s
2	1.972
3	1.759
4	1.848
5	1.946
6	1.738

Conviene notar que esta velocidad es la media ponderada de las distintas velocidades de propagación a través de los diversos materiales por los que atraviesa la onda en su viaje a través de la pared.

En principio, diversos escenarios cuantitativos resultan compatibles con las señales analizadas. Se ofrece, no obstante, como aproximación razonable un modelo que considera que los materiales son lo suficientemente parecidos como para poder suponer que la velocidad es la misma en las tres capas y que la separación entre ellas, con entidad física propia debida al proceso constructivo, es la responsable de las reflexiones obtenidas.

En este modelo multicapa los picos de frecuencia vendrían regulados por las siguientes ecuaciones:

$$f_1 = \frac{C_{p,1}}{2 \times T_1} \tag{2}$$

Para el segundo eco:

$$f_2 = \frac{1}{\frac{2T_1}{C_{p,1}} + \frac{2T_2}{C_{p,2}}} \tag{3}$$

Para el tercer eco:

$$f_3 = \frac{1}{\frac{2T_1}{C_{p,1}} + \frac{2T_2}{C_{p,2}} + \frac{2T_3}{C_{p,3}}} \tag{4}$$

Siendo $C_{p,i}$ y T_i las velocidades de propagación y los espesores de cada zona, respectivamente.

A partir de estas ecuaciones, conocida la velocidad (considerada como la media ponderada de las distintas velocidades de propagación de la onda longitudinal), quedan perfectamente determinados los espesores de las capas implicadas. El fondo del muro estaría a unos 61 cm de profundidad. La primera hoja tendría un espesor aproximado de unos 36 cm, la segunda hoja aproximadamente unos 12 cm, y la tercera unos 13 cm, las incertidumbres integradas en esta aproximación rondarían los dos centímetros. Lo más interesante es, sin duda, la identificación de la zonación correcta y también el hecho de que las potencias estimadas son compatibles con la estructura real interna del muro tal como se desprende de las Fig. 17 y 18 (corresponden a otro muro del palacio, similar al estudiado)

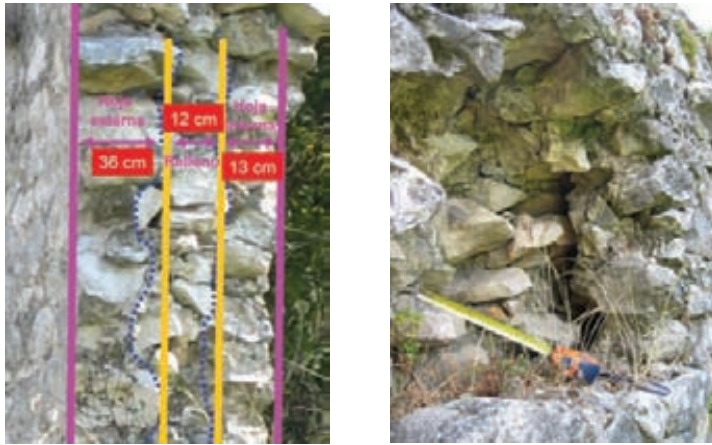


Fig. 17: Esquema de distribución interna de materiales en uno de los muros.

Fig. 18: Aspecto de la tercera hoja y la interfase entre ésta y la segunda hoja.

La complejidad de la solución del sistema, así como su nivel de indeterminación no han sido completamente caracterizados. Otra soluciones parecen ser también posibles. Se trabaja activamente sobre esta vía.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Excmo. Ayuntamiento de Santander la buena disposición mostrada en relación a la realización de los ensayos relacionados en el Palacio de Riva-Herrera.

References

- [1] Sansalone & Streett. *Impact-Echo. Nondestructive Evaluation of concrete and Masonry*. Bullbrier Press. 1997.
- [2] Odile A. et al. *Time Frequency Analysis of Impact echo signals: numerical modelling and experimental validation*. ACI Materials Journal, v.97, nº 6. 2000.
- [3] Carino, N. J. *The impact-echo method: an overview. Proceedings of the 2001 Structures Congress & Exposition*, May 21-23, 2001, Washington, D.C., American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, Peter C. Chang, Editor. 18 p. 2001.
- [4] Lombillo, I.; Villegas, L. *Metodologías no destructivas aplicadas a la rehabilitación del patrimonio construido: un estado del arte (Parte 2)*. Revista END de la Asociación Española de Ensayos No Destructivos, nº 44. 2º Trimestre 2008.
- [5] Villegas L., et al. *Estudios Previos a la redacción del Proyecto de Rehabilitación del Palacio de Riva Herrera*. Elaborado a instancia del Exmo. Ayuntamiento de Santander, 2006.

Análisis de señales sísmicas mediante Wavelets y su aplicación para el diagnóstico y rehabilitación del palacio de Riva-Herrera, Santander

J. P. Fernández¹, P. Gómez², I. Lombillo², A. García-Lengomin¹

¹ **Unidad de Modelización Geofísica, Universidad de Oviedo.**

² **Dpto. de Ingeniería Estructural y Mecánica, Universidad de Cantabria. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P. Avda. Los Castros s/n, Santander, 39005 España. www.gted.unican.es**

Resumen. *El presente estudio se centra principalmente en el análisis de algunas señales sísmicas mediante la transformación por ondículas (wavelet transform, en inglés) para la caracterización estructural del palacio de Riva-Herrera (Santander, Cantabria). En particular, se aplica la denominada CWT (continuous wavelet transform) empleando la ondícula de Morlet para este caso particular, tanto en modo real como en versión compleja. La transformación arroja luz sobre la zonación interna del muro y, por tanto, puede considerarse como una herramienta complementaria a otros tipos de ensayos.*

1. Introducción

La herramienta matemática empleada fundamentalmente en el análisis de señales es la transformada de Fourier. Se trata de una herramienta especialmente orientada al análisis de señales estacionarias y que ofrece una resolución total en frecuencias. Sin embargo, presenta algunos inconvenientes importantes.

El principal problema es que la transformada de Fourier ofrece información de la señal con resolución infinita en términos de frecuencias, pero absolutamente deslocalizada en el tiempo. Es decir, no informa sobre en qué zonas de la señal están presentes o ausentes ciertas frecuencias. Si la señal es estacionaria entonces, por definición, todas sus características (entre ellas el contenido frecuencial) permanecen constantes a lo largo del tiempo y la transformación de Fourier es adecuada. Sin embargo, si la señal presenta fuertes transitorios, como en el caso de pulsos analizados aquí, las características espectrales de la señal pueden cambiar mucho en diferentes porciones de la misma [1].

La transformada continua de ondículas (CWT) es una herramienta que permite caracterizar el contenido espectral de una función, dando información, simultáneamente, del tiempo en el que están presentes estas frecuencias. Para ello, en lugar de expresar la señal como combinación lineal de armónicos puros (senos y cosenos), la descompone en términos de funciones oscilantes, denominadas ondículas (wavelets), de duración limitada.

Para que una función oscilante sea considerada como ondícula debe cumplir ciertas condiciones de admisibilidad [2]. Así como los armónicos puros en el análisis de Fourier varían en función de la frecuencia las diferentes ondículas empleadas para expresar la información de la señal cambian dependiendo de dos parámetros: Un parámetro de localización, b , y otro de escala, a . De este modo, cualquier ondícula se puede obtener por traslación y escalado de una ondícula de referencia que se suele denominar ondícula madre.

$$\psi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-a}{b}\right) \quad (1)$$

Los parámetros a y b representan la escala y la posición temporal respectivamente. Para valores grandes de a , la ondícula es más “ancha” y se “comprime” para valores pequeños de la escala. Por tanto, para escalas grandes, la ondícula es capaz de captar bien el comportamiento de la señal a baja frecuencia, mientras que a escalas pequeñas, quedan bien definidas las frecuencias altas. Existe una relación inversa entre la denominada frecuencia central de la ondícula y su escala.

El contenido frecuencial de cada ondícula se asigna al tiempo b , que es el parámetro de localización de la información dentro de la señal.

La CWT de una señal $\square(t)$ se obtiene mediante la correlación de la función en el dominio de tiempo $\square(t)$ con todas las ondículas $\psi_{a,b}$ según la siguiente expresión:

$$Wf(a,b) = \langle f, \psi(a,b) \rangle = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \psi_{a,b}^*(t) dt \quad (2)$$

Los coeficientes así obtenidos contienen la misma información de la señal temporal, pero la muestran separada por situaciones y escalas. La señal puede reconstruirse a partir de la CWT mediante la fórmula de reconstrucción:

$$f(t) = \frac{1}{C_{\psi}} \int_0^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} Wf(a,b) \psi_{a,b}(t) da \frac{db}{b^2} \quad (3)$$

Seguidamente se empleará un tipo de ondícula denominada ondícula de Morlet. Su uso ha sido recomendado en varias publicaciones [3,4]

2. Metodología

El palacio de Riva-Herrera en Santander es el edificio civil más antiguo de la ciudad y esta construido fundamentalmente por roca caliza, presentando también en determinados elementos constructivos Arenisca Blanca y Arenisca Roja.

Se ha procedido a la realización de ensayos acústicos, fundamentalmente en la modalidad de impacto eco [5], sobre la superficie de algunos de los muros del Palacio, con la intención de valorar la utilidad preliminar del método para este tipo de estructuras.

Uno de los puntos de ensayo, sobre cuyas señales se trabaja en este artículo, se ilustra en la Fig. 1.



Fig. 1: Ilustración de uno de los muros del Palacio. Véase el operario a la izquierda sujetando el sensor apoyado en la superficie y el martillo en la mano derecha. A la derecha, otro operario sujeta el gel de acoplamiento y coordina el trabajo.

La técnica de Impacto-Echo se basa en la propagación de pulsos transitorios en un medio (considerado como) elástico. El pulso energético, introducido mediante el emisor, se propaga por el medio hasta una posible intercara o discontinuidad, donde parte de la energía es reflejada y vuelve nuevamente a la superficie de partida. El contraste de impedancia con el aire ocasiona un nuevo rebote y el ciclo se repite (con dispersión y amortiguamiento) varias veces hasta que energía asociada al pulso se extingue, véase esquema en la Fig. 2.

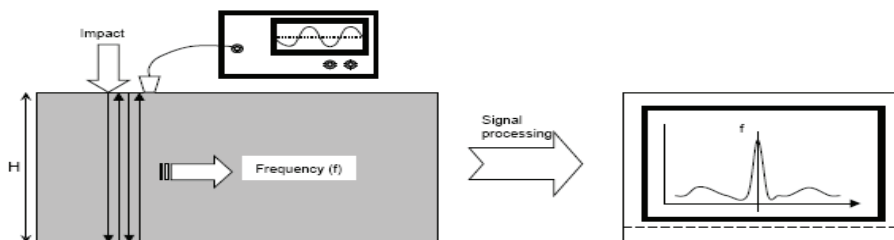


Fig. 2: Impact-Echo. Basics.

El ensayo efectuado ha producido una señal digitalizada a una frecuencia de muestreo de 200 kHz. El muro presenta un grosor de 73 ± 1 cm (puede medirse a través de la ventana). La distancia de impacto entre el martillo y el receptor es de aproximadamente 15 cm.

Una de las señales obtenidas puede verse, en el dominio del tiempo, en la Fig. 3.

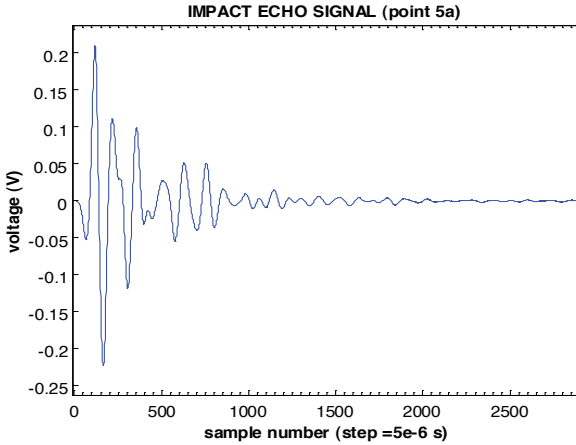


Fig. 3: Ilustración de la señal en el dominio del tiempo. Esta señal se analiza mediante ondículas. Puede verse la onda superficial así como los primeros rebotes del eco.

Para el análisis se empleará la transformada continua en ondículas. La ondícula elegida es la ondícula de Morlet. Se trata de una ondícula que tiene por expresión:

$$\psi(s) = e^{i\eta s} \frac{e^{-s^2/2\sigma^2}}{\sqrt{2\pi\sigma}} \tag{4}$$

Donde los parámetros η y σ son, respectivamente, la frecuencia central de análisis y la escala de la envolvente.

Inicialmente se realiza un análisis continuo con la versión real de la ondícula proporcionada por MATLAB® en la herramienta denominada continuous wavelet análisis. Se obtienen resultados interesantes en términos de zonación y de identificación de frecuencias de resonancia.

A continuación se complementa el análisis con la realización de la transformada compleja continua. La amplitud informa sobre la distribución en tiempos y escalas de la energía y la fase informa sobre las llegadas de pulsos, independientemente de la energía. Es decir, en el diagrama de fase, la intensidad de las llegadas no depende de la energía de la onda y, por eso, incluso llegadas débiles son visibles.

Los dos análisis producen resultados similares, como se verá en la siguiente sección, compatibles con el obtenido mediante análisis de Fourier.

3. Resultados y discusión.

La realización de la transformada continua de ondículas (con Morlet, en versión no compleja) a la señal mostrada en la Fig. 3 produce el escalograma que puede verse completo en la Fig. 4.

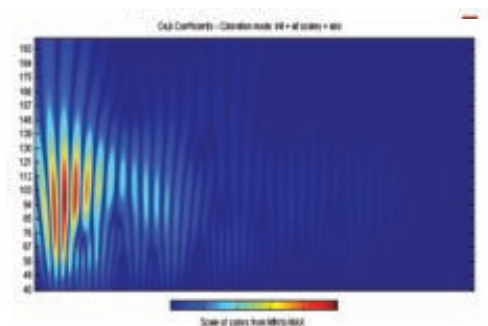


Fig. 4: Ilustración del escalograma de la señal donde puede observarse la concentración de la energía en un determinado rango de escalas y al principio de la señal. A la izquierda, vista tridimensional.

Básicamente se deduce del mismo la acumulación de la energía recibida por el sensor al principio de la señal (aproximadamente hasta la muestra número 1000) y en el rango de escalas comprendido entre 50 muestras y 130. Esto implica longitudes de onda temporales de entre 0.25 y 0.75 ms.

La Fig. 5 presenta un zoom de la zona de la Fig. 4 que concentra máxima energía, para realizar una interpretación más detallada.

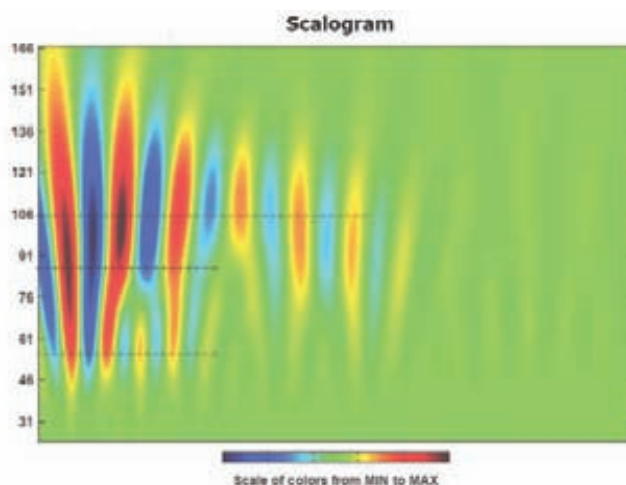


Fig. 5: Obsérvese la periodicidad aparente de las llegadas. Se han señalado tres niveles de escala (o frecuencias) diferentes donde la periodicidad cambia.

Las bandas verticales del escalograma deberían ser interpretadas como zonas de alta correlación entre la señal y la forma de la ondícula. Se utilizarán aquí, por tanto, para identificar la llegada de pulsos al receptor. Los colores contienen información de fase, de manera que las periodicidades deben ser observadas empleando bandas verticales del mismo color (por ejemplo, rojo-anaranjado).

La primera banda roja indica la llegada del primer pulso. Se observa que el primer eco contiene básicamente información de todas las frecuencias mostradas en la imagen.

La primera línea horizontal indicada en la Fig. 5 muestra una escala de ondícula (anchura temporal de la misma) de unas 60 muestras aproximadamente que corresponde a frecuencias del orden de 2620 Hz. Un pico a estas frecuencias aparece igualmente en la transformada de Fourier. Se observan cuatro rebotes con estas características.

La siguiente línea se traza a una escala del orden de 87 muestras, que corresponde a una frecuencia central de unos 1890 Hz. En este nivel, la periodicidad se hace más espaciada y las longitudes de onda son mayores. Dura algo más que las ondas de alta frecuencia del primer nivel y podrían representar reflexiones de un nivel inferior. Las frecuencias detectadas son compatibles con el análisis de Fourier y sugieren que la profundidad es algo mayor.

