



UNIVERSIDADE DO MINHO

Escola de Engenharia da Universidade do Minho  
**Departamento de Engenharia Civil**

**REABILITAÇÃO ESTRUTURAL  
DE PAREDES ANTIGAS DE ALVENARIA**

por

**João Carlos Almendra Roque**

**Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil**

Setembro de 2002



**UNIVERSIDADE DO MINHO**

Escola de Engenharia da Universidade do Minho  
**Departamento de Engenharia Civil**

**REABILITAÇÃO ESTRUTURAL  
DE PAREDES ANTIGAS DE ALVENARIA**

por

**João Carlos Almendra Roque**

**Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil**

(Realizada sob orientação científica do Prof. Paulo Lourenço)

Setembro de 2002

*Aos  
meus pais e irmãos*

*À memória  
dos meus avós*

## **Agradecimentos**

Ao terminar este trabalho queria manifestar o mais sincero agradecimento a todos aqueles que contribuíram, directa ou indirectamente, para a sua realização. Não posso, contudo, deixar de dirigir com especial relevância este agradecimento:

Ao professor Paulo Lourenço não só pela orientação, mas também pelo empenho e profissionalismo que manifestou no decurso dos trabalhos.

À Câmara Municipal de Bragança, nomeadamente ao Presidente Eng<sup>o</sup> Jorge Nunes, pela disponibilização de uma habitação, no Centro Histórico de Bragança, para realização dos ensaios experimentais.

Ao Gabinete Técnico Local, do Centro Histórico de Bragança, pelas informações prestadas e disponibilização de elementos.

À Dra. Margarida Alçada, Directora de Serviços de Inventário e Divulgação da Direcção Geral de Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN), pela cedência de peças desenhadas de vários imóveis classificados e pela disponibilidade e interesse manifestados no apoio à realização deste trabalho.

Aos meus pais e irmãos que sempre me apoiaram e encorajaram e, ainda, pelo tempo que subtraí à sua companhia.

À Eduarda pelo apoio manifestado.

À Fundação para a Ciência e Tecnologia que, através do SAPIENS 33935-99, financiou parcialmente o presente trabalho.

## **Resumo**

Neste trabalho destaca-se a importância da caracterização da tipologia das paredes e das fundações, em estruturas antigas de alvenaria, como forma de melhor compreender o seu comportamento mecânico e a origem de muitas das suas patologias e, finalmente, como forma de facilitar a sua intervenção, com a escolha adequada de técnicas e materiais.

Apresentam-se as principais técnicas de reabilitação, inovadoras e tradicionais, com referência ao seu potencial campo de aplicação, vantagens e limitações, fundamentadas com resultados da sua aplicação, quer em modelos físicos experimentais, quer em casos reais. Particular destaque é dado às medidas a adoptar em estruturas com paredes de alvenaria antiga inseridas em zonas de risco sísmico. A apresentação destas técnicas é extensiva às fundações, entendidas aqui, como um prolongamento das paredes.

Para fomentar a implementação de medidas preventivas, na preservação das Construções Históricas em alvenaria, são apresentados e aplicados, a uma amostra de cinquenta e oito igrejas nacionais, distribuídas por zonas de diferente sismicidade, métodos simplificados na avaliação da sua aptidão sísmico-estrutural.

Finalmente, é apresentado um caso de estudo, inserido no Centro Histórico de Bragança. O diagnóstico, baseado no levantamento da geometria, da estrutura, dos empenos e da fendilhação das paredes mestras, em alvenaria de pedra irregular, e na sua caracterização auxiliada por inspecções visuais com câmara boroscópica, na caracterização geométrico-morfológica, e por macacos planos, simples e duplos, no que à caracterização mecânica diz respeito, precede e fundamenta a apresentação da metodologia a adoptar em projectos de intervenção.

## **Abstract**

This work addresses the typological characterization of old masonry walls, including its foundations, as an important way to understand their mechanical behaviour and the origin of the exhibited typical damage, but also as a way to assist intervention works with the choice of appropriate techniques and materials.

The main available rehabilitation techniques, traditional and innovative, are presented with their potential field application, advantages and restrictions, as a result of experimental tests in physical models and real cases. In more detail, this study focuses on the intervention in old masonry walls belonging to structures located in seismic areas. Foundations are considered an extension of the load bearing walls, being also addressed here.

To demonstrate the relevance of preventive measures associated with seismic damage, in this kind of structures, simplified methods are presented and applied to a sample of fifty-eight Portuguese churches located in different seismic risk areas.

Finally, a case study in Bragança's Historical Centre is presented. The inspection and diagnosis of the construction masonry walls was based on geometrical, structural, displacement and crack surveying. This characterization was assisted by visual inspection with a boroscopic camera, for geometrical and morphological characterization, and by flat-jacks, single or double, for mechanical characterization. The adopted strategy is of key importance in the definition of design intervention methodologies.

## Índice Geral

<b>1. Introdução.....</b>	<b>1</b>
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objectivos.....	1
1.3. Estruturação do texto.....	2
<b>2. Caracterização das alvenarias antigas.....</b>	<b>3</b>
2.1. Introdução.....	3
2.2. Paredes de alvenaria.....	8
2.2.1. Classificação tipológica.....	9
2.2.2. Principais patologias.....	17
2.3. Fundações.....	25
2.4. Propriedades mecânicas.....	30
2.5. Ensaio experimentais.....	41
<b>3. Técnicas de intervenção em reabilitação estrutural.....</b>	<b>45</b>
3.1. Introdução.....	45
3.2. Injecção.....	53
3.3. Pregagens.....	64
3.3.1. Pregagens generalizadas.....	65
3.3.2. Pregagens costura.....	65
3.3.3. Pregagens transversais.....	67
3.3.4. Sistemas de ancoragem.....	70
3.4. Pré-esforço.....	75
3.5. Desmonte e reconstrução.....	84
3.6. Refechamento das juntas.....	86
3.6.1. Refechamento das juntas com armadura.....	88
3.7. Reforço com materiais compósitos FRP (Fiber Reinforced Polymer).....	93
3.8. Rebocos armados.....	105
3.9. Encamisamento (“Jacketing”).....	110
3.10. Reforço das fundações.....	116
3.11. Reforço anti-sísmico de edifícios.....	129

<b>4. Avaliação sísmica em estruturas antigas .....</b>	<b>143</b>
4.1. Sismicidade histórica em Portugal.....	143
4.2. Aspectos da vulnerabilidade sísmica das construções históricas.....	151
4.2.1. Métodos simplificados de análise.....	152
4.2.1.1. Percentagem da área em planta.....	153
4.2.1.2. Razão entre a área efectiva e o peso.....	154
4.2.1.3. Método do corte basal.....	155
4.2.1.4. Análise comparativa dos métodos.....	157
4.2.2. Influência da esbelteza das paredes.....	160
4.3. Estudo sobre as igrejas portuguesas.....	163
4.3.1. Principais mecanismos de dano.....	164
4.3.2. Caracterização da amostra.....	171
4.3.3. Aplicação dos métodos simplificados a uma amostra.....	176
<b>5. Caso de estudo no Centro Histórico de Bragança .....</b>	<b>189</b>
5.1. Enquadramento.....	189
5.2. Trabalhos de inspecção.....	194
5.2.1. Levantamento geométrico estrutural.....	194
5.2.2. Levantamento de empenos.....	199
5.2.3. Levantamento da fendilhação.....	203
5.2.4. Caracterização da alvenaria.....	207
5.2.5. Caracterização das fundações.....	234
5.3. Diagnóstico.....	235
5.4. Proposta de reabilitação estrutural.....	237
<b>6. Conclusões .....</b>	<b>245</b>
<b>7. Bibliografia .....</b>	<b>247</b>
<b>Anexo I .....</b>	<b>253</b>

## **1. Introdução**

### **1.1. Enquadramento**

A existência de estruturas de alvenaria antiga está difundida por toda a Europa, em centros históricos e urbanos, em diferentes tipos de estruturas como edifícios, igrejas, torres, campanários, arcos, muros, fortes, muralhas, etc. O valor patrimonial, cultural e arquitectónico que representam fez com que a sua conservação e manutenção seja, hoje em dia, de grande interesse para quem os tutela.

Recentemente, tem-se assistido à preservação das paredes exteriores dos edifícios antigos, em intervenções que podem considerar-se no limiar mínimo da conservação do património arquitectónico não-monumental. Para o efeito contribuem as naturais dificuldades de reparação dos edifícios antigos, em parte inerentes ao reduzido domínio que se possui sobre as técnicas e os materiais envolvidos. Em zonas urbanas, estas intervenções são, frequentemente, motivadas por rentáveis programas de utilização, subjacentes à pressão das especulações imobiliárias, mais do que pelo estado de degradação exibido. A formação de técnicos, no domínio das construções históricas, conjugada com a sensibilização e vontade política, para a conservação do património arquitectónico, devem contrariar esta tendência.

Os avanços que se realizam, continuamente, quer no domínio dos materiais, quer no projecto de estruturas, são pensados, essencialmente, para a aplicação directa a novas concepções. No entanto, as construções antigas, além do valor patrimonial que representam, ocupam uma área significativa em muitos centros históricos urbanos, frequentemente em mau estado de conservação, pelo que urge proceder à sua requalificação com intervenções adequadas.

### **1.2. Objectivos**

Pretende-se com este trabalho contribuir para a revisão do estado do conhecimento sobre a caracterização de alvenarias antigas, nomeadamente em paredes estruturais, bem como sobre as técnicas de intervenção para a sua reabilitação estrutural.

O trabalho propõe-se ainda contribuir para promover a aplicação ao nosso país de métodos simplificados de avaliação da segurança sísmica, das construções históricas, como base para o desenvolvimento de programas de vulnerabilidade sísmica.

Por último, pretende-se também sensibilizar e consciencializar a comunidade técnica e política para a necessidade de preservar o património cultural edificado, com respeito pelo valor que representa.

### **1.3. Estruturação do texto**

O texto do presente trabalho encontra-se dividido em cinco partes, para além do presente Capítulo 1:

A primeira parte, Capítulo 2, faz a caracterização das alvenarias antigas, com particular destaque às suas diferentes tipologias em paredes e fundações, materiais, comportamentos e patologias mecânico-estruturais, e ainda aos ensaios de caracterização mecânica.

A segunda parte, Capítulo 3, apresenta o estado da arte relativo a técnicas de reabilitação estrutural em paredes e fundações antigas de alvenaria, com referência a soluções tradicionais e inovadoras.

A terceira parte, Capítulo 4, introduz os métodos simplificados na avaliação sísmica de estruturas antigas, com aplicação a uma amostra de estudo de cinquenta e oito igrejas nacionais de diferentes zonas sísmicas.

Na quarta parte, Capítulo 5, analisa-se um caso de estudo, no Centro Histórico de Bragança, com elaboração do diagnóstico e de uma proposta de reabilitação estrutural.

Finalmente, a quinta e última parte, Capítulo 6, apresenta as conclusões finais do trabalho com referência a perspectivas para futuros trabalhos de investigação na matéria.

## **2. Caracterização das alvenarias antigas**

Pretende-se neste capítulo apresentar uma breve revisão sobre as diferentes tipologias de alvenaria estruturais antigas e das suas principais características mecânicas e patologias.

### **2.1. Introdução**

A existência de estruturas de alvenaria antigas está difundida por toda a Europa, em centros históricos e urbanos, em diferentes tipos de estruturas como torres, edifícios, igrejas, campanários, arcos, muros, fortes, muralhas, etc. O valor patrimonial, cultural e arquitectónico, que representam fez com que a sua conservação e reabilitação seja, hoje em dia, de grande interesse para quem os tutela.

Recentemente, tem-se assistido à preservação das paredes exteriores dos edifícios antigos, em profundas intervenções que podem considerar-se no limiar mínimo da conservação do património arquitectónico não-monumental. Para o efeito contribuem as naturais dificuldades de reparação dos edifícios antigos, em parte inerentes ao pequeno domínio que se possui das técnicas e dos materiais envolvidos. Em zonas urbanas, estas intervenções são, frequentemente, motivadas por rentáveis programas de utilização subjacentes à pressão das especulações imobiliárias, mais do que pelo estado de degradação exibido.

Entende-se por “alvenaria” a associação de um conjunto de unidades de alvenaria (tijolos, blocos, pedras, etc.) e, geralmente, argamassa, que possui propriedades mecânicas intrínsecas capazes de constituir elementos estruturais. Em alvenarias antigas, os materiais utilizados para unidades de alvenaria eram, vulgarmente, a pedra ou o tijolo cerâmico, eventualmente reforçados com estrutura interna de madeira. O uso de argamassa, ou material ligante, entre as unidades estava dependente do tipo de alvenaria.

As alvenarias sem ligante nas juntas, também designadas de alvenarias de junta seca, são menos frequentes em estruturas. No entanto, nas alvenarias antigas, os ligantes, de natureza muito pobre (terra, argila ou argamassas pobres), desempenhavam

mais a função de preencher os espaços livres entre as unidades de alvenaria, criando boas condições para o seu assentamento, do que propriamente para constituir “ligações químicas” com as unidades utilizadas. “Numa boa parede de alvenaria, a argamassa desempenha um papel secundário comparativamente com as pedras, embora seja essencial para garantir uma boa compacidade ao conjunto” [Carocci, 2001].

As alvenarias de pedra tem uma diversificada constituição interna, dependente da época, dos costumes e do local de construção. São caracterizadas por uma grande irregularidade geométrica e falta de homogeneidade material, resultado da diversidade de características (físicas, mecânicas e geométricas) dos materiais utilizados.

As pedras utilizadas podem ser de diversa natureza (magmáticas, metamórficas ou sedimentares), forma e dimensão, regulares e irregulares, e podem apresentar-se ligadas com terra, argila, substâncias orgânicas ou argamassas, em geral, de fraca qualidade e que raramente envolvem completamente as pedras. A presença de cavidades ou vazios interiores é uma característica destas alvenarias que aparecem, consoante os casos, em maiores ou menores percentagens (Figura 2.1).

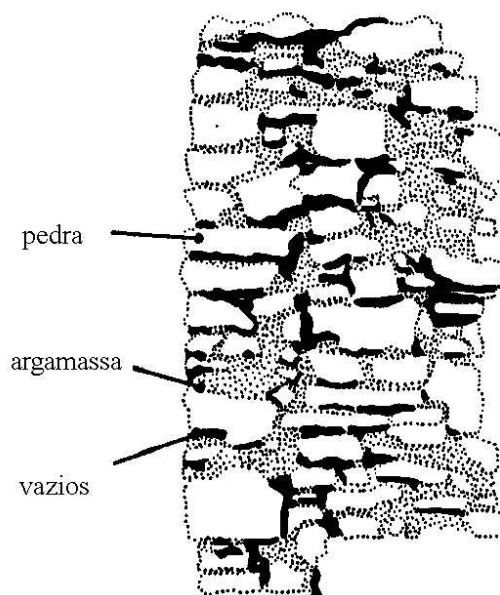


Figura 2.1 - Componentes da alvenaria de pedra: pedra, argamassa e vazios [Binda et al., 1993].

Os tijolos cerâmicos, elaborados a partir de uma pasta de material argiloso, mais ou menos homogênea, que depois de enformados, geralmente com formas

paralelepédicas, eram cozidos por exposição ao sol – tijolos de adobe – ou em fornos de alta temperatura, tem características mais regulares que as pedras. Como consequência, o uso do tijolo cerâmico na construção de alvenarias, traduz-se, também, numa maior regularidade e homogeneidade do produto final. O tipo de ligantes utilizados eram idênticos aos utilizados nas alvenarias de pedra.

As estruturas de alvenaria resultaram, por processos empíricos de aprendizagem (métodos iterativos de tentativa-erro), numa associação de elementos resistentes em que a transmissão de cargas se fazia por “trajectórias” de tensões de compressão. Assim, as unidades de alvenaria eram dispostas (justapostas e sobrepostas) de forma, mais ou menos imbricada, quer longitudinalmente, quer transversalmente, de forma a que da associação resultasse, sob a acção da gravidade, uma interacção de equilíbrio, entre os diferentes elementos, assegurada através de tensões de compressão e de atrito. Em paredes e muros, as juntas verticais entre elementos resistentes eram desencontradas, num “imbricado” que dificultasse a progressão das fendas, o que vulgarmente se designa por “matar as juntas”.

Como resultado temos um material compósito heterogéneo, intrinsecamente descontínuo, com boa resistência à compressão, fraca resistência à tracção e, sob a acção exclusiva da gravidade, com um baixo risco de deslizamento. Homogeneidade, isotropia, e propriedades mecânicas uniformes, hipóteses vulgarmente assumidas na análise de estruturas correntes, não podem aqui aplicar-se com rigor.

O arco, elemento fundamental nas estruturas de alvenaria, é um exemplo de aplicação estrutural deste material e do seu eficaz funcionamento estático (Figura 2.2). Os arcos não existem na natureza, são uma invenção do homem. Apareceram na Babilónia possivelmente há mais de 6000 anos (os Astecas e os Incas construíram alvenarias durante séculos sem o arco).

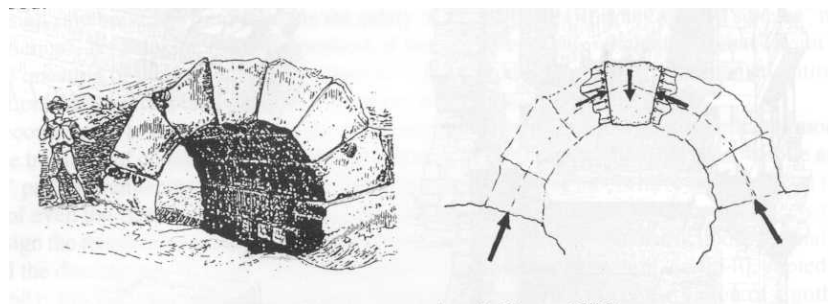


Figura 2.2 - O arco Etrusco e o seu funcionamento estático [Huerta, 2001].

Apesar da aparente falta de ligação entre os elementos o facto é que estas estruturas, deram provas da sua eficácia e mantiveram a sua forma durante séculos. As tensões de atrito geradas são suficientes para evitar o movimento entre elementos (valores típicos do ângulo de atrito em paredes de alvenaria de pedra são de 30° a 35°) e, em geral, os níveis de compressão eram muito baixos, sendo o risco de rotura por esmagamento negligenciável [Huerta, 2001].

Além disso, uma importante vantagem do sistema construtivo das alvenarias, baseado na justaposição dos elementos com uma fraca ligação entre si, é a facilidade de desmonte. A facilidade na manutenção, por substituição dos elementos degradados, permite assegurar uma maior longevidade às construções controlando o processo de degradação que possa afectar alguma das suas partes. Assim, tudo se processa como num organismo vivo que cicatriza as suas feridas mantendo a própria identidade. À excepção de situações, como a acção sísmica, em que a facilidade de desmonte pode ser vista como uma debilidade estrutural, ela é uma importante vantagem para a conservação e evolução dos centros históricos. *“..uma consequência deste defeito de funcionamento é a particular fragilidade das construções históricas à acção sísmica. O impulso da componente horizontal da aceleração, perpendicular ao plano, empurra as paredes de contorno para fora e acima de determinados valores, pode provocar a sua rotura”* [Giuffrè, 1995].

A evolução dos centros históricos, em que a generalidade das estruturas é de alvenaria, fez-se pela justaposição das paredes das construções existentes com as das construções novas contíguas (Figura 2.3 e Figura 2.4). De igual forma, o prolongamento e elevação das construções existentes, que contava apenas com a capacidade coesiva do peso próprio nas suas ligações estruturais, é também um sinal de debilidade estrutural muito importante e especialmente preocupante em zonas sísmicas.

Quando, quer por erros de concepção, quer por razões imprevistas (por exemplo assentamentos diferenciais ou abalos sísmicos), se instalavam tracções não previstas nas estruturas de alvenaria, dava-se início a mecanismos de deterioração mecânica que, nalguns casos, conduziam à fendilhação e aceleravam o processo de degradação e de colapso. Alguns destes problemas e as suas consequências manifestam-se hoje, com maior evidência, em construções altas e/ou pesadas porque estão sujeitas a elevadas cargas permanentes de compressão.

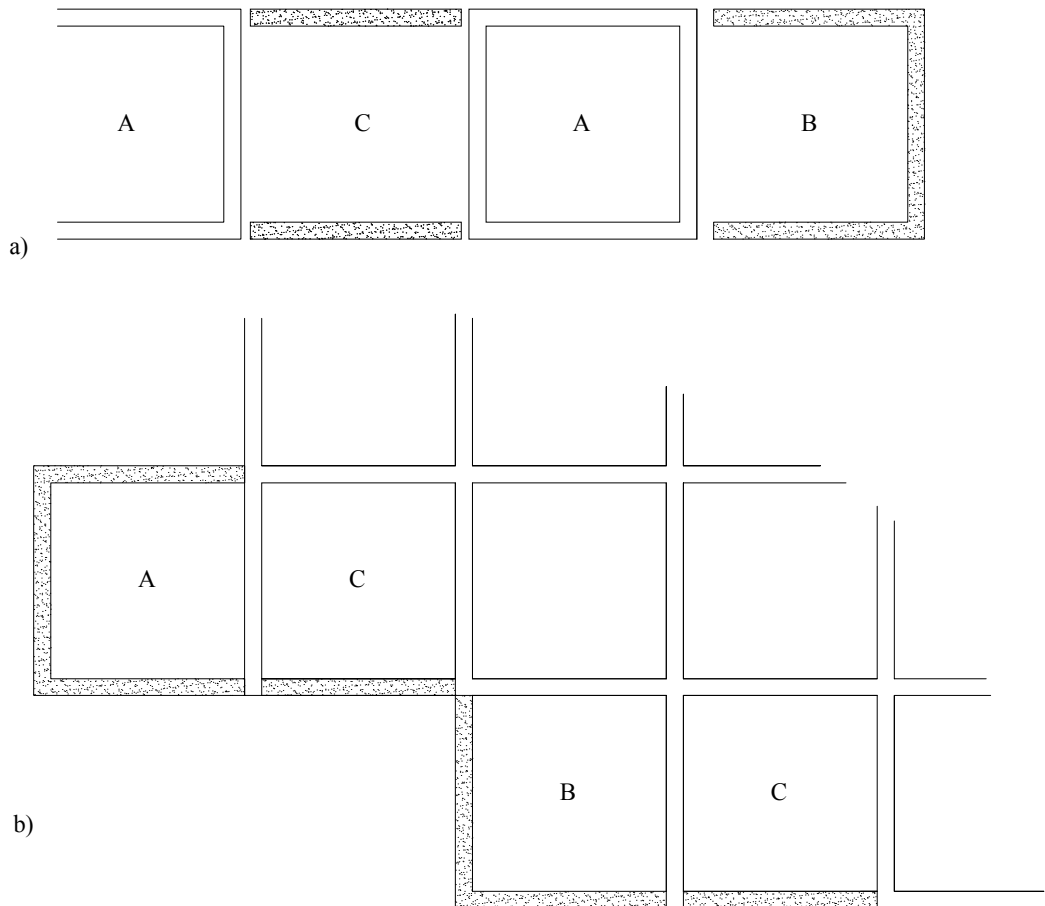


Figura 2.3 - Evolução construtiva dos centros históricos [Giuffrè, 1993]: (a) processo evolutivo de crescimento: A- célula existente, B- célula de acrescmento, C- célula de ligação; (b) paredes mais susceptíveis de acordo com a posição relativa das casas na textura urbana: A- casa de topo, B- casa de canto, C- casa interior.

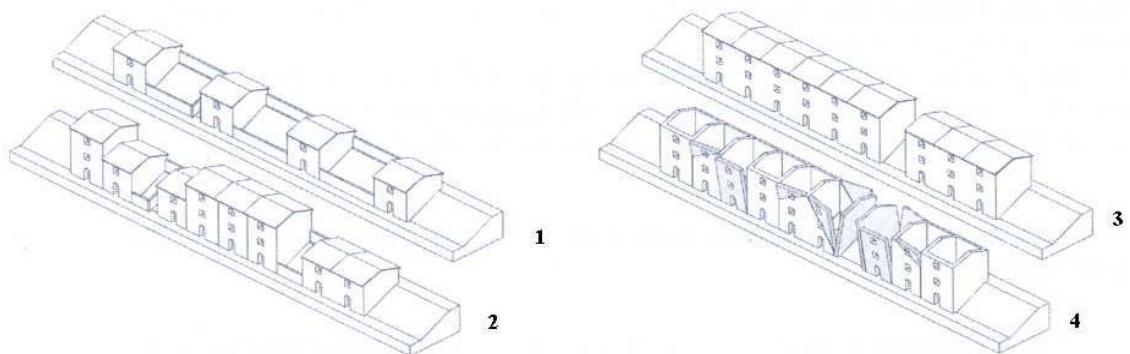


Figura 2.4 - Exemplo das fases de evolução de um quarteirão de um centro histórico (1 a 3) e do cenário de danos associado à evolução histórica (4) [Carocci, 2001].

No entanto, os principais problemas das alvenarias antigas estão, frequentemente, associados à qualidade dos materiais constituintes, nomeadamente as argamassas, ou os materiais usados como ligante, que, em geral, são pobres e evidenciam:

- i) Muito fraca resistência a esforços de tracção (materiais quase incoerentes);
- ii) Fraca resistência à compressão (excessiva presença de vazios);
- iii) Fraca resistência ao corte (excessiva presença de vazios e material quase incoerente).

A concepção, a selecção dos materiais e o cumprimento das boas regras de construção destas estruturas reflectem-se, de forma clara, na durabilidade, no comportamento mecânico e, conseqüentemente, no actual estado de conservação das estruturas antigas.

Algumas das actuais preocupações da comunidade técnica na preservação das estruturas em alvenaria antiga são:

- i) Avaliar o seu estado de segurança tendo em vista a eventual adopção de medidas correctivas e preventivas;
- ii) Reabilitação numa perspectiva de adaptação, considerando a evolução das exigências funcionais e de segurança, bem como da regulamentação actual (“retrofitting”), sem adulterar as características históricas e culturais de origem;
- iii) Elaboração de um conjunto de regras que orientem as acções de intervenção e manutenção, se possível coligidas em “Guias de Manutenção e Intervenção”.

## **2.2. Paredes de alvenaria**

As paredes de alvenaria constituem um dos elementos estruturais mais importantes das construções antigas. Nesta secção pretendem-se abordar as características, os comportamentos e as patologias específicas das paredes antigas. Considerar-se-ão, no essencial, dois grandes grupos: paredes de alvenaria de pedra e paredes de tijolo cerâmico maciço. Far-se-á referência a aspectos relacionados com a caracterização da alvenaria, como material, e ao seu comportamento estrutural, nomeadamente em paredes resistentes de edifícios.

### 2.2.1. Classificação tipológica

A classificação tipológica tem como objectivo estabelecer as diferenças morfológicas em secções de alvenaria, de pedra e de tijolo cerâmico, típicas de diferentes épocas e locais. Na árdua tarefa de implementação das leis constitutivas, para mais fiel modelação e análise estrutural do material de alvenaria, estas diferenças devem ser tomadas em consideração porque têm, concerteza, influência no seu comportamento.

De acordo com Pinho [1997], as diferentes tipologias e designações de paredes de alvenaria antigas identificam-se de acordo com:

- a função desempenhada (Tabela 2.1);
- a natureza e características dos materiais e ligantes utilizados (Tabela 2.2).

Tabela 2.1 - Classificação das paredes dos edifícios antigos e dos muros antigos de acordo com a sua função [Pinho, 1997].

Designação	Função	Observações
Paredes <i>mestras</i> : - interiores; - de fachada (frente e tardoz); - laterais (empena, quando se prolongam até ao espigão do telhado).	Paredes resistentes, interiores ou exteriores, geralmente de grande espessura.	Nas construções correntes, as paredes com capacidades resistentes que definem grandes divisões designam-se por <i>frontais</i> .
Paredes divisórias ou de compartimentação	Dividem o espaço limitado pelas paredes <i>mestras</i> .	Quando não suportam cargas e apenas delimitam pequenas divisões, designam-se por <i>tabiques</i> .
Muros de suporte	Sustentam as terras de aterros ou escavações e servem também de revestimento dos seus taludes.	São muros de gravidade.
Muros de vedação	Limitam ou fecham um espaço.	-
Muros de revestimento	Protegem os taludes dos agentes atmosféricos.	Têm a inclinação natural dos taludes onde se aplicam e uma espessura reduzida.

Tabela 2.2- Designação das paredes dos edifícios antigos de acordo com a natureza, dimensão, grau de aparelho e material ligante [Pinho, 1997].

Designação	Natureza
Parede de adobe / Paredes de taipa	Paredes construídas com terra moldada.
Parede de alvenaria de pedra seca / Empedrados	Pedras assentes por justaposição, apenas travadas entre si, sem qualquer tipo de argamassa.
Parede de alvenaria de betão (beton) <sup>1</sup>	Alvenaria de betão ( <i>beton</i> ) <sup>1</sup> .
Parede de alvenaria de tijolo	Paredes construídas com tijolos, geralmente cerâmicos.
Parede de alvenaria ordinária (corrente)	Pedras toscas, irregulares em forma e dimensões, geralmente manejáveis por um homem, e ligadas por argamassa <i>ordinária</i> .
Parede de alvenaria de pedra aparelhada	Pedras irregulares aparelhadas numa das faces e assentes em argamassa <i>ordinária</i> .
Parede de cantaria (ou silharia)	Pedras com as faces devidamente aparelhadas (cantaria), geralmente de grandes dimensões e com formas geométricas definidas, assentes com argamassa ou apenas sobrepostas e justapostas.
Parede de alvenaria refractária	Pedras ligadas com argamassa refractária.
Parede de alvenaria hidráulica	Pedras ligadas com argamassa hidráulica.
Paredes mistas	Paredes de alvenaria e cantaria; de pedra e tijolo; de alvenaria com madeira, etc.

Para as paredes *mestras*, paredes com funções estruturais, interessa ainda fazer uma classificação tipológica quanto às características construtivas. Em paredes de **alvenaria de pedra**, esta classificação assenta em quatro parâmetros de base [Binda,1998]:

- **as pedras**: a forma das pedras utilizadas (trabalhadas ou não trabalhadas), a natureza ou origem, as dimensões, a cor e o estado de conservação;
- **a secção**, com referência à tipologia construtiva: o número de paramentos e respectiva espessura, o grau de sobreposição (ou imbrincamento) entre paramentos, a presença de pedras transversais (*perpianhos* ou *travadouros*)<sup>2</sup>, que façam a ligação entre os paramentos, ou de cunhas ou calços de

---

<sup>(1)</sup> - aglomerado artificial resultado da mistura de saibro ou cascalho com argamassa hidráulica, geralmente de cimento Portland.

<sup>(2)</sup> - pedras colocadas transversalmente, em toda a espessura da parede com um importante contributo para a solidarização e estabilidade da secção.

assentamento, a dimensão e distribuição de vazios, a percentagem de combinação dos componentes (pedra, argamassa e vazios);

- **o assentamento:** relativo à textura e regularidade das superfícies de assentamento (regular, irregular, desbastada, etc.) e sua disposição, com destaque para a presença de calços ou cunhas (realizados com pedras de menores dimensões - seixos de assentamento);
- **a argamassa** utilizada como elemento de ligação entre as pedras ( não se considera o reboco ou a argamassa utilizada na correcção das juntas), identificando principalmente a sua consistência e, secundariamente, o desempenho, a espessura das juntas, a cor, o diâmetro, a forma e a cor dos agregados.

Todos estes parâmetros estão intimamente ligados, podendo fornecer, directa ou indirectamente, informação sobre a resistência da alvenaria e, mais em geral, sobre o comportamento mecânico das suas paredes:

- a forma das pedras influencia a técnica construtiva, bem como, o tipo de acabamento ou aparelho (regularidade das fiadas ou camadas) (Figura 2.5), a regularidade das juntas de argamassa e sua espessura, o uso de calços, etc.;
- da qualidade do assentamento (Figura 2.6), dependente do aparelho das superfícies de assentamento, pode inferir-se sobre o seu comportamento mecânico e vulnerabilidade a mecanismos de instabilização;
- a presença de pedras transversais aos paramentos (“perpianhos” ou “travadouros”) dá informação sobre o grau de ligação entre paramentos e, evidencia, a sua potencial apetência para fenómenos de desagregação;
- da presença, distribuição e dimensão dos vazios, pode inferir-se sobre a qualidade da construção, o estado de degradação e sobre as possibilidades de intervenção.

Giuffré [1993], num estudo de investigação sobre a influência da tipologia da alvenaria de cantaria na estabilidade global das paredes, destaca a importância da dimensão das unidades de alvenaria, concluindo sobre o decréscimo da resistência ao corte, no plano das paredes, com a diminuição do comprimento das unidades.

Resultados análogos foram obtidos para solicitações fora do plano das paredes. Neste caso, destaca-se a decisiva importância da dimensão e distribuição dos

travadores. Estudos experimentais e numéricos confirmam que a resistência das paredes melhora com o seu grau de imbricamento [Guiffre, 1993].

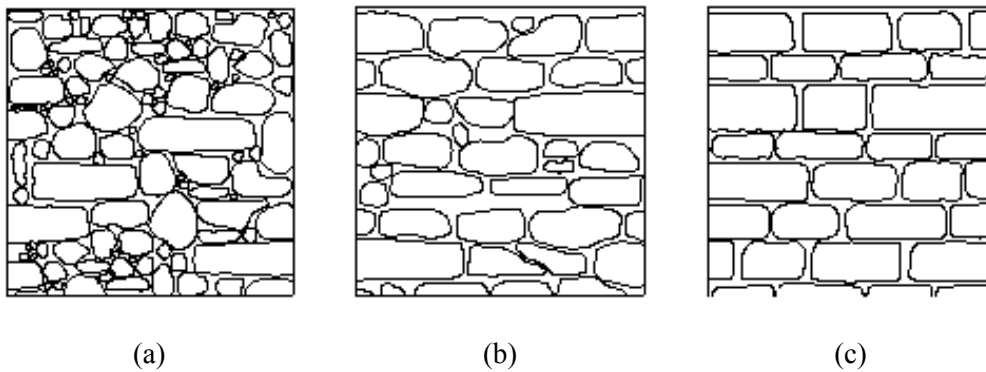


Figura 2.5 - Classificação das alvenarias de pedra quanto ao tipo de aparelho [GNNDT, s.d.]: (a) juntas desalinhadas; (b) juntas irregulares alinhadas; (c) juntas regulares alinhadas.

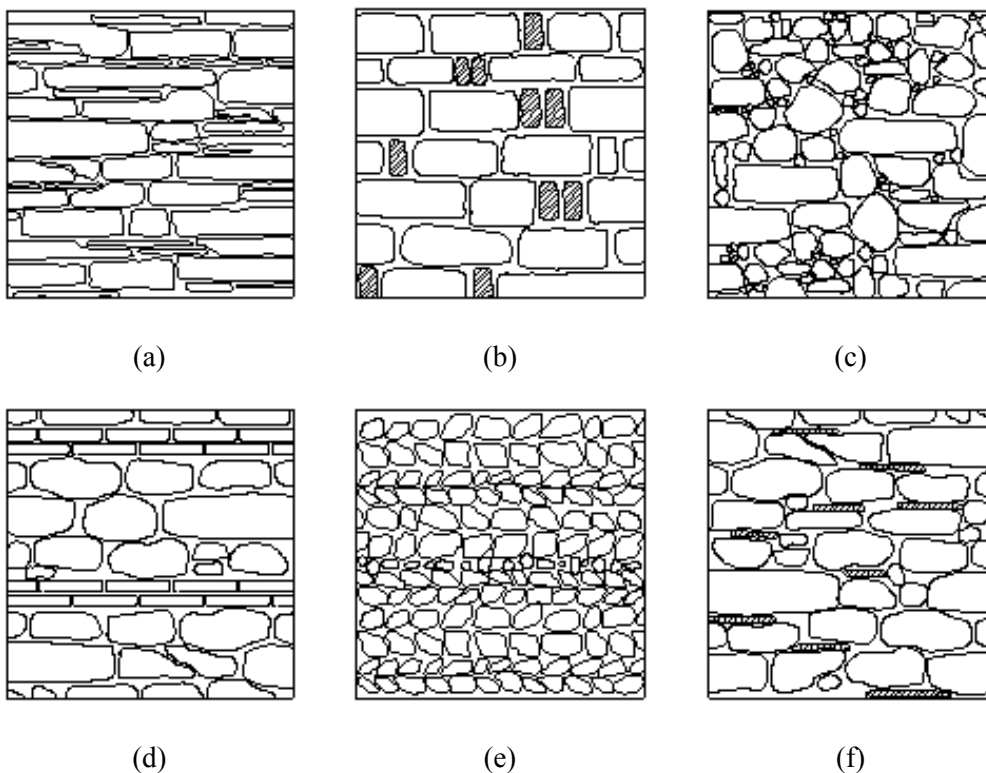


Figura 2.6 - Classificação das alvenarias de pedra quanto ao tipo assentamento [GNNDT, s.d.]: (a) horizontal; (b) horizontal / vertical; (c) aleatório; (d) escalonado com fiadas de regularização; (e) em “espinha de peixe”; (f) com calços ou cunhas.

A análise da secção desempenha um papel fundamental no estudo das propriedades e comportamento das alvenarias pelo que uma classificação mais geral apenas se refere à secção, nomeadamente, ao número de paramentos e ao seu grau de sobreposição.

Assim, na sequência de programas de investigação [Binda & Penazzi, 2000], realizados em Itália, sobre edifícios históricos danificados pelos sismos, definiram-se três tipologias principais divididas em subcategorias (Figura 2.7):

- **Paredes de paramento simples:**
  - o de pedra transversal única;
  - o de pedra transversal única com rebocos espessos;
  - o de grande espessura (em geral, com mais que uma pedra transversal).
- **Paredes de dois paramentos:**
  - o paramentos sem ligação: paredes constituídas por dois paramentos completamente separados por uma junta vertical ao longo do interface de contacto, seca ou preenchida por argamassa e cascalho (Figura 2.7b);
  - o paramentos ligados (Figura 2.7c):
    - i) por simples sobreposição: as pedras dos paramentos sobrepõem-se ligeiramente (cerca de 2 cm) no interface de contacto;
    - ii) por pedras transversais: utilização de pedras transversais alongadas que atravessam toda a secção, designadas por *perpianhos* ou *travadouros*.
- **Paredes de três paramentos:** constituídas por uma secção resistente, não homogénea, composta por dois paramentos exteriores, com razoável regularidade, separados por uma camada interior (o núcleo) de fraca qualidade (Figura 2.7d).

Nas paredes de três paramentos, o núcleo é constituído por material de enchimento, num aglomerado de material grosseiro, composto por restos de blocos e pedras com juntas de argamassa intercaladas, ou por material mais ou menos homogéneo, solto ou parcialmente ligado, caracterizado por uma forte presença de vazios entre a argamassa e as pedras, aleatoriamente distribuídas. Dentro desta categoria

podemos ainda distinguir-se paredes com: núcleo de pequena espessura ou núcleo de grande espessura.

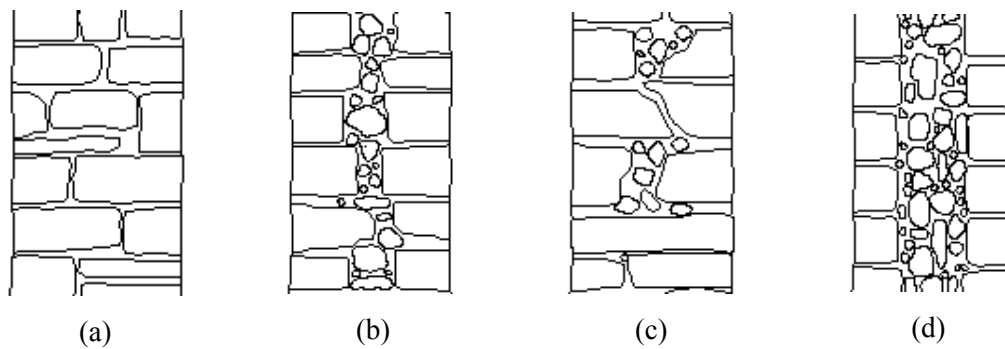


Figura 2.7 - Classificação da secção das paredes em alvenaria de pedra segundo o número de paramentos [GNDT, s.d.]: (a) paramento simples; (b) dois paramentos sem ligação; (c) dois paramentos com ligação; (d) três paramentos com núcleo de fraca qualidade.

Nas paredes compostas, isto é com mais que um paramento, a ligação transversal entre paramentos é em geral fraca e assegurada pela argamassa colocada entre as pedras, ou nula no caso dos paramentos serem desligados (Figura 2.8).

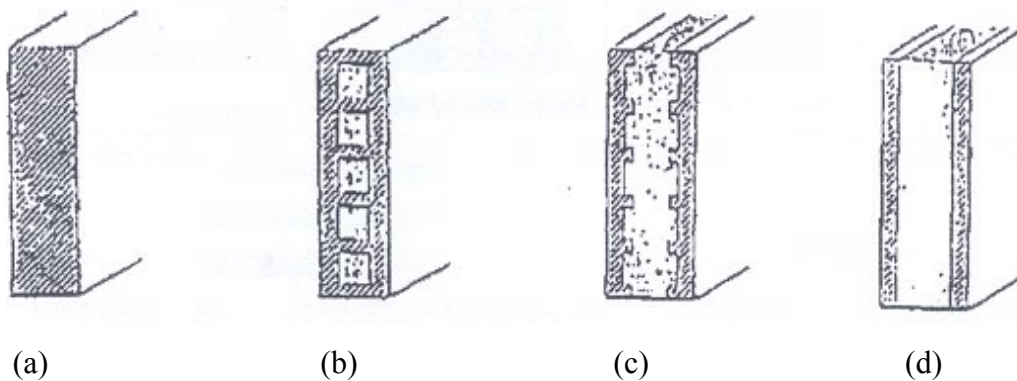


Figura 2.8 - Ligação transversal entre paramentos [Valluzzi, 2000]: (a) conglomerado monolítico; (b) ligação reticulada; (c) ligação por sobreposição; (d) ligação plana.

As modernas e contemporâneas **paredes de alvenaria de tijolo** são geralmente classificadas e identificadas em função da sua espessura da secção, muito associada à disposição dos tijolos (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 - Designação das paredes de tijolo em função da sua espessura [Leitão, 1896; Segurado, 1908].

<b>Espessura da parede</b>	<b>Designação</b>
Igual à espessura de um tijolo	Pano de tijolo ao alto
Igual à largura de um tijolo	Parede de meia vez
Igual ao comprimento de um tijolo	Parede de uma vez
Igual à soma da largura com o comprimento de um tijolo	Parede de uma vez e meia
Igual a duas vezes o comprimento do tijolo	Parede de duas vezes

Os panos de parede menos espessos obtinham-se pela colocação dos tijolos ao cutelo ou ao alto, ou seja, assentes segundo a sua espessura. As paredes com esta disposição dos tijolos, a parede de *meia vez*<sup>1</sup> e a parede de *uma vez*<sup>2</sup> designavam-se por *pano de tijolo*.

Em igualdade de circunstâncias, as paredes de tijolo podiam ser menos espessas que as de pedra, por dois motivos. Primeiro, porque a horizontalidade do assentamento e a maior regularidade de sobreposição lhes conferia maiores resistências e depois porque têm uma condutibilidade térmica inferior [Pinho, 1997].

No entanto, as paredes de alvenaria de tijolo antigas eram, geralmente, de grande espessura (mais de 60 cm) e com uma distribuição dos tijolos muito menos homogénea da que apresentam hoje. Por vezes apenas o(s) paramento(s) exterior(es) eram construídos com uma disposição regular dos tijolos, enquanto o interior, por razões económicas, era preenchido com restos de tijolos e pedras com juntas de argamassa espessas.

Assim, à semelhança da classificação feita para as paredes de alvenaria de pedra, também nas paredes de alvenaria de tijolo cerâmico, as tipologias de secção mais usuais são:

- paredes de paramento simples;
- paredes de paramentos múltiplos.

A espessura das juntas era, geralmente, inferior à espessura dos tijolos, numa relação de 1 para 2/5. Também a espessura das juntas, finas ou espessas, e a espessura

<sup>(1)</sup> - o tijolo é assente de forma a que a espessura da parede corresponda à largura do tijolo.

<sup>(2)</sup> - o tijolo é assente, como se de travadouros de pedra se tratasse, de forma a que a espessura da parede corresponda ao comprimento do tijolo.

dos paramentos devem constituir parâmetros de classificação. Nas paredes de paramentos múltiplos, pontualmente, eram colocados tijolos a uma vez, funcionando como travadores ( perpianhos) que uniam os dois panos.

As diferentes disposições relativas dos tijolos na secção, o aparelho, dependiam de objectivos funcionais e/ou decorativos.

Convém referir que além dos aspectos, até agora referidos, relacionados com a caracterização das secções de alvenaria e das suas propriedades mecânicas (comportamento material), outros aspectos construtivos como o reforço dos cunhais, nas ligações de canto entre paredes exteriores, a variação em altura da espessura das paredes mestras, a ligação entre paredes e pavimentos (e cobertura), e a distribuição e o tipo de guarnecimento dos vãos desempenham grande influência no comportamento estrutural das paredes.

Nos cunhais das paredes de cantaria, ou nas paredes mistas, utilizava-se a cantaria para melhorar o travamento das paredes formando uma cadeia de ângulo, onde as pedras deviam ter no mínimo 60 centímetros de comprimento (Figura 2.9) [Pinho, 1997].

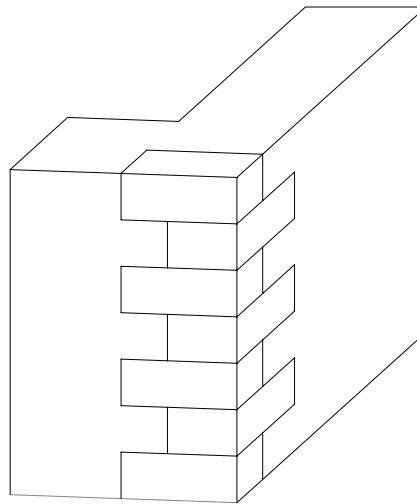


Figura 2.9 - Reforço dos cunhais das paredes com cadeia de ângulo em cantaria.

A espessura das paredes mestras dos edificios antigos não é, em geral, de espessura constante em toda a altura, aumentando de cima para baixo, tal como as cargas, através de ressaltos no paramento interior ao nível dos pavimentos.

As zonas de interrupção das paredes resistentes com aberturas de portas ou janelas eram reforçadas no seu contorno com materiais e técnicas dependentes da

natureza e constituição da parede, da sua importância estrutural, da dimensão das aberturas, etc. O lancil, estrutura que delimita as quatro superfícies de um vão, é formado por: duas superfícies laterais (as ombreiras), uma superfície superior (verga ou padieira) e uma inferior (peitoril, nas janelas de peito; soleira ou arrebate, nas portas). Dependendo da existência no local de pedra de boa qualidade e dos recursos económicos, o lancil era constituído por elementos de pedra de cantaria. Nestes casos, face à pequena resistência à flexão da pedra, as padieiras eram ressalvadas através de arcos que transferiam as cargas para os *nembos* ou *machos* (troços de parede entre dois vãos consecutivos). Em construções mais económicas eram, frequentemente, utilizados outros materiais, como toros de madeira, grandes pedras, cantaria, tijolo, ou ainda soluções mistas. Nalguns casos aplicavam-se apenas reforços horizontais, padieiras ou vergas, apoiados pelas extremidades na própria parede de contorno da abertura.

Apesar destes reforços, não era possível evitar a fragilidade destas zonas da estrutura do edifício onde, no caso da ocorrência de um sismo, se concentram grandes esforços e, por consequência, danos significativos [Pinho, 1997].

Os aspectos relacionados com a ligação entre paredes e das paredes com os elementos estruturais horizontais, pavimentos e coberturas, serão referidos no capítulo referente às patologias das alvenarias (secção 2.2.2) e no reforço anti-sísmico (secção 3.11).

### **2.2.2. Principais patologias**

Interessa, nesta secção, identificar e distinguir entre patologias inerentes ao comportamento estrutural (aspectos relacionados com a concepção) e inerentes ao comportamento material (dependente das características dos materiais utilizados, das técnicas construtivas, da tipologia da secção, etc.). No entanto, geralmente, as patologias nas alvenarias estruturais manifestam-se como uma combinação destas vertentes, sendo por vezes difícil atribuir-lhes uma origem específica.

As principais patologias da **alvenaria de pedra**, como material estrutural, relacionam-se, frequentemente, com:

- muito fraca resistência a esforços de tração (argamassas quase incoerentes) e, conseqüentemente, fraca resistência a esforços de flexão;
- resistência à compressão muito dependente, especialmente em paredes compostas, do grau de confinamento transversal dos paramentos, da existência de material incoerente no núcleo e do volume e distribuição de vazios. Em paredes compostas há a tendência para o núcleo, de fracas características mecânicas, compactar, com conseqüente distribuição de tensões não-uniforme e tendência para deformar ou expulsar os paramentos externos (Figura 2.10).

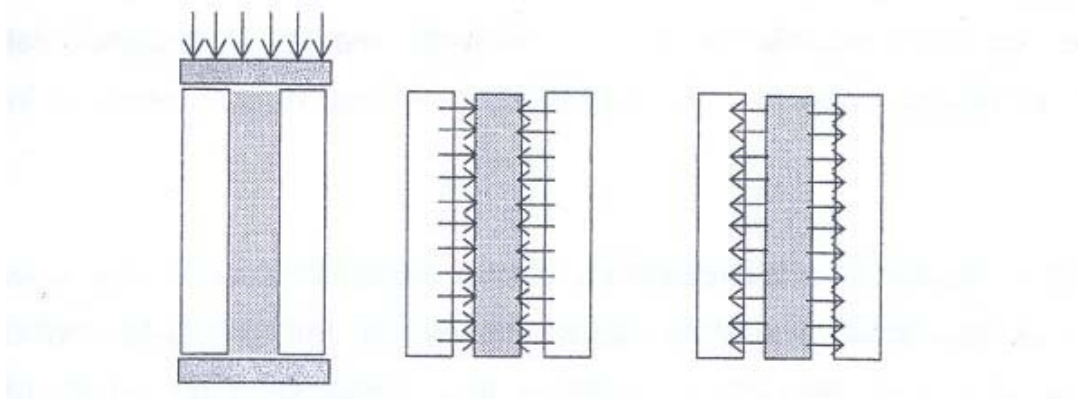


Figura 2.10 - Influência recíproca entre os estratos de uma parede de três paramentos, com núcleo de fracas características mecânicas [Valluzzi, 2000].

À existência de “cavidades” na alvenaria está associado um comportamento muito heterogêneo como, por exemplo, o provocado pela irregular distribuição de tensões na secção. Os vazios, aleatoriamente distribuídos, contribuem para que a caracterização mecânica destas paredes, já de si complexa e dependente de muitos outros parâmetros, seja ainda mais dificultada.

- fraca resistência ao corte, condicionada quer pela débil resistência da argamassa a tensões de corte (lei de Coulomb), quer pela fraca resistência a mecanismos de tração (tração diagonal) que se formam, no funcionamento global da parede, quando submetida a cargas horizontais no plano (Figura 2.12b e Figura 2.12c).