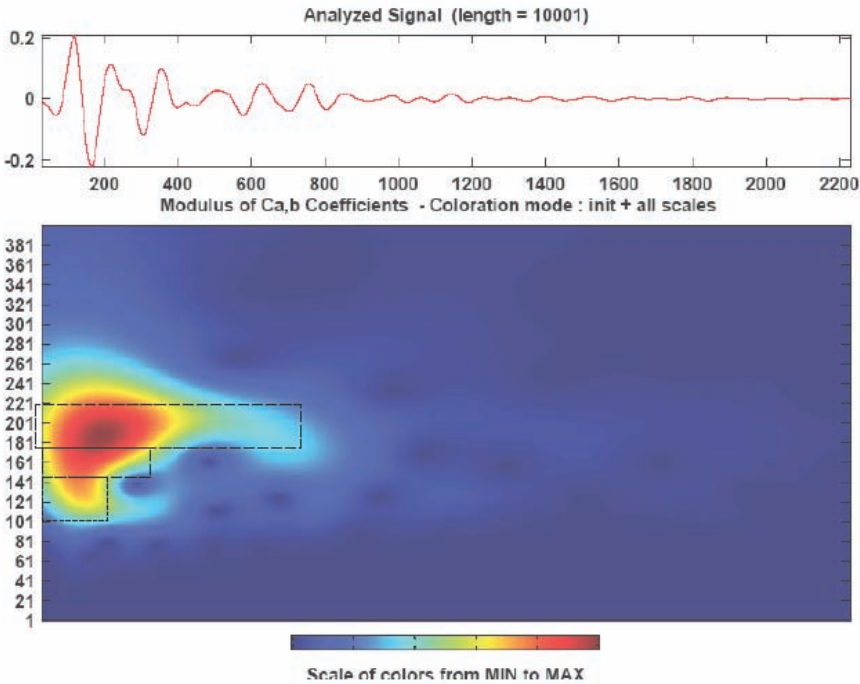


Fig. 6: Arriba, señal procesada. Abajo, escalograma de amplitudes. Obsérvese la concentración de la energía en la zona rojo-amarillenta. Se han identificado tres niveles de diferente duración.

El escalograma, por lo tanto, sugiere una zonación en tres niveles. Los dos más profundos estarían más cercanos entre sí que el primero, suponiendo una cierta homogeneidad en las velocidades.

El tratamiento de la señal mediante la ondícula compleja de Morlet confirma y amplía estas intuiciones. La transformación proporciona el escalograma de amplitudes y el de fases. El escalograma de amplitudes puede visualizarse en la Fig. 6. Contiene información sobre la distribución de la energía en

el tiempo y en las escalas. Debe tenerse en cuenta que, dado que la ondícula es diferente, las escalas no son idénticas a las anteriores. Pero en términos de frecuencia, los resultados sí son comparables.

El escalograma de amplitudes informa sobre la concentración de la energía constructiva en la señal recibida. Se ha identificado un rango entre las escalas 101 y 241 fuera del cual la energía que llegue, aunque pueda poseer periodicidad, no contribuiría en términos interpretativos. Asimismo se han identificado tres zonas diferenciadas por su distinta duración en el tiempo. Los resultados son compatibles con el análisis anterior y muestran que las tres frecuencias identificadas están presentes en intervalos de distinta duración.

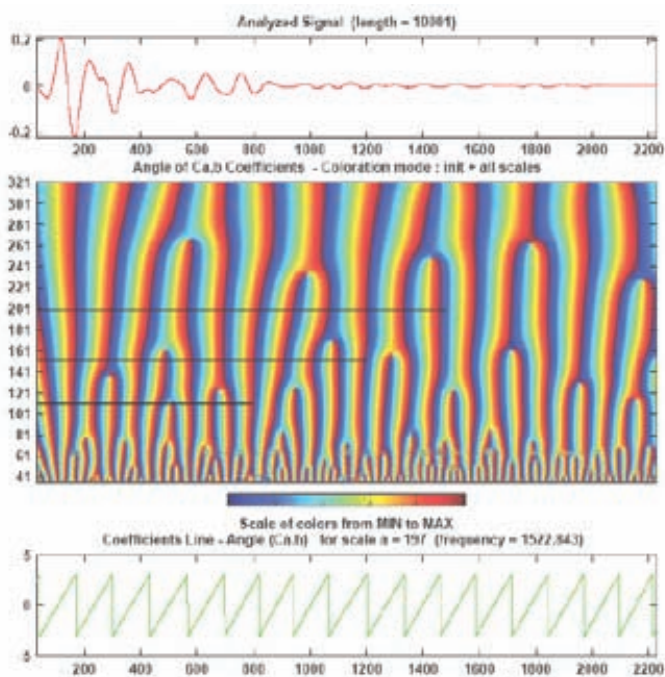


Fig. 7: Arriba, señal procesada. Medio, escalograma de fases. El valor cero corresponde a una coloración de transición entre verde y azul. Véase que bandas verticales con esa coloración aparecen con profusión. Abajo, corte a la frecuencia 1522, que permite el cálculo más preciso de dicha periodicidad.

En la Fig. 7 se muestra el escalograma de fases. La idea es la siguiente: la llegada de ecos consistentes al receptor en un instante determinado implica la llegada EN FASE al receptor de todas las frecuencias relevantes en ese momento. El problema de identificación de llegadas se transforma en un problema de localización de instantes donde la fase se anule en un rango apreciable de frecuencias. Se formarían así, nuevamente, bandas verticales cuya periodicidad podría emplearse para calcular la extensión temporal de las diferentes capas.

Aunque la Fig. 7 no permite la realización de los cálculos de viso, sí la ilustración de la metodología. La energía relevante se halla entre las escalas 101 y 241, como antes se ha mencionado. Sin embargo, la información de fase se presenta con igual intensidad independientemente del nivel energético, lo cual permite considerar llegadas débiles.

Restringiéndose a la zona relevante se pueden identificar tres niveles, caracterizados por tres frecuencias diferentes (Tabla 1). A frecuencias intermedias ocurren convergencias entre bandas verticales lo cual debe interpretarse como interferencia desfasada hasta que se llega a un nuevo nivel donde nuevamente se entra en fase.

Tabla 1: Identificación de niveles.

Escala	Frec. (Hz).	Período temporal en número de muestras (promedio)
108	2770	70
155	1935	110
201	1515	130

Los períodos temporales pueden ser convertidos en tiempo multiplicando por el tamaño de paso: 5 microsegundos. Asumiendo correcta la identificación de tres niveles, el primero, más superficial tendría un tiempo de tránsito simple de entre 0.18 y 0.20 ms de media; la segunda capa de 0.1 ms y la tercera, más profunda de 0.05-0.08 ms. Por tanto estarían en la proporción 2:1:0.8.

Si se considerase una desviación pequeña de la homogeneidad, la proporción temporal podría traducirse en proporción espacial y obtendríamos una lámina externa gruesa y dos internas más delgadas y aproximadamente iguales.

Una inspección en otro muro similar del palacio, ilustrada en las Fig. 8 y 9, muestra cómo estas conclusiones son sensatas.

4. Conclusiones.

En este estudio se ha visto como la transformada CWT puede representar una alternativa al clásico análisis de Fourier corroborando y ampliando sus conclusiones, cuando se pretenden estudiar estructuras construidas por el método de impacto eco.

El campo de actuación abierto es grande. Los materiales ensayados son complejos y será imprescindible el desarrollo de herramientas de modelización para afinar la interpretación. Sin embargo, las aportaciones del método en términos de zonación parecen relevantes y ponen las bases para otros estudios realizados en modo diferencial, esto es, comparación entre diferentes puntos de una línea o área de estudio.

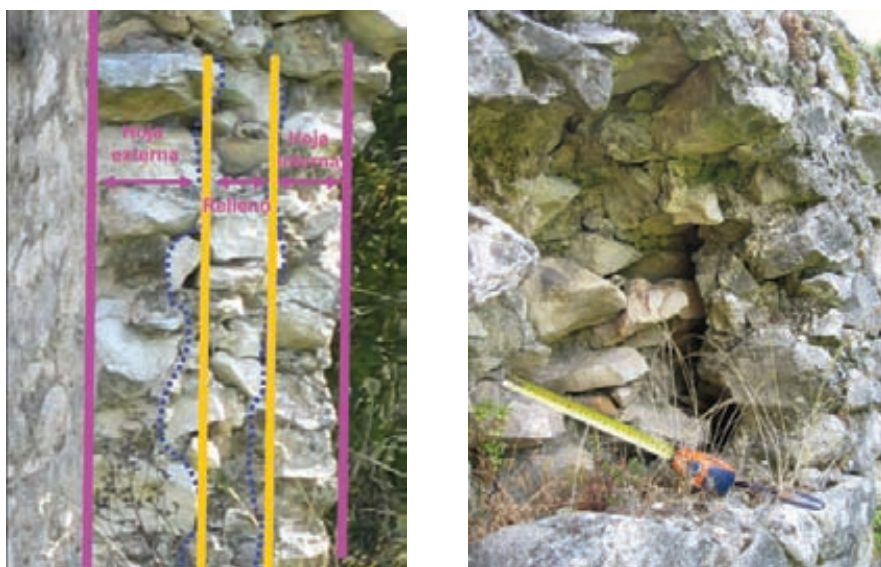


Fig. 8 y 9: Esquema de distribución interna de materiales en uno de los muros.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Excmo. Ayuntamiento de Santander la buena disposición mostrada en relación a la realización de los ensayos relacionados en el Palacio de Riva-Herrera.

Referencias

- [1] Fernández Álvarez, J.P., Fernández Muñiz, M.Z., Fernández Martínez, J.L., Sirieix, C., (2007), *Aplicaciones de la técnica de las ondulitas a los problemas medioambientales*, in 12th internacional congress on Energy and Mineral Resources.
- [2] Mallat, S.A; (1998). *A wavelet tour of signal processing*, Academic Press.
- [3] Xing-Gong, Li and Tadeusz, J.U., (2000) Multiscale trace decomposition and attribute analysis using the Morlet wavelet transform. Report UBC.
- [4] Po-Liang, Yeh, Pei-Ling, Liu., (2008). *Application of the wavelet transform and the enhanced Fourier Spectrum in the impact echo test*. NDT&E International, v.41, 382-394.
- [5] Sansalone & Streett. 1997. *Impact-Echo. Nondestructive Evaluation of concrete and Masonry*, Bullbrier Press.

Stresses quantification in structural steel bars by X-Ray diffraction technique. PART I: Concepts

S, Sánchez Beitia

Basque Country Univ., Fac. of Architecture. Oñate Place, 2, 20018 San Sebastián (Spain)
santiago.sanchez@ehu.es

Abstract. *The paper deals about the concepts involved in the X-Ray Diffraction technique. The experimental procedure is NDT (No Destructive Testing) being useful to obtain the existent stresses in all kind of structural steel elements.*

1. About the microstructure of steels

In general the steels are polycrystalline (always) and polyphasic (sometimes) materials composed by a solid solution of carbon into an iron matrix. From the microscopic point of view the steels are constituted by "Grains" with variable size but for common steels in average may be considered of 15 microns in diameter. Their shape is not spherical although to fix concepts can be thus considered in a first approximation. Each grain is a monocrystal consisting of a set of crystallographic planes (planes more "denser" defined by their Miller numbers "h, k, l") parallel and separated between them by a constant distance "d". However, each monocrystal (grain) has a spatial orientation of their crystallographic planes, different from those of the adjacent grains. The whole forms a big amount but discrete number of "grains", with their crystallographic planes spatially oriented at random (Fig. 1). The space between the "grains" consists of "dislocations" that are accommodations of the crystallographic orientation from a "grain" to its adjacent.

If the steel contains only a phase (monophasic steel) the spacing between the crystallographic planes in all the grains is the same. Ferrite, Austenite, Martensite and Pearlite are the most common phases forming the steels. Each of these has its own crystallization system with their crystallographic planes perfectly defined by the specific Miller numbers. The distance between these planes in the absence of external mechanical stress is unique and characteristic of the crystallization system different from the other phases.

Generally the steels include one or two of the phases above mentioned. A stainless steel can be an austenitic steel (low yield stress) or a martensitic steel (high yield stress), depending on service requirements. The most common steels are ferritic or ferritic-pearlitic ones.

The ferrite phase has a crystallization system called Body Centered Cubic (BCC) whereas pearlitic phase is a compound consisting of alternate sheets of ferrite and cementite. This is an intermetallic compound that corresponds to a hexagonal crystallization with the C_3Fe_4 proportion. Phase pearlite, as well as the rest of phases, appears in the steels in the form of grains. Finally, Austenite and Martensite phases crystallize in Face Centered Cubic (FCC) and Hexagonal Compact (HC) systems respectively.

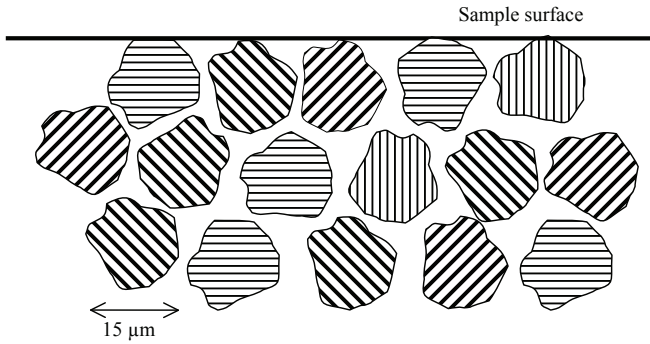


Fig. 1. Microstructure of the steels consisting of a single phase. All the grains are monocrystals with identical distance between their crystallographic planes. Two grains differ in the spatial orientation of their crystallographic planes.

2. About the X-Ray Diffraction phenomenon

The X-ray diffraction phenomenon is a “reflection” of an incident radiation over the crystallographic planes of material lattice which only takes place for a particular angle of incidence. The “reflection” only occurs for a particular tilt (θ_0) of x-ray incident beams. Unlike the diffraction, reflection has place for all the inclinations of incident beams. The diffraction phenomenon must be understood under quantic explanation far the objectives of this paper.

The relationship between the separation of the crystallographic planes of a phase (d_0) and the inclination of diffraction (θ_0), is controlled by the Bragg’s diffraction law (Ref. [1]):

$$2 d_0 \text{ sen } \theta_0 = \lambda$$

being λ the radiation wavelength. Schematically, the diffraction phenomenon in the absence of external mechanical stresses, can be observed in Fig. 2. For any other different inclination of incident beams radiation diffracted is not detected (Fig. 3).

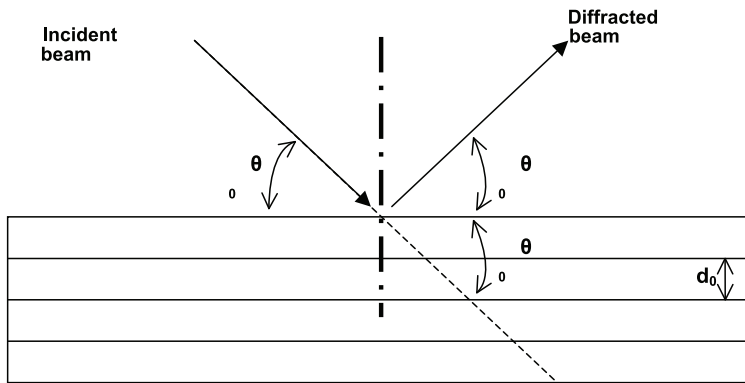


Fig. 2. Phenomenon of diffraction

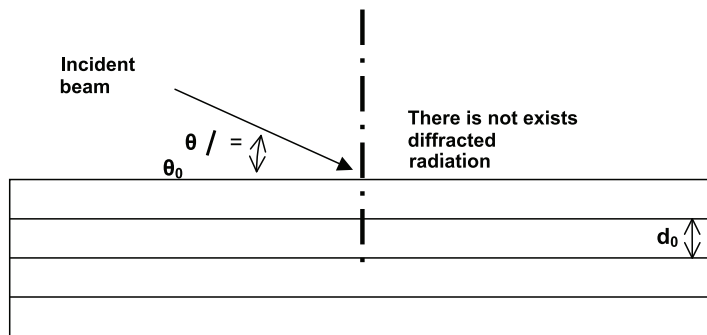


Fig. 3. For any other tilt that does not meet Bragg's law diffracted radiation is not detected.

3. Application of X-Ray diffraction technique for stresses measurements (Ref. 1)

Following the concepts described in the previous sections, X-Ray diffraction on conventional steels is shown in Fig. 4. Diffracting grains are marked by means of "D". As it has been above mentioned only diffraction appears when the grains lattice is oriented in a particular way. The rest of grains have their crystallographic planes oriented according an inclination that not meets the condition of the Bragg's law. Fig. 5 shows other grains originating diffracted radiation (marked with "D"). In this case, the diffraction geometry is different from the previous case but it also strictly meets the Bragg's law.

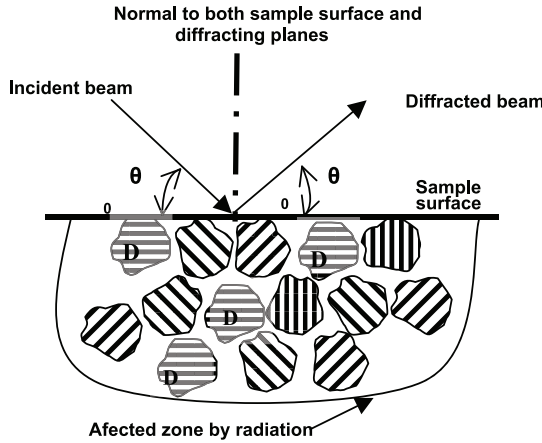


Fig. 4. X-Ray diffraction on monophasic steels.