As patologias do comportamento estrutural relacionam-se com fenómenos de instabilidade, local ou global, associados, geralmente, à:

- fraca ligação transversal entre os paramentos constituintes da secção da parede, o que facilita o desenvolvimento de mecanismos de rotura por instabilização local, com a desagregação do(s) paramento(s) quer por acção de cargas verticais, especialmente se forem elevadas, quer por acção de cargas horizontais, resultantes da acção sísmica ou de impulsos de arcos ou abóbadas (Figura 2.11);

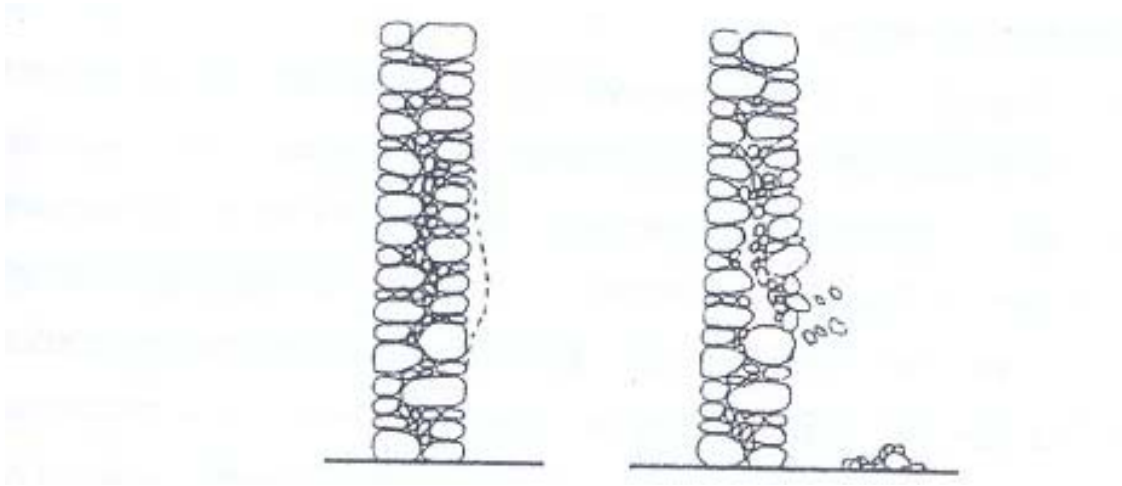


Figura 2.11 – Instabilização local de uma parede de pedra com fraca ligação transversal entre paramentos [Giuffrè, 1993].

- fraca ductilidade e fraca capacidade de dissipação da energia absorvida, especialmente sob a acção sísmica, que se reflecte em mecanismos de rotura frágil (Figura 2.12);
- deficiente ligação entre elementos resistentes:
  - i) fraca ligação entre paredes ortogonais, que inviabilizam, especialmente para a acção sísmica, um efectivo funcionamento da construção com comportamento tridimensional, tornando possível o derrube de uma fachada exterior, por rotação, após separação das paredes transversais;
  - ii) deficiente ligação entre os pavimentos/coberturas, geralmente de madeira, e as paredes resistentes que os suportam.

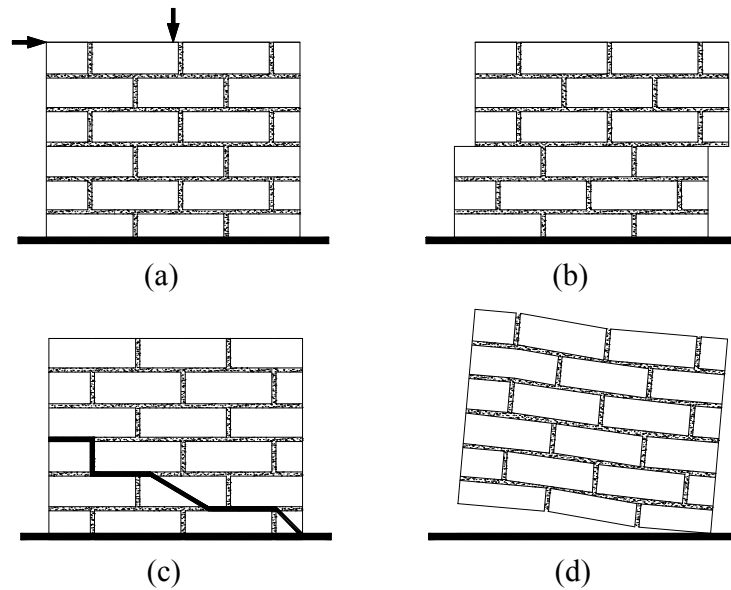


Figura 2.12 - Mecanismos de rotura em paredes de alvenaria quando solicitadas no seu plano por cargas horizontais e verticais [Hamid et al., 1994]: (a) parede sob carregamento vertical e lateral; (b) rotura por corte da argamassa nas juntas; (c) a parede funciona monoliticamente exibindo deformabilidade de corte até que os mecanismos internos de tracção, associados ao funcionamento por resistência ao corte da parede, rompem; (d) rotação e esmagamento localizado.

Com efeito, as ligações entre paredes transversais são uma fragilidade das construções históricas. Independentemente de terem tido um processo construtivo contínuo, e mesmo nos casos em que ainda mantém uma aparente continuidade, o certo é que sob a acção sísmica as paredes se desligam, com grande perda de rigidez para a estrutura, podendo vibrar umas contra as outras o que agrava a possibilidade de destruição e colapso (Figura 2.13).

A existência de paredes amplas, isto é, paredes com grande desenvolvimento e elevada esbelteza, sem elementos intermédios de contraventamento, é outra das fragilidades de algumas estruturas de alvenaria antiga. Também aqui, um processo empírico, por observação de cenários de colapso, ao longo do tempo, e das suas condições, reconheceu este aspecto como um importante parâmetro de controlo a incluir nas boas regras de construção antiga.

Em edifícios antigos correntes estes problemas manifestam-se frequentemente nas paredes. Por essa razão, e para que toda a estrutura possa colaborar, de forma concertada, na resistência aos sismos, se justifica a melhoria das ligações intermédias

entre as paredes de alvenaria e os pavimentos elevados, bem como entre as paredes e a cobertura.

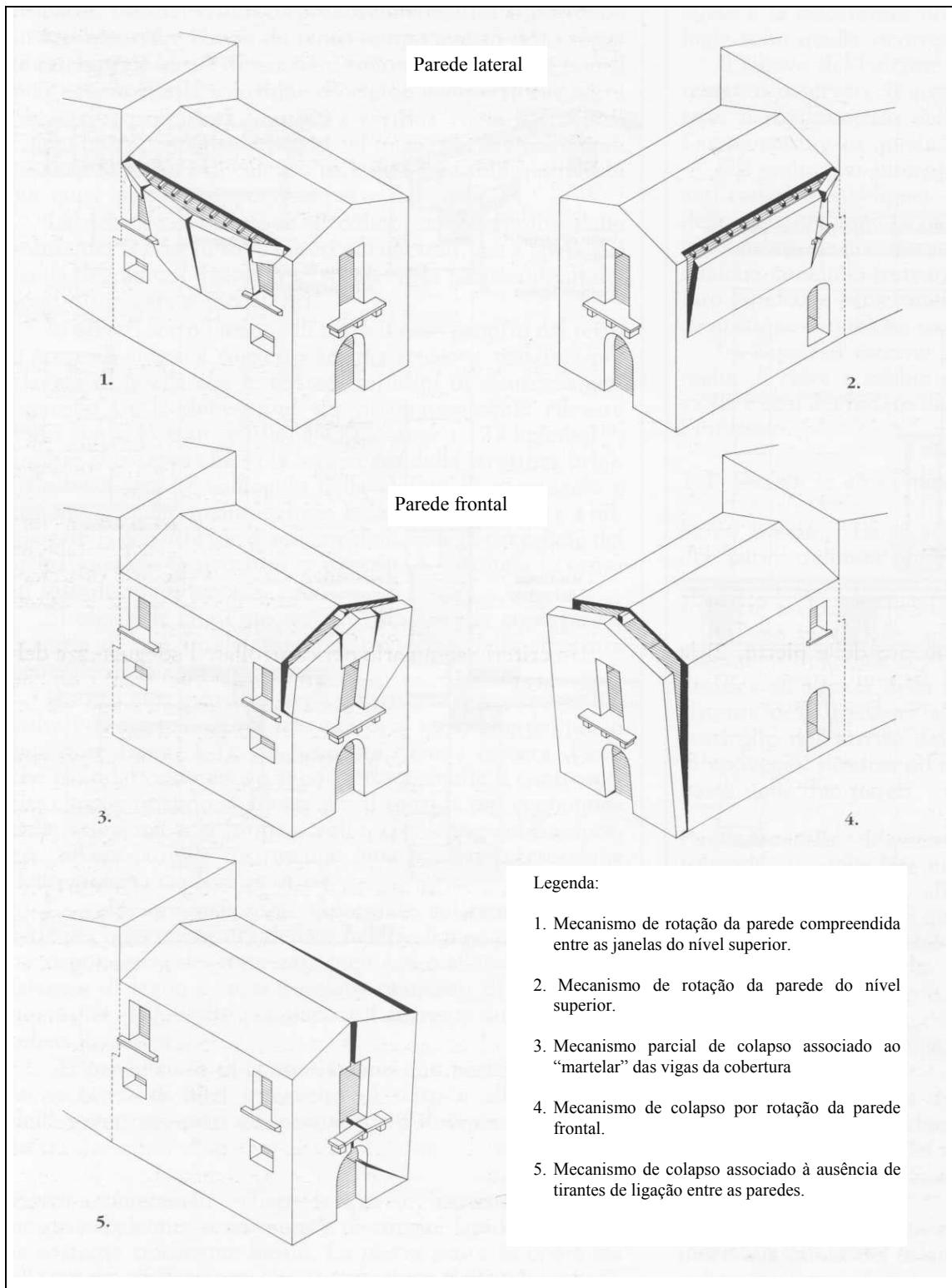


Figura 2.13 - Mecanismos de dano sísmico em paredes de edifícios associados à sua fraca ligação das paredes em alvenaria com os restantes elementos estruturais [Giuffrè, 1993].

Em estruturas de **alvenaria de tijolo cerâmico**, especialmente estruturas maciças como torres, muralhas ou com paredes pesadas, em geral, além das patologias comuns às paredes de pedra, destacam-se, entre os mecanismos associados às patologias mais frequentes, fenómenos de [Valuzzi, 2000]:

- macrofissuração: fissuração que atravessa toda a secção da parede e é atribuível a acções estáticas ou dinâmicas correntes (concentração de esforços nas zonas dos cantos, assentamentos das fundações, acréscimo rápido das cargas permanentes, sismos, etc );
- microfissuração: uma fina e difusa malha de microfissuração, com andamento vertical (ou quase vertical), que afecta, principalmente, as juntas de argamassa (em função da textura da parede) mas também os próprios blocos (Figura 2.14) [Binda et al., 1996];
- separação dos paramentos: frequente em paredes compostas devido à sua fraca ligação transversal.

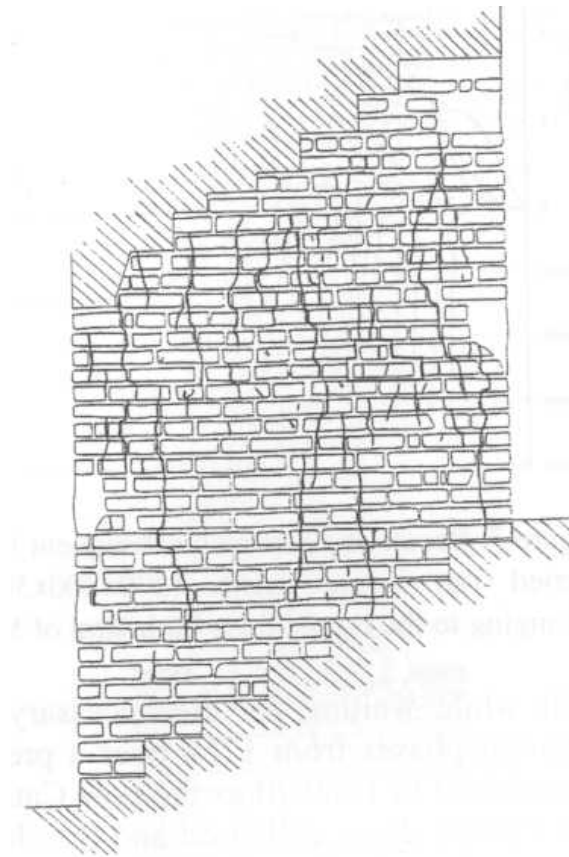


Figura 2.14 - Aspecto da fendilhação (microfissuração) numa parede da torre sineira da Catedral de Monza, Itália [Binda et al. , 1999].

Os fenómenos de separação dos paramentos, por dilatação transversal da secção, e a microfissuração não são atribuíveis a causas correntes, como as da microfissuração, nem à degradação mecânica ou físico-química dos materiais constituintes. Comparativamente com outros fenómenos de degradação, a presença de microfissuração difusa foi considerada pouco sensível a acções estáticas porque, aparentemente, é pouco influente no comportamento global da parede. Além disso sempre se lhe atribuiu pouca importância por se considerar associada a um estado estacionário da estrutura.

Estudos experimentais [Binda et al., 1999] têm demonstrado que as elevadas cargas permanentes, e os fenómenos de fluência associados, tem um papel importante neste contexto. Em diversas estruturas que desmoronaram sem “sinais prévios de aviso” tem sido identificado este tipo de fissuração associado a estados de deformação excessivos para a acção de cargas permanentes (essencialmente o peso próprio) correspondentes a cerca de 60% a 70% das suas cargas de rotura (Figura 2.15a).

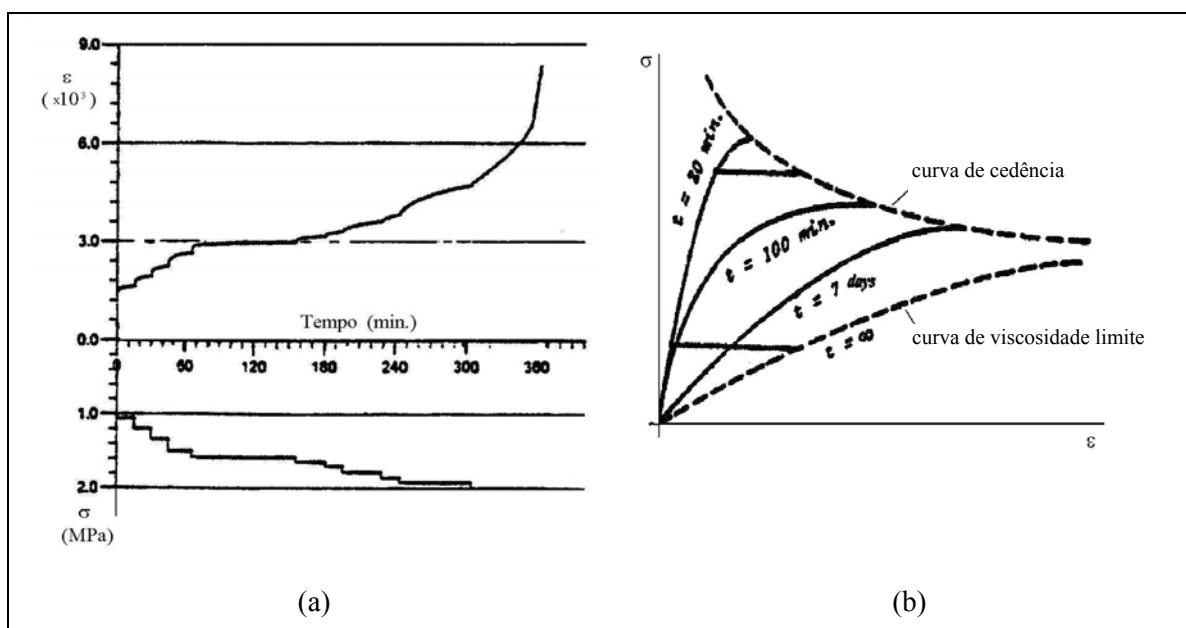


Figura 2.15 - Alguns aspectos do comportamento mecânico das alvenarias [Binda et al., 1999]: (a) evolução no tempo, sob carga constante, da tensão e da deformação; (b) influência da velocidade de carga no módulo de elasticidade da alvenaria.

Após a ocorrência destes colapsos, a eficiência estática das alvenarias antigas de tijolos cerâmicos constitui um assunto de atento estudo e investigação. As fendas, apesar de finas, podem ser “o aviso prévio” que se considera ter faltado (como por exemplo pronunciadas fendas ou esboroamentos) na eminência da rotura de algumas destas estruturas.

Os primeiros resultados da investigação [Valluzi, 2000] para explicar a ruína brusca destas alvenarias apresentam, como causa, a acção combinada de elevados esforços de compressão e movimentos internos da secção da parede que se manifestam com uma típica fissuração difusa dos paramentos (microfissuração). Os movimentos internos da secção da parede dependem de vários factores, independentes das condições de carga (tipologia da parede, geometria, qualidade do assentamento dos blocos, condições ambientais, etc.), que podem induzir grandes modificações na distribuição das tensões, sobretudo para valores de compressão próximos do colapso do material.

A combinação das causas anteriores com a acção cíclica dos fenómenos ambientais (vento, variações térmicas e higroscópicas) e outras vibrações (como por exemplo as vibrações induzidas pelo toque do sino ou pelo tráfego moderno) podem contribuir para o agravamento do estado de fendilhação existente, acelerando os mecanismos de deterioração física, química e mecânica dos materiais comprometendo a estabilidade da estrutura.

Estão em curso, há alguns anos, investigações experimentais em Itália, que tem por objectivo o estudo de uma técnica de reforço que controle a evolução destas patologias. A técnica designa-se por “refechamento armado das juntas” e consiste na introdução de elementos de reforço em ranhuras abertas nas juntas horizontais e posteriormente envolvidas pela argamassa de refechamento. A fiabilidade desta técnica de intervenção foi comprovada num conjunto de ensaios experimentais. O estudo permitiu definir todo o faseamento da intervenção, desde o projecto à execução e à avaliação da eficácia e adequabilidade. No capítulo 3 serão abordadas, com mais detalhe, as características desta e de outras técnicas de reforço.

### 2.3. Fundações

O comportamento das estruturas de alvenaria antigas está intimamente ligado com o comportamento associado solo-estrutura, pelo que as principais características dos alicerces ou fundações antigas serão aqui brevemente referidas.

À semelhança das paredes resistentes, as fundações antigas eram, vulgarmente, executadas em alvenaria de pedra, de tijolo cerâmico ou mista (pedra, tijolo e madeira), seca ou com ligante. No entanto, a esta fase construtiva menos cuidada correspondia uma menor qualidade generalizada da alvenaria com frequentes erros de implantação que eram corrigidos, posteriormente, na execução das estruturas sobrejacentes (paredes ou pilares). Vulgarmente eram utilizados enrocamentos de pedra ordinária, misturados ou não com argamassa, lançados contra o terreno em valas ou poços. Particularmente no caso de estruturas importantes e pesadas, ou no caso de estruturas com melhor qualidade construtiva, os alicerces eram executados em alvenaria de pedra trabalhada, arrumada à mão, ou de tijolo cerâmico.

As fundações antigas podem classificar-se, tal como ainda hoje se faz, em dois grandes grupos consoante a sua profundidade: directas ou superficiais; indirectas ou profundas. Dentro de cada um destes grupos distinguem-se ainda soluções contínuas e descontínuas.

No caso das fundações directas, isoladas para pilares e contínuas para paredes, as fundações eram, tipicamente, um prolongamento dos elementos estruturais verticais (paredes mestras e pilares). Consoante as características do solo o prolongamento fazia-se com a mesma espessura das paredes, caso dos solos resistentes como os rochosos cujas características mecânicas eram, muitas vezes, melhores que as da própria alvenaria (Figura 2.16b); ou tinha uma sobrelargura de envasamento, relativamente aos elementos estruturais sobrejacentes, como transição para um solo de fundação de menor resistência (Figura 2.16a). A fraca resistência à tracção das alvenarias obrigava à adopção de relações altura/largura elevadas para baixar as tensões de tracção por flexão. Em sapatas com maiores dimensões em planta, para obviar a este problema eram intercaladas camadas com “barrotes” de madeira dispostos em direcções ortogonais.

Um outro tipo de fundação directa contínua consistia em escavar no solo uma “caixa” com poucos metros de profundidade, que cobria total, ou parcialmente, a área

de implantação da construção. A “caixa” era dividida em pequenas células-caixa interiores, preenchidas com enrocamento de pedra ordinária. O contorno da “caixa” e as divisórias entre as células, que conferiam maior rigidez à fundação, eram executadas com paredes em alvenaria de pedra ou de tijolo cerâmico (Figura 2.17).

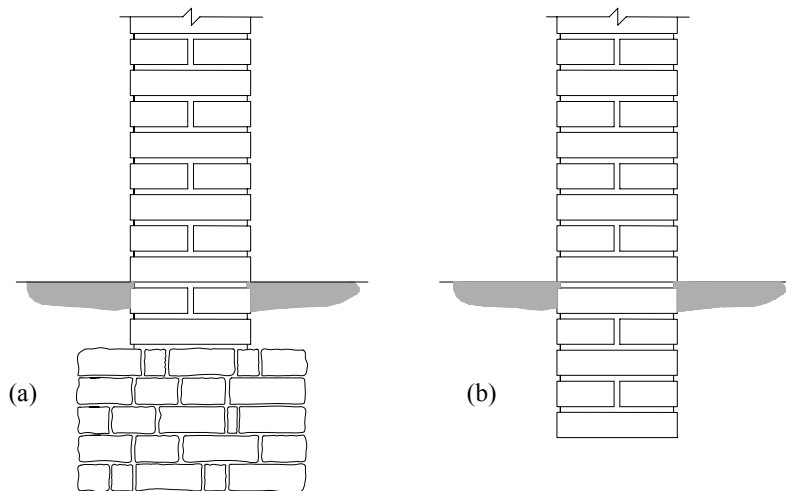


Figura 2.16 - Fundações directas: (a) com sobrelargura de envasamento; (b) sem sobrelargura.

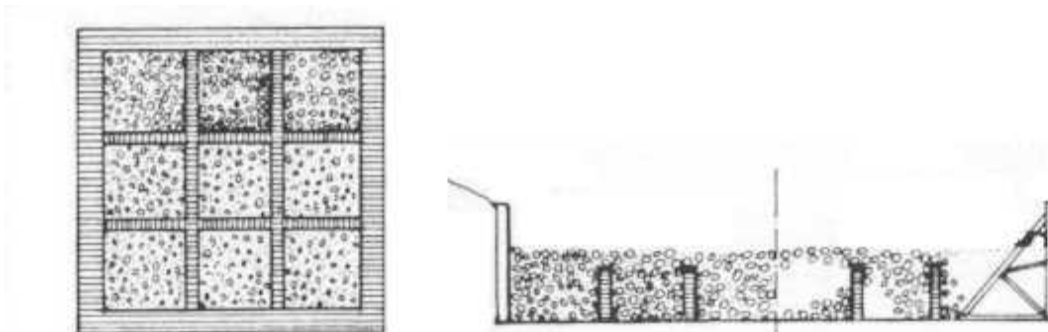


Figura 2.17 - Planta e corte transversal de “caixa” de fundação contínua [Piccirilli, 1996].

As maiores diferenças nas características da estrutura dos alicerces, relativamente às paredes resistentes, surgiam quando as fundações não podiam ser directas e se necessitava de procurar, em estratos mais profundos, o solo com a capacidade de carga requerida para as fundações – fundações profundas.

Dentro desta tipologia de fundações era corrente a abertura de poços, com afastamentos da ordem dos três metros e profundidades variáveis, consoante a profundidade do solo firme, preenchidos com enrocamento de pedras ordinárias

misturadas com argamassa ou simples enrocamento. Nalguns casos, o revestimento das faces dos poços era executado em alvenaria de pedra trabalhada ou em alvenaria de tijolo. Constituíam-se assim autênticos pilares enterrados para suporte de arcos executados em alvenaria de pedra ou tijolo cerâmico, que haviam de constituir a base para o arranque dos pilares e paredes estruturais (Figura 2.18).

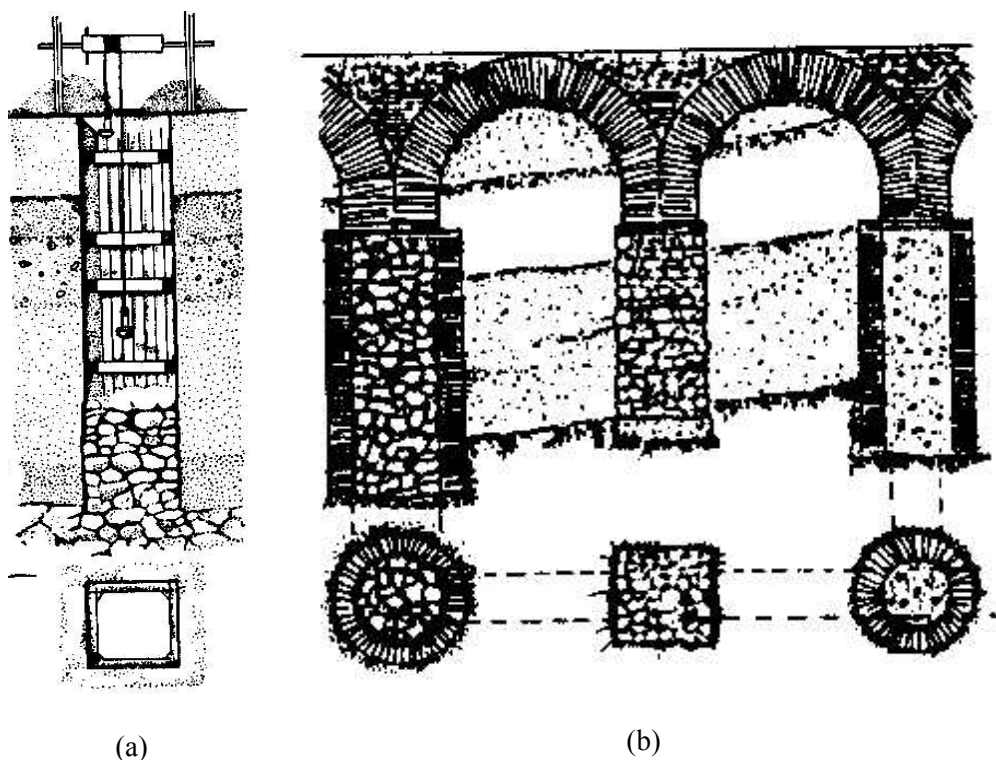


Figura 2.18 - Fundações sobre poços de alvenaria [Piccirilli, 1996]: (a) execução de um poço: a escavação, o escoramento e o enchimento; (b) arcos de fundação assentes sobre poços de alvenaria de diferentes tipologias.

Para minimizar o risco de assentamentos diferenciais no suporte dos arcos de fundação utilizavam-se, por vezes, ligações inferiores entre os poços, com arcos invertidos (Figura 2.19). Construía-se assim uma autêntica estrutura (enterrada) de fundação, profunda e contínua, em alvenaria, em que as aberturas dos arcos representavam uma solução para a economia de material.

Alternativamente e muito dependente da natureza das camadas subjacentes ao solo firme, executavam-se cravações de estacas de madeira (Figura 2.20). No entanto, esta solução estava ainda limitada à disponibilidade de estacas com boa capacidade

resistente, provenientes de espécimes de grande dimensão e cuja aplicação se poderia destinar a funções mais nobres.

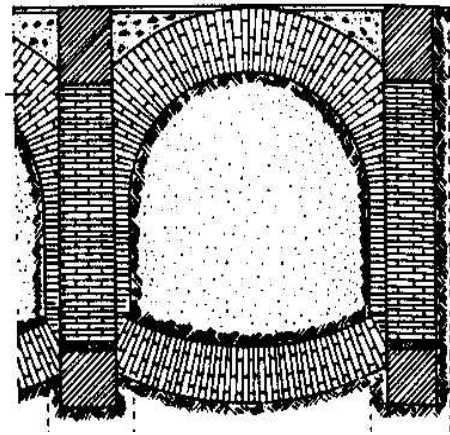


Figura 2.19 - Fundação profunda contínua constituída por arcos superiores e arcos inferiores invertidos para minorar o risco de assentamentos diferenciais [Piccirilli, 1996].

As estacas de madeira além de transmitirem as cargas a estratos do solo mais profundos, com melhores características de resistência e deformabilidade, eram também utilizadas para melhoramento dos solos. Com efeito, a cravação de estacas com grande proximidade entre si confinava e melhorava a consolidação do solo. O processo terminava quando a densidade de cravação proporcionava uma compacidade ao solo que dificultava a cravação de novas estacas (Figura 2.20b).

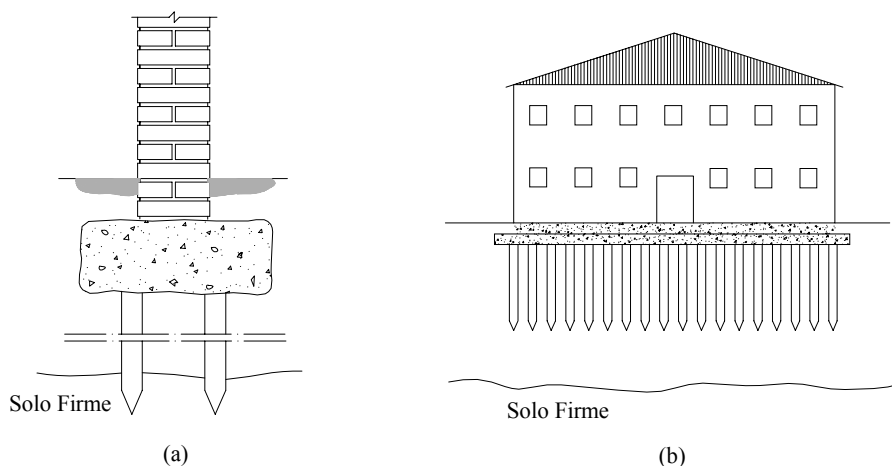


Figura 2.20 - Fundação por estacas: (a) transmissão das cargas ao solo firme; (b) consolidação do solo.

Quando os estratos de solo firme se encontravam a maiores profundidades parecia adequar-se a execução dos poços, em alvenaria de pedra, assentes sobre estacaria de madeira (caso das fundações na Baixa Pombalina, em Lisboa, após o sismo de 1755) (Figura 2.21).

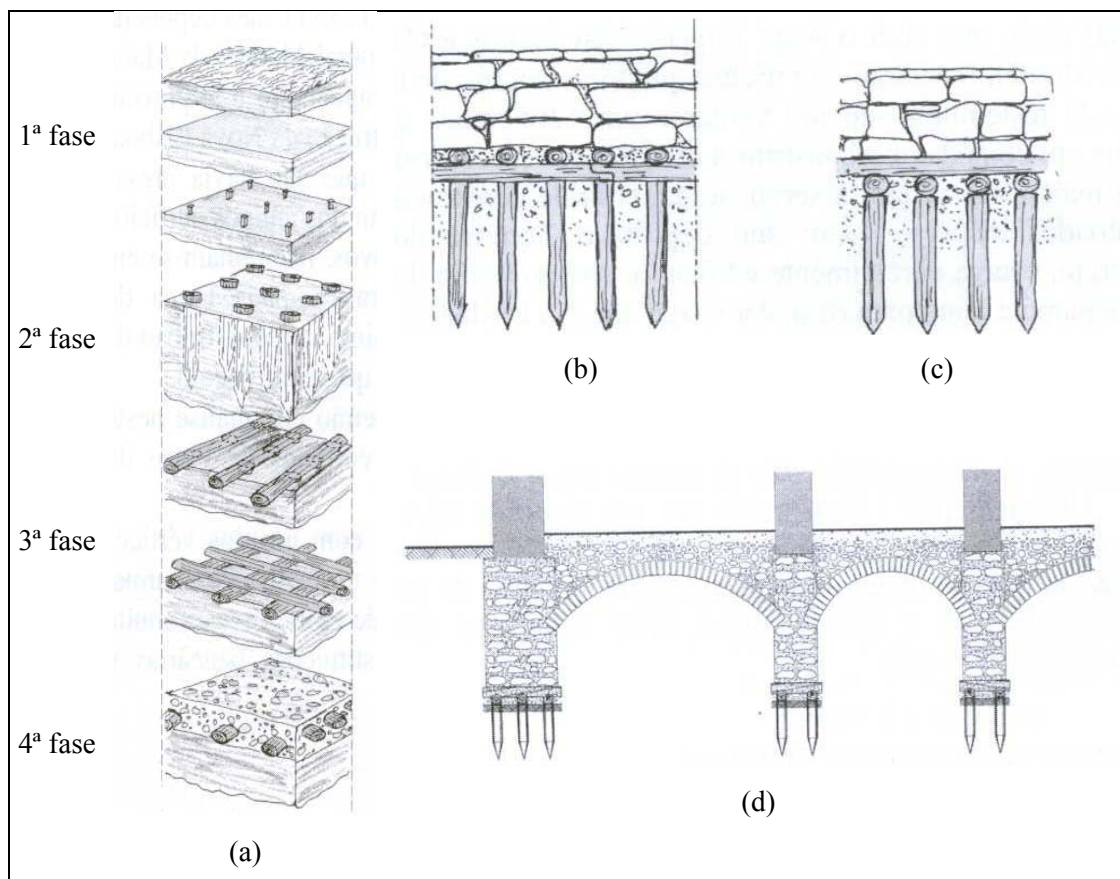


Figura 2.21 - Aspectos construtivos das fundações em edifícios da Baixa Pombalina - Lisboa, na reconstrução após o terramoto de 1755: (a) fases de construção; (b) corte longitudinal; (c) corte transversal; (d) pormenor do arranque da estrutura sobrejacente à estrutura das fundações.

Uma causa frequente de patologias em alvenarias antigas relaciona-se com o deficiente comportamento das suas fundações. Entre as patologias mais preocupantes, com esta origem, estão os assentamentos diferenciais. A sua causa pode ser diversificada. Com efeito, podem estar associados a alterações do nível freático, escavações ou construções próximas, abertura de túneis ou galerias, deficiências na transmissão da carga por degradação das características originais das fundações, incremento das cargas de utilização, alterações da estrutura, etc.

As alvenarias antigas são muito sensíveis a movimentos de distorção, como os resultantes de um assentamento diferencial, que podem induzir fendilhação e alterações geométricas importantes (desaprumo das paredes, distorção de vãos, desnivelamento dos pavimentos, etc.) com, eventual, alteração das trajectórias das cargas, podendo mesmo, dependendo da amplitude do assentamento, comprometer a estabilidade da estrutura.

### **2.4. Propriedades mecânicas**

A modelação numérica de uma estrutura, para estimar com algum rigor a rigidez dos seus elementos e, conseqüentemente, a sua deformabilidade e distribuição de esforços, não é possível sem o conhecimento das suas propriedades mecânicas, nomeadamente, o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Avaliar o grau de segurança da estrutura não é possível sem o conhecimento da tensão de rotura dos seus materiais, à tracção, à compressão e ao corte.

Seja para uma mais fiel modelação analítica das alvenarias, seja para melhor escolher os materiais e técnicas que melhor se adequam numa intervenção é importante o conhecimento das propriedades dos componentes da alvenaria, desde a composição da argamassa às características químicas, físicas e mecânicas das pedras e tijolos e da alvenaria como material.

Todavia, a caracterização mecânica das alvenarias antigas é dificultada quer pela sua heterogeneidade, inerente a díspares condições de construção (materiais, técnicas de construção, tipo de secção, etc.), quer por eventuais subseqüentes alterações e estados diferenciados de degradação atribuíveis a diferentes danos ou patologias.

À grande diversidade de paredes de alvenaria (secção, materiais, técnicas construtivas, patologias) está associada uma panóplia de características físicas e mecânicas. A generalização das propriedades destes materiais exige um esforço no sentido de estabelecer critérios objectivos de diferenciação e caracterização que permitam identificar (reconhecer), no meio desta diversidade, grupos mais ou menos homogêneos, em termos de características geométrico-morfológicas (tipo de secção, número de paramentos e sua espessura, técnicas e disposições construtivas, etc.) e propriedades mecânicas associadas.

Giuffrè [1991], por exemplo, propõe um critério de classificação baseado num parâmetro  $\delta$  que estabelece a relação entre a distância de dois subseqüentes travadouros (ou perpianhos) e a espessura da parede.

Em Itália a recolha de informação efectuada nos últimos anos, em edifícios de alguns centros históricos, resultou numa quantidade e diversidade de dados, relativos ao estudo e caracterização das secções das paredes de pedra, que justificou a criação de uma base de dados cuja estrutura prevê a possibilidade de correlacionar dados novos ou existentes, assim como elaborar estatísticas e gráficos de comparação, para os parâmetros em estudo nas tipologias mais frequentes [Binda & Penazzi, 2000].

Um trabalho de catalogação deste tipo, por centro histórico ou zona de estudo, que pode ser tanto melhor quanto maior for a quantidade de dados relativos ao estudo e caracterização das secções das paredes de pedra, revelar-se-á muito útil para a sua classificação por grupos homogéneos e, conseqüentemente, para o almejado estabelecimento das leis constitutivas. No entanto, mesmo com grupos homogeneizados, não é possível ter modelos genericamente válidos. A este respeito vários trabalhos tem sido desenvolvidos não só em Itália [Binda & Penazzi, 2000].

Na Eslovénia, com a motivação de avaliar a resistência sísmica em estruturas de alvenaria, em centros históricos urbanos, foram realizados um conjunto de ensaios experimentais sobre provetes, produzidos e testados em laboratório, representativos da fraca qualidade das alvenarias de pedra ordinária [Tomazevic, 2001]. Apesar de preliminares, estes resultados foram recomendados para a verificação da resistência sísmica de estruturas em alvenaria de pedra, de acordo com recomendações e normas de edição posterior aos sismos de Friuli, 1976, e Montenegro, 1979.

Mais tarde, nos anos oitenta, os resultados de ensaios, *in-situ* e em laboratório, foram também utilizados na verificação da resistência sísmica em intervenções de reabilitação no centro histórico de Ljubljana [Tomazevic, 2001].

Atendendo a que os estudos referidos incidiram em centros históricos urbanos, onde prevalecem as alvenarias de pedra, as alvenarias de tijolo não foram alvo desta análise paramétrica. Na Tabela 2.4 e Tabela 2.5 apresentam-se algumas das propriedades mecânicas estabelecidas, relativamente a diferentes tipologias de alvenaria de pedra.

Tabela 2.4 - Valores característicos da resistência a tracção  $f_{tk}$  e valores de cálculo do módulo de distorção  $G$  em alvenarias de pedra [retirado de Tomazevic, 2001].

<b>Tipo de alvenaria</b>	<b>Estado</b>	<b><math>f_{tk}</math></b> (MPa)	<b><math>G</math></b> (MPa)
Calcário; argamassa de cal e areia barrenta; sem homogeneidade	existente	0.02	60
	injectado	0.06	100
Mistura de arenito, ardósia, calcário; argamassa de cal, areia barrenta; relativamente homogénea	existente	0.08	
	injectado	0.12	100
Mistura de arenito, ardósia, calcário e tijolos; argamassa de cal, areia barrenta; relativamente homogénea	existente	0.12	40
	injectado	0.16	450
Calcário; argamassa de cal e areia barrenta; paredes sem homogeneidade; edifícios de habitação	existente	0.05	80
	injectado	0.09	170
Calcário; argamassa de cal e areia barrenta; paredes sem homogeneidade; edifícios públicos	existente	0.07	170
	injectado	0.17	400

Tabela 2.5 - Valores característicos da resistência à compressão  $f_k$  e valores de cálculo do módulo de elasticidade  $E$  em alvenarias de pedra [retirado de Tomazevic, 2001].

<b>Tipo de alvenaria</b>	<b>Estado</b>	<b><math>f_k</math></b> (MPa)	<b><math>E</math></b> (MPa)
Calcário; argamassa de cal e areia barrenta; sem homogeneidade	existente	0.40	1950
	injectado	0.80	8200
Calcário; argamassa de cal, areia limpa; paredes relativamente homogéneas	existente	0.28	390
	injectado	1.67	2600
Calcário; argamassa de cal e areia barrenta; paredes sem homogeneidade; edifícios de habitação	existente	0.82	2600
	injectado	-	-

Consoante os locais geográficos, é necessário realizar estudos, para identificar as características morfológicas, e mecânicas associadas, e a composição predominante das alvenarias das paredes, que permitam a definição de parâmetros a utilizar em modelos físicos e analíticos. Esta caracterização das alvenarias representa um contributo importante para intervenções que aí se venham a realizar.

Existem, hoje em dia, vários métodos para a determinação das propriedades mecânicas da alvenaria, podendo distinguir-se dois grandes grupos:

- i) métodos indirectos;
- ii) métodos directos.

- **Métodos indirectos:**

Com base nestes métodos as propriedades mecânicas das alvenarias são avaliadas a partir do conhecimento das propriedades mecânicas dos seus componentes básicos (unidades de alvenaria, tijolos e pedras, e da argamassa de assentamento) ou através de ensaios de “carotes” sobre a alvenaria. Os métodos indirectos pressupõem o conhecimento, *à priori*, das características dos componentes de alvenaria. Caso contrário, como acontece com as alvenarias antigas, é necessário proceder a ensaios para a sua caracterização.

Todavia, as características mecânicas dos componentes, não podem ser facilmente correlacionadas com as da alvenaria, como um todo, devido à grande falta de homogeneidade material, à diversidade de técnicas construtivas e de tipos de secção. No entanto, alguns trabalhos inferem sobre as propriedades mecânicas das alvenarias nada referindo em relação a estes aspectos. Os resultados podem apresentar-se sob a forma de:

**i) valores nominais:** em função das características dos componentes materiais. A título de exemplo apresentam-se, na Tabela 2.6, valores para a resistência à tracção e à compressão de alvenarias de diferente natureza.

**ii) fórmulas semi-empíricas:** ao longo dos anos tem sido apresentadas várias fórmulas semi-empíricas para a determinação da tensão de rotura das alvenarias, com base no comportamento dos seus componentes. Estas fórmulas são, no entanto, de aplicação restricta, uma vez que dependem de vários parâmetros que influem no comportamento global da alvenaria: qualidade de execução da alvenaria, tipo de aparelho, dimensões e percentagem de furos (no caso de tijolos vazados), espessura das juntas, etc.

Tabela 2.6 - Resistência das alvenarias (MPa) [Segurado, 1908].

Natureza da alvenaria	Tensão de segurança* (MPa)
Cantaria de pedra e argamassa ordinária	
pedra muito dura.....	3 a 6
pedra dura.....	1.5 a 3
pedra semi-dura.....	1 a 1.5
pedra macia.....	0.8 a 1
Alvenaria de pedra aparelhada dura e argamassa ordinária.....	1 a 2
Alvenaria ordinária.....	0.5 a 1
Alvenaria de tijolo e argamassa ordinária	
tijolo ordinário.....	0.6 a 0.8
tijolo duro .....	0.8 a 1
Alvenaria de tijolo extraduro com argamassa de cimento.....	1 a 1.5
Observações:	
1- A argamassa ordinária é de cal e areia com o traço de 1:3.	
2- A tensão de segurança à tracção é cerca de 1/10 dos valores apresentados.	
3- A tensão se segurança diminui com a altura do elemento estrutural. Para alturas superiores a 20 vezes a largura da base apenas se deve tomar 0.25 a 0.5 dos valores apresentados	
(*)- a tensão de segurança considerada corresponde a, sensivelmente, 1/10 da tensão de rotura.	

O Eurocódigo 6 (secção 3.6) propõe uma fórmula semi-empírica para a determinação da resistência à compressão de alvenarias simples:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.65} \cdot f_m^{0.25} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

em que:

K - é um parâmetro função do tipo de aparelho e do tipo de unidades de alvenaria (toma o valor de 0.6 para unidade maciças);

$f_b$  - é a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria;

$f_m$  - é a resistência da argamassa (convencional).

O módulo de elasticidade (E), para acções de curta duração pode ser considerado igual a  $1000 \cdot f_k$ , no caso de estados limite últimos, ou  $600 \cdot f_k$ , no caso de estados limite de utilização. O módulo de distorção G, na ausência de valores mais precisos, pode ser tomado igual a  $0.4 E$ .

No caso de alvenarias antigas, estas fórmulas permitem, apenas, uma estimativa aproximada da resistência. Idealmente, a caracterização dos componentes destas alvenarias deveria ser feita com base em ensaios laboratoriais de amostras retiradas da estrutura. O Eurocódigo 6 prevê também a realização de ensaios das unidades de alvenaria e das argamassas, de acordo com as normas EN772 e a EN1015. No entanto, a recolha de amostras, além de ter um carácter destrutivo, na maior parte das vezes, não permite obter amostras intactas de argamassa, pelo que os ensaios são, muitas vezes, executados com argamassa reconstituída em laboratório [Santos, 1994].

Na falta de melhor informação, ou em primeira análise, as “*Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja – p.i.e.t.70*” indicam, para o material alvenaria, uma estimativa do módulo de elasticidade e do valor da tensão característica de resistência à compressão.

O **módulo de elasticidade** ( $E$ ), em alvenarias, pode estimar-se com recurso a ensaios ou, sem recurso a ensaios, desde que se conheça a sua tensão de rotura à compressão ( $\sigma_{\text{rotura}}$ ).

A via experimental (método directo) deve considerar o comportamento elasto-plástico das alvenarias. Para o efeito, durante os ensaios deve fazer-se um intervalo de tempo, para cada nível de carga, de forma a poder avaliar a deformação final estabilizada.

A partir dos resultados dos ensaios pode determinar-se a curva tensão-deformação ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) representativa da variação do valor do módulo de elasticidade ( $E$ ), desde o início do carregamento até à rotura. O conhecimento desta curva permite associar, numa relação bi-unívoca, a cada valor de tensão, um correspondente valor do módulo de elasticidade (dado pela inclinação da tangente no ponto) (Figura 2.22a).

Se não se realizam ensaios (método indirecto), o valor do módulo de elasticidade inicial ( $E_0 = \text{tg } \varphi_0$ ) pode estimar-se em função da resistência à compressão da alvenaria,  $\sigma_r$ , através da expressão empírica:

$$E_0 = \alpha \cdot \sigma_r$$

onde:

$\alpha$  - coeficiente de deformabilidade, função da tipologia da alvenaria e da classe da argamassa (Tabela 2.7).

O módulo de elasticidade  $E = \operatorname{tg} \phi$ , para outros valores de tensão pode estimar-se a partir do valor de  $E_0$ . Para o efeito, admite-se que o módulo de elasticidade tem um comportamento linear e que se anula para valores da tensão igual ou superior a  $1.1 \sigma_{\text{rotura}}$ , como se representa seguidamente (Figura 2.22b):

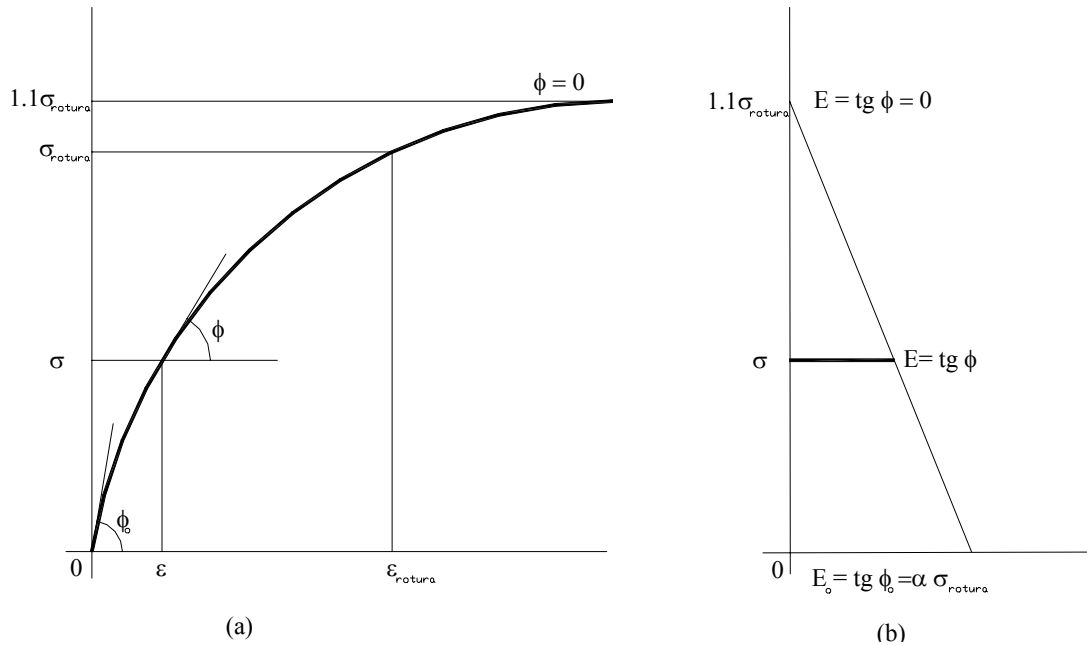


Figura 2.22 – Relação gráfica entre alguns parâmetros mecânicos em alvenarias [“p.i.e.t. 70”]: (a) gráfico das tensões-deformações; (b) variação linear do módulo de elasticidade com a tensão.

Na análise de estruturas de alvenaria, sob a acção de cargas repetitivas e/ou alternadas, pode considera-se o módulo de elasticidade igual a  $E_0$ :

$$E = E_0 = \alpha \cdot \sigma_r$$

Na verificação da segurança aos estados limite últimos, pode considerar-se para módulo de elasticidade  $E$  o valor dado pela expressão:

$$E = 0.5 E_0$$

Para os estados limite de utilização ou para a determinação da rigidez dos elementos da alvenaria pode tomar-se o seguinte valor:

$$E = 0.8 E_0$$

Tabela 2.7 - Coeficiente de deformabilidade,  $\alpha$  ["p.i.e.t. 70"].

Natureza da alvenaria	Tipo de argamassa <sup>(1)</sup>			
	M16 a M4	M2 a M1	M0.5	Seca
Alvenaria de cantaria ..... ( $\gamma_{\text{especifico}} > 20 \text{ kN/m}^3$ )	3000	2500	2000	1500
Alvenaria ordinária.....	2500	1500	1125	500
Tijolos cerâmicos maciços.....	2500	2000	1500	-
Tijolos cerâmicos perfurados ou ôcos.....	2000	1500	1125	-

O valor característico da resistência da alvenaria de tijolos cerâmicos pode ser obtido através de ensaios à compressão. Na ausência de ensaios (método indirecto), a resistência de cálculo ( $\sigma$ ) pode obter-se em função da resistência à compressão dos tijolos (em estruturas antigas, terão que ensaiar-se algumas unidades), da resistência à compressão da argamassa, da plasticidade da argamassa e da espessura das juntas (ver Tabela 2.8).

<sup>(1)</sup>- as argamassas são especificadas através da proporção dos seus constituintes ou através da sua resistência. Quando for especificada pela resistência, a letra M, designação para argamassa, deve ser seguida da aposição de um valor numérico correspondente à sua resistência em MPa. Exemplo: M6.

Tabela 2.8 - Resistência de cálculo para **alvenaria de tijolo cerâmico maciço** (MPa) [“p.i.e.t. 70”].