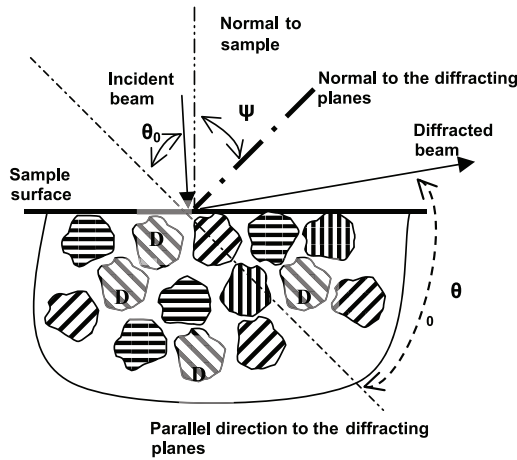


Fig. 5. Another diffraction geometry

External mechanical stresses are manifested by a new value of the distance between the crystallographic planes “ $d_{\varphi\psi}$ ” with regard to the value in an unloaded situation (d_0). This variation causes a variation of $\theta_{\varphi\psi}$ with regard to θ_0 according Bragg’s law. Differentiation of Bragg’s law yields the relationship

$$\varepsilon_{\varphi\psi} = (d_{\varphi\psi} - d_0) / d_0 = -\cotg(\theta_0) (\theta_{\varphi\psi} - \theta_0)$$

between the strain $\varepsilon_{\varphi\psi}$ of the deformed crystal and the angular shift of the diffraction beam ($\theta_{\varphi\psi} - \theta_0$). Here, φ and ψ are the angles of the diffracting lattice plane normal (rotation and tilt)

relative to the fixed coordinate system (Fig. 6); $d_{\varphi\psi}$ is the lattice spacing between diffracting planes of the type $\{hkl\}$ and d_0 is the corresponding stress free lattice spacing.

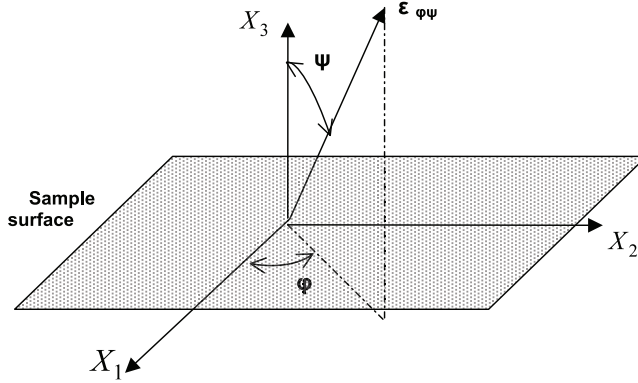


Fig. 6. Principal stresses reference system X_i . $\varepsilon_{\varphi\psi}$ direction is coincident with the normal to the diffracting planes.

In addition, considering a continuous, homogeneous and isotropic material (general conditions in the steels except in certain very specific cases in which the material presents a certain texture) and considering small stresses gradients in the volume affected by radiation (a circle of 2 mm in diameter in surface and 0.1 mm depth) Hooke’s law allows the deduction of the following expression:

$$\varepsilon_{\varphi\psi} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{\varphi} \text{sen}^2 \psi - \frac{\nu}{E} (\sigma_{11} + \sigma_{22}) \quad (1)$$

where

$$\sigma_{\varphi} = \sigma_{11} \cos^2 \varphi + \sigma_{22} \text{sen}^2 \varphi$$

σ_{φ} represents the value of the stresses that support the material in the direction defined by φ , $\psi = \pi/2$ (Fig. 6) whereas σ_{11} and σ_{22} are the principal stresses. Obviously it has been considered a plane state of stresses in the vicinity of the sample surface ($\sigma_{33} = 0$). Equation (1) is called as “ $\text{sen}^2 \psi$ ” law. Therefore it has been considered that the strains at the “engineering” (macroscopic) level are directly linked to the microscopic strains “ $(d_{\varphi\psi} - d_0)/d_0$ ”. Some notes about this affirmation are discussed in the Annex that accompanies this paper.

Experimental procedure uses expression (1) modified replacing $\varepsilon_{\varphi\psi}$ by its deduced value in the differentiated Bragg’s law “ $-\cotg \theta_0 (\theta\varphi\psi - \theta_0)$ ”. The experimental expression takes the following form (angle units in radians):

$$\theta_{\varphi\psi} = \theta_0 + \frac{1}{2} C_1 \sigma_{\varphi} \text{sen}^2 \psi + \frac{1}{2} C_2 (\sigma_{11} + \sigma_{22}) \quad (2)$$

where

$$C_1 = \frac{1+\nu}{E} \operatorname{tg} \theta_0$$

$$C_2 = \frac{\nu}{E} \operatorname{tg} \theta_0$$

Experimentally it will get several values of $\theta_{\varphi\psi}$ depending “ $\operatorname{sen}^2 \psi$ ” values. The slope of this function (equation [2]) allows deduction of the stresses (σ_{φ}) that supports the material in the direction φ , $\psi = \pi/2$. θ_0 values are library obtained since these values are constant and unique for each type of steel or better for each “phase”. Moreover, the mechanical constants E and ν are well known with high precision for each type of steel. However, the final Annex discusses the existent problem behind these considerations.

ANNEX: Relevant considerations affecting the use of X-ray diffraction technique

For the understanding of the concepts described in this paper it will be considered the analysis on ferritic steels. The rest of cases have formally identical treatment to this here described. Ferrite phase has a type of crystallization BCC (Body Centered Cubic) with their more dense crystallographic planes defined by the numbers of Miller (2,1,1). The expression that defines the strains obtained by diffraction, Eq. (1), must be modified as follows (Ref. [2],[3] and [4]):

$$\varepsilon_{\varphi\psi}(2,1,1) = \frac{1+\nu(2,1,1)}{E(2,1,1)} \sigma_{\varphi} \operatorname{sen}^2 \psi - \frac{\nu(2,1,1)}{E(2,1,1)} (\sigma_{11} + \sigma_{22}) \quad (\text{a.1})$$

Since the mechanical behaviour of the crystallographic planes family (2,1,1) differs from that present the material in whole. X-ray diffraction cannot be considered as performed by a perfect polycrystalline sample. Diffracted radiation is only generated by the little proportion of grains with the planes family (2,1,1) in the adequate orientation (Fig. 4 and 5). This situation implies that it must define specific Crystallographic Constants “ $1/2 S_2$ (h,k,l)” and “ S_1 (h,k,l)” as follows

$$\frac{1}{2} S_2(2,1,1) = \frac{1+\nu(2,1,1)}{E(2,1,1)}$$

$$S_1 = \frac{\nu(2,1,1)}{E(2,1,1)}$$

Eq. (a.1) is modified to

$$\varepsilon_{\varphi\psi}(2,1,1) = \frac{1}{2} S_2(2,1,1) \sigma_{\varphi} \text{sen}^2\psi - S_1(2,1,1) (\sigma_{11} + \sigma_{22}) \quad (\text{a.2})$$

Experimentally the deduction of the Crystallographic Constants is feasible. Loading axially ($\varphi = 0$ in Fig. 6) a sample at laboratory with a few known stresses σ_A^i it will be measured several strains defined as follows

$$\varepsilon_{\varphi=0,\psi}(2,1,1) = \frac{1}{2} S_2(2,1,1) (\sigma_{\varphi=0} + \sigma_A^i) \text{sen}^2\psi - S_1(2,1,1) (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_A^i)$$

Comparing $\varepsilon_{\varphi=0,\psi}$ as a function of σ_A^i it is obtained a straight with the slope given by

$$\frac{1}{2} S_2(2,1,1) \text{sen}^2\psi - S_1(2,1,1)$$

Comparing again these values as a function of "sen²ψ" it is obtained a straight allowing the deduction of the Crystallographic Constants.

This empirical method is used in the majority of cases. Further often enough to use the mechanical constants of a steel E and ν (Section 3) for the deduction of stresses with reasonable degree of approximation. However must be propose a theoretical discussion in depth for the full understanding of the aspects involved in the use of X-ray diffraction technique.

The mechanical behaviour deduced in a polycrystal is heavily dependent on the scale which is obtained because each monocrystal will have its own anisotropic behaviour (Ref. [2], [3] and [4]). The quantification of strains is the average on the volume of diffracting material (small fraction of the material affected by radiation) of strains in the grains (monocrystals) contributing to the diffraction. These strains (called radiocrystallographics by some authors) should allow determine a macroscopic stresses state according to the expression (a.1).

The mechanical behaviour of the monocrystal is defined by using the Hooke's law for anisotropic materials

$$\varepsilon_{ij}^{HC} = S_{ijkl}^C \sigma_{kl}^{HC}$$

and

$$\sigma_{ij}^{II C} = C_{ijkl}^C \varepsilon_{kl}^{II C}$$

where

$\varepsilon_{ij}^{II C}$ is the strains tensor in the crystallographic reference system

$\sigma_{ij}^{II C}$ is the stresses tensor in the crystallographic reference system

S_{ijkl}^C is the Compliance tensor

C_{ijkl}^C is the elastic constants tensor of the monocrystal

Superscript "II" indicates that the values correspond to the monocrystal whereas "C" indicates a crystallographic reference system. For the ferrite phase this reference system has the three axes defined by (1,0,0), (0,1,0) and (0,0,1).

In the macroscopic level the Hooke's law may be described as follows

$$\varepsilon_{ij}^{IP} = S_{ijkl}^P \sigma_{kl}^{IP}$$

and

$$\sigma_{ij}^{IP} = C_{ijkl}^P \varepsilon_{kl}^{IP}$$

where

- ϵ_{ij}^{IP} is the strains tensor in the polycrystalline reference system on the sample
- σ_{ij}^{IP} is the stresses tensor in the polycrystalline reference system on the sample
- S_{ijkl}^P is the Compliance tensor
- C_{ijkl}^P is the elastic constants tensor of the polycrystal

Superscript "I" indicates that the values correspond to the polycrystal whereas "P" indicates a macroscopic reference system linked to sample. The relationship between this system and the associated with the monocrystal is defined by the corresponding Euler angles (α , β , ω) as shown in the following figures.

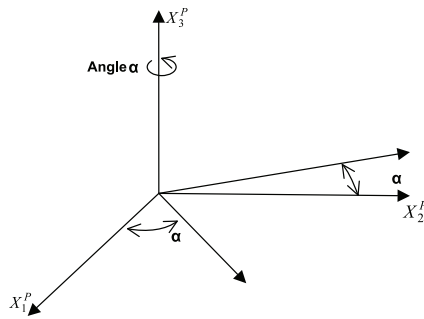


Fig. 7. Detail of the α angle

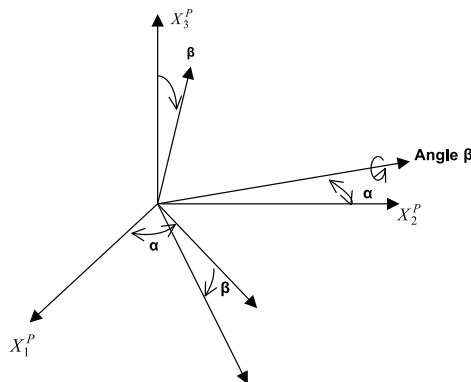


Fig. 8. Detail of the β angle

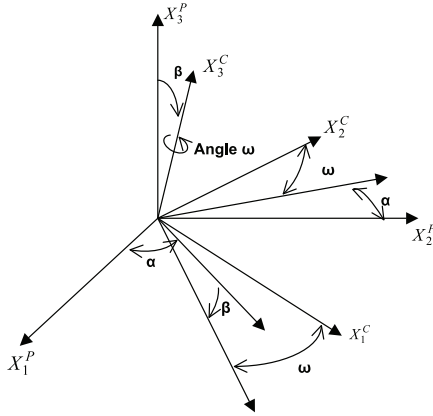


Fig. 9. Detail of the ω angle

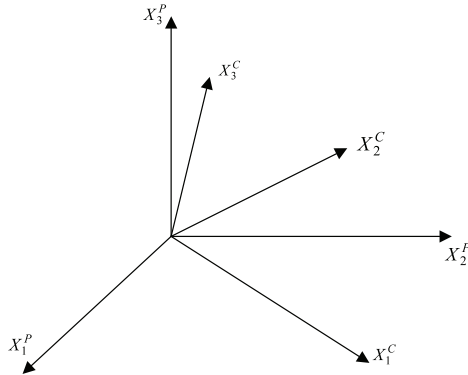


Fig. 10. Relation between the reference systems of the monocrystal (C) and of the polycrystal (P).

In a first approximation the macroscopic strains can be considered on average as the integration of the microscopic strains over the entire volume (V) affected by radiation. Mathematically:

$$\varepsilon_{ij}^I = \frac{1}{V} \int \varepsilon_{ij}^{II} dV \quad (a.3)$$

and

$$\sigma_{ij}^I = \frac{1}{V} \int \sigma_{ij}^{II} dV \quad (\text{a.4})$$

It is possible to define a new tensor q_{ijkl}^L connecting the two levels involved in the problem

$$\varepsilon_{ij}^{III} = q_{ijkl}^L \sigma_{kl}^{II} \quad (\text{a.5})$$

The new system of reference, defined by the superscript "L" is the so-called system of "laboratory" in which the X_3^L component is normal to the planes generating diffraction (Figure 11). This new tensor will be treated later. The X_3^L direction matches the one defined by (φ, ψ) angles that itself define the position of the X-ray equipment detection system. Into the $\varepsilon_{\varphi\psi}$ value only are involved the strains ε_{33}^{III} of the few diffracting grains. In this new system of reference it is possible to define similar relations to those written for both the monocrystal and the polycrystal reference systems:

$$\varepsilon_{ij}^{III} = S_{ijkl}^L \sigma_{kl}^{II} \quad (\text{a.6})$$

and

$$\sigma_{ij}^{III} = C_{ijkl}^L \varepsilon_{kl}^{III} \quad (\text{a.7})$$

Mathematically

$$\varepsilon_{\varphi\psi} = \frac{1}{V_d} \int_{V_d} \varepsilon_{33}^{III} dV_d \quad (\text{a.8})$$

where V_d is the volume of diffracting material that it is only a small part of the irradiated material (Fig. 4 and 5). Replacing in the equation [a.8], the ε_{33}^{III} value given by (a.5) it is obtained

$$\varepsilon_{\varphi\psi} = \left(\frac{1}{V_d} \int_{V_d} q_{33ij}^L dV_d \right) \sigma_{ij}^{IL} \tag{a.9}$$

σ_{ij}^{IL} can be out of the integral due to its macroscopic character. By using the notation

$$\frac{1}{V_d} \int_{V_d} q_{33ij}^L dV_d = R_{33ij}^L$$

Equation (a.9) can be simplified as follows

$$\varepsilon_{\varphi\psi} = R_{33ij}^L \sigma_{ij}^{IL} \tag{a.10}$$

Constants R_{33ij}^L are named as “of crystallographic radiation” in the laboratory system (“L”) depending of the diffracting planes, of the Compliance tensor S_{ijkl}^C , of the φ and ψ angles, of the grain distribution into the polycrystal and of the elastic interaction between grains.

The disposition of the reference systems “P” (macroscopic) and “L” (laboratory system) is shown in **Fig. 11**. Introducing in (a.10) the values of stresses σ_{ij}^{IL} defined in the macroscopic system by their values in the macroscopic system

$$\varepsilon_{\varphi\psi} = R_{33ij}^L \rho_{ik} \rho_{jl} \sigma_{ij}^{IP} \tag{a.11}$$

where “ ρ ” are system reference change matrixes containing geometrical values (**Fig. 11**). By using the notation

$$F_{ij} = R_{33ij}^L \rho_{ik} \rho_{jl} \tag{a.12}$$

Eq. (a.11) can be modified as follows

$$\varepsilon_{\varphi\psi} = F_{ij} \sigma_{ij}^{IP} \tag{a.13}$$

The problem will be the calculation of the R_{33ij}^L tensor, Eq. (a.12), since the matrixes "ρ" have geometrical components (Fig. 11).

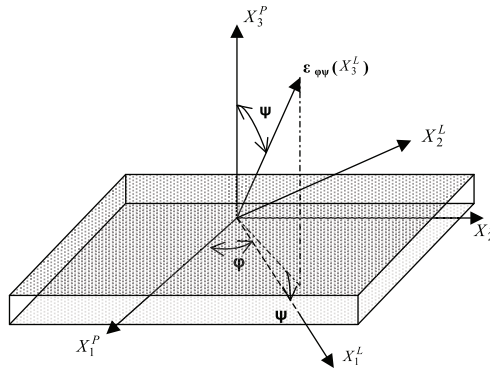


Fig. 11. Relation between the reference systems "L" and "P".

Today the tensor q_{ijkl}^L defined in Eq. (a.5) (or Eq. (a.13)) is not yet exactly solved. There are several behaviour models proposed by W. Voigt (Ref. [5]), A. Reuss (Ref. [6]) and E. Kröner (Ref. [7]) trying the solution of the problem (Fig. 12).

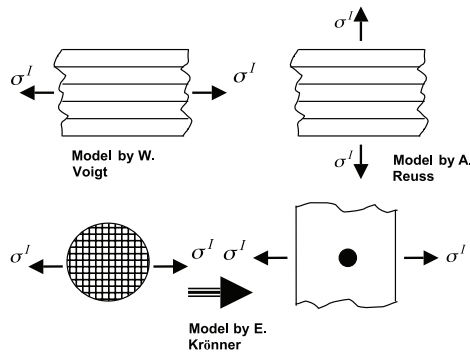


Fig. 12. Different behaviour models.