Resistência do tijolo (MPa)	Plasticidade da argamassa <sup>(1)</sup>	Espessura das juntas (cm)	M0.5	M1	M2	M4	M8	M16	Espessura das juntas (cm)	Plasticidade da argamassa	Resistência do tijolo (MPa)
7	magra	>1.5	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	-	-	-	-
	magra meio-gorda	1.5 a 1 >1.5	0.9	1.0	1.1	1.2	1.4	-			
	magra meio-gorda gorda	<1 1.5 a 1 >1.5	1.0	1.1	1.2	1.4	1.6	-	>1.5	magra	10
	meio-gorda gorda	<1 1.5 a 1	1.1	1.2	1.4	1.6	1.8	-	1.5 a 1 >1.5	magra meio-gorda	
	gorda	<1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	-	<1	magra meio-gorda gorda	
magra	>1.5	1.5 a 1 >1.5							meio-gorda gorda		
15	magra meio-gorda	1.5 a 1 >1.5	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.5	<1 1.5 a 1	meio-gorda gorda	
	magra meio-gorda gorda	<1 1.5 a 1 >1.5	1.6	1.8	2.0	2.2	2.5	2.8	<1 >1.5	magra	
	meio-gorda gorda	<1 1.5 a 1	1.8	2.0	2.2	2.5	2.8	3.2	1.5 a 1 >1.5	meio-gorda gorda	
	gorda	<1	2.0	2.2	2.5	2.8	3.2	3.6	<1	magra meio-gorda gorda	
	magra	>1.5							1.5 a 1 >1.5	meio-gorda gorda	
30	magra meio-gorda	1.5 a 1 >1.5	2.2	2.5	2.8	3.2	3.6	4.0	<1 1.5 a 1	meio-gorda gorda	-
	magra meio-gorda gorda	<1 >1.5	2.5	2.8	3.2	3.6	4.0	4.5	<1	gorda	
	meio-gorda gorda	<1 1.5 a 1	2.8	3.2	3.6	4.0	4.5	5.0	-	-	
	gorda	<1	3.2	3.6	4.0	4.5	5.0	5.6	-	-	
	magra	>1.5							1.5 a 1 >1.5	meio-gorda gorda	

<sup>(1)</sup> - A plasticidade das argamassa classifica-se em função do seu conteúdo de cal e de areia fina (grãos < 0.08 mm):

- plasticidade gorda - plasticidade correspondente a uma argamassa: (1) de cal, cimento e areia com 0 a 15% de finos; (2) cimento e areia com 7 a 15% de finos;
- plasticidade meio-gorda - plasticidade correspondente a uma argamassa de cimento e areia com 0 a 7% de finos, com adjuvante plastificante;
- plasticidade magra - plasticidade correspondente a uma argamassa de cimento e areia com 0 a 7% de finos, sem adjuvantes.

Para as **alvenarias de pedra** (alvenaria ordinária e alvenaria de cantaria), na falta de ensaios de compressão, e desde que as cargas actuem uniformemente distribuídas, a resistência de cálculo<sup>1</sup> pode ser avaliada, empiricamente, a partir da menor resistência à compressão, para cada classe de pedra e em função da argamassa das juntas (Tabela 2.9):

Tabela 2.9 - Resistência de cálculo à compressão da alvenaria de pedra (MPa) [“p.i.e.t. 70”].

Tipo de pedra	Resistência da pedra [MPa]	Alvenaria de cantaria			Alvenaria ordinária		
		Seca. Pedras com bom ajuste das faces.	Silhares h>30cm Argamassa M4	Silhares h<30cm Argamassa M4	Pedras lamelares. Argamassa M4	Pedras poligonais de faces regulares. Argamassa M0.55	Seca
- Granito - Sienito - Basalto	>100	8.0	6.0	4.0	2.5	1.0	0.7
-Arenito quartzoso -Calcário duro -Mármore	>30	4.0	3.0	2.0	1.2	0.8	0.6
-Arenito calcário -Calcário brando	>10	2.0	1.5	1.0	0.8	0.6	0.5

Nota: No caso de actuação de cargas isoladas, a tensão actuante, na superfície de aplicação, pode superar em 25% os valores indicados na tabela anterior desde que, após uma degradação da carga a 45°, a tensão resultante nas juntas não seja superior aos valores indicados na tabela.

<sup>(1)</sup> - A resistência de cálculo obtém-se de:  $\sigma_d = \sigma_k / \gamma_m$  com  $\gamma_m = 2.5$

- **Métodos directos:**

Estes métodos obviam à dificuldade de correlacionar as propriedades dos materiais constituintes com as da alvenaria, como material. Os ensaios são realizados directamente *in-situ*, com a avaliação das suas propriedades mecânicas, ou sobre “painéis” de alvenaria com as dimensões necessárias para que sejam representativos do comportamento da parede em estudo. Por exemplo, a amostra de uma parede de alvenaria “Pombalina” só poderá ser representativa se incluir pelo menos uma unidade da estrutura interna de madeira (“Cruz de Santo André”).

Os ensaios *in-situ*, para avaliar a resistência à compressão da alvenaria, além de ainda não estarem normalizados, trazem dificuldades acrescidas inerentes às grandes dimensões dos provetes e às exigências do sistema de aplicação de cargas e respectiva estrutura de reacção, para forças relativamente elevadas. O seu carácter destrutivo, a menos que se trate de estruturas para demolição ou em ruína, limita ainda o número de ensaios, comprometendo a possibilidade da caracterização estatística das variáveis em causa e a representatividade dos resultados.

A realização de ensaios em laboratório implica a prévia recolha e transporte de amostras. Para evitar perturbações das amostras devem adoptar-se cuidados especiais.

No caso de nenhum dos métodos anteriores ser viável, existem, hoje em dia, novos métodos de avaliação, de carácter não-destrutivo ou semi-destrutivo: o ensaio com macacos planos (“flat-jacks”). Este método permite a determinação, *in-situ*, das relações tensões-extensões da alvenaria, determinar a tensão de rotura e ainda avaliar o estado de tensão instalado na estrutura. O conhecimento do estado de tensão pode ser muito útil para a calibração de modelos analíticos. No entanto, este processo não permite obter informação, relativamente à resistência ao corte das alvenarias, pelo que, no caso de ser importante o seu conhecimento, é necessário a realização de ensaios *in-situ* ou sobre provetes de grandes dimensões, com os inconvenientes já referidos.

Em paredes de alvenaria novas o EC6 prevê a determinação das propriedades mecânicas da alvenaria por métodos directos de ensaio, sobre painéis representativos (“walletes”), de acordo com a EN 1052.

## 2.5. Ensaio experimentais

Dada a importância de realização de ensaios experimentais para o diagnóstico estrutural, nomeadamente para a caracterização dos materiais e para a avaliação do estado e comportamento da estrutura, faz-se seguidamente uma breve referência ao tipo de ensaios mais correntes, *in-situ* e em laboratório, destrutivos e não-destrutivos, suas vantagens e limitações. Refere-se também a aplicabilidade de alguns ensaios no controlo e avaliação da eficácia pós-intervenção.

- **Ensaio em laboratório:**

A realização de ensaios em laboratório requer a recolha de amostras de acordo com os requisitos próprios de cada ensaio. No entanto, face à dificuldade da recolha de amostras de alvenaria de significativas dimensões, geralmente, faz-se a recolha de componentes (argamassa, pedra ou tijolo) ou de associações de reduzidas dimensões, recorrendo a extracção de “*carotes*”. O objectivo destes ensaios é fazer a:

- caracterização dos materiais do ponto de vista físico, químico, mineralógico e mecânico (por exemplo dos tijolos cerâmicos);
- caracterização da composição da alvenaria (% vazios, % pedra ou tijolo, % argamassa);
- avaliação do estado de degradação das superfícies exteriores dos paramentos das paredes;
- estudo da durabilidade e compatibilidade dos novos materiais a empregar nas intervenções.

Os **ensaio sobre as argamassas**, provenientes de alvenarias antigas, para o estudo da composição e das características físico-químicas e mecânicas não estão ainda normalizados (em Itália, uma comissão está em campo para a elaboração de normas para edifícios de carácter monumental). No entanto, é habitualmente difícil a recolha de amostras de dimensões adequadas para a realização dos ensaios mecânicos. Assim, frequentemente, a informação disponível restringe-se à composição da argamassa e ao seu estado de degradação.

As **análises químicas e petrográficas**<sup>1</sup> permitem identificar o tipo de ligante e agregados, a relação agregado-ligante, a extensão e o grau de carbonatação, a presença de reacções químicas e de novas substâncias daí resultantes (reacções pozolânicas, reacções entre agregados e ligantes, reacções agregados-alcális, etc.) [Binda & Baronio, 1991]. A **análise granulométrica** pode ser efectuada através da separação dos agregados do ligante, mediante tratamentos térmicos ou químicos ou com recurso a métodos ópticos [Baronio & Binda, 1991]. Refira-se que o conhecimento da composição das argamassas facilita a reprodução de argamassas, ou caldas de injeção, de características análogas às originais e compatíveis com o suporte, do ponto de vista químico-físico-mecânico, para intervenções de reparação/reforço em estruturas antigas.

Os **ensaios sobre as unidades de alvenaria** mais correntes são [Binda et al., 1999b]:

**Ensaio mecânicos:** Ensaio de compressão (compressão uniaxial na determinação do módulo de elasticidade e tensão de rotura) e de tracção indirecta (ou ensaio brasileiro) em cilindros; avaliação da profundidade de degradação através de ensaios de avaliação da dureza superficial em diversos pontos da superfície externa e da secção;

**Ensaio físicos:** Medição dos pesos volúmicos, da absorção de água por imersão total e por capilaridade, do coeficiente de expansão térmica, etc. Trata-se de parâmetros importantes na avaliação da durabilidade dos materiais e da sua eficácia em revestimentos. A absorção inicial de água pelas pedras ou tijolos bem como a capacidade na sua retenção, por parte das novas argamassas, são características essenciais na escolha das argamassas (ou das caldas de injeção) a utilizar em intervenções.

**Ensaio químicos:** Identificação da presença e quantidade de sulfatos alcalinos. Para este efeito as amostras de material devem ser recolhidas a diferentes profundidades na parede. A eventual presença destes sais impõe uma rigorosa escolha das argamassas de reparação.

---

(<sup>1</sup>)- Os ensaios petrográficos consistem na observação microscópica de lâminas delgadas de amostras provenientes das zonas em estudo e permitem conhecer, com algum rigor, as características dos componentes da alvenaria.

**Análise óptica e mineralógica:** A observação óptica (microscopia petrográfica e estéreo-microscopia) é utilizada para definir o grau de degradação material, a presença de sais e as suas causas. A observação petrográfica deve examinar a porosidade, a dimensão e distribuição dos particulas cristalinas, a proveniência geográfica das pedras e, no caso dos tijolos cerâmicos, das argilas, a temperatura de cozedura dos tijolos, etc.

• **Ensaio *in-situ*:**

Atendendo aos custos da realização de ensaios *in-situ*, a sua utilização deve ser reduzida ao mínimo indispensável e, sempre que possível, serem de carácter não-destrutivo ou semi-destrutivo. A sua finalidade destina-se à:

- caracterização da alvenaria e dos seus componentes do ponto de vista físico, químico e mecânico (humidade, degradação superficial, consistência e degradação da argamassa, das pedras e dos tijolos, relações tensão-deformação);
- indicação sobre a composição da alvenaria (% vazios, % pedra ou tijolo, % argamassa), com recurso a técnicas de **endoscopia** (como a inspecção visual com câmara boroscópica);
- verificação da eficácia das técnicas de reforço (refechamento das juntas, injeção, etc.).

De acordo com recentes estudos, realizados em centros históricos urbanos em algumas regiões de Itália [Binda et al., 1999], os ensaios *in-situ* que mais se destacam, pela sua eficácia na caracterização mecânica das alvenarias e no controlo pós-intervenção de algumas técnicas de reforço, são os ensaios com **macacos planos**, simples e duplos, e os ensaios **sónicos**.

A detecção sónica, baseada na velocidade de propagação de ondas sonoras geradas por impulsos de alta ou baixa frequência (ultrasónicos ou sónicos) permitem caracterizar qualitativamente as alvenarias sendo utilizados no seu diagnóstico para:

- qualificar a morfologia das secções, identificando a presença de grandes vazios, de defeitos ou danos e identificar a presença de materiais distintos, como por exemplo a madeira no caso de paredes de alvenaria mista;
- controlar o comportamento as estruturas depois das intervenções de reforço (principalmente no caso de injeções e refechamento das juntas).

O ensaio de macacos planos é uma técnica semi-destrutiva, única no momento, capaz de dar informação relativa às características mecânicas locais de uma parede em termos de deformabilidade e resistência à compressão - ensaio com macacos planos duplos -, bem como estimar o estado de tensão - ensaio com macacos planos simples [Binda et al., 1999b].

Outros ensaios *in-situ*, baseados em técnicas de detecção não-destrutiva, são a **estetoscopia** e a **termografia**. A estetoscopia utilizando um estetoscópio permite reconhecer, com base na resposta de ressonância à percussão com um pequeno martelo, a presença de diferentes materiais. Por seu lado, a termografia também permite identificar a presença de materiais distintos na constituição das alvenarias, mas agora através de respostas distintas à emissão de radiação térmica.

Estes ensaios devem ser sempre complementados por uma atenta e cuidadosa inspeção visual.

### **3. Técnicas de intervenção em reabilitação estrutural**

Neste capítulo far-se-á referência a diversas técnicas de intervenção, no domínio da reabilitação e/ou reforço com potencial aplicação em estruturas antigas de alvenaria, suas condições de aplicação, vantagens e limitações. As soluções apresentadas não esgotam, longe disso, as possibilidades de intervenção. Não se trata de um receituário geral, mas de uma apresentação de possíveis soluções, a adaptar a cada caso concreto. O empenho, a responsabilidade, o bom senso do projectista e o respeito com que se encaram as especificidades destas estruturas devem constituir a melhor base para qualquer intervenção.

#### **3.1. Introdução**

A decisão de intervir na estrutura de um edifício deve partir de uma cuidadosa avaliação da segurança, através da qual se tenha identificado um estado de degradação e/ou um conjunto de alterações que impliquem cargas ou condições mais desfavoráveis, para a estrutura, do que aquelas que foram consideradas originalmente. A intervenção nestas estruturas pressupõe ainda a sensibilidade necessária à sua compreensão.

Para planear a intervenção, é necessário adoptar uma metodologia de aproximação às estruturas que passe de uma leitura geral, com informação de carácter qualitativo, para uma análise mais rigorosa, geralmente de carácter quantitativo, que conduza à identificação das características dos materiais e da estrutura, bem como à origem das patologias apresentadas. Assim, à peculiaridade das estruturas de alvenaria antigas parece adequar-se uma abordagem metodológica, por etapas, semelhante à usada em medicina:

- Anamnese (historial): estudo da evolução histórica e recolha de dados e informações importantes;
- Diagnóstico: identificação das causas das anomalias e da degradação e avaliação da segurança estrutural;
- Terapia: escolha e aplicação da(s) técnica(s) de intervenção;
- Controlo: acompanhamento e controlo da eficiência da intervenção.

A anamnese, fase preliminar do estudo, recolhe informação geral sobre o historial do edifício (ou sobre edifícios da mesma época de construção), através da pesquisa de documentos e registos (históricos e, eventualmente arqueológicos), com o objectivo de encontrar informações sobre as diferentes fases de construção e utilização, as técnicas de construção e os materiais utilizados em cada uma delas.

No diagnóstico, fase mais importante do estudo, que precede a decisão de intervenção, podem distinguir-se duas fases: a auscultação da estrutura, que permitirá avaliar o seu real estado global; e a análise integrada da informação, entretanto, obtida que deverá fundamentar as decisões a tomar.

A fase de auscultação deve incluir um levantamento geométrico e estrutural, com recurso a técnicas tradicionais ou técnicas fotogramétricas (teodolito, distanciómetro, etc.) com levantamento de eventuais irregularidades, como desvios de verticalidade (“desaprumos”); um levantamento das características construtivas com a caracterização da tipologia das paredes e os seus materiais, eventualmenete, auxiliada pela realização de uma campanha de ensaios (*in-situ* e em laboratório); uma avaliação preliminar das condições de segurança da estrutura, partindo de uma observação directa do estado dos materiais e dos elementos estruturais, com um mapeamento detalhado dos danos e anomalias visíveis, deformações, esmagamentos, fendilhações, deterioração dos materiais, deterioração das ligações entre elementos estruturais, etc.; um estudo analítico complementar, para estimar, de forma mais rigorosa, o estado de tensão da estrutura e auxiliar a avaliação do seu actual grau de segurança. Neste ponto, toda a informação precedente desempenha um papel importante na calibração dos modelos numéricos e, conseqüente, validação dos seus resultados.

Posteriormente, uma cuidadosa análise integrada da informação recolhida, realizada por uma equipa, tão multidisciplinar quanto necessário, deverá facilitar o entendimento da concepção estrutural original, e se esta foi, ou não, a executada, bem como compreender as alterações estruturais efectuadas em posteriores intervenções e identificar as causas das patologias.

Identificadas as patologias e a sua origem, é necessário tomar medidas para as remediar, para o que é necessário a elaboração de um projecto de reabilitação/reforço que contemple a escolha da(s) técnica(s) e dos materiais mais adequados a utilizar e todos os pormenores da intervenção. A este respeito convém referir que nem sempre as intervenções visam corrigir anomalias. É o caso de intervenções com o objectivo de

melhorar, preventivamente, o comportamento da estrutura e fundações para ocorrências, como por exemplo abalos sísmicos ou assentamentos diferenciais, cujos efeitos possam traduzir-se em danos importantes.

Em qualquer dos casos, a decisão da necessidade de intervenção e da escolha da(s) técnica(s) de reforço não deve basear-se apenas em considerações estruturais, mas inserir-se também num contexto mais amplo de conservação de um imóvel histórico e da sua multidisciplinaridade, dando a devida atenção a aspectos de carácter artístico, cultural, económico e de utilização.

O acompanhamento dos trabalhos de intervenção, durante e após a sua execução, com eventual monitorização da estrutura, e medições experimentais periódicas é aconselhável para controlar a adequabilidade da solução e a eventual necessidade de intervenções complementares. Para o efeito desempenham um papel importante os ensaios de carácter não-destrutivo (vd. secção 1.4).

Finda a intervenção, é necessário preconizar um programa detalhado com procedimentos de manutenção e intervenção futura.

As intervenções, em estruturas antigas de alvenaria, são sempre perturbadoras do seu equilíbrio, representando, por isso, um risco. Assim, a extensão das intervenções deve ser a mínima necessária para alcançar os objectivos traçados – princípio da intervenção mínima.

Do ponto de vista estrutural os requisitos requeridos a uma intervenção podem sintetizar-se nos seguintes pontos:

- restabelecimento das condições de segurança ( fiabilidade estrutural global):
  - i) estabilidade das fundações;
  - ii) rigidez e monolitismo estrutural (boa ligação entre elementos estruturais verticais e horizontais);
- melhoramento das características mecânicas (de difícil quantificação e função do grau de dano existente);

Atendendo a que a maioria dos materiais utilizados nas intervenções são, hoje em dia, diferentes dos originais, há três características fundamentais que devem assegurar-se a este respeito:

- Compatibilidade:
  - i) compatibilidade mecânico-estrutural: as técnicas e os materiais utilizados devem garantir reduzida alteração das características da rigidez da construção e do funcionamento estrutural original;
  - ii) compatibilidade físico-química: os materiais utilizados não devem ser a causa do aparecimento de novas patologias, por apresentarem diferentes comportamentos físicos e/ou químicos, relativamente aos materiais existentes;
- Durabilidade: a necessidade de preservação das estruturas antigas, especialmente históricas, por um longo período de vida muito longo, justifica que as exigências de durabilidade dos materiais a utilizar sejam mais severas que em estruturas novas; aos materiais modernos não se conhece a capacidade de manter as suas propriedades durante séculos, apanágio de muitos materiais tradicionais, pelo que necessitarão de acções de manutenção e reparação mais frequentes.
- Reversibilidade: na verdadeira acepção da palavra não existem técnicas verdadeiramente reversíveis, pelo que, talvez o termo retractabilidade seja mais adequado. É uma característica a que se tem dado muita importância em intervenções com materiais modernos. Assim, deve ser salvaguardada a possibilidade de facilmente poder remover, sem provocar danos nos materiais originais, os novos elementos resultantes da intervenção, no fim da sua vida útil ou no caso de revelarem sinais de inadquabilidade. Do ponto de vista prático, na maioria dos casos, esta condição é difícil de garantir, pelo que deve ser considerada como um requisito estrito a monumentos de excepcional importância.

Para além dos aspectos relativos à escolha da(s) técnica(s) e materiais, mais adequados a cada caso, devem ainda ponderar aspectos chave como:

- O aumento do peso;
- A capacidade de solidarização com o suporte;
- Aspectos estéticos;
- O custo da solução (imediato e de manutenção);
- O período de intervenção.

Hoje em dia, existe uma grande variedade de técnicas de intervenção, das quais convém distinguir dois grandes grupos:

1) Quanto aos materiais:

- Técnicas tradicionais: empregam exclusivamente materiais e processos de construção idênticos aos originais;
- Técnicas modernas ou inovadoras: procuram adequar soluções mais eficientes que as tradicionais através do uso de materiais e equipamentos modernos;

2) Quanto aos efeitos:

- Técnicas de reforço passivo: os reforços apenas funcionam para cargas superiores às correspondentes ao estado de equilíbrio em que a estrutura se encontra ou para deformações diferidas posteriores;
- Técnicas de reforço activo: estes reforços pressupõem uma modificação das condições de carga com reacção imediata da estrutura (alteração do estado de equilíbrio e da deformabilidade). As soluções pré-esforçadas são um exemplo claro de reforços activos.

A escolha entre soluções tradicionais ou inovadoras é controversa, mas se com técnicas tradicionais é possível obter soluções satisfatórias do ponto de vista estrutural, económico e construtivo, o seu uso deve preferir-se, não só por razões estéticas e culturais, mas também por razões de compatibilidade entre os novos elementos e os originais. Frequentemente não é fácil reparar os danos estruturais com o recurso exclusivo a uma solução tradicional, seja porque já não se encontram disponíveis materiais originais, como argamassas ou madeiras, seja porque não existe mão-de-obra qualificada (“artesãos”) para este tipo de técnicas construtivas, ou ainda por razões económicas. A razão mais frequente para recorrer a técnicas modernas ou inovadoras prende-se com a necessidade de aumentos significativos de resistência, que só se conseguem com materiais muito mais eficientes que os originais. No entanto, sempre que possível as “intervenção em alvenaria devem fazer-se com técnicas de alvenaria” semelhantes às praticadas na época e no local da construção.

No reforço das fundações esta controvérsia é menor. Com efeito, nestas intervenções, parecem aceitar-se melhor as técnicas e materiais de concepção recente. A sua rapidez e eficácia aliadas ao facto de ficarem ocultas, não afectando o aspecto estético, parecem ser fortes argumentos. Salienta-se, no entanto, que nos últimos anos

as intervenções fortemente invasivas em fundações são encaradas com reservas uma vez que o subsolo também faz parte da herança cultural e arquitectónica.

Como já referido, existem patologias atribuíveis ao comportamento dos materiais (a alvenaria é aqui entendida como um material) e patologias atribuíveis à concepção. De igual forma existem soluções mais vocacionadas para a consolidação material e outras mais aptas para a melhoria do funcionamento estrutural. No entanto, a consolidação material pode reflectir-se, desde logo, no comportamento estrutural.

Em patologias inerentes aos materiais (pedra, blocos, argamassa ou alvenaria no seu conjunto) como é o caso da sua degradação ou da sua fraca resistência à compressão, em parte associada à elevada percentagem de vazios da argamassa e à sua débil capacidade agregante, devem adoptar-se técnicas que actuem na melhoria das suas propriedades, como é o caso das técnicas de injeção, com ou sem pregagens transversais, ou a substituição de elementos (desmonte e reconstrução).

Em patologias inerentes ao comportamento estrutural, parcial ou global, resultado de uma concepção deficiente, como é o caso da microfissuração associada à dilatação transversal por excesso de carga podem adoptar-se técnicas de refechamento das juntas com armadura de reforço ou outras soluções como a cintagem da estrutura, que reduzam as tensões de tracção na alvenaria e, simultaneamente, exerçam um efeito de confinamento que se traduza num melhor comportamento em serviço (controle de deformação e fendilhação) e num melhor comportamento (menos frágil) e aproveitamento do material antes da rotura. Para este efeito, em paredes compostas, pode também ser útil o uso de pregagens transversais de ligação entre paramentos.

De entre as técnicas mais correntes na reabilitação e reforço estrutural de paredes antigas de alvenaria, destacam-se:

- injecção: técnica em grande difusão que consiste em injectar, através de furos, previamente, realizados nos paramentos externos da alvenaria, caldas ou resinas fluídas para preenchimento dos vazios interiores e/ou selagem de fissuras. O principal obstáculo desta técnica é a definição da composição da calda, devido à dependência de numerosos parâmetros do suporte como a granulometria, a composição química, a porosidade, a capacidade de absorção, a percentagem de vazios, a dimensão e o grau de comunicação dos vazios, etc. É uma técnica que permite a intervenção in-situ sem alteração do aspecto estético. Destina-se, essencialmente, a melhorar as características resistentes das alvenarias de pedra.

- substituição de elementos degradados: substituição pontual de elementos degradados com desmonte e reconstrução da alvenaria.
- rebocos armados: esta técnica consiste na colocação de uma armadura de reforço (malha de aço electrossoldada, rede de fibra de vidro, chapa de metal distendido, etc.) fixada à parede, por pequenas pregagens, e sobre a qual é projectada uma argamassa tradicional de revestimento. Pode ser aplicada de um ou de ambos os lados da parede, com a armadura ligada, ou não, transversalmente. É destinada, essencialmente, a paredes fortemente degradadas para as quais não haja intervenções alternativas menos invasivas;
- encamisamento (“jacketing”): esta técnica de reforço que pode considerar-se uma variante dos rebocos armados. Consiste na aplicação de uma camada de recobrimento, em betão armado, de maior espessura que um reboco convencional e com características mecânicas que vão além das do simples recobrimento;
- refechamento das juntas: consiste na remoção parcial e substituição da argamassa degradada por outra de melhores propriedades mecânicas e de maior durabilidade. Uma variante desta técnica, particularmente adequada para alvenarias com juntas horizontais regulares, consiste na instalação de armaduras de reforço na argamassa das juntas horizontais – refechamento das juntas com armadura. Além disto, esta técnica pode ser utilizada, com sucesso, para controlar a fendilhação associada a: estados de compressão excessivos; assentamentos diferenciais; a acções térmicas, etc.
- pregagens transversais: são, essencialmente, utilizadas em paredes compostas para confinar a sua secção. Para o efeito, são convenientemente e distribuídas instaladas barras de aço transversais à parede (tirantes transversais) com tratamento anti-corrosão e dotadas de dispositivos nas extremidades que permitam a sua amarração nas faces exteriores dos paramentos. No caso dos tirantes serem roscados na(s) extremidade(s) é possível dar um pré-aperto. O efeito de confinamento transversal depende da eficácia da ligação ou ancoragem dos tirantes. Esta técnica é, frequentemente, combinada com outras técnicas de reforço. A aplicação em paredes, de alvenaria de pedra, apresenta alguns problemas relacionados com a instalação e ancoragem dos tirantes, face à frequente falta de correspondência das juntas de argamassa em faces opostas da parede.