First attempt proposed by W. Voigt considers homogeneity of strains. Mathematically

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^I = \boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^{II} \tag{a.14}$$

Equations (a.4), (a.7) and (a.14) can be treated to obtain

$$\sigma_{ij}^I = \frac{1}{V} \int C_{ijkl}^L \varepsilon_{kl}^{II} dV = \left[\frac{1}{V} \int C_{ijkl}^L dV \right] \varepsilon_{kl}^{II}$$

Defining the \mathcal{Q} tensor as follows

$$\mathcal{Q}_{ijkl}^L = \left[\frac{1}{V} \int C_{ijkl}^L dV \right]$$

next equation can be deduced

$$R_{33ij}^L = | \mathcal{Q}_{ijkl}^L |^{-1}$$

Model defined by A. Reuss implies homogeneity of stresses. Mathematically

$$\boldsymbol{\sigma}_{ij}^I = \boldsymbol{\sigma}_{ij}^{II} \tag{a.15}$$

Equations (a.6), (a.5) and (a.15) can be combined

$$q_{ijkl}^L = S_{ijkl}^L$$

and Eq. (a.8) can be modified

$$\varepsilon_{\varphi\psi} = \left(\frac{1}{V_d} \int_{V_d} S_{33ij}^L dV_d \right) \sigma_{ij}^{IL}$$

Consequently

$$R_{33ij}^L = \frac{1}{V_d} \int_{V_d} S_{33ij}^L dV_d$$

Model proposed by E. Kröner considers each grain like a anisotropic spherical inclusion into the polycrystalline matrix. Eq. (a.5) is transformed to

$$\varepsilon_{ij}^{III} = q_{ijkl}^L \sigma_{kl}^{IL} = \left(s_{ijkl}^L + t_{ijkl}^L \right) \sigma_{kl}^{IL}$$

being t_{ijkl}^L the polarisation tensor identifying the perturbation of the elastic behaviour of the matrix due to the spherical inclusion.

As mentioned at the beginning of this annex, the constants for the calculation of stresses can be obtained experimentally in laboratory for each analyzed case. Previously it has been checked that W. Voigt and A. Reuss models act as superior and inferior levels respectively for the stresses values experimentally obtained. Model by E. Kröner gives the values most near to the experimental results. In the scientific community is assumed that the best method to solve the problem is the experimental procedure for each material (Ref. [8] and [9]). An homogeneous, continuous and isotropic material (most common status of the steels) have their grains oriented at random. Under these conditions material constants can be wrote as follows (Ref. [2]):

$$R_{33ij}^L(h, k, l) = S_1(h, k, l) \delta_{ij} + \frac{1}{2} S_2(h, k, l) \delta_{3i} \delta_{3j}$$

Eq. (a.10) in the triaxial stresses state can be transformed to

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{\varphi\psi} = & \left[\frac{1}{2} S_2(h,k,l) \cos^2 \varphi \operatorname{sen}^2 \psi + S_1(h,k,l) \right] \sigma_{11}^{IP} + \\
& \left[\frac{1}{2} S_2(h,k,l) \operatorname{sen}^2 \varphi \operatorname{sen}^2 \psi + S_1(h,k,l) \right] \sigma_{22}^{IP} + \\
& \left[\frac{1}{2} S_2(h,k,l) \cos^2 \psi + S_1(h,k,l) \right] \sigma_{33}^{IP} + \left[\frac{1}{2} S_2(h,k,l) \operatorname{sen}^2 \psi \operatorname{sen} 2\varphi \right] \sigma_{12}^{IP} + \\
& \left[\frac{1}{2} S_2(h,k,l) \cos \varphi \operatorname{sen} 2\psi \right] \sigma_{13}^{IP} + \left[\frac{1}{2} S_2(h,k,l) \operatorname{sen} \varphi \operatorname{sen} 2\psi \right] \sigma_{23}^{IP}
\end{aligned}
\tag{a.16}$$

For the biaxial stresses state ($\sigma_{i3}^{IP} = 0$) equation (a.16) coincide with “ $\operatorname{sen}^2 \psi$ ” law (Equations (1) and (a.1)).

References

- [1] *Residual Stresses Measurements by X-Ray Diffraction*. ASTM SAE Transactions J784a.
- [2] Report N° 22, ENSAM (Paris-France), 1981.
- [3] **Jean Michel Sprauel**, Doctoral Thesis, Univ. of Paris Sud, 1980.
- [4] **Marc Barral**, Doctoral Thesis, Univ. Pierre et Madame Curie, Paris, 1983.
- [5] **W. Voigt**. Lehrbuch der Kristallphysik. Leipzig W. Berlin. Tenbner, 1910.
- [6] **A. Reuss**, *Z. Angew. Math. Mech.*, 9 (1929), pp. 49-81.
- [7] **E. Kröner**. *Zeitschrift für Physik*, 151 (1958), pp. 504-518.
- [8] **S. Sánchez Beitia**, *Difractometría de rayos-X. Discusión de los conceptos empleados en la técnica difractométrica de rayos-X para la deducción de las tensiones residuales y tensiones*. *Rev. Española de Física*, 3, 1 (1989), pp. 42-47 (in spanish).
- [9] **S. Sánchez Beitia**. *Basque. Tensiones residuales y tensiones*. Basque Country Univ. Country Ed. 1990. ISBN 84-7585-272-6 (in spanish).

Stresses quantification in structural steel bars by X-Ray diffraction technique. PART II: On site measurements

S. Sánchez Beitia¹, L. Ramos², P. Lourenço², J. Elices³, I. Lombillo³ and L. Villegas³

¹ Univ. del País Vasco, E.T.S. de Arquitectura, Plaza de Oñate, 2, 20018 San Sebastián (España)

² Univ. do Minho, Dpt. da Engenharia Civil. Campus de Azurem, Guimaraes (Portugal)

³ Univ. de Cantabria. E.T.S. de I.C.C. y P. Dpt. de Ingeniería Estructural. Avda. Los Castros s/n, Santander (España)

Abstract. One of the most interesting challenges of the scientific community in the analysis structural field is the development of new on site experimental techniques absolutely non destructives. Paper deals about the X-Ray diffraction technique for obtaining real stress states in service steel bars. In this sense the paper represents an innovation for on site applications.

1. Introduction

All the elaboration processes (forming and finishing) of the metallic pieces or elements introduce a set of stresses in the materials. A part of them has thermal origin whereas another part has mechanical origin. A proportion of these stresses is remaining in the material and they are denominated the residual stresses. In some cases its level can be similar to the yield stresses of the materials. For instance Fig. 1 shows the internal profile of residual stresses into a section of a steel bar. By equilibrium conditions the area with sign under the stresses profile has to be zero. Most of the cases the residual stresses are confined very close to the surface of the element ($a < 0.6 \mu\text{m}$ and $b < 1 \text{mm}$ independently the diameter of the bar in Fig. 1). It must be added the value of the residual stresses to the values of the design stresses in order to know the true level of stresses of a structural element.

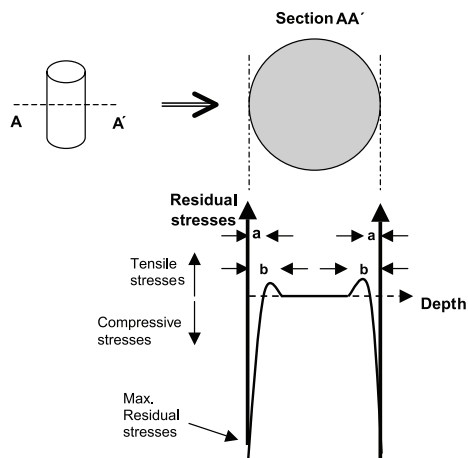


Fig.1 Representative profile of the residual stresses inside an steel bar. The bar is considered without external loads.

X-Ray diffraction technique is widely applied for residual stresses measurements in metallic materials within several scientific fields. In many situations they represent great benefits for the material behaviour because superficial compressive residual stresses delay the crack initiation process due to corrosion or fatigue. In the nuclear power plants or chemical factories it is imperative the quantification of the residual stresses in all the critical elements or pieces. Since many years ago (twenty five at least) the level of residual stresses in metallic materials can be controlled by means of appropriate treatments (shot peening for instance). X-Ray diffraction technique is in these fields the most proven non-destructive method to obtain the exact level of residual stresses. Nowadays the technique has not been very applied in building construction or civil engineering. Within these industrial sectors one of the most important applications of X-Ray diffraction technique is the evaluation of the residual stresses in prestressed steels. The hydrogen embrittlement of the prestressed steel bars (rounds of 7 mm in diameter) in construction is strongly affected by the value of their residual stresses. Compressive residual stresses of 500 Mpa (0.3 times the yield stress) are normal values in these kinds of steel.

The X-Rays do not make distinction between the residual stresses or the external stresses. They detect the parameter that identifies the stresses state; the variation of the distance "d" between the crystallographic planes (Ref. [1]) of the material is detected. Obviously it will be registered the sum of the residual stresses and the external stresses. There are several on site experimental procedures to eliminate the residual stresses allowing the deduction of the external stresses acting on the element under analysis. Ref. 2, 3 and 4 contain thousand of works dealing the problems involved in the experimental procedures of X-Ray diffraction technique whereas Ref. 5, 6 and 7 show three case studies. Some years ago colleagues of the first author have analysed the stresses that support some bars of the Eiffel Tower in Paris. The work is unpublished.

2. Experimental works

In the past months authors are trying to introduce the X-Ray diffraction technique in different applications for the construction sector (buildings and elements of civil engineering). Potential applications for industrial heritage constructions are evident. Even more many ancient constructions in masonry contain recent metallic elements acting as reinforcement. The exact level of stresses in these elements is not well known or at least there exists a lack of knowledge about their exact role.

It has been carried out two experimental works. Firstly the stresses in a reinforcement bar of one of the towers in the Oporto Cathedral have been quantified. The fixing system of the bars has allowed the application of several external loads which has made possible to compare them with the results obtained by using X-Ray diffraction technique. After this experimental work two corrugated 10 mm diameter steel bars have been tested at laboratory. The bars were loaded to several well known stresses controlled by conventional compression machine. Again the objective was the comparison between the known applied loads and the results obtained by using X-Ray diffraction technique. Fig. 2 to 17 show several experimental details.



Fig. 2 General sight of Oporto Cathedral



Fig. 3 General sight of the reinforcement system



Fig. 4 Disposition of the zone of measure



Fig. 5. General sight of the equipment on the analysed bar



Fig. 6 Adjustment of the experimental equipment



Fig. 7 The equipment disposed on the bar

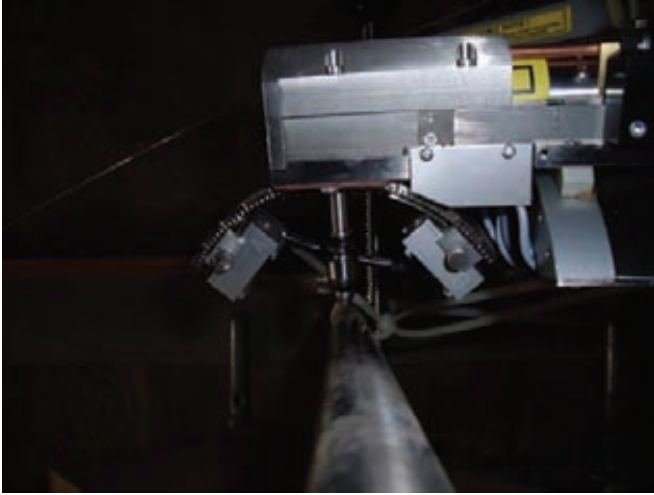


Fig. 8 The equipment placed on the bar in the process of measure



Fig. 9 Instant of the external load application



Fig. 10 Sight of the all elements of the experimental equipment



Fig. 11 The detection unit of the equipment on the two corrugated steel bars



Fig. 11 Sight of the calibration process before loading the bars



Fig. 12 Sight of the loading machine at the laboratory



Fig. 13 One of the bars placed in the compression machine

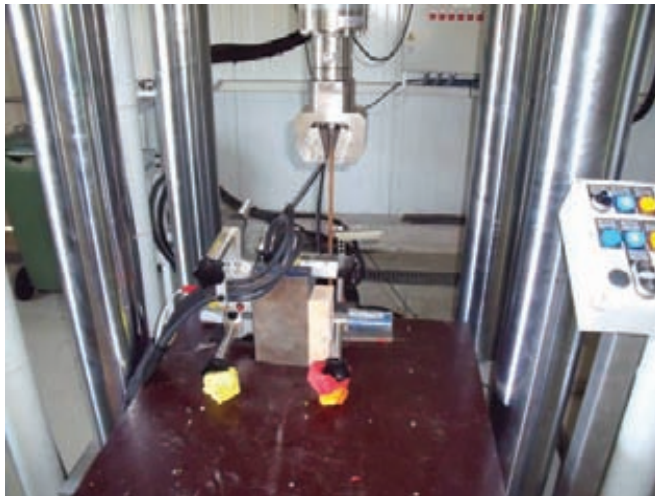


Fig. 14 Disposition of the detection unit



Fig. 15 Measurement process



Fig. 16 Measurement process

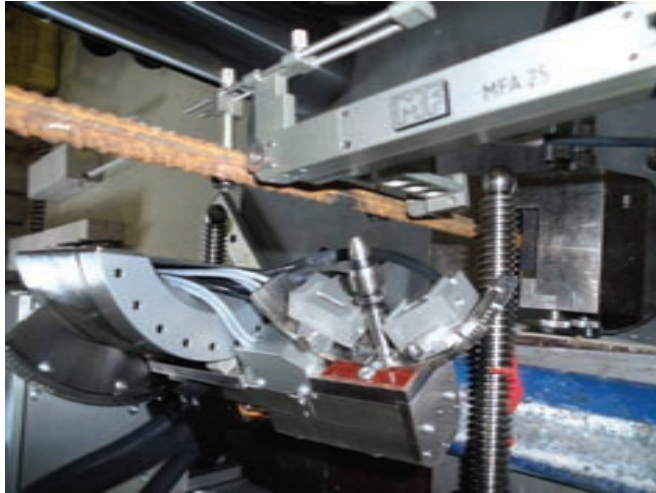


Fig. 17 Measurement process

3. Results

The results obtained in the experimental works have to be considered as excellent. This conclusion is expected because X-Ray diffraction technique is currently applied around the international scientific community for residual stresses identification. The innovation of this paper consists on the applicability of the technique for the on site works in order to obtain the real stresses on structural elements. First author worked during ten years at the Civil Engineering Fac. (Pol. University of Madrid) developing new uses and applications of X-Ray diffraction technique in many situations. Fig. 18 shows a copy of the results (text format) generated by the equipment. The copy corresponds to one of the results obtained for a bar. The most important results will be presented orally at the Conference.

Nº 145, Jul 28, 2009, 17:36:35 , Untitled

```
Prueba a 25 Kv          y 5 mA
Mode:                  Psi
Peak shift:           Peak fit
Background:           linear
Background level:     0
Ka2:                  Rachinger
Smoothing:            Yes
Smoothlevel:          5
LP correction:        Yes
Radiation:            CrKa
Exp.time:             5.0 s
E:                    211000
v:                    0.300
Rotation(phi) = 0.0°   2theta: 155.96°
```

	psi	shiftA	shiftB	d	fwhm	Im
	0.0	0.00	0.00	0.117118	3.01	69.18
	-14.5	-0.59	-0.39	0.117115	3.07	68.68
	-20.7	-1.94	-0.92	0.117109	3.16	68.28
	-25.7	-2.15	-1.15	0.117108	3.21	66.60
	-30.0	-3.46	-1.82	0.117101	3.31	64.84
	0.0	0.00	0.00	0.117118	3.01	69.18
	16.7	-0.01	-0.99	0.117115	3.07	67.34
	23.9	-0.95	-1.26	0.117111	3.15	65.77
	29.8	-1.54	-2.53	0.117105	3.27	63.63
	35.0	-1.55	-2.01	0.117107	3.36	62.15

Stress = -74.1 +/- 10.0 MPa
 FWHM = 3.179 +/- 0.039 deg

Fig. 18 Exemple of the results generated (text format) by the equipment

References

- [1] **S. Sánchez Beitia.** *Stresses quantification in structural steel bars by X-Ray diffraction technique. PART I: Concepts.* Proc. of REHABEND 2009 Congress. October 2009, Bilbao (Spain).
- [2] **Proceedings of the ICRS 2** (Int. Conf. on Residual Stresses). Nancy (France), 1989.
- [3] **Proceedings of the ICRS 3** (Int. Conf. on Residual Stresses). Tokushima (Japan) 1991.
- [4] Proceedings of the European Conf. on Residual Stresses 1 to 7.
- [5] **F. Artaraz and S. Sánchez-Beitia.** *An unsuitable residual stresses state in train springs originated by shot peening.* Int. Journal on Fatigue. 1991.
- [6] **F. Artaraz, A. Gil, A. Irisarri and S. Sánchez-Beitia.** *Residual Stresses generated in welded joints of SA CL1 steel.* Proc. of the IAEA (Int. Agency of Atomic Energy), Meeting of specialists of nuclear power plants. October 1989, Buenos Aires (Argentina).
- [7] **S. Sánchez-Beitia and M. Elices.** *Influencia de las tensiones residuales superficiales sobre la fragilización por hidrógeno en aceros eutectoides trefilados* (in spanish). Rev. Iberoamericana de Corrosión y Protección. Vol XVII (1), Enero 1986.

Resolution in evaluation of structural elements by using ground-penetrating radar

V. Perez-Gracia

Universidad Politécnica de Cataluña

Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería. EUETIB/CEIB.