- reforço com materiais compósitos FRP: é uma técnica que tem motivado crescente interesse (elevada resistência, baixo peso, durabilidade, facilidade de aplicação, reversibilidade, etc.) e difusão. Consiste na aplicação de materiais polímeros reforçados com fibras de carbono, de vidro, etc., colados ao suporte com resinas de elevado desempenho. A aplicabilidade a paredes de alvenaria de pedra é condicionada pela irregularidade superficial que dificulta a aderência. O comportamento da aderência e a sua durabilidade são, ainda, objecto de estudos de investigação;
- pré-esforço: aplicado com tensões relativamente baixas permite compensar, em zonas críticas, a deficiência destas estruturas a esforços de tracção, melhorar a integridade estrutural e também controlar a deformabilidade e da fendilhação;
- soluções mistas: soluções que recorrem, de forma combinada, a algumas das técnicas referidas.

Os rebocos armados e a aplicação de materiais compósitos FRP colocam-se na gama das intervenções de pequena ou reduzida compatibilidade mecânica com o suporte, devido à sua elevada rigidez relativa, que altera, de forma significativa, as características de rigidez e de resistência das paredes.

Em sintonia com as especificidades das tipologias das paredes de alvenaria antigas, estudos de investigação tem-se debruçado sobre as técnicas de reforço e sobre os materiais mais adequados a utilizar nas intervenções, particularmente no que diz respeito à compatibilidade e à durabilidade, características, frequentemente, descuidadas na prática.

Para alvenarias de pedra, análises experimentais ao seu comportamento mecânico permitiram identificar as técnicas que melhor se adaptam aos seus problemas específicos, tendo-se destacado [Valluzzi, 2000]:

- injecção, na consolidação interna das paredes, através do preenchimento dos vazios do núcleo;
- refechamento das juntas, na protecção e reforço dos paramentos externos da parede;
- pregagens transversais, na melhoria da ligação transversal entre os paramentos e, conseqüente, monolitismo da parede.

Os melhores desempenhos têm sido obtidos com reforços, através da acção combinada das três técnicas referidas.

Seguidamente, far-se-á uma apresentação mais detalhada das técnicas de intervenção apresentadas.

### 3.2. Injecção

Esta técnica destina-se, essencialmente, a intervenções em alvenarias de pedra. Consiste na emissão de uma calda fluída (cimentícia, hidráulica ou de resinas orgânicas), em furos previamente efectuados nas paredes, com o objectivo de preencher cavidades existentes, sejam elas fissuras ou vazios interiores. É por esta razão, particularmente, indicada para o reforço de alvenarias de pedra onde exista uma fina rede de vazios comunicantes entre si. A injecção permite uma qualidade e uma resistência mais uniforme da secção da alvenaria. A granulometria do material de enchimento depende do tamanho das fendas ou cavidades existentes. Em geral, é usada uma calda de ligante com água sem areia. No entanto, se os vazios são de grande dimensão, é preferível injectar uma argamassa ou betão de consistência fluída.

A eficácia desta técnica tem sido bem sucedida em alvenarias, com um índice de vazios compreendido entre os 2% e os 15%. Abaixo de 2% os resultados são em geral fracos, salvo os casos em que esta percentagem corresponda à presença de vazios de grande dimensão. Na ausência de tais condições a injecção não é aplicável ou é pouco eficaz, havendo que recorrer a técnicas combinadas ou alternativas.

É uma técnica de reforço irreversível e “passiva” pois não há a realização de operações que alterem o equilíbrio de forças. O aspecto original exterior das paredes é respeitado pelo que é uma solução, frequentemente, utilizada em edifícios de reconhecido valor artístico e/ou arquitectónico, sempre que seja necessário intervir, e preservar o aspecto original.

Existem diferentes soluções de injecção classificadas em função do processo utilizado. Assim, pode recorrer-se a :

- injecção sob pressão: é frequentemente utilizada em alvenarias, mesmo nas degradadas, desde que com capacidade para conter a pressão das injecções. A calda é injectada através dos tubos de adução procedendo, por norma, de baixo para cima e dos extremos em direcção ao centro, para evitar desequilíbrios que

possam tornar instável o equilíbrio da estrutura. Os problemas correntes de projecto e de execução prendem-se com a distribuição, o número de furos e a pressão de injeção a adoptar.

- injecção por gravidade: destina-se a paredes fortemente degradadas e é realizada mediante emissão da calda através tubos de adução, inseridos nas fissuras ou cavidades da parede ou mediante utilização de seringas hipodérmicas actuando sobre tubos predispostos na parede.
- injecção sob vácuo: nesta solução a ascensão da calda é provocada pela aspiração do ar nos tubos superiores, enquanto se injectam os tubos inferiores. É indicada para o reforço de pequenos elementos arquitectónicos, ou de elementos de alguma forma removíveis (pináculos ou estátuas), com requisitos de caldas muito fluídas (por exemplo as resinas orgânicas) [Valluzzi, 2000].

O processo de injeção é condicionado pelas condições e tipos de dano da alvenaria e determina as características da calda adequada a utilizar. Com efeito, antes de decidir intervir com uma solução de injeção, é recomendável um conjunto de procedimentos experimentais, *in-situ* e em laboratório, para averiguar a sua adequabilidade à alvenaria em estudo, tanto em termos de exequibilidade como de eficácia. A Figura 3.1 esquematiza, resumidamente, os principais procedimentos a realizar de acordo com o prescrito pelo Politécnico de Milão, Itália.

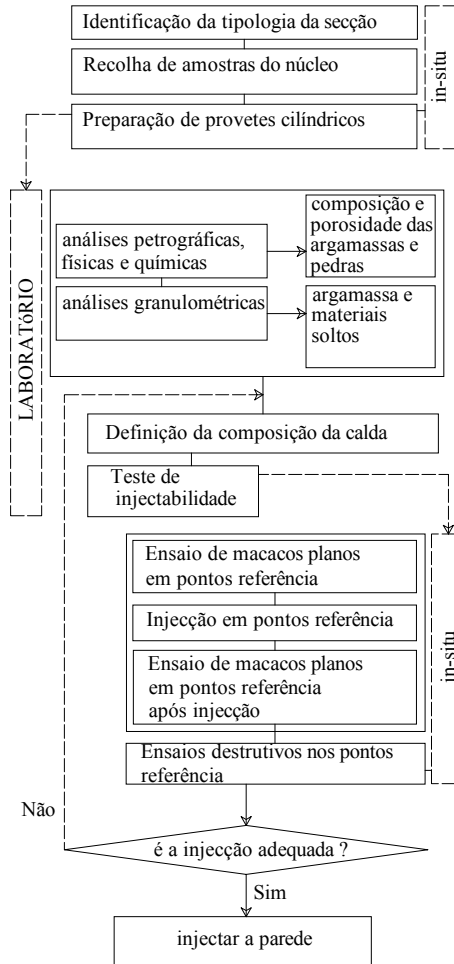


Figura 3.1- Procedimentos para avaliação da adequabilidade da injecção [Laefer et al., 1996].

Reconhecida a adequabilidade da solução, é necessário proceder à preparação do suporte onde se vai intervir. Desta fase, comum a muitas outras soluções de intervenção, fazem parte as seguintes operações:

- remoção do reboco: ou dos revestimentos existentes (a menos que tenham valor artístico) para verificar o estado da alvenaria;
- limpeza da parede: a superfície da parede deve ser lavada com água de forma a eliminar eventuais substâncias solúveis, como o gesso, ou outras substâncias insolúveis. A lavagem pode ser efectuada com jacto de água, de baixa ou alta pressão, tomando, neste último caso, as devidas precauções para não danificar a parede; em alternativa, pode utilizar-se o jacto de vapor de água, com temperaturas de 150 °C a 200 °C e pressões de 5 a 10 atm. Neste caso, deve evitar-se o choque térmico da parede que pode contribuir para a desagregação

da zona superficial. Em paredes, particularmente degradadas, é conveniente a utilização de água vaporizada com o objectivo de dissolver depósitos à base de sulfato de cálcio e, se misturada com aditivos tensioactivos, resíduos mais incrustados; esta operação é demorada e por isso pouco económica. As juntas e as fendas devem ter um tratamento de limpeza especial. Em alternativa à lavagem, especialmente no caso de utilização de resinas orgânicas (poliméricas), pode ser efectuada uma limpeza mecânica com escovas metálicas, ar comprimido com jacto de areia ou, no caso da presença de substâncias especiais, o recurso à lavagem química.

- refechamento de juntas e selagem das fissuras: para evitar a fuga da calda durante a operação de injeção é necessário selar convenientemente todas as fissuras e juntas deterioradas (Figura 3.2a). Para o efeito deve utilizar-se uma calda, de preferência compatível com a existente, ou um selante disponível comercialmente.

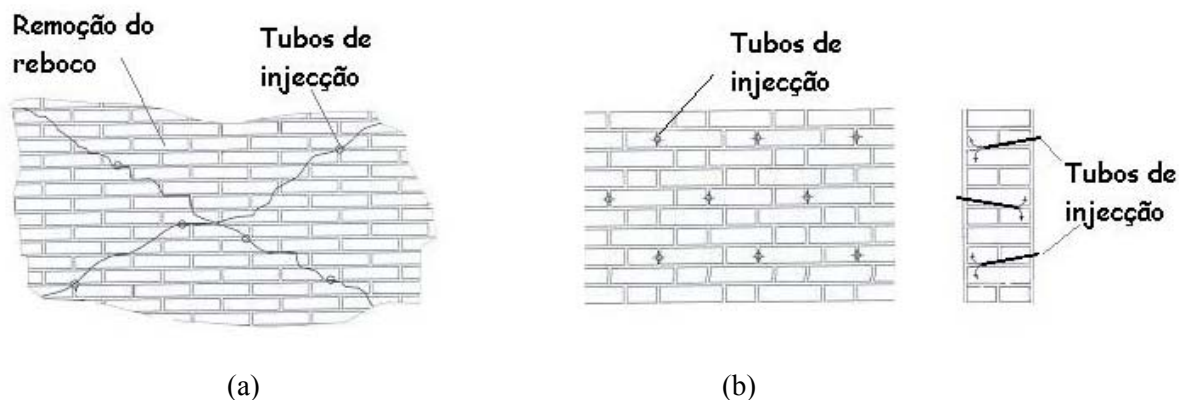


Figura 3.2 - Injeção de alvenarias: (a) selagem de fendas; (b) consolidação material.

Após a preparação do suporte, relativamente ao processo de injeção mais frequente, a injeção por pressão, é necessário proceder ao:

- posicionamento e execução dos furos de injeção: os furos são geralmente executados, com berbequim mecânico de rotação (devem evitar-se os dispositivos de percussão), nas juntas de argamassa até uma profundidade adequada, entre  $\frac{2}{3}$  e  $\frac{3}{4}$  da espessura, e com ligeira inclinação para baixo (Figura 3.2b). A presença de rebocos condiciona, geralmente, a intervenção a uma só face da parede, no entanto, para paredes de grande espessura

(70 a 80 cm ou mais), deve considerar-se a possibilidade de intervenção de ambos os lados. Uma norma italiana específica (Circolare 30 Luglio 1981, 3.3.2a) indica 2 a 3 furos por metro quadrado, com tubos de adução de 40 mm de diâmetro máximo. Em função das características do muro e, em particular, para as paredes de alvenaria de pedra, atendendo às suas irregularidades características, é aconselhável refinar esta distribuição até uma distância entre furos de 25 cm, para garantir um preenchimento mais homogéneo dos vazios. Por razões de eficácia, uma distribuição de elevado número de furos, de pequeno diâmetro, é preferível, relativamente a uma distribuição de poucos furos, de grande diâmetro. No entanto, admitindo um “espalhamento” esférico da calda, a partir do furo de injeção, a distribuição geométrica dos furos, que garante uma melhor cobertura da parede, é aquela que segue os vértices de uma rede de triângulos equiláteros (Figura 3.3).

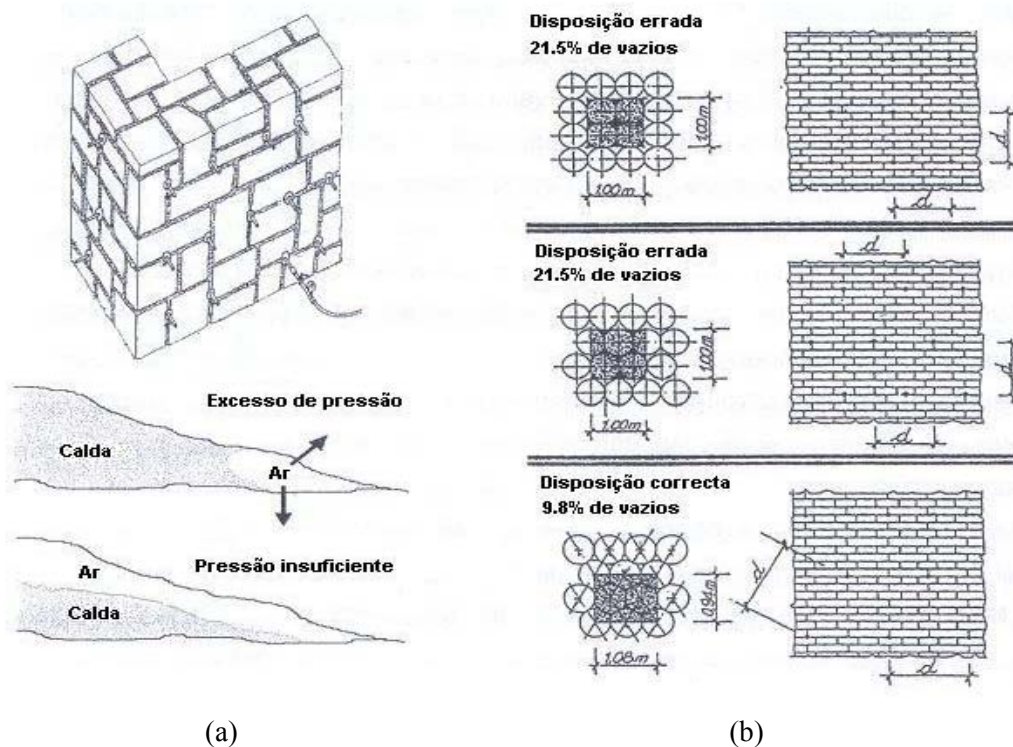


Figura 3.3- Aspectos da injeção por pressão [Valluzzi, 2000]: (a) efeitos de injeção com pressão inadequada; (b) distribuição dos furos de injeção.

- colocação dos tubos de injeção: tubos de material plástico ou de alumínio são introduzidos nos furos, previamente efectuados e fixados, com ligantes de presa

rápida, para evitar a fuga da calda durante a operação de injeção (Figura 3.4). Os diâmetros vulgarmente utilizados são em média de 15 a 20 mm; a profundidade dos tubos depende do tipo de parede (nas paredes de três paramentos devem atingir o núcleo) e da finalidade da intervenção; em geral, é praticada uma profundidade de 15 a 20 cm. É conveniente que os tubos saiam, pelo menos, 10 cm para fora da face da parede para que, no final da operação, se possa dar alguma sobrepressão em alguns furos, e controlar, nos tubos adjacentes, o processo de injeção.



Figura 3.4 – Preparação de uma parede de alvenaria para injeção. Selagem de juntas e fendas e colocação dos tubos de injeção [Hill, 1995].

- lavagem ou molhagem interior dos vazios: antes de proceder à injeção é aconselhável que se efectue uma lavagem ou molhagem interna da parede, através da introdução de água pelos tubos de adução instalados. Esta operação apresenta algumas vantagens como:
  - a remoção de detritos e/ou pó resultantes da operação de perfuração, que melhore a aderência;
  - “abertura do caminho” para facilitar a penetração da calda;

- dar uma indicação prévia do percurso de injeção (através da saída de água nos tubos, na vizinhança do tubo em injeção) ou das fissuras a retocar ou a fechar (através da identificação de fugas, na face da parede);
- a redução da absorção, pela parede, da água contida na calda de injeção, evitando, assim, reduções na sua hidratação e, conseqüentemente, na sua fluidez;

De uma forma geral, para quantidades de água não excessivas, além das vantagens já mencionadas a aderência também melhora. No entanto, há autores que discordam deste procedimento, porque, argumentam:

- o eventual excesso de água pode reduzir a aderência da calda ao suporte facilitando a formação de caminhos, para a água, à volta dos elementos mais resistentes [Miltiadou, 1990];
- a circulação da água pode lavar os ligantes aéreos existentes nas argamassas históricas, ou hidratar a argila, eventualmente presente, com conseqüentes fenómenos de expansividade [Binda et al., 1993];
- a água pode transportar sais dissolvidos que, após a evaporação, cristalizem, dando origem a eflurescências e pressões internas indesejáveis associadas à recristalização [Baronio & Binda, 1983];
- a água pode dissolver e transportar o gesso, colocando-o em contacto com produtos de hidratação da argamassa provocando a formação de produtos de reacção expansiva.

No caso da utilização de resinas poliméricas, deve proceder-se a uma limpeza prévia com insuflagem de ar comprimido.

- proceder à injeção: as normas italianas (Legge Regionale Friuli del 1977, 1.2.2.1) recomendam, para alvenarias de pedra, a prática de pressões até 3 atm (cerca de 0.3 MPa). Estes valores têm sido praticados em alguns ensaios recentes realizados “in-situ”. Para facilitar a penetração da calda nos vazios da alvenaria, impedindo a sua oclusão e minimizando eventuais dilatações ou movimentos de material solto, é aconselhável a prática de pressões mais baixas (até 0.15 MPa). Todavia, salienta-se, que pressões muito baixas podem reduzir a penetração da calda impedindo, igualmente, o preenchimento dos vazios (Figura 3.3). Na fase final de injeção, quando a parede não aceitar mais calda,

a pressão pode, eventualmente, ser aumentada (a norma italiana supracitada sugere um limite de 4 atm) com o objectivo de promover a drenagem da água existente. É necessário considerar que a pressão lida nos manómetros, pressão instalada na bomba, é diferente da pressão de saída na extremidade do tubo, por haver perdas de carga devidas, quer às diferenças de cota, quer aos atritos ao longo do tubo de emissão que liga a bomba à extremidade de saída.

- **Caldas de injeção**

Como já referido, o principal obstáculo desta técnica é a definição da composição de uma calda compatível com as características do suporte, devido à influência de numerosos parâmetros envolvidos, como a granulometria, a composição química, a porosidade, a capacidade de absorção, a percentagem de vazios, a dimensão e o grau de comunicação dos vazios, etc. Uma prévia análise física (granulométrica) e química das argamassas existentes pode ser indispensável para a definição da composição da calda de injeção adequada.

Os componentes das caldas de injeção são: o(s) ligante(s), a água e eventuais aditivos. Consoante o tipo de ligante, a calda pode classificar-se como :

- inorgânica: utilização de cal hidráulicas (como por exemplo cal aérea ou pozolana) e cimentos;
- orgânica ou sintética: utilização de resinas poliméricas (geralmente epoxídicas).

Os cimentos foram frequentemente utilizados, no passado, na injeção de paredes, com efeitos prejudiciais para a conservação [Valluzzi, 2000], por incompatibilidade com as argamassas existentes. De acordo com a experiência, o uso de cimentos deve ser limitado aos casos em que se confirme, com base em análises químicas específicas, a ausência de gesso e baixos teores de alcális e/ou quando se pretendam obter elevadas resistências num curto espaço de tempo. O uso de argamassas pozolânicas, com baixa ou nula percentagem de cimento Portland, tem sido utilizadas, ultimamente por apresentarem maior compatibilidade com as propriedades do material original [Valuzzi, 2000]. Em caldas de base cimentícia, a influência da relação água/ligante sobre as características mecânicas da mistura, tem sido objecto de alguma investigação.

A elevada rigidez e resistência das resinas orgânicas não justifica a sua aplicação em alvenarias, até pelos desequilíbrios que introduz na resposta estrutural. São, no entanto, adequadas para a selagem de fendas em pedra ou betão. A textura não granular torna-as extremamente fluídas e com reduzido ângulo de contacto (por vezes inferiores ao da água), com vantagens na injeção de fissuras muito finas, a baixas pressões (0.15 a 0.20 MPa). Além disso apresentam uma boa resistência química, em particular aos alcális, e uma fraca retracção. Como desvantagens tem um endurecimento condicionado pela temperatura (difícil para temperaturas médio-altas), uma durabilidade não suficientemente testada, assim como uma fraca resistência ao fogo (até cerca de 80°C). Por razões de compatibilidade com o material original o seu uso deve ser limitado a casos muito particulares (como o caso de fissuras muito finas ou necessidade de elevadas resistências). As normas italianas (Circolare 30 Luglio 1981, 3.3.2-b) aconselham o emprego de resinas, geralmente epoxídicas, apenas se forem economicamente vantajosas, relativamente a outras soluções, mas nenhuma avaliação ou referência é feita em relação aos inconvenientes supracitados. A aderência dos ligantes poliméricos requer suportes secos. A frequente presença da humidade nas paredes históricas limita, aí, grandemente, a sua utilização.

Salienta-se ainda que determinadas características das caldas podem ser melhoradas com a utilização de aditivos específicos. A necessidade de preencher cavidades de grandes dimensões pode justificar a mistura com areia ou cascalho, realizando assim autênticas argamassas e betões de injeção. O uso de plastificantes, ou retentores de água, tem influência não só na fluidez como também na presa, com efeitos secundários: (i) o uso de agentes expansivos reduz a retracção e os seus efeitos; (ii) os adjuvantes tensioactivos<sup>1</sup> melhoram a fluidez da mistura com conseqüentes melhorias na penetrabilidade.

Segundo Atkinson & Schuller, [1992], citados por Valluzzi, [2000], a aderência das caldas de injeção depende muito das características de absorção e porosidade do suporte e da quantidade de água utilizada na mistura. A utilização de elevadas relações água/ligante pode reflectir-se numa elevada retracção da calda, com a conseqüente tendência para reduzir a quantidade de água na mistura e aditar produtos expansivos.

---

(<sup>1</sup>) - Substâncias tensioactivas são as que possuem propriedades fisico-químicas capazes de modificarem a tensão superficial do dissolvente (água).

No entanto, estes produtos produzem bolhas de ar em suspensão que reduzem a fluidez da mistura.

Diversas caldas injectadas, quer em alvenarias de pedra, quer em alvenarias de tijolos, têm sido testadas, em relação à aderência através de ensaios de tracção directa e de corte-directo [Valluzzi, 2000]. A aderência é condicionada pela presença de pós e materiais finos soltos (argila, em particular) no suporte que dificultam a impregnação das partículas [Laefer et al., 1996].

Os principais requisitos de uma calda de injeção são:

1) Reológicas:

- fluidez e capacidade de penetração (caracterizadas por uma boa fluidez durante o tempo suficiente, homogeneidade, ausência de grumos, fase sólida, com granulometria inferior à dimensão dos vazios, baixa viscosidade, baixo ângulo de contacto, etc.);
- ausência de segregações (para evitar heterogeneidades);
- mínima exsudação, para diminuir a presença de vazios no produto endurecido;

2) Químicas:

- características químicas estáveis no tempo (capacidade para formar fortes ligações químicas, mediante reacções irreversíveis com o material existente);
- resistência aos sais de sulfato (para evitar a formação de produtos expansivos);
- baixo teor de alcális (para favorecer as reacções agregados-alcális).

3) Físicas:

- presa e endurecimento (garantia de tempo adequado para execução da injeção);
- propriedades higroscópicas (insolubilidade em água, estabilidade volumétrica na presença de humidade e adequada conservação das características de absorção do suporte);
- baixa retracção.

4) Mecânicas:

- características de resistência e, essencialmente, de rigidez similares às da argamassa original;

5) Térmicas:

- baixo calor de hidratação para evitar o desenvolvimento de gradientes térmicos que possam prejudicar a aderência ao suporte.

### **Resultados experimentais**

Em comparação com outras técnicas, a injeção é aquela que melhor eficácia tem demonstrado no reforço de alvenarias de pedra, nomeadamente, em paredes de secção composta. Relativamente à situação não reforçada, destacam-se como principais efeitos [Valluzzi, 2000]:

- melhor ligação entre paramentos: a separação dos paramentos dá-se para níveis de tensão 4 a 10 vezes superior à verificada para a situação não reforçada.
- aumentos de resistência à compressão, superiores a 50 % (acompanhados de pequenas variações do módulo de elasticidade, para condições de serviço da estrutura);
- melhor confinamento: redução significativa (na ordem dos 30%) da dilatação transversal sob carga.

Em estruturas antigas, as caldas inorgânicas não-cimentícias, como a cal hidráulica, devem ser preferidas por razões de compatibilidade com as argamassas existentes. O uso de adjuvantes, plastificantes e retentores de água, nas caldas de injeção, à base de cal hidráulica, influenciam a sua resistência à compressão, com incrementos da ordem dos 70%, não se reflectindo, no entanto, no aumento de resistência das alvenarias injectadas [Valluzzi, 2000].

No entanto, Sheppard & Tercej [1980], citados por Hamid [1994], concluem que a injeção com caldas cimentícias se traduz, para alvenarias de tijolo, em pequenos aumentos da resistência ao corte no plano, e em aumentos de 100 % a 300% daquela resistência, em alvenarias de pedra.

Relativamente ao uso de argamassas orgânicas, Plecnik et al., [1986], citados por Hamid, [1994], concluíram que a resistência ao corte dos provetes injectados com argamassas poliéster/areia é idêntica à conseguida com argamassas epoxy/areia. No entanto recomendam a utilização das argamassas de poliéster por serem mais baratas que as epoxídicas.

### 3.3. Pregagens

Entende-se como pregagem a utilização de uma solução mecânica para reforçar ou promover a ligação entre elementos co-operantes. Esta técnica foi desenvolvida em Itália, após a II Guerra Mundial, para reforço e reabilitação de estruturas antigas de alvenaria. Consistia na colocação de barras metálicas, com protecção anti-corrosão, em furos de pequeno diâmetro, previamente abertos, que atravessavam os elementos a reforçar. Após o posicionamento dos reforços, os furos eram selados com caldas de injecção apropriadas (vd. secção 3.2).

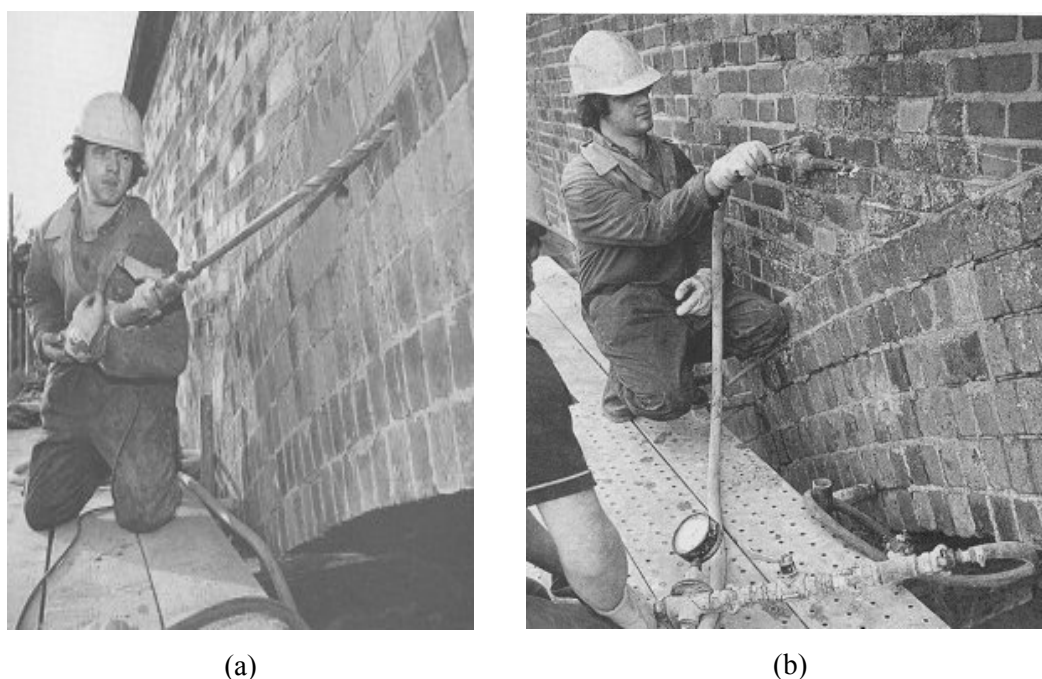


Figura 3.5 - Aspectos construtivos das pregagens [Hill, 1995]: (a) operação de furação com berbequim adequado; (b) controlo de injecção dos furos.

Estas soluções são ainda constituídas, tradicionalmente, por tirantes de aço fixos por aderência e/ou ancorados nas extremidades.

Os furos, de diâmetro e comprimento variável, são executados com equipamento adequado em função das características (espessura, material, etc.) do elemento a reforçar (Figura 3.5). A distribuição e a direcção depende da natureza e extensão dos danos e do objectivo pretendido. Uma regra prática indica 3 a 4 furos por

metro quadrado com comprimentos de cerca de três vezes a espessura da parede [Hill, 1995].

Esta solução generalizou-se num vasto campo de aplicações, com pregagens de características específicas, em reforços localizados ou generalizados.

### 3.3.1. Pregagens generalizadas

A utilização de pregagens, em intervenções extensas, pode modificar, substancialmente, as suas propriedades mecânicas da alvenaria tornado-a num material semelhante ao betão armado, capaz de resistir a esforços de tracção e de corte, além de melhorar, significativamente, a resistência à compressão. É o caso do reforço generalizado de elementos estruturais de alvenaria (Figura 3.6).

Neste caso, os reforços, tradicionalmente barras de aço inoxidável, são dispostos em direcções cruzadas, numa autêntica malha tridimensional interior à alvenaria. A selagem dos orifícios da furação permite também colmatar os vazios da alvenaria adjacentes aos furos.

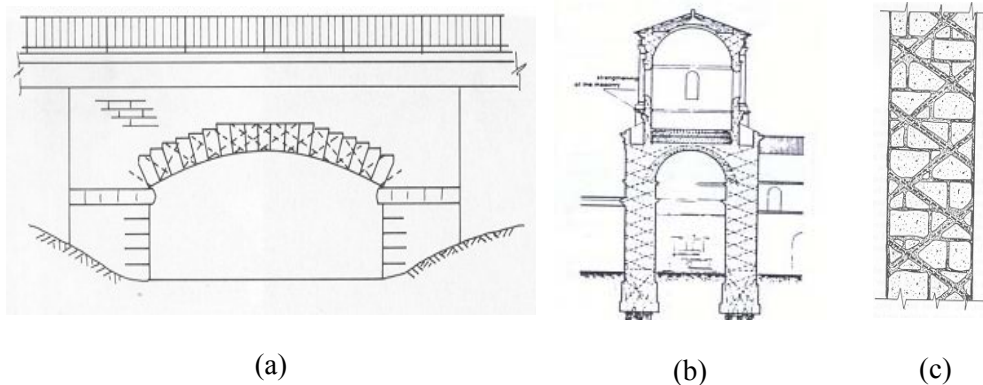


Figura 3.6 - Exemplos da aplicação de pregagens generalizadas em elementos estruturais: (a) arco de uma ponte; (b) e (c) reforço de paredes mestras (secção transversal).

### 3.3.2. Pregagens “costura”

A aplicação de pregagens também pode ser usada para assegurar resistência à tracção, em zonas críticas, ou para ligar paredes perpendiculares entre si (Figura 3.7 e

Figura 3.8) numa autêntica intervenção de “costura” (pregagens de “costura”). Relativamente a estas ligações será dado particular destaque mais à frente no capítulo do reforço anti-sísmico (vd. secção 3.11).

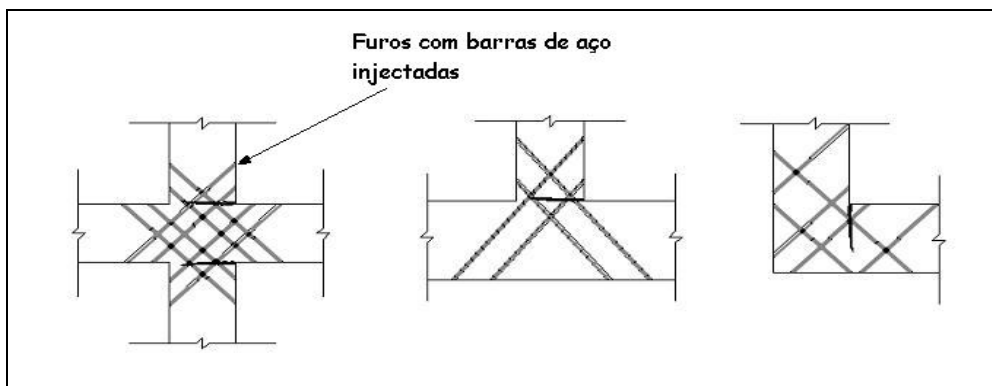


Figura 3.7 - Exemplos da melhoria de ligações entre paredes com pregagens em direcções cruzadas [Meli, 1998].

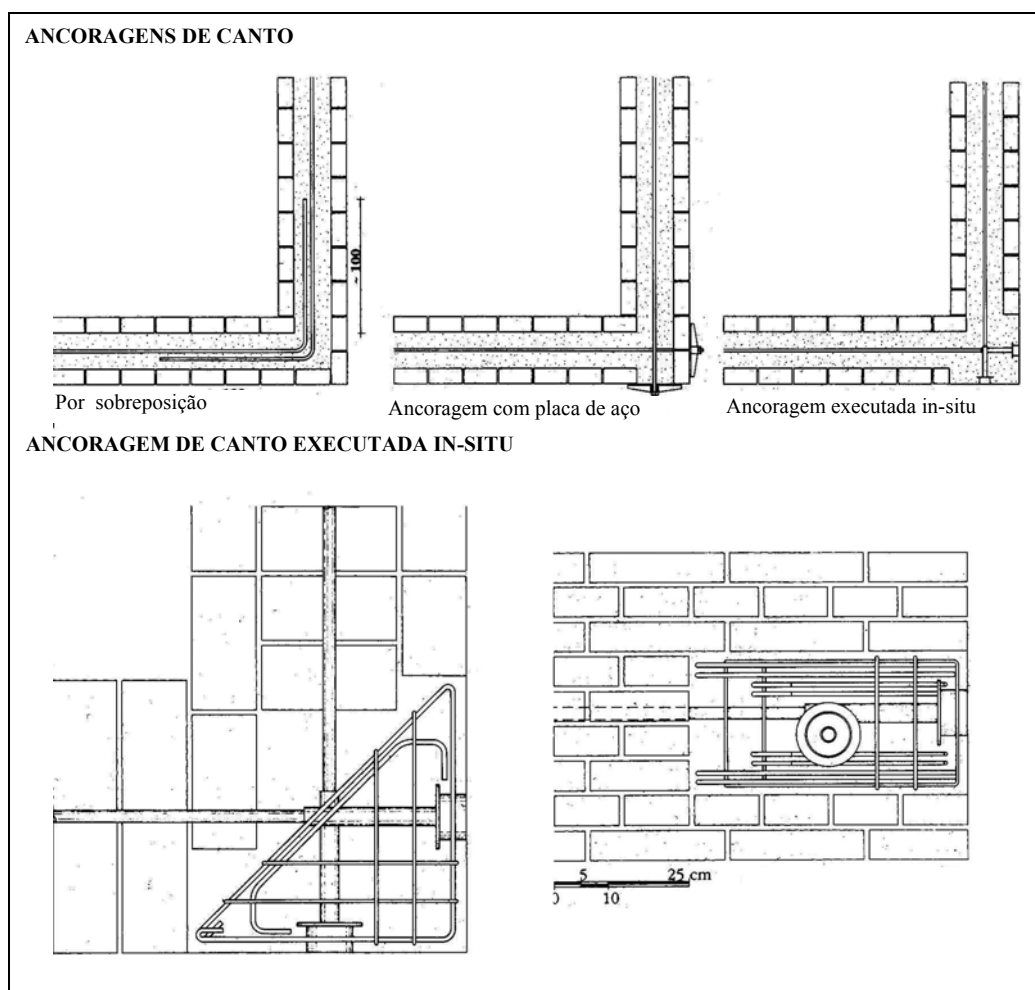


Figura 3.8 - Exemplos da melhoria de ligações entre paredes de canto com pregagens em direcções ortogonais [Giuffrè, 1993].

### 3.3.3. Pregagens transversais

Outro tipo de pregagens, com características distintas das já referidas, são as pregagens aplicadas transversalmente à secção da parede. A sua finalidade é confinar a secção transversal das paredes, especialmente paredes compostas, promovendo a sua integridade estrutural através de uma boa ligação entre os paramentos (Figura 3.9). A sua aplicação reduz as possibilidades de instabilização e controla a dilatação transversal da parede, sob acção de cargas verticais, especialmente se combinada com a instalação de armaduras longitudinais de reforço nas juntas horizontais (vd. secção 3.6.1). Este tipo de pregagens são também utilizadas na fixação das armaduras ao suporte no caso dos rebocos armados (v.d. secção 3.8). Com idêntica função são utilizadas nas soluções de encamisamento (“jacketing”) (v.d. secção 3.9) onde, também, desempenham uma importante função de confinamento.

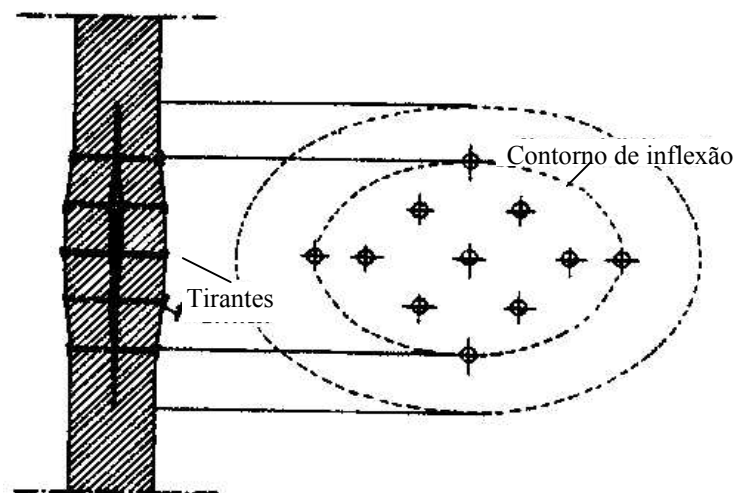


Figura 3.9 - Distribuição localizada de pregagens transversais à secção da parede [Piccirilli, 1996].

A sua aplicação consiste na execução de furos transversais à alvenaria com berbequim, com diâmetros variáveis entre 4 e 10 mm e na introdução de barras de aço fixas por aderência e/ou ancoradas pelas extremidades, nas faces opostas da parede. A distribuição dos furos deve fazer-se em quincôncio (Figura 3.9), tanto quanto possível, sobre juntas de argamassa que atravessem toda a secção. Os furos podem ser

injectados, tirando-se assim também partido da aderência na fixação. Os sistemas mais usuais de fixação são os gatos metálicos ou ancoragens de anilha e porca de aperto.

A utilização de barras roscadas, com sistema de ancoragem de anilha e porca de aperto na(s) extremidade(s), é eficaz e de fácil aplicação (Figura 3.10). A sua aplicação faz-se sempre sobre as pedras, em vez das juntas, possibilitando um confinamento activo da parede através da aplicação de pré-tensão nas barras. No caso em que a furação saia próximo de uma junta é possível incorporar este sistema de ancoragem (porca e anilha) numa ranhura previamente escavada na pedra e posteriormente recoberta por argamassa [Valluzzi, 2000].

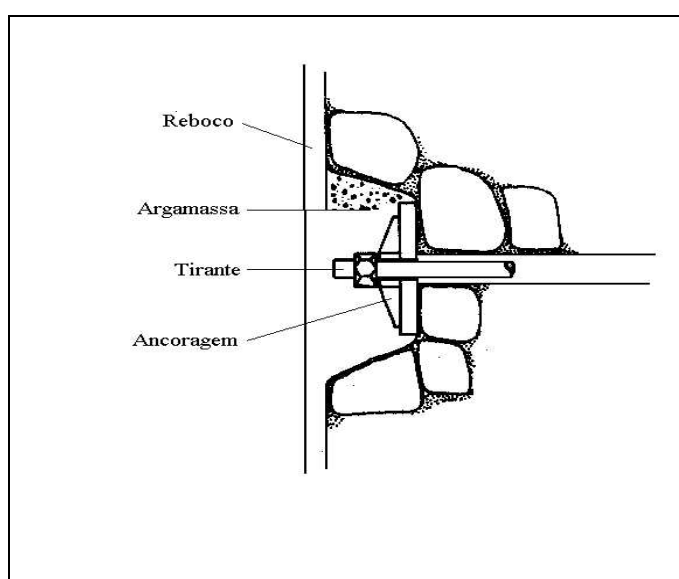


Figura 3.10 - Sistema de ancoragem com porca e anilha [Piccirili, 1996].

No caso de pregagens com gatos metálicos (Figura 3.11), os tirantes devem ser posicionados, em furos transversais, com uma das extremidades dobrada sobre uma ranhura superficial aberta na face da parede; a dobra da extremidade oposta, de execução mais difícil, é realizada in-situ, com o tirante já posicionado na parede. Para garantir a aderência da ancoragem é conveniente selar as ranhuras antes de proceder à dobra dos tirantes.

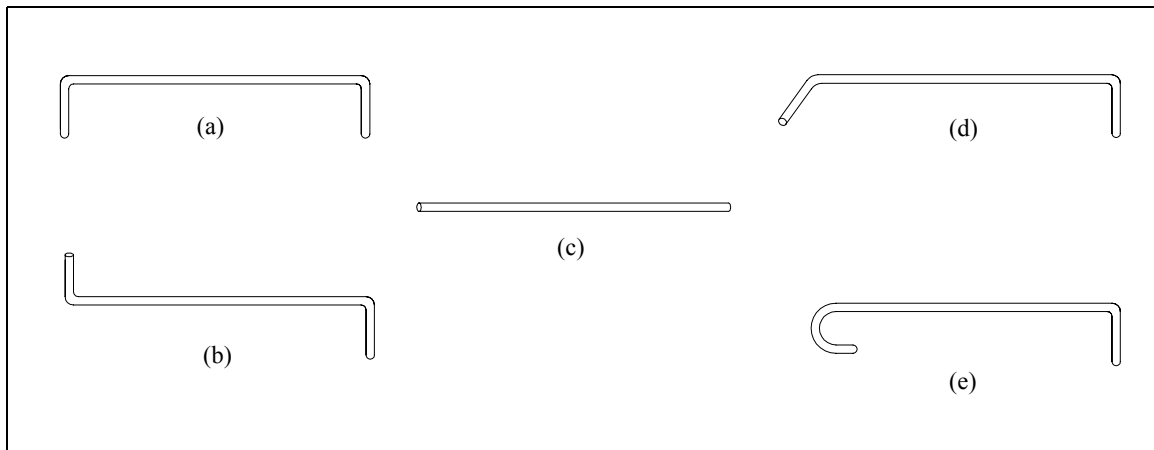


Figura 3.11 - Tipos de gatos metálicos mais usuais em pregagens transversais: (a) gato remendo; (b) gato 180°; (c) gato recto; (d) gato 90°; (e) gato prisão [Branco, 1981].

Em paredes de alvenaria de pedra a execução dos furos e a ancoragem das pregagens apresenta alguns problemas relacionados com a dificuldade de encontrar correspondência de juntas, em faces opostas da parede. De facto, na textura irregular das paredes de pedra, a probabilidade de uma junta de argamassa atravessar a espessura da parede sem interceptar uma pedra na trajectória é muito pequena. Este facto dificulta a adequada distribuição dos tirantes e a consequente redução da eficácia desta solução. Pode sempre optar-se por selar os tirantes que não atravessem a totalidade da secção, no entanto, esta medida, não é eficaz. Um método alternativo consiste na remoção das pedras, situadas na trajectória do tirante, execução da dobragem da sua extremidade (aprox. 15 cm), horizontal ou verticalmente e subsequente reposicionamento da pedra, agora dividida em duas ou mais partes (ou na colocação de outras pedras mais pequenas). Na prática trata-se da criação de uma nova junta de argamassa, em correspondência com a dobra do gato metálico, que permite a sua ancoragem com uma pequena alteração da textura do paramento da parede (Figura 3.12).

Os maiores entraves à aplicação de pregagens transversais estão, assim, relacionados com os sistemas de ancoragem referidos: a dobragem dos tirantes (gatos) na segunda extremidade e o aspecto estético das cabeças das ancoragem de porca e anilha (se possível, devem ser incorporadas e recobertas com argamassa).

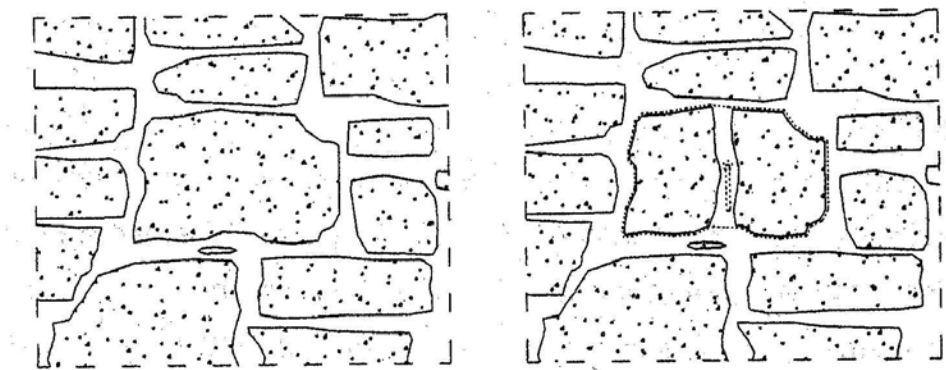


Figura 3.12 - Subdivisão de uma pedra para ancoragem de gato metálico numa pregagem transversal [Valluzzi, 2000].

### 3.3.4. Sistemas de ancoragem

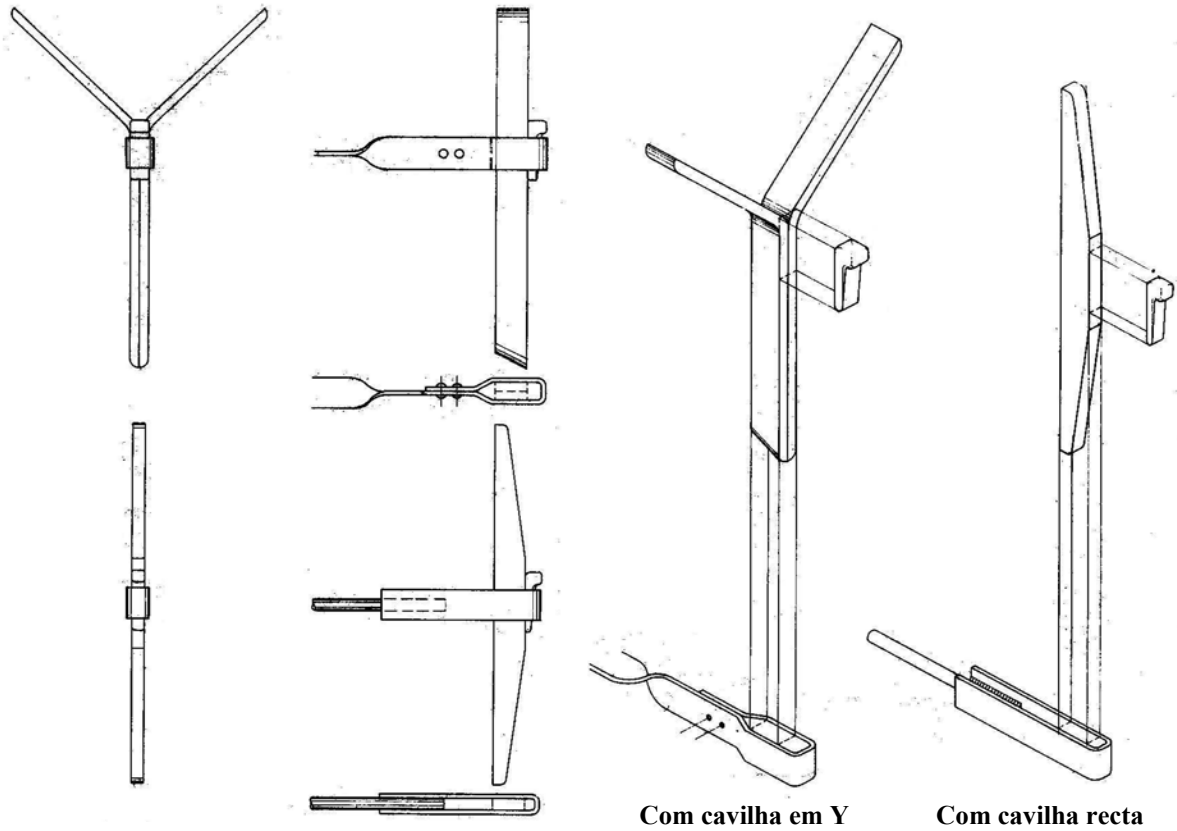
A eficácia mecânica das pregagens depende da qualidade da aderência entre as armaduras e a alvenaria. Para o efeito, recomenda-se a utilização de barras de aderência melhorada (superfície nervurada), de pequeno diâmetro e um especial controlo na injeção.

Para obviar ao problema da qualidade aderência, especialmente quando se pretendem forças elevadas, recorre-se, isolada ou combinadamente com as ancoragens por aderência, ao uso de chapas metálicas exteriores de distribuição das forças de aperto ou a dispositivos de ancoragem típicos do pré-esforço. Nestes casos aproveita-se para efectuar um ajuste de confinamento à alvenaria. Apesar do seu efeito activo as tornar mais eficazes que as pregagens simples, o problema da sua utilização prende-se com a aplicação das ancoragens na alvenaria, com reduzida resistência ao punçoamento, pelo que são necessárias generosas áreas de apoio das chapas que dificultam a sua ocultação.

A aplicação de pré-esforço nas pregagens deve ser convenientemente avaliada de modo a garantir-se que o estado de tensão-deformação imposto não compromete a estabilidade e segurança do existente [Appleton, 1993].

Apresentam-se nas páginas seguintes ilustrações de alguns tipos de ancoragens mecânicas (Figura 3.13 a Figura 3.15).

- Paredes com boa qualidade. Ancoragens com cunhas (sistema tradicional).



- Paredes de fraca qualidade. Ancoragens sobre chapa metálica.