Abstract. *Ground-penetrating radar (GPR) is a non-invasive geophysical technique widely used in civil engineering, archaeology and shallow geology. In the evaluation of historical heritage buildings, radar images of the inner media provide information about internal structures helping in the later evaluations or interventions concerning these buildings. Notwithstanding, the prior evaluation of the antennas resolution could be useful in the posterior surveys. In this paper, experimental evaluation of the resolution concerning to different antennas is discussed and compared to examples and cases studied. Under laboratory conditions, GPR allows to detect two targets in the time axis separated $\lambda/4$, and in the distance (x) axis close to 0.6λ . In the study of buildings, these experimental values changes due to the complexity of the medium, but results indicates that GPR is a suitable tool to detect structural elements and zones affecting by changes in the water content. Also, three dimensional imaging helps highly in the comprehension of the inner medium and the underneath structures.*

1. Introduction

Geophysical prospecting methods use to be non-destructive techniques, based on superficial measurements of the media physical properties. The evaluation of these measured properties provides indirect information about features of the studied media. Ground-penetrating radar is a geophysical and close-range remote sensing technique based on the use of radar pulses to obtain cross-section images of underground features. GPR principles of operation are based on the ability of radio waves and microwaves to penetrate into the material media, from the first few centimetres to many metres, depending on signal frequency and electromagnetic properties of the studied medium. This method based on the emission of very short time domain electromagnetic pulses (1-20 ns) in the lower frequency radar bands (usually 25 MHz - 2.5 GHz). Those waves are detected after suffering a reflection in the electromagnetic discontinuities of the propagation medium. The characteristics of the received signal depend on the electromagnetic properties of the materials, which depend on the type of matter of the medium and their physical properties (mainly water content and porosity). GPR is widely used in non-destructive high-resolution studies, mainly in civil engineering (e.g., Hugenschmidt, 2002; Barnes et al., 2008; Lahouar and Al-Qadi, 2008), archaeology (e.g., Negri and Leucci, 2006; Perez-Gracia et al., 2009); and shallow geology (e.g., Neal and Roberts, 2001).

The evaluation of ancient structures and cultural heritage by means of GPR uses to bring to complex radar imaging due to complexity inherent to these historical constructions. On the other hand, in this kind of studies, it is necessary to obtain an imaging of the subsurface with maximum resolution. Accurate interpretation of radar data and the correct analysis of the information require a wide knowledge of the radar behaviour.

In this paper, the spatial resolution of a 1.6 GHz antenna is determined by means experimental measurements. These lab evaluations allow obtaining values of the horizontal and vertical resolution, as well as the radiated beam of the antenna. Resolution is generally defined as an imaging system's ability to record and display fine detail in a distinguishable manner. Horizontal resolution uses to be considered as the ability to detect lateral changes along a reflector or the capacity to detect two close elements at the same depth as two separate anomalies. This ability also depends on shape of the emitted cone of energy. Vertical resolution could be defined as the capability to detect as separated anomalies, two close targets at different depths, but in the same vertical. This ability depends on the duration of the electromagnetic impulses and the bandwidth of the antenna. Different case studied are also reviewed and considered in order to compare applied to laboratory results.

2. Background theory

Spatial resolution depends on the characteristics of the radar signal and the survey, the EM properties of the studied medium, and the distance from the antenna to the target. The frequencies used, the number of traces or scans over the target, and the spatial antenna beam pattern are the features related to the radar signal and to the survey. Experimental measures, numerical simulations and data processing indicate that, in order to detect a target, a minimum of three scans must be made over the anomalous body (Ghasemi and Abrishamian, 2007). Resolution is the highest when the antenna is placed over the surface of the medium, and it decreases as the distance from the antenna to the surface increases (van der Kruk, 2004). We also know that spatial resolution improves as attenuation increases (Daniels, 2004) and that attenuation depends mainly on the frequencies and on the EM properties of the medium. In spite of these dependencies, horizontal resolution is often related to the footprint of the antenna (the area illuminated by the antenna), which is usually estimated as the first Fresnel zone. Different equations are utilized to approximate this zone (Perez-Gracia et al., 2008). Vertical resolution is often considered as $\frac{1}{4}$ of the wavelength (Dezelic and Apel, 2005; Marcak and Golebiowski, 2008), but in field measurements it is sometimes considered as $\frac{1}{2}$ of the wavelength (Schmalz et al., 2002; Al-Qadi and Lahouar, 2005).

Spatial resolution is largely dependent on the beam of the antenna because the footprint of a system at different depths depends on the energy cone transmitted. The beam of the emitted electromagnetic field produces a footprint that varies with depth. The narrower the beam width, the higher the directivity of the antenna and the greater its ability to resolve closely spaced targets in the plane perpendicular to the radiation. The radiation pattern could be considered the directional radiation properties of an antenna in 3D, with the beam being the main lobe of this radiation pattern. Hence, knowledge of this radiation pattern makes it possible to accurately estimate the antenna's horizontal resolution by estimating the footprint at different depths.

3. Evaluation of the resolution and the beam under lab conditions

3.1 Horizontal resolution

GPR Measurements were carried out in sand, water and air with a commercial 1.6 GHz nominal centre frequency antenna, manufactured by Mala Geosciences. Horizontal resolution was determined using different steel bars configurations embedded in the three different media at different depths. GPR

measurements allow to determine the horizontal position of the bars when resolution was available to determine these targets as separated anomalies. Figure 1 shows one of the bars configurations in sand ($v=13$ cm/ns), together with the radar data obtained in this case. The depth to the bars was 3.5 cm. The anomalies corresponding to the different bars are indicated with arrows in the figure. These results indicate that horizontal resolution could be close to 0.6λ (Rial et al., 2008). More cases are extensively presented and discussed in Perez-Gracia et al. (2008). The experimental measurements seem to indicate that horizontal resolution could be approximated with the footprint d calculated as:

$$d = \frac{\lambda}{4} + \frac{h}{\sqrt{\epsilon_r - 1}} \tag{1}$$

Being λ the wavelength, h the depth to the target, and ϵ_r the effective relative permittivity of the medium.

Equation (1) approximates the minimum distance between two different targets that is necessary to obtain two anomalies in the radargram. Notwithstanding, using this distance, interference effects occurs in the radar data, comparing the footprint with the experimental results (Perez-Gracia et al., 2008). The most accurate approximation to obtain the horizontal resolution with no interference effects is, according to the experimental data (Perez-Gracia et al., 2008), most likely, the estimation of the antenna footprint using the first Fresnel zone:

$$d = \sqrt{\frac{\lambda^2}{4} + L\lambda} = 2\sqrt{\left(h + \frac{\lambda^2}{4}\right)^2 - h^2} \tag{2}$$

Being $L=2h$ in the major part of the GPR studies.

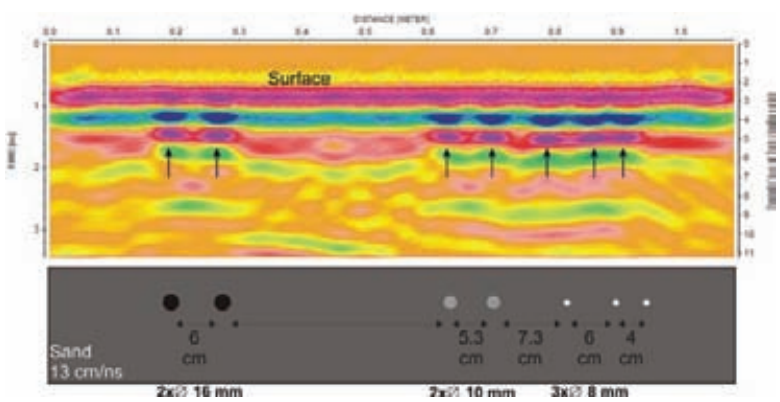


Fig. 1. Bars configuration and radar data obtained in sand.

3.2 Vertical resolution

Vertical resolution was experimentally evaluated for the 1.6 GHz antenna in sand, water and air. In air, the antenna was moved along a polyethylene platform, and a 200 x 200 cm aluminium surface with a slope of about 48.6° was placed under this platform. The propagation velocity was 30 cm/ns. Figure 2 shows a scheme of the experimental device.

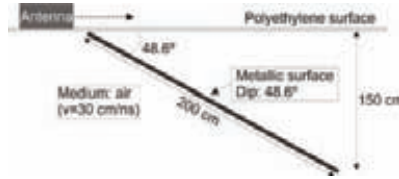


Fig. 2. Experimental device to estimate the vertical resolution in air.

Figure 3a shows that the metallic surface was detected clearly when the distance between the platform and the metallic surface was greater than 20 cm. This distance corresponds to the wavelength in air. For depths smaller than 20 cm, interference effects between the waves made it more difficult to distinguish the exact arrival of the backward wave.

The experimental device in sand and water was similar to those presented in Figure 2. A metallic surface was embedded in the medium. The depth to the metallic surface varies depending on its slope. Figure 3b presents the results obtained in the case of sand with a 11 cm/ns wave velocity. In this case, where the uppermost distance was 2.5 cm, interference effects were observed between the direct and reflected waves on the sand surface (Perez-Gracia et al., 2009).

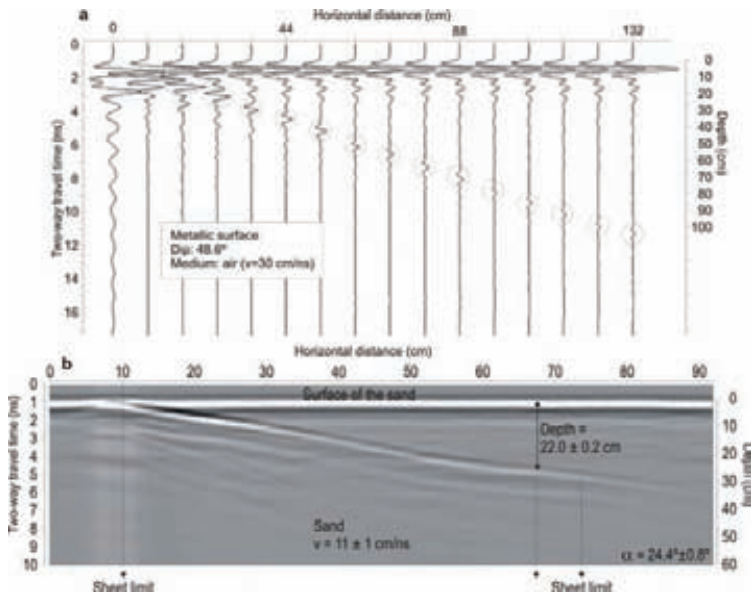


Fig. 3. Radar data obtained in air (a) and in sand (b).

Two different results were considered. The first one was when the reflected wave and the surface-coupled wave were recorded as separated arrivals. In this case, this distance was about 5 cm ($\lambda/2$). The second one was when the radar data produced an overlap between the reflected and ground-coupled waves, where the arrival of the backward wave was detected. This second result was found for the shallowest part of the metallic sheet, placed at a depth of 2.5 cm ($\lambda/4$).

3.3 Beam of the antenna

Furthermore, experimental measurements were carried out in order to determine the beam of the antenna in air. The radiation pattern of an antenna could be considered the directional radiation properties of an antenna in 3D, with the beam being the main lobe of this radiation pattern. Hence, knowledge of this radiation pattern makes it possible to accurately estimate the antenna's horizontal resolution by estimating the footprint at different depths. The beam was experimentally determined measuring the antenna footprint at different depths and considering -37 dB as the limit amplitude and a 40 ns time window. Figure 4 present a 3-D diagram of the antenna beam obtained in air, showing the energy distribution limited by the -37 dB amplitude.

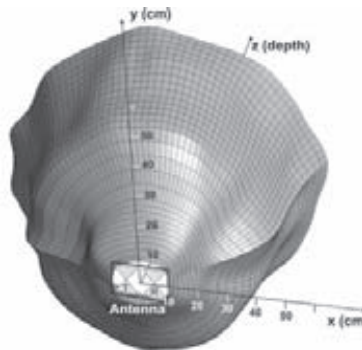


Fig. 4. Boundary of the spatial distribution energy corresponding to -37 dB. The maximum two-way travel time considered was 40 ns. The x axis is the direction of the antenna movement, and the y axis is perpendicular to the antenna displacement.

4. Cases studied

4.1 Detection of underground structures

GPR is widely used to detect structures underneath buildings or historical sites. In these cases, it could be useful to obtain a grid of profiles, covering the whole surface. This kind of data acquisition allows the achievement of time slices and 3-D imaging of the inner medium. Therefore, resolution is also depending on the distance between profiles, as well as on the scan per meter, the frequency, the energy distribution and the other factors considered in the case of single profiles.

In this example, radar data was acquired in parallel profiles separated 50 cm with a 200 MHz centre frequency RAMAC antenna (Mala Geosciences). Time window was 100 ns and the ground was surveyed with 0.02 scans per centimeter. The wave velocity was calculated to be 8 cm/ns. The subsequent

data processing with GPR-Slice software, from Geophysical Archaeometry Laboratory (Goodman, 2004), involved trace marker interpolation, time-zero shift, exponential gain correction, and band-pass filtering. No topographical corrections were needed because the site was quite level. Amplitude time-slice analysis was used in the areas where the grid of profiles was viable. This process is one of the most efficient radar data treatments for interpreting buried features in areas with complex stratigraphy, where it is difficult to associate anomalies with the buried targets. The amplitude time slices are horizontal maps of the recorded amplitudes at different two-way travel times. The time slices were generated at 3 ns intervals using the square of the wave amplitude. They allowed easy visualization of the location, depth, size and shape of the radar anomalies corresponding to buried features. Figure 5 shows four time slices obtained in this survey. In these slices, the most important anomaly could be associated with thick perpendicular walls and with a curved wall. Other thinner anomalies are most likely related to thin walls.

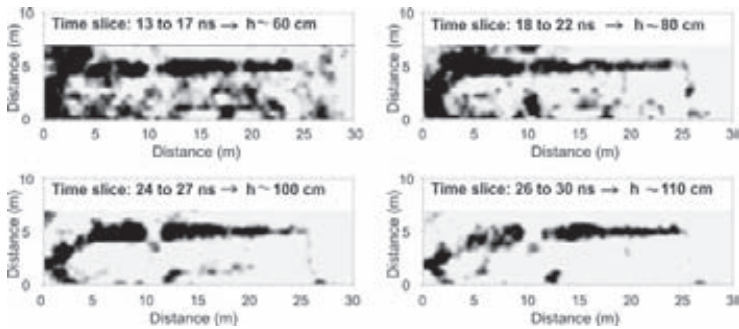


Fig. 5. Time slices obtained with a 200 MHz centre frequency antenna.

4.2 Detection of brick vaults

This example was obtained in the evaluation of an historical building, an old palace today partially rehabilitated. This palace was built as a first square tower. Three adjacent houses were jointed to this palace, presenting different constructive structures (Perez-Gracia et al., 2009). The evaluation was carried out with a 1 GHz nominal centre frequency antenna, being the effective centre frequency of about 750 MHz ($\lambda = 13.3$ cm). The wave velocity was highly variable due to the different materials used in the supports, but in the shallowest layers an average velocity seems to be 10 cm/ns. Figure 6 is the radar data and the possible interpretation of the images. In this figure, it is possible to observe an anomaly probably corresponding to a four vaults. In this part of the image, small diffraction hyperbolas become visible most likely between each brick of the vault.

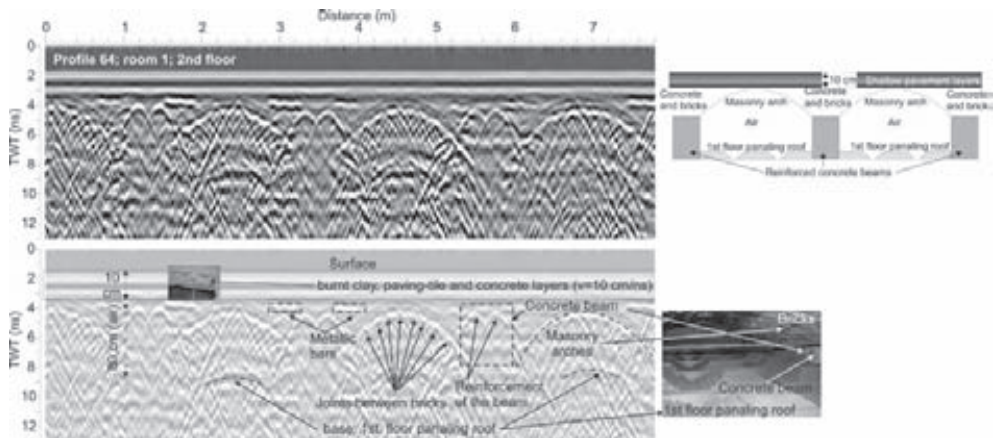


Fig. 6. Radar data and possible interpretation. The vaults are built with bricks. Separation between bricks appear in the radar data as diffraction hyperbolas.

Diffraction hyperbolas between bricks are produced in the corners of these elements. The first branch of the diffraction hyperbolas is caused in the limit of the second brick, and the second branch is caused in the corner of the first brick. This is most likely the cause of the thin shape of these hyperbolas.

Other anomalies visible in Figure 6 could correspond to the concrete beams used in preceding reconstructions. The reinforcement of these beams is also discernible. Wood elements were also detected, but the shallowest layers are not discernible, even the anomaly seems to indicate the existence of more than one thin elements.

4.3 Detection of reinforced slabs in the pavement

Cultural heritage buildings use to be restored and highly modified. In some cases, these restoration are not documented enough. GPR could be useful in the detection of modern reinforced slabs placed in pavements. The example presented in this section (Figure 7) is the detection of a reinforced slab in a pavement. Radar data was obtained with a 1.6 GHz nominal centre frequency antenna, using a grid of parallel profiles separated 3 cm. Radar data acquisition was 0.02 scans per centimetre.

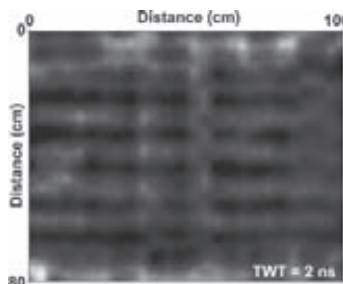


Fig. 7. Slab reinforcement. Higher amplitude reflections in both sides of the image are most likely due to the connection of this reinforcement to the adjacent materials in the pavement.

4.4 Wet reinforced wall

Figure 8a shows an example of the radar data obtained in a reinforced wall with a 1 GHz nominal centre frequency antenna. The antenna was moved parallel to the base of the wall, at a distance to the floor of about 1.5 m. A wave velocity of about 8 cm/ns was obtained from the hyperbolic records. This velocity corresponds to a relative permittivity of 14. This value is considered characteristic of wet concrete, probably presenting high porosity or limestone aggregates. The measured centre frequency is about 620 MHz (Figure 8b), corresponding to a wavelength of 12.9 cm. In the radar data of Figure 5, two different levels of reinforcement are detected. The external one is formed by bars with a free distance of about 20 cm (1.55λ). The deeper one is like a guide for the shallower reinforcement and bars present a separation of about 1 m (7.75λ) between them. The covering is of about 3.2 cm (0.25λ). The distance between the internal and the external reinforcement is about 1.6 cm (0.12λ). Problematic zones are also observed in both extremes of the radar data. In these cases the reinforcement seems to be moved to an incorrect position. Two possibilities could explain the image in both anomalous zones: changes in the position of the reinforced bars, and changes in the GPR wave velocity due to variations in the concrete properties. Even though, later and punctual invasive measurements seem to indicate that the changes in the properties of concrete wall are insignificant. Then, the possible changes of the electromagnetic properties do not explain these noticeable displacements of the anomalies.

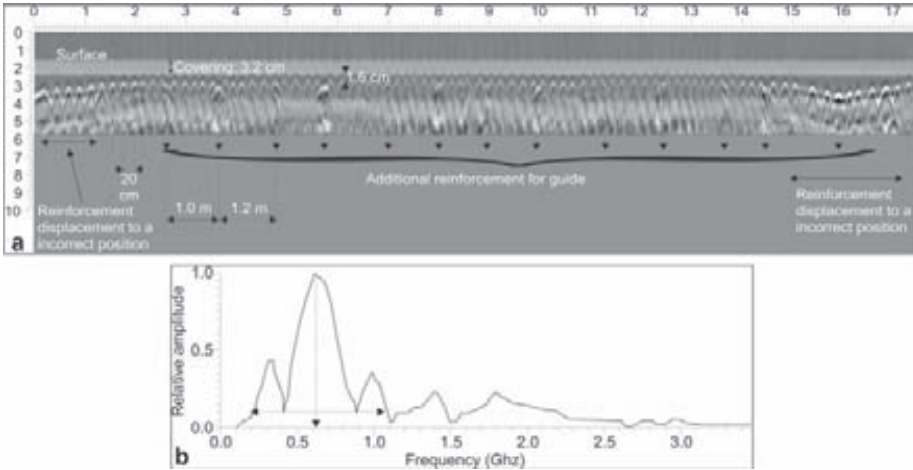


Fig. 8. a) Radar data and possible interpretation. b) Amplitude spectrum showing the average centre frequency of the recorded signal.

4.5 Reinforced pavement

Radar data presented in Figures 9a and 9b were obtained in a reinforced concrete base in a parking zone. GPR was applied in order to obtain a complete map of damages (cracks) and moist areas (see Figure 9c). The average thickness of the slab was 15 cm in the plan. The reinforcement was placed in the bottom of the base, and the distance between bars was 25 cm in plan. No reinforcement exists in the upper part of the slabs. The antenna was 400 MHz nominal centre frequency. The spectrum of the reflected wave presents a centre frequency of about 300 MHz. The measured wave velocity was about 10 cm/ns. Taking into account these considerations, the horizontal distance between

bars (25 cm) was 0.75λ , and the vertical covering distance to the bars (15 cm), 0.45λ . GPR allows to determine the position of the reinforced bars, to detect cracked zones and the sectors presenting deformation of the slab. In these sections, the vertical distance to the bars was different than 15 cm. Figure 4 shows one of these sectors with a vertical distance of about 11 cm (0.33λ). GPR also allows to detect changes in the horizontal separation between bars. It is necessary to consider that resolution in concrete structures depends on the nature of the concrete and, specially, on its conductivity [16]. Higher conductivities produce higher attenuation of the wave and increase the difficult to detect as separated anomalies two adjacent targets.

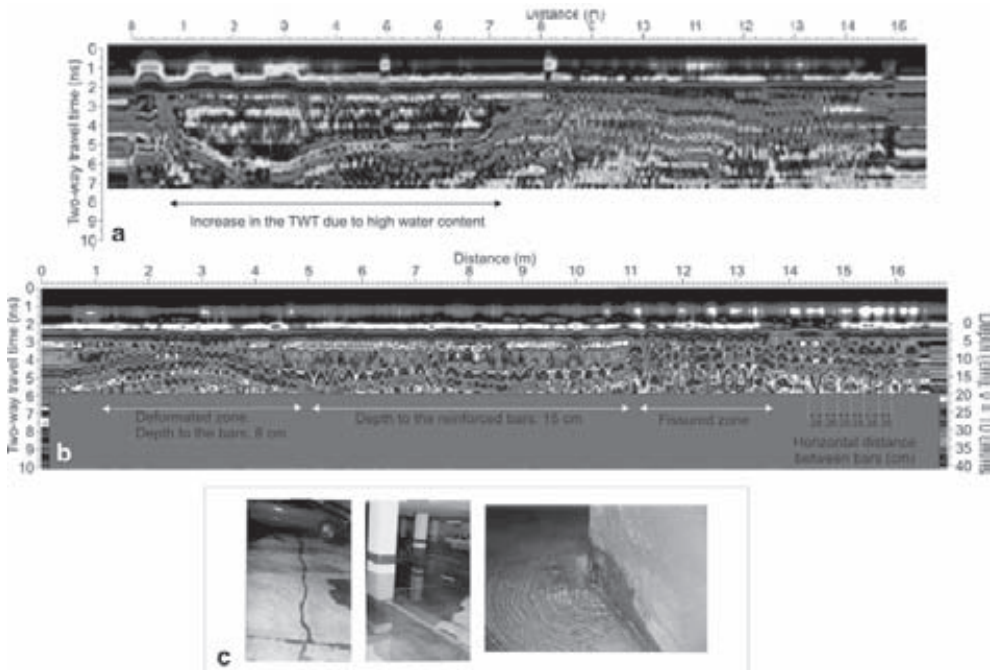


Fig. 9. a) Radar data obtained in a pavement. Changes in the two-way trave time are probably due to changes in the water content. b) Radar data obtained in other profile, showing the distance between bars and different damaged zones. c) Images of the observed damages in the pavement: water and fissures.

5. Conclusions

Experimental measurements in plain media seem to indicate that horizontal resolution could be near to 0.2λ when the targets are about 0.2λ deep. Also, different mathematical approximations could provide accurate estimations of the horizontal resolution, but it is necessary to determine previously the characteristic electromagnetic parameters of the medium. Vertical resolution could be considered 0.25λ . Notwithstanding, resolution depends on the antenna footprint, decreasing with depth.

These results, compared to the different cases studied, indicate that GPR effectiveness depends highly on the medium. The most important medium factors affecting to the resolution seem to be: the complexity of the inner structures (Figure 6, detection of brick vaults), changes on the water

content (Figure 9, reinforced pavement), high depth to the targets (Figure 5, detection of underground structures), and shallower targets (Figure 6, detection of brick vaults; Figure 7, detection of reinforced slabs in the pavement).

The applicability of GPR evaluations previous to other analysis and invasive testing could help in the restriction of the affected areas, showing the most affected zones by the different problems (see Figures 8 and 9) or by the existence of earlier underneath structures (Figure 5). It could be also useful to determine the constructive structures under pavements (Figures 6, 7 and 9) or inside walls (Figure 8). This technique could be also useful to determine the existence of brick structures (Figure 6). In this case, experimental results indicate that it is possible to detect separation between 15 cm clay bricks under the actual pavement.

Time slices and three dimensional imaging (Figures 5 and 7) could help in the comprehension of the inner medium, but it is necessary to consider that data acquisition in these case could be highly time consuming.

Acknowledgments

This study was partially supported by the Ministry of Science and Technology of Spain (MCyT), project number CGL2008-00869/BTE.

References

- [1] **Al-Qadi, I.L., Lahouar, S.:** 'Measuring layer thicknesses with GPR – Theory to practice', *Const. and bBuild. Mat.*, 19, 763-772, 2005.
- [2] **Barnes, C. L., Trottier, J.-F., Forgeron, D.:** 'Improved concrete bridge deck evaluation using GPR by accounting for signal depth-amplitude effects', *NDT & E Int.*, 41, 427-433, 2008.
- [3] **Daniels, D.J.** (editor): *Ground Penetrating Radar. 2nd edition, IEE Radar, Sonar and Navigation Series 15*, Institution of Electrical Engineers, 2004.
- [4] **Dezelic, V., Apel, D.B.:** 'Evaluation of high frequency ground penetrating radar (GPR) in mapping strata of dolomite and limestone rocks for ripping technique', *Int. J. of Surf. Mining, Reclamation and Env.*, 19, 260-275, 2005.
- [5] **Ghasemi, F.Sh.A., Abrishamian, M.S.:** 'A novel method for FDTD numerical GPR imaging of arbitrary shapes based on Fourier transform', *NDT & E Int.*, 40, 140-146, 2007.
- [6] **Goodman, D.:** *GPR-SLICE. Ground Penetrating Radar Imaging Software. User's Manual*, Geophysical Archaeometry Laboratory, California, 2004.
- [7] **Hugenschmidt, J.:** 'Concrete bridge inspection with a mobile GPR system', *Const. and Building Mat.*, 16, 147-154, 2002.

- [8] **Lahouar, S., Al-Qadi, I. L.:** 'Automatic detection of multiple pavement layers from GPR data', *NDT & E Int.*, 41, 69-81, 2008.
- [9] **Marcak, H., Golebiowski, T.:** 'Changes of GPR spectra due to the presence of hydrocarbon contamination in the ground', *Acta Geoph.*, 56, 485-504, 2008.
- [10] **Neal, A., Roberts, C.L.:** 'Internal structure of a through blowout, determined from migrated ground-penetrating radar profiles', *Sedimentology*, 48, 791-810, 2001.
- [11] **Negri, S., Leucci, G.:** 'Geophysical investigation of the temple of Apollo (Hierapolis, Turkey)', *J. of Archaeol. Sci.*, 33, 1505-1513, 2006.
- [12] **Perez-Gracia, V., Caselles, O., Clapes, J., Osorio, R., Canas, J.A., Pujades, L.:** 'Radar exploration applied to historical buildings: a case study of the Marqués de Llió palace, in Barcelona (Spain)', *Eng. Fail. Analysis*, 16, 1039-1050, 2009.
- [13] **Perez-Gracia, V., Caselles, O., Clapes, J., Osorio, R., Martinez, G., Canas, J.A.:** 'Integrated near surface geophysical survey of the Cathedral of Mallorca', *J. of Archaeol. Sci.*, 36, 1289-1299.
- [14] **Perez-Gracia, V., Di Capua, D., González-Drigo, R., Pujades, L.:** 'Laboratory characterization of a gpr antenna for high-resolution testing: radiation pattern and vertical resolution', *NDT & E Int.*, 42, 336-344, 2009.
- [15] **Perez-Gracia, V., Gonzalez-Drigo, R., Di Capua, D.:** 'Horizontal resolution in a non-destructive shallow gpr survey: an experimental evaluation', *NDT & E Int.*, 41, 611-620, 2008.
- [16] **Rial, F.I., Pereira, M., Lorenzo, H., Arias, P., Novo, A.:** 'Resolution of GPR bowtie antennas: an experimental approach', *J. of App. Geoph.* (in press), doi: 10.1016/j.appgeo.2008.05.2003, 2008.
- [17] **Schmalz, B., Lennartz, B., Wachsmuth, D.:** 'Analyses of soil water content variations and GPR attribute distributions', *J. of Hydrol.*, 267, 217-226, 2002.
- [18] **van der Kruk, J.:** 'Three-dimensional GPR imaging in the horizontal wavenumber domain for different heights of source and receiver antenna', *Near Surface Geoph.*, 2, 23-29, 2004.

Experimental outputs when using Basalt Textile Reinforced Mortars as strengthening materials

D. García¹, L. Garmendia¹, P. Alonso¹, J.T. San-José^{1,2} and R. San-Mateos¹

¹ **LABEIN-Tecnalia. Construction Unit.**

² **Universidad del País Vasco/Euskal Herriko Unibertsitatea UPV/EHU**

Abstract. *This paper aims to present a broad experimental campaign on a new strengthening material, named textile-reinforced mortar (TRM), externally applied to improve the performance of traditional stone masonry elements and concrete specimens with limited resistance capacity. The experimental campaign consists of the characterisation of the fibre textile and the substrate materials: masonry and mud slab mortar. A total of nine 1/3-scale stone walls, twelve full-scale stone arches and fifteen concrete cylinders have been constructed, strengthened and tested. The purpose is to compare the mechanical behaviour up to failure of unstrengthened and strengthened structures.*

1. Introduction

In the last two decades, advanced composites (fibre-reinforced plastics or FRP) have gained considerable worldwide interest and growing acceptance in the construction industry for the preservation of concrete structures. The main advantages are: low installation cost, increase of the reinforced member capacity with minimal addition of dead load to the structure, easiness to transport and handle, applying technique relatively quick, corrosion resistance and durability.

However, its application on masonry structures [1] presents some critical issues still not sufficiently investigated: compatibility of the FRP system [2] with the parent material (chemical and physical compatibility, flexibility to allow building deformations and water vapour permeability), long-term durability of FRP-repaired structures and minimal invasiveness.

Consequently, one possible alternative is the substitution of the organic binder (polymer) by an inorganic mortar, lime or cement based, compatible with the specific materials used in each structure. Another issue is that with mortar as a matrix of the composite strengthening system, the fibres should be in a textile format instead of fabric. Requirements on the fibres are: high fibre tenacity, a modulus of elasticity much higher than that of the mortar matrix, small relaxation under permanent load, a good and constant adhesion between reinforcement and mortar, low cost and the possibility of processing them easily on textile machinery. Alkali-resistant man-made glass fibres (AR-glass), carbon and aramid essentially meet these requirements.

This new structural material, namely TRM, has been used for preliminary studies as a strengthening solution of unreinforced masonry walls [3] and results obtained conclude that its use can be extended to heritage masonries where the use of epoxy resins is prohibited. For these masonry elements, a lower strength TRM system than for reinforced concrete structures will be suitable. Hence the use of lower properties fibres than carbon, for example AR-glass or basalt fibres can be adopted. The need of a low cost TRM system is obvious. As mortar's cost is low compared to textile one, the price of textile is predominant. Basalt fibres are a suitable option.

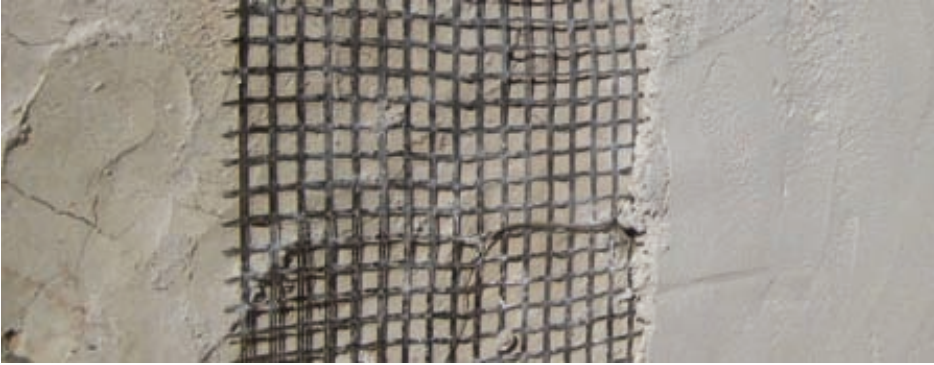


Fig. 1. Placement of textile reinforced mortar (TRM)

The specific tenacity (ratio: rupture stress/density) of basalt fibres greatly exceeds that of steel fibres. Basalt is roughly 5% denser than glass. The elastic tensile modulus of basalt fibres (82-110 GPa) is higher than that of E-glass fibres (70-75 GPa). The low elongation, perfectly elastic up until rupture, results in fabrics with high levels of dimensional stability that exhibit reasonable suppleness, drape ability and good fatigue resistance.

Moreover, basalt fibres have good acid and solvent resistances, surpassing those of E-glass and many other mineral and synthetic fibres. They also have very good resistance to alkalis, while they are slightly less stable than glass in strong acids. Weight loss in boiling water, alkali and acid is also significantly lower for basalt. The inert basic material possesses, in addition to corrosion resistance, good resistances to UV-light and biologic contamination. Absorption of humidity comes to less than 0.1% at 65% relative air humidity and room temperature. Basalt fibres show excellent natural adhesion to a broad range of binders, coating compounds and matrix materials in composite applications [4]. This property can be further enhanced through optimized surface treatment. Basalt is non-toxic, completely inert and without any environmental restriction. It releases no toxic reaction products with air or water. All of this makes basalt fibres and fabrics attractive for the reinforcement of composites.

2. TRM mechanical testing

There are no explicit standards or recommendations for testing the mineral fibres in the form of a grid. It was therefore decided to use texts related to the testing of continuous strands of glass fibres as a reference and those norms set out in the manufacturing specifications.

The displacement rate recommended in the norms are too quick to assess the behaviour of the textile and do not reflect realistic working environments (development of cracking over a number of days).

Likewise, the dimensions of the test specimen that are proposed in these documents are unsuitable for the form of the textile under analysis. The minimum length of the test specimens was set at 500mm, so as to ensure that breaks occurred as far away as possible from the ends of the specimens.

Textile testing requires specific devices to grip these types of materials. Conventional fitting grips do not prevent the fibres from slipping or cause a build up of tension around them, which invalidates the results. Within the framework of this thesis, as a technical solution to this drawback, a bi-component epoxy resin was used to create rigid blocks (Fig. 2) upon which to apply the pressure of the fitting grips, transmitting the test load through the application of shear stress to the textile strands.

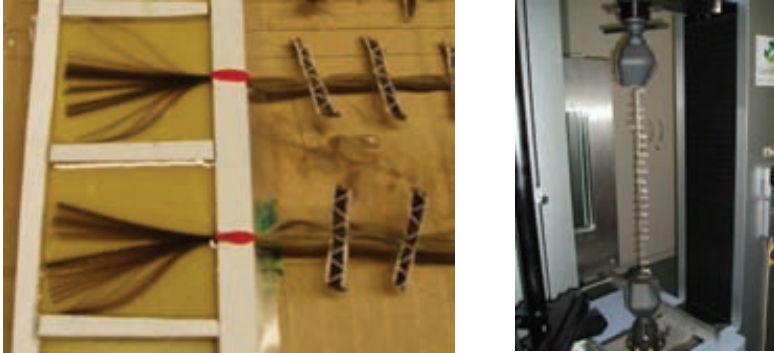


Fig. 2. Basalt textile roving specimens.

The following table summarises the parameters and the average results of the tests with their corresponding values in textile units and per textile width. Having eliminated those specimens from the results that were spoiled or that had breaks near the ends, a significant scatter in the results was noticeable. This scatter is explained by the processing of the fibres and the manufacture of the textile, as it is a new product that is still under development.

Table 1. Textile tensile test results.

Materials	Number of rovings	Displac. [mm/min]	$e (f_y)$	f_y [N]	f_y [mN/Text]	f_y [kN/m]
Basalt	1	1	0.014	457.4	190.6	18.30
		4	0.016	462.6	192.5	18.50
		5	0.018	539.4	224.8	21.58
		10	0.016	522.9	217.9	20.92
	1t	5	0.010	412.4	171.8	16.50
	2	5	0.018	934.6	194.7	18.70
	3	5	0.021	1511.3	209.9	20.15
Glass	1	5	0.019	883.8	243.8	35.35

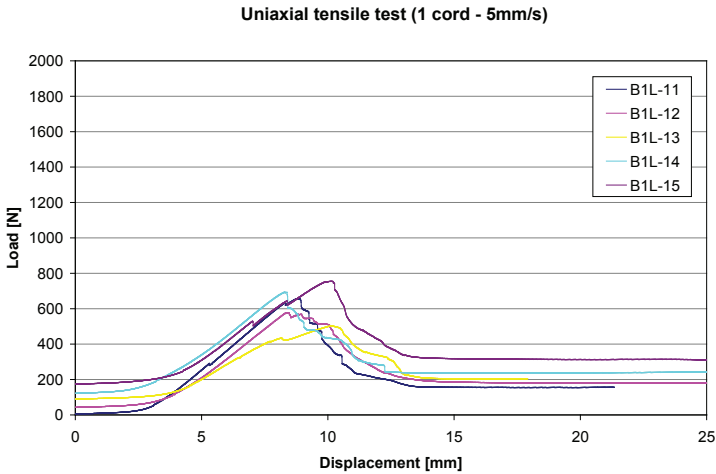
Just as the other bidirectional textiles under study, the longitudinal direction presents a slightly greater resistance with respect to the perpendicular direction, which in this case is around 10%.

The ASTM D 5034 standard used as a reference suggests a velocity of 300mm/min, however the technical specifications of similar products indicate lower velocities. As suspected, the test velocity influences the results. The maximum load at a slow velocity (1mm/min) is 15% lower than the load obtained at 5mm/min (the load used to compare materials and the number of strands). This effect appears to stabilise at velocities above (10 and 20mm/min), however an intermediary velocity was preferred so as to perform visually monitoring throughout the duration of the test.

Due to the difficulty of achieving an identical initial length for all the strands of the test specimens with one and two cells, their behaviour is slightly different from the behaviour of the single strand test specimens. As commented on earlier, in a similar way for the fibres in the same mesh, the roving that had been subjected to greater traction was the first to break, while the others had yet to reach their maximum load and would successively go on to break at a later point, as shown by the following graph (specimens B3L1 and B3L8) at a lower overall load (Fig. 3). This leads to a slight reduction in the maximum load supported per roving.

The behaviour of glass fibre differs notably from that of basalt. In both textiles, the maximum load occurs with similar displacement, although greater disparity of this value was recorded than in the case of glass-fibre textiles.

Basalt-fibre textile presents a resistance to traction that is 15% lower than that of bitumen-coated glass-fibre textile. However, under controlled deformation test conditions, the former exhibited greater ductility at failure, which means it is therefore more reliable from a safety point of view.



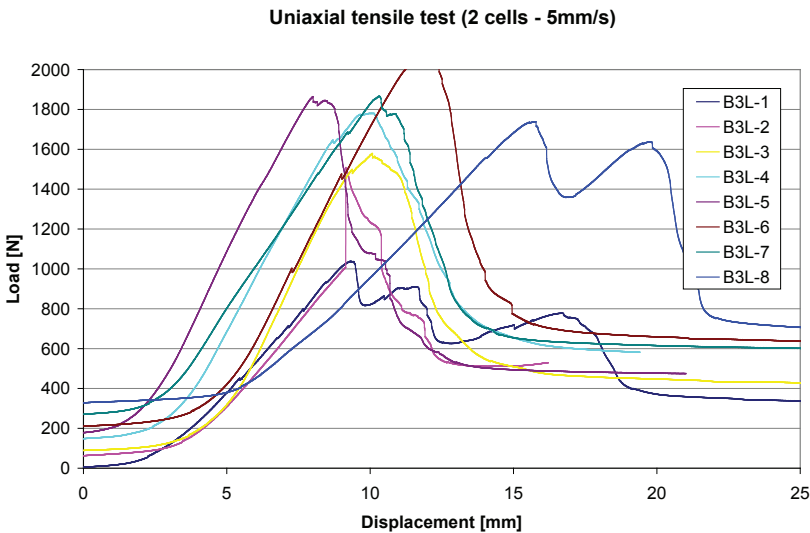


Fig. 3. Load-displacement behaviour of 1 roving specimens (above) and 3 rovings specimens (below).

In general, the characteristics of mortars that will be strengthened with textile are:

- ▷ for the fresh mortar;
 - ▶ workability,
 - ▶ rate of hardening,
 - ▶ shrinkage,
 - ▶ good ability to impregnate the textile, when used as a TRM,
- ▷ and, for the hardened mortar;
 - ▶ appearance,
 - ▶ moisture and air permeability,
 - ▶ compressive and tensile strength,
 - ▶ adherence with the substrate and the textile,
 - ▶ ability to tolerate movements,
 - ▶ wetness, frost and salt resistance.

The above characteristics were carefully taken into account in this research program, and great effort was put into achieving the best combination, emphasising compatibility with the existing materials of the heritage buildings. For this reason, natural lime-white cement mortars and commercial pozzolanic-lime mortars have been used in this research as matrix.

In the following sections, three experimental programs on basalt textile reinforced mortars are described to present a general idea about the possibilities of this new retrofitting technique.

3. TRM on multi-leaf stone masonry walls

3.1 Geometry of masonry walls

Seeking to reproduce the actual conditions of ancient masonry (from 10th-16th century), it was decided to construct walls that were sufficiently large to reflect the same characteristics (typology, filling, bond, cement, heterogeneity, faults in the construction processes, pathologies, etc.) and to reproduce behaviours (disconnected leaves, buckling, rotation, etc.) that are specific to such structures.

Likewise, the aim was to maintain a thinness ratio (height/width) that was similar to those in real buildings. To do so, a review of various masonry buildings was conducted, which found a great range of values (between 4.4 and 11) even for constructions in similar geographic areas and time periods. It was decided to use an intermediate thinness ratio, which could be distributed between external leaves of ashlar and rubble masonry blocks, and an internal leaf made of a poor cavity filling material. Based on those decisions, the dimensions of the walls were, in general, 2,000 mm in height, 2,000 mm in length and 300 mm in width.

3.2 Materials of masonry walls

The selection of the materials for use in the construction of the test-wall structures was grounded in the research experience of LABEIN-Tecnalia in these types of structures and their materials, and by following the recommendations of other experts that were consulted (FSMR – Centre of Romanic studies).

Both the stone materials and the mortar selected for the test are sufficiently representative of the materials that are present in a great number of ancient structures in the surrounding region. Two types of stone were used, both known as “Aguilar Sandstone”:

- ▷ Sandstone 1: of a light colour, used for ashlar blocks.
- ▷ Sandstone 2: a dark reddish, crumbly stone for irregular masonry blocks.

The dosage in the mortar design was based on the characteristics of mortars that can be found in ancient stone masonry buildings. The characterisation of these mortars is always a complex affair, due to the difficulty of extracting sufficiently large samples to produce test specimens. Nevertheless, it was confirmed that, as in all historic mortars, its composition includes lime and the majority present low strength, due to the quality of the original materials, their porosity, their heterogeneity, additives and state of decay.

The defined mortar was made of white cement, hydraulic lime, sand (volumetric dosage 0.5-1.5-19) and water (Water/Cement ratio » 4). The presence of white cement was justified by the need to get a significant strength within a limited space of time.

3.3 Typology and construction of masonry walls

The walls were all double-leaved with a cavity filling. One of the external leaves was ashlar and the other rubble masonry. The wall cavity was filled with mortar and small stone fragments from the preparation of the masonry units. The thickness of each leaf was approximately 100 mm, although the thickness was slightly lower in the M6 - M9 test walls.

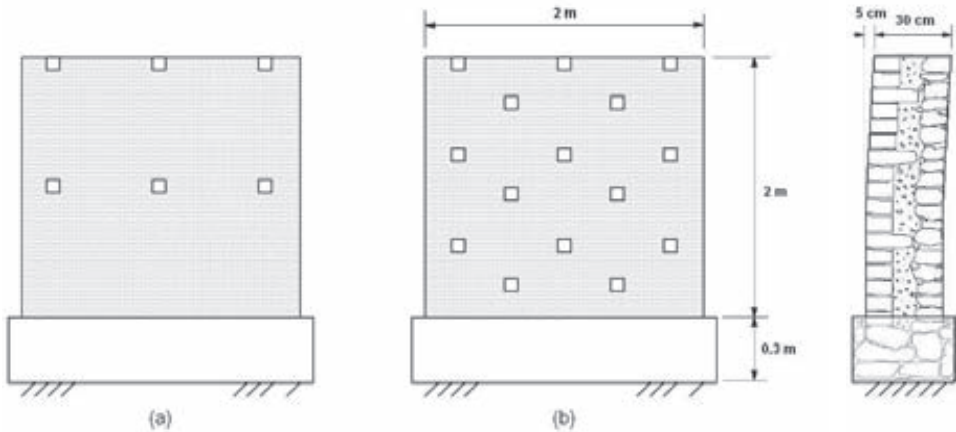


Fig. 4. Geometry and position of bondstones.

Although of the same formal typology, four walls (M6, M7, M8 and M9) were constructed with interlocking leaves, by introducing keystone or bondstones (transversally laid ashlar blocks) that were staggered at intervals between three ashlar courses. The remaining walls (M1 - M5) only had three bondstones placed half-way up the wall and another three in the upper part, such that there were fewer interconnections between the leaves. It is important to point out that these bondstones did not protrude beyond the masonry leaf, which would otherwise have meant a better connection.



Fig. 5. Detail of the leaves during construction.

The walls were raised in three phases, construction being successively halted at three heights, due to the risk of collapse in the first few hours because of the low mortar hardening rate.

3.4 Strengthening of masonry walls

3.4.1 Sewing with FRP bars

With the aim of improving the connections between the leaves, $\varnothing 7.5$ mm CFRP bars were sewn into the leaves of certain walls, seated in 14 mm drill holes previously made in the mortar joints between the masonry blocks, and filled with a lime mortar with pozzolanic activity, without affecting the visible ashlar face.

A total of 6 bars per wall (0.66 m^2 of wall per bar) were used, placed at intervals of 600 and 700 mm, at an inclination of $5\text{-}10^\circ$ to facilitate the low-pressure injection of the grout. It should be pointed out that the bars were 230 mm long, which in the majority of cases meant a too short adherence length in the ashlar leaf for their correct anchorage. This problem, which arose due to the use of inappropriate equipment (a short drill), was taken into consideration when the structures were analyzed and should also be taken into account in any future interventions.

Having confirmed in the first tests that this action was insufficient to prevent the failure brought about by the separation of the ashlar leaf, a second sewing of walls M2, M3, M4, M7 and M8 took place. On this occasion, 5 AFRP bars inclined at 30° , were inserted into the upper third of each wall (0.265 m^2 of wall per bar). Unlike the first, in this operation the rubble-masonry leaf was perforated to 20 mm beneath ashlar leaf external face.



Fig. 6. TRM reinforcement process: Drilling holes (left), placement of basalt textile (right).

3.4.2 Strengthening with TRM as one-side surface treatment

With the aim of testing the effect of TRM, a basalt-fibre textile was introduced between the mortar render on the masonry faces of various walls.

Table 2. Reinforcement system applied in each wall

Wall specimens	Interlocking bondstones per wall	Strengthening system	
		TRM (one-side)	FRP transversal sewing
M1		-	-
M2		1	MI
M3	6	2	MI
M4		1	LI+MI
M5		2	LI
M6		-	-
M7	15	1	MI
M8		2	MI
M9		1	LI

In the first place, a render was applied with of an average thickness of 10 mm. The textile mesh was placed onto this layer. This was fixed onto the wall using basalt fibre anchoring devices, at intervals of 350 - 400 mm between each other, laid out in the form of equilateral triangles. These fibre anchors were folded in two, inserted into openings 70 - 80 mm deep and 8 mm in diameter, and then filled with a commercial lime grout. At the other end the loose fibres connected up with the basalt textile mesh, and acted as an anchor or "tie" to hold the mesh to the wall, beneath a further mortar rendering. In some cases, this operation was repeated by applying a second textile mesh and mortar rendering, this time without anchors.

Finally, a 5 mm render was applied. The volumetric dosage of the mortar was 2:1:12 (white cement, lime, sand), although the last layer had a slighter higher quantity of water, in order to increase its plasticity. This mortar allows water vapour to pass out of the structure.

3.5 Testing, results and analysis

The wall was subjected to compression by means of two hydraulic cylinders and the reaction of the test framework. A manually controlled electric pump provided the required flow of hydraulic fluid and a manometer indicated the pressure level.

The load was applied by steps of approximately 1200 kN. The load was held at each step and a manual reading was taken from the digital displacement sensors, an automatic reading from all other sensors, and a visual inspection of the wall to identify possible cracks and other damage. The use of dial comparators with a digital display enable a rapid interpretation of possible events that can occur during the test: incubation of global failure, load uniformity and deformation, symmetry of global shortening between leaves, torque, loss of rigidity under compression due to increased deformation under constant load, etc. in such a way that more information is gathered during the test that allows decisions to be taken in real time, as well as guaranteeing the safety of people and equipment.

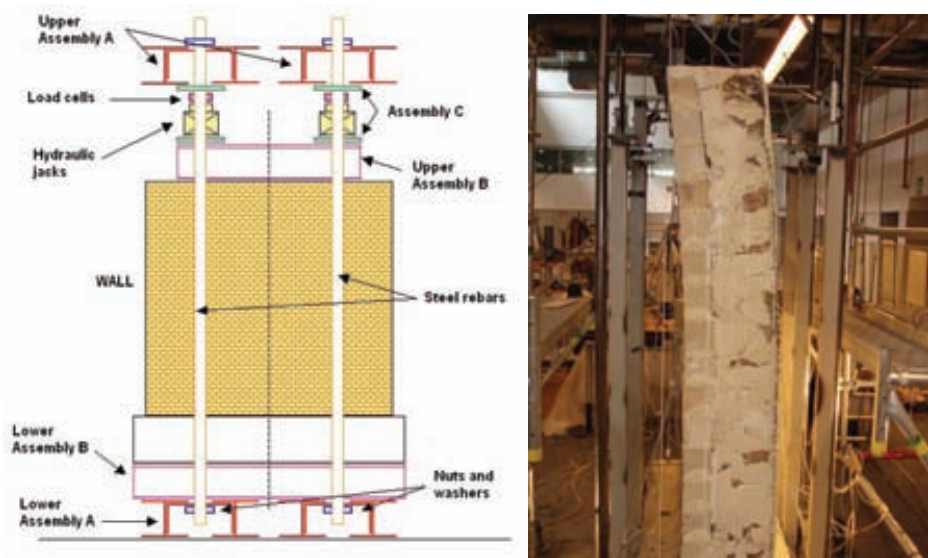


Fig. 7. Test set up and configuration of the testing frame.

Despite considering, since the start of the campaign, that each wall structure was unique and different from the others, an analysis of the main results of the tests was performed, justifying the load and deformation variations with respect to the control walls.

The following Table shows the maximum load reading on the manometer for each of the tested walls. In addition, it compares in percentage terms the recorded load with the control wall for each of the series (Wall 1 for the first and Wall 6 for the second).

Table 3. Maximum registered loads

Wall specimens	Strengthening system		Test results	
	TRM surface treatment	FRP transversal sewing bars	Maximum load [kN]	[%]
Wall 1	-	-	188	100
Wall 2	1	MI	242	129
Wall 3	2	MI	201	107
Wall 4	1	LI+MI	194	103
Wall 5	2	LI	188	100
Wall 6	-	-	216	100
Wall 7	1	MI	289	134
Wall 8	2	MI	216	100
Wall 9	1	LI	188	87

TRM: textile reinforced mortar. The rendering mortar was reinforced with 1 or 2 layers of basalt fibre textile.
 LI: moderate intervention. 6 CFRP bars sew the wall with an adherence length of 20 mm in the ashlar units.
 MI: moderate intervention. 5 AFRP bars sew the wall with an adherence length of 90 mm into the ashlar units.

Even though TRM does not increase ultimate load values according to the test set up presented in this work, it is able to achieve a more ductile failure mode. By applying the textile within the rendering mortar in combination with transversal sewing, reinforced elements may be obtained without significantly increasing the original weight, and without even modifying their external appearance.

4. TRM on stone masonry arches

Stone masonry arches can suffer deterioration because of ageing effects, load increments, etc. Thus, and so as to recover their performance, retrofitting is needed. The main goal is to prevent the brittle collapse and increase the load capacity of these structures.

An arched masonry structure is stable under a given loading condition as long as the thrust line, which represents the internal forces at every cross-section, is kept inside the central core. When the thrust line moves outside the central core, the formation and consequent opening of a crack takes place and a plastic hinge is formed. The appearance of successive hinges forms a mechanism which leads the structure to collapse [5]. The failure of the arch happens when four hinges are formed. Once the arch is strengthened the failure mechanism changes.

The validation of the proposed strengthening technique is assessed by a laboratory test campaign on individual materials (stone, mortars and textiles), TRM (tensile and bonding tests) and full-scale 12 stone masonry arches.

4.1 Material characterisation

The different materials that compose the arch (stone and mortar) have been characterised in terms of compressive resistance (R_c), tensile resistance (R_t), deformability (E) and density (ρ).

Table 4. Average values for test results about substrate materials.

R_{cm} (MPa)	R_{tm} (MPa)	E_m (MPa)	ρ (Kg/m ³)	ν	
Stone	21,3	1,36	5.935	2.011	0,34
Mortar	2,03	0,98	5.791	1.625	0,21

The type and quality of mortars used in the reinforcement are extremely important and crucial for the life of a stone building. In this context, the most important characteristics of the mortars are: chemical and physical compatibility with the stones making up the building, resilience or flexibility to allow building natural deformation without causing substantial wall cracking, porous enough to allow moisture to pass through them and to evaporate.

Two types of mortars have been used for strengthening the arches, both free of cement. A first coat of pozzolanic mortar (named Mape-Antique Rinzafo) has been applied in order to improve the adhesion and chemical/physical resistance to soluble salts of macro-porous dehumidifying mortars. Afterwards, a second pozzolanic mortar has been applied (Mape-Antique Strutturale). The basalt fibres are embedded into this mortar matrix.

Table 5. Average values for test results about mortars.

	R_{cm} (MPa)	R_{tm} (MPa)	E_m (MPa)	ρ (Kg/m ³)	ν
Mape-Antique Rinzafo	12,6	1,9	7.188	1.880	0,29
Mape-Antique Strutturale	21,0	3,5	15.650	2.060	0,39

Related to the strengthening technique, the TRM is composed of two basalt grid layers impregnated by Mape-Antique Strutturale. In addition, spike-anchors are used to fix the textile onto the substrate to guarantee the reinforcement’s effectiveness. These anchors are inserted into a drilled hole in alternate stones with a structural adhesive.

With the objective of characterising the reinforcement, tensile load tests have been carried out on the basalt grid and TRM. Different specimens have been used for this purpose. The results obtained and pending bonding tests will be useful for future analytical models.

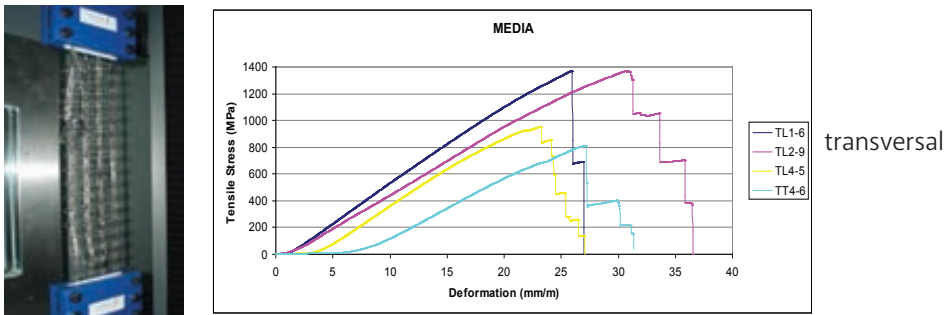


Fig. 8. Tensile load tests on different specimens of basalt fibres.

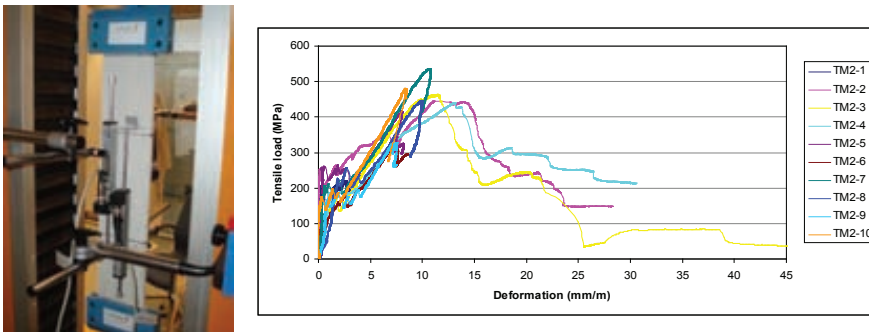


Fig. 9. Tensile load tests on TRM.

4.2 Test on stone masonry arches

12 stone masonry arches (1.2m span, 0.56m height, 0.25m width) have been constructed, strengthened and tested: 3 control arches, 3 strengthened at the extrados, 3 at the intrados and 3 at both sides. The main goal of these tests is to characterize the structural behaviour of both unstrengthened and

strengthened arches and assess the influence of the strengthening on the mechanical behaviour and failure mechanism. Tests have been carried out by displacement control until failure and horizontal and vertical displacements have been registered.

4.2.1 Test results

Different failure mechanisms have been noticed during the tests. While unstrengthened arches have an abrupt failure, strengthened arches suffer a big deformation before collapse. Furthermore, strengthened arches have suffered new failure modes: masonry crushing, detachment of the reinforcement or sliding along masonry joint. Finally, important load increments are observed. The average gain in ultimate load is of 13 times higher than control arches for those strengthened at the intrados, 15 times for those strengthened at the extrados and 22 times for those strengthened at both sides.

Table 6. Maximum loads for natural and strengthened arches.

Arch	Max. Load (kN)	Comments
A1	0,91	Unstrengthened arches
A2	1,24	
A3	1,38	
IN1	8,48	Arches strengthened at the intrados
IN2	15,24	
IN3	10,0	
EX1	19,24	Arches strengthened at the extrados
EX2	16,76	
EX3	12,58	
EXIN1	28,96	Arches strengthened at the extrados and the intrados
EXIN2	28,24	
EXIN3	20,99	



5. TRM confinement of concrete

The emergence of FRP technology supposed a great improvement of the concrete confinement. The use of a light and easy to use material replaced satisfactorily previous techniques which utilized concrete and steel. The enhance of the compression strength was considerable, the rest of the structure do not have to support extra weight and, besides, FRP fibres have an elastic behaviour up to failure so applies a continuously increasing confining action, while steel exerts a constant pressure after the yield point [6, 7].

The drawbacks above presented and the subsequent replacement of the organic binder with inorganic based mortars is also applicable in confinement. In order to check the behaviour of TRM applied in concrete jacketing a small experimental campaign is carried out in 18 concrete cylinders.

5.1 Materials

The materials which composed the TRM applied in the concrete cylinders are the same as the used in the arches strengthening displayed in the point 2. Basalt textile supplied by Fyfe impregnated within the commercial pozzolanic mortar Mapei-Strutturale.

In order to reproduce the behaviour of poor concrete structures, the specimens were made with low strength (mud slab) concrete, taken from a site civil work where was used as solid ground for pavements. At 28 aged days, the average compressive strength, f_{cm} , was 21MPa.



Fig. 10. Concrete confinement procedure

5.2 TRM confinement.

The confinement of the concrete cylinders with basalt TRM was done according to four stages (see Figure 10): 1) concrete's surface wetting; 2) application of the first layer of mortar, 5mm thick; 3) installation of basalt fabric, guarantying a small pretension; and 4) coating the textile with a second mortar layer with a thickness of 5mm. The basalt fabric, embedded in the samples wrapped with two basalt plies, implies one continuous element. An overlap of 120mm was provided.

Twelve concrete samples were retrofitted, six with one basalt ply and another six with two layers. The three remaining cylinders were tested as control specimens at the same curing time.

5.3 Test Setup

Concrete cylinders were tested in an Ibertest 3000kN compression machine which exerted a load rate of 0.5MPa/s. Four ohmic LVDTs (linear variable displacement transducers) were placed at $\frac{1}{4}$ of the cylinder perimeter to measure axial displacement.

5.4 Test Results

The specimens were tested at 70 days after cast. The three control cylinders showed the next average values: peak strength peak strength, $f_{co} = 21.8\text{MPa}$, and ultimate strain, $\epsilon_{cu} = 0.0041$ (the strain recorded at 95% of the strength peak after it). Table 7 summarised the results of the whole campaign. The ratios between the peak strength of each cylinder and the attained in the control sample are shown, as well as the ratios of the ultimate strain.

Table 7. Experimental campaign results

Type	Label	f_{cc}/f_{co}	$\epsilon_{cc}/\epsilon_{cu}$
One basalt ply	M1-1	1.17	1.24
	M1-2	1.19	1.35
	M1-3	1.26	1.28
	M1-4	1.24	1.34
	M1-5	1.12	1.33
	M1-6	1.23	1.49
Two basalt plies	M2-1	1.34	1.44
	M2-2	1.28	1.38
	M2-3	1.21	1.52
	M2-4	1.14	1.21
	M2-5	1.25	1.38
	M2-6	1.27	1.39

The average gain in strength peak is 21% in cylinders wrapped with one basalt ply and 25% when the confinement was done with two plies. On the other hand, the average increase of the ultimate axial strain is 34% in both configurations.

More data is given by the stress-strain plot, represented in the Figure 12, where the behaviour of five specimens is shown. The shape of the graphics is similar to the obtained in confinement with steel. While FRP confined concrete presents a bilinear shape with a brittle failure [8], in the case of the cylinders strengthened with the basalt TRM the plot is composed by three parts: linear ascending branch, followed by a second non linear part up to the peak and, after the peak stress, a descending branch which occurred when the jacket failed.

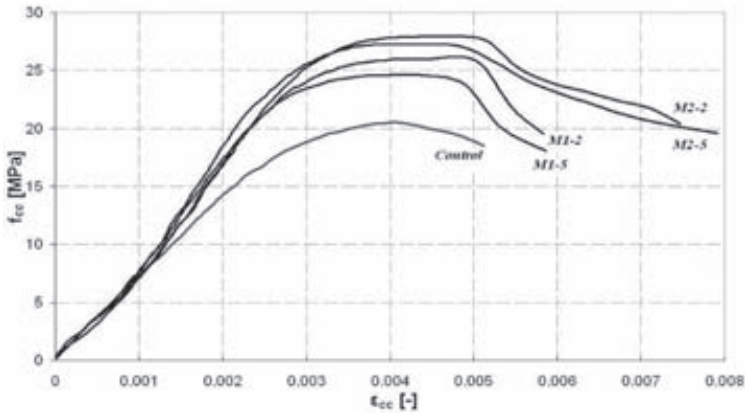


Fig. 11. Stress-strain plots.

The increase of the number of layers has not achieved a considerable increase of the peak strength but the plot shows how the failure in cylinders wrapped with two layers is more ductile than the specimens retrofitted with one ply.

Conclusions

A series of conclusions were reached on the basis of the experimental test series described in this paper, which are set out below:

- ▷ FRP, in its different formats (strips, bars, sheets), has proven itself to be a reasonably effective external strengthening solution for masonry structures. However, current trends in Heritage structures are focussing more on compatible techniques (TRM).
- ▷ The material costs of TRM interventions are significantly lower than other alternatives. Lime-cement-pozzolanic matrices are between 6-to-10 times cheaper than epoxy resins. However, the time and the labour costs required to position the anchor devices may increase the total cost of the intervention.
- ▷ Amongst the textiles that are on the market, basalt and glass-fibre present greater applicability as reinforcement for masonry structures, due to their greater deformability, lower price and, in the case of basalt, greater resistance to corrosion, temperature and humidity.
- ▷ Load-deformation diagrams have been drawn up for the basalt textile used in this research. Resistance of 20kN per linear meter was observed and a failure mode that was clearly more ductile than that obtained by similar glass-fibre textiles. The procedures and general conclusions of these tests may be applied to other textiles with similar properties.
- ▷ During the tests the effectiveness of the technique has been proved. The strengthened structures have a more ductile behaviour and, in the case of the arches, the ultimate load is up to 22 times higher.

About the use of textiles in combination with inorganic matrix, new tests configurations should be defined to validate the loading transmission from the TRM to the structure by means of fibre spike anchors. Additionally, TRM needs to be more deeply investigated to get the most suitable combination of fibres and mortars for each situation.

References

- [1] **ACI:** *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.* - ACI 440.2R-02 P.O. Box 9094, Farmington Hills, Michigan 48333-9094. 2002.
- [2] **San-José, J.T., García, D. Garay, A. and Castillo, J.:** *Novelty FRP strengthening systems applied to different substrates: analysis of the anchorage behaviour.* - FRPRCS-8. ISBN 978-960-89691-0-0. (2007, Greece).
- [3] **Triantafillou, T.C., and Papanicolaou, C.G.:** *Textile Reinforced Mortars (TRM) versus Fiber Reinforced Polymers (FRP) as strengthening materials of concrete structures.* - FRPRCS-7, ACI SP-230, Kansas City, USA, 99-118. 2005.
- [4] **OPERHA:** *Open and fully compatible next generation of strengthening system for the rehabilitation of Mediterranean building heritage.* - Contract n°: 517765 (INCO), 6th FP (2006-2008).
- [5] **Heyman, J.:** *The stone skeleton - International Journal of Solids and Structures.* 2, 249-279 (1966).
- [6] **Bournas, D. Triantafillou, T.:** *Innovative seismic retrofitting of old-type RC columns through jacketing: Textile-Reinforced Mortar (TRM) versus Fibre-Reinforced Polymer (FRP).* The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China. , No. 1, November-December. p. 740-748, 2008.
- [7] **Di Ludovico, M.; Prota, A. and Manfredi, G.:** *Concrete confinement using innovative materials: Basalt reinforced mortar (BRM).* CCC2008 - Challenges for Civil Construction, Torres Marques et al. (Eds) © FEUP, Porto. p. 124-125, 2008.
- [8] **Triantafillou, T. and Papanicolaou, C.:** *Textile Reinforced Mortars (TRM) versus Fiber Reinforced Polymers (FRP) as strengthening materials of concrete structures.* FRPRCS7 p. 99-117, 2005.

La creciente relevancia que ha alcanzado en la sociedad actual la conservación del parque de edificios e infraestructuras, en particular las que constituyen el patrimonio histórico artístico, ha revelado la necesidad de calibrar métodos efectivos de análisis, planificación y ejecución de las medidas de rehabilitación de construcciones y estructuras.

Las Jornadas Internacionales sobre Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio Construido (REHABEND) persiguen, entre otros objetivos, la creación de un foro de encuentro para la discusión y presentación de resultados y avances, en relación con las tecnologías de rehabilitación y la gestión de los bienes inmuebles del patrimonio construido.

Entidades patrocinadoras



TECNALIA Construcción
Parque Tecnológico de Bizkaia
C/Geldo, Edificio 700
48160 DERIO
www.tecnalia.info

Grupo de Tecnología de la Edificación
E.T.S. de Ing. de C, C. y P.
Avda. Los Castros s/n
39005 SANTANDER
www.gted.unican.es

Instituto Tecnológico de la Construcción
València Parc Tecnològic
Avda. Benjamín Franklin 17
46980 PATERNA (Valencia)
www.aidico.es