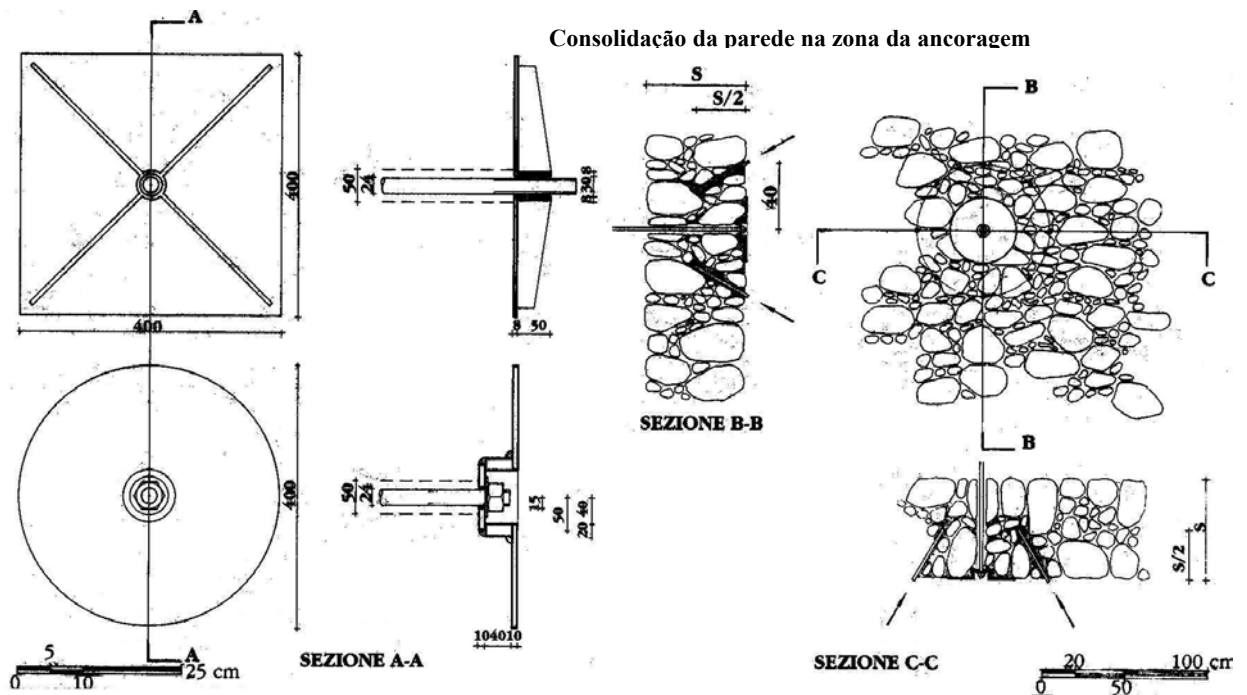
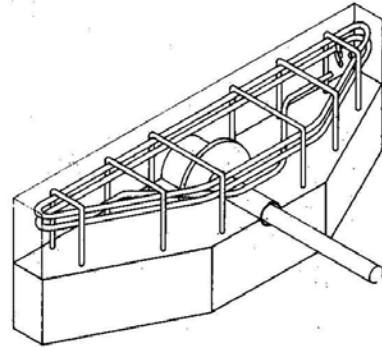
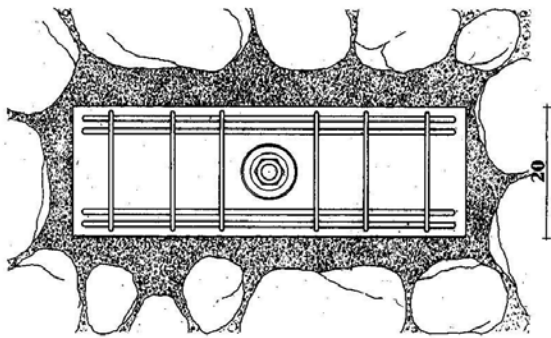
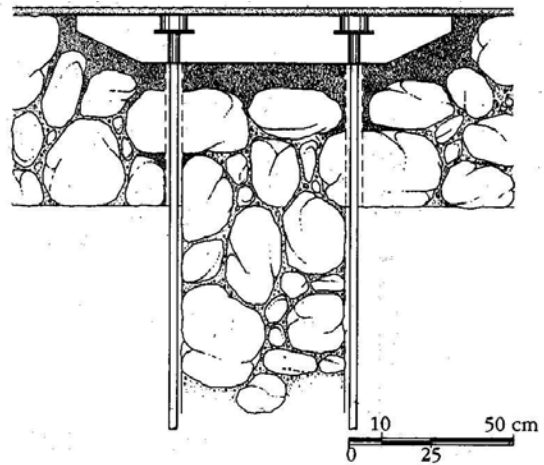
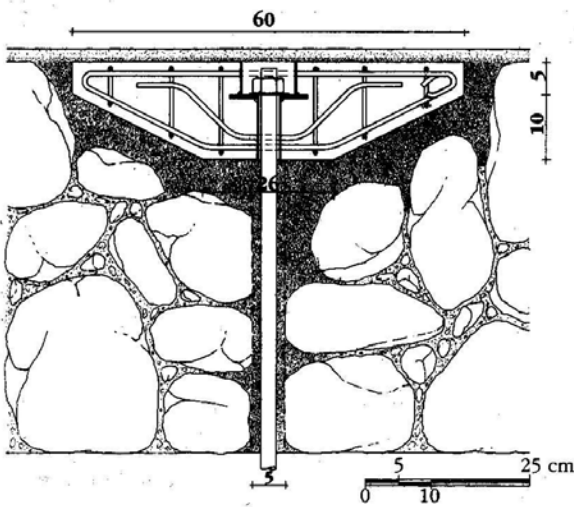


Figura 3.13 - Ancoragens sobre paredes com alvenaria de diferente qualidade [Giuffrè, 1993].

• Ancoragens rectas



Ancoragem dupla para tirantes paralelos à parede.



• Ancoragem de ângulo

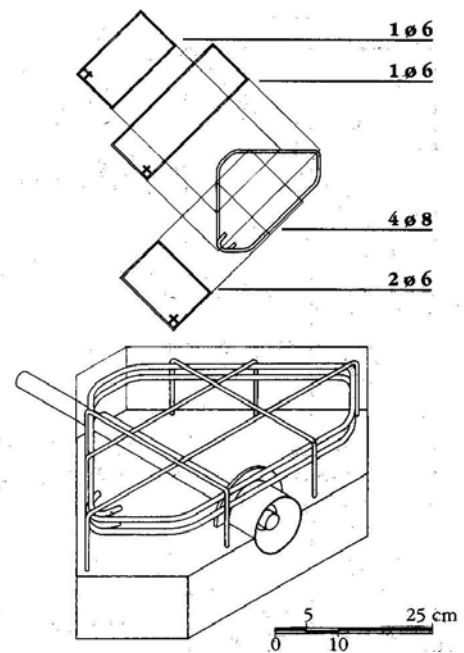
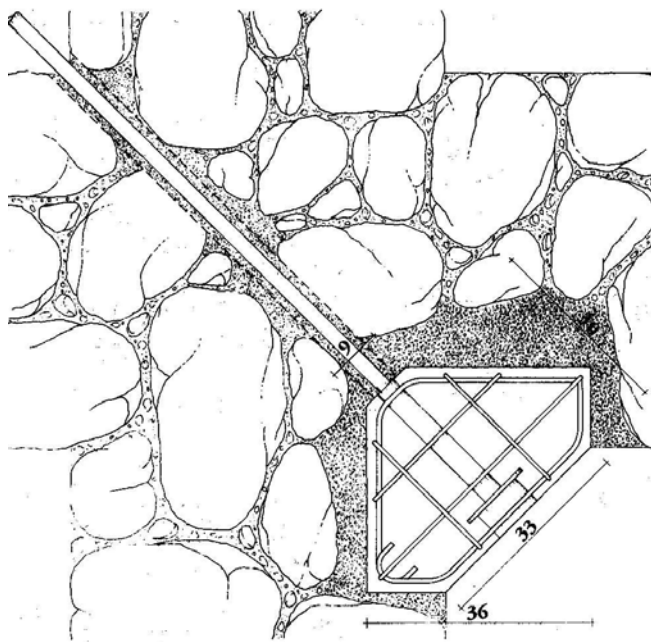
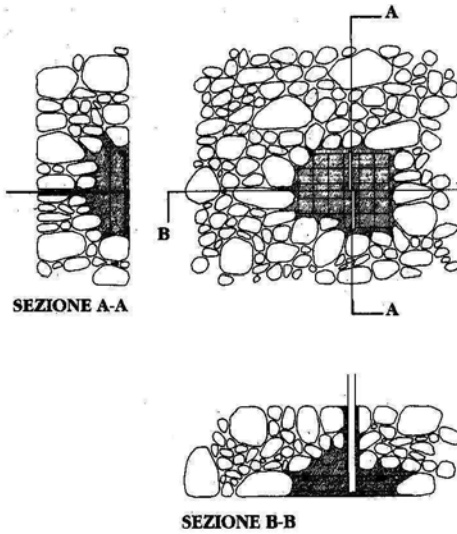


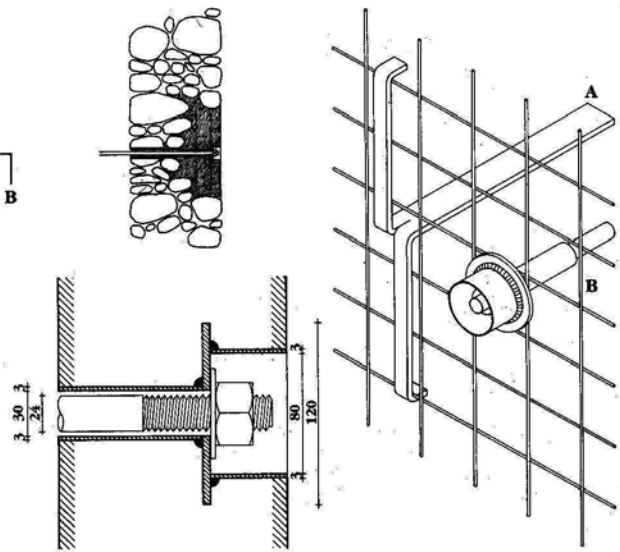
Figura 3.14 - Ancoragens pré-fabricadas em betão armado com aço inoxidável [Giuffrè, 1993].

• Ancoragens em betão armado realizadas *in-situ*

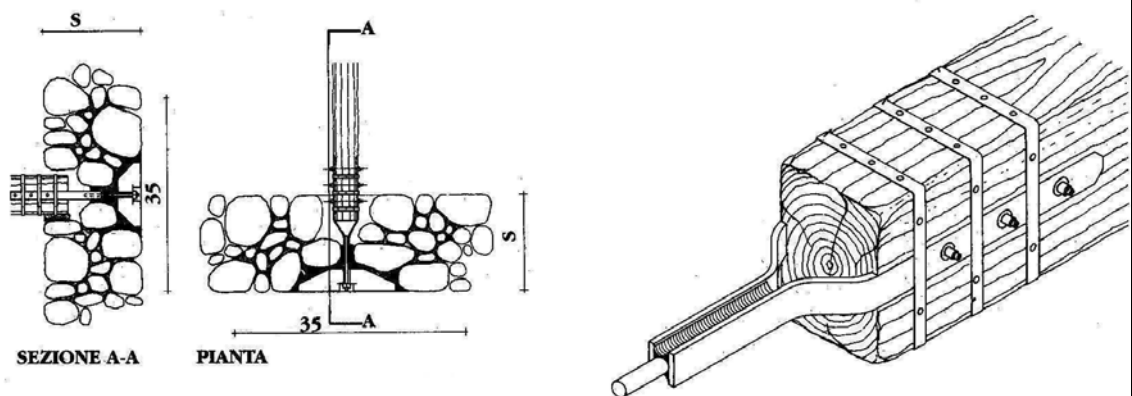
A. Solução irreversível (gatos metálicos)



B. Solução reversível com ancoragem de porca e anilha. Detalhes.



• Ancoragens nas extremidades dos vigamentos de madeira (sistema tradicional).



• Ancoragem sobre perfil metálico tipo U embebido na parede.

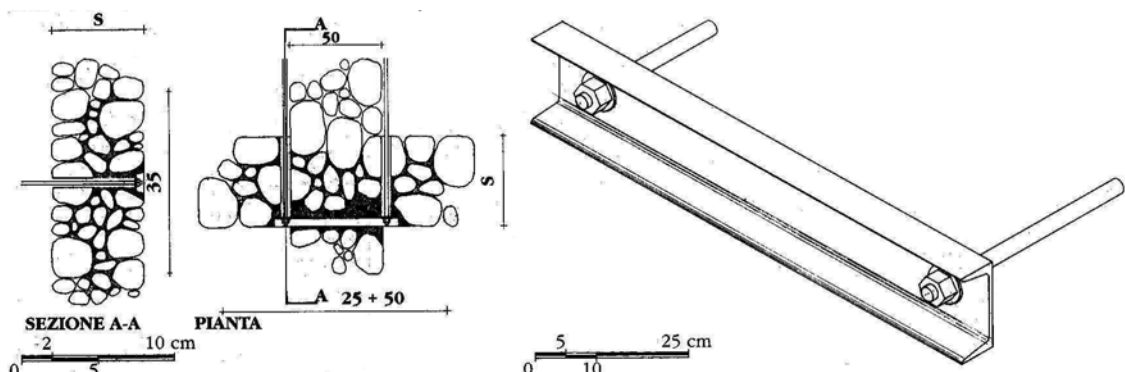


Figura 3.15 - Outros tipos de ancoragens [Giuffrè, 1993].

## Resultados experimentais

O uso de **pregagens generalizadas** tem um amplo campo de aplicações na manutenção e reforço de estruturas de alvenaria, no entanto, existem algumas limitações. Estruturas com espessuras de 0.50 m a 2.0 m podem ser reforçadas com sucesso. Paredes em alvenaria de pedra, com espessura inferior a 0.50 m, são extremamente difíceis de trabalhar. Pelo contrário, as paredes em alvenaria de blocos cerâmicos são facilmente reforçadas. Estruturas pesadas, com mais de 2 metros de espessura, raramente, necessitam deste tipo de intervenção [Hill,1995].

Esta técnica pode ser utilizada, mesmo em alvenarias com argamassas fracas, desde que se proceda a uma prévia injeção e tratamento das juntas antes de iniciar a perfuração [Hill, 1995].

De acordo com Appleton [1993], o elevado custo e as dúvidas relativas à real eficácia e durabilidade das intervenções com pregagens generalizadas, aconselham alguma prudência na sua avaliação e aplicação.

A aplicação e eficiência das **pregagens transversais** não tem sido objecto de estudos de investigação específicos. A tentativa de aplicação desta solução em provetes de paredes históricas compostas, sem a injeção prévia do núcleo, revelou-se inadequada face aos danos provocados pela furação [Valluzzi, 2000]. A sua aplicação, combinada com injeção, não revelou melhoria na aderência entre o núcleo consolidado e os paramentos, comparativamente com a aplicação isolada de injeções [Hamid et al., 1999].

No entanto, em paredes de alvenaria de pedra, o seu desempenho, no confinamento e controlo da dilatação transversal, parece ser mais eficiente que a injeção. Com a sua utilização foi detectada uma diminuição da dilatação transversal superior a 50% [Valluzzi, 2000].

### 3.4. Pré-esforço

A generalidade das soluções pré-esforçadas podem ser vistas como pregagens longas com carácter activo.

O pré-esforço pode ser usado para melhorar o comportamento das paredes, sob acções no próprio plano, através de compressão axial que melhora a resistência à tracção e ao corte, ou sob acções fora do plano da parede, na ligação entre paredes opostas com efeitos no confinamento global da estrutura.

A compressão axial, induzida pela acção do pré-esforço, com efeito contínuo entre ancoragens, incrementa a resistência à tracção das paredes. Consequentemente, o funcionamento estrutural da parede, para cargas actuantes no próprio plano, tem, agora, condições para a mobilização de mecanismos de resistência e deformabilidade por corte. Além disso, a sua resistência ao corte, também vem incrementada (Teoria de Coulomb). Para a acção de cargas, fora do plano, os seus efeitos manifestam-se na melhoria do comportamento à flexão, com o incremento do momento requerido para traccionar a secção.

No comportamento em serviço as melhorias manifestam-se ao nível do controle da deformação e da fendilhação, com efeitos benéficos para a durabilidade.

No entanto, além da fraca resistência à tracção, as estruturas de alvenaria antiga evidenciam, em geral, fraca ligação entre elementos estruturais, como é o caso das ligações entre paredes e entre paredes e pavimentos e/ou coberturas. Esta fragilidade assume especial importância para acções horizontais, com particular destaque para a acção sísmica. A aplicação de pré-esforço ao nível dos pavimentos e das coberturas, com realização de cintas exteriores e pregagens de ligação entre paredes, pode desempenhar um importante papel de confinamento e solidarização estrutural.

A melhoria do comportamento mecânico das paredes, isolada e integradamente, reflecte-se na consolidação global da estrutura, com funcionamento monolítico, maior ductilidade e resistência. Idêntica contribuição, mas com efeito passivo, podem ter soluções de ligação e cintagem, executadas com bandas metálicas ou laminados FRP (vd. secção 3.7).

A Figura 3.16 ilustra uma disposição-tipo, em edifícios, de tirantes (cabos ou barras) de pré-esforço com efeitos na melhoria da integridade global da estrutura.

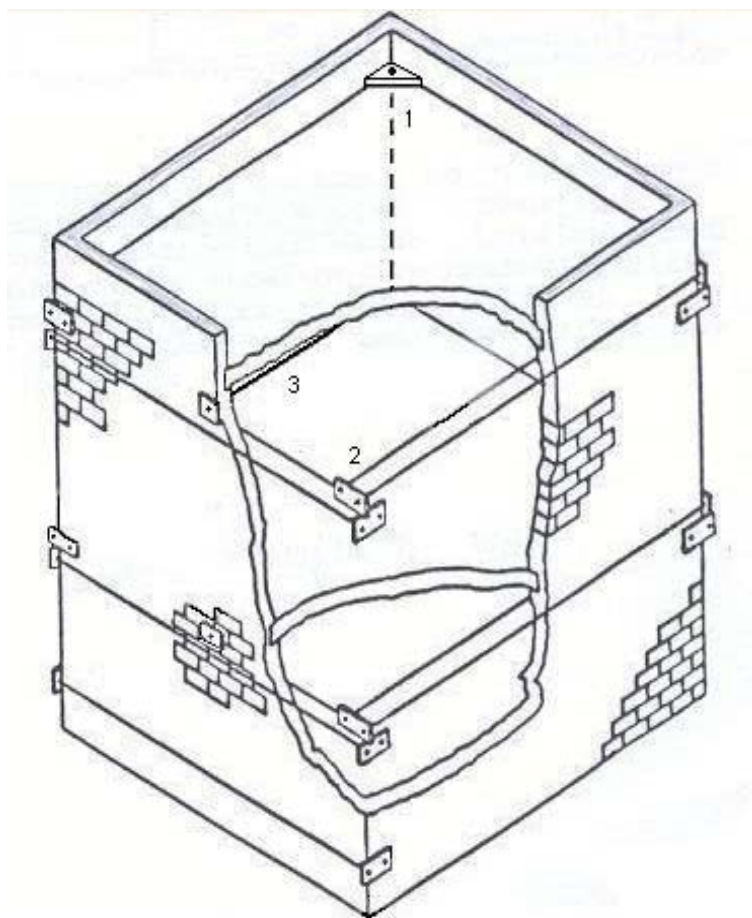


Figura 3.16 – Esquema de reforço-tipo de um edifício existente com soluções de pré-esforço: (1) tirantes com efeito de compressão axial nas paredes com melhorias para a flexão global; (2) pregagem entre paredes ortogonais com efeito de confinamento ao nível dos pavimentos; (3) pregagens de vão entre paredes opostas com efeito de confinamento ao nível dos pavimentos.

Além do referido, é uma técnica de carácter reversível e, especialmente importante para zonas sísmicas, não introduz aumentos significativos de massa. A sua análise e efeitos, em estruturas antigas, são análogos aos das novas concepções.

Desta forma, o pré-esforço constitui uma versátil técnica de reforço, com carácter provisório ou definitivo, com aplicação tanto a elementos ou partes da estrutura como à sua globalidade (Figura 3.17).

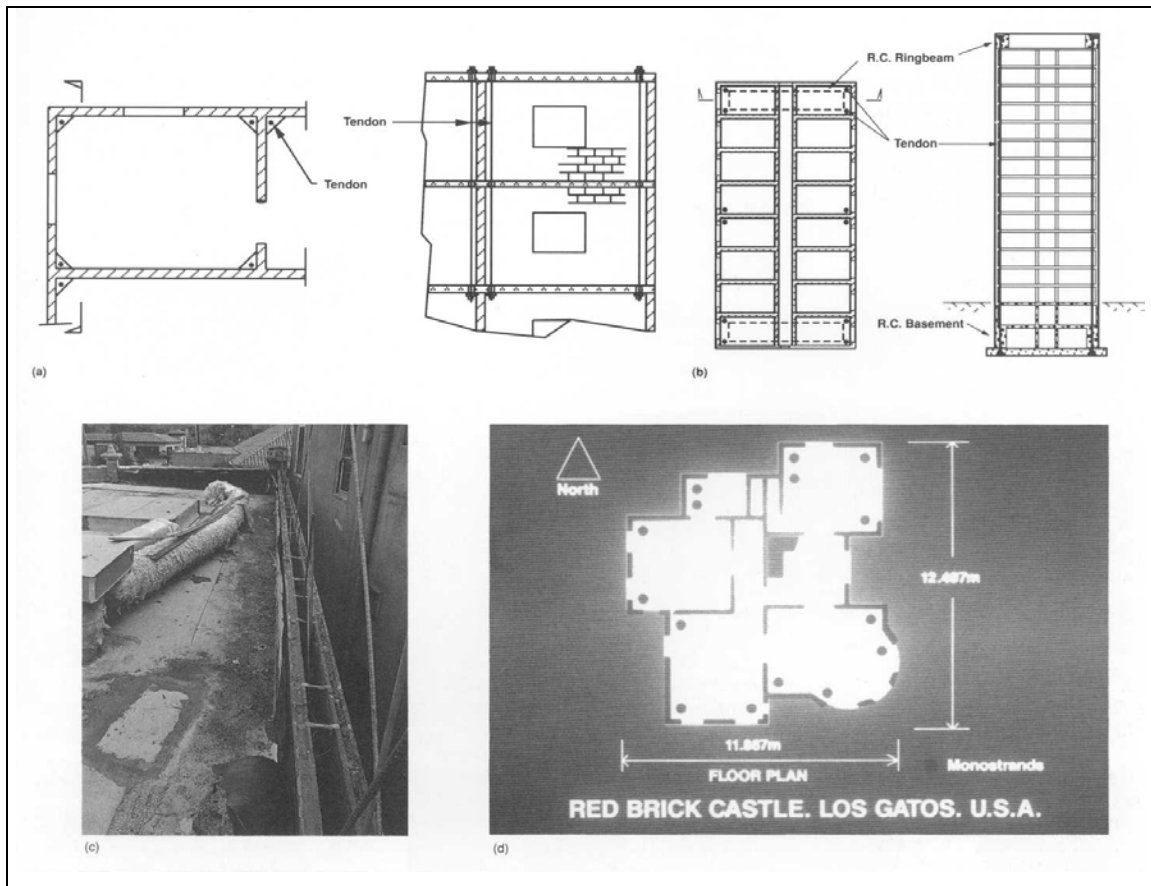


Figura 3.17 - Exemplos de reforço de estruturas existentes de alvenaria com aplicação de pré-esforço [Ganz, 1990].

No entanto, o nível de compressão axial imposto pelo pré-esforço, é limitado pela capacidade resistente da secção ou por mecanismos de instabilização. A este respeito, a aplicação de compressão axial, em alvenarias de pedra irregular, com fraca qualidade de assentamento e não convenientemente confinadas, pode agravar a sua susceptibilidade a fenómenos de instabilização.

O uso de pré-esforço, perpendicular ao plano das paredes, como é o caso dos tirantes 3 (ver Figura 3.16), é condicionado pela resistência ao punçoamento das alvenarias, em geral fraca. Deve proceder-se à avaliação prévia destas condições e à escolha da ancoragem de características adequadas. Complementarmente, pode justificar-se a consolidação local da alvenaria na zona de ancoragem (ver aspectos relacionados com as ancoragens na secção 3.3.4).

O uso de pré-esforço não pode considerar-se uma técnica inovadora ou recente no reforço de estruturas existentes. Com efeito, a aplicação de tirantes, para manter unidas certas partes de estruturas de alvenaria, é uma prática antiga, talvez seja mesmo

a solução mais frequentemente adoptada no passado, em diferentes épocas e culturas, para reparar patologias associadas a maus funcionamentos estruturais. O uso mais frequente vem associado à estabilização de arcos ou abóbadas, cujos impulsos horizontais provocam abertura dos seus apoios, e também para confinar a base de cúpulas, com tendência para abrirem ao nível da base. No primeiro caso os tirantes são colocados ao nível do arranque dos arcos e atravessam o vão entre apoios, o que pode ter um impacto visual significativo, no entanto, a tradição da sua presença, em muitos edifícios históricos, tornou-os familiares pelo que são mais facilmente aceites pelos restauradores. No segundo caso eram, inicialmente, aplicadas bandas de ferro e posteriormente de aço, pelo extradorso das cúpulas de onde eram muito pouco visíveis. Para lhes induzir o pré-esforço, antes de ajustar as ancoragens, as barras eram aquecidas em toda a extensão. O encurtamento, associado ao arrefecimento, traccionava os cabos que reagem contra as paredes onde ancoravam. Hoje em dia dispõe-se de aços de alta resistência, que podem reduzir muito a secção transversal dos tirantes, e de uma vasta gama de dispositivos de ancoragem. Salienta-se no entanto que a utilização de tirantes em aço de elevada resistência pode ser desaconselhável devido aos elevados deslocamentos necessários para mobilizar a sua resistência última.

A aplicação do pré-esforço pode fazer-se tanto pelo interior como pelo exterior.

Tirantes internos – A actual disponibilidade de equipamento de perfuração, de grande precisão e potência, permite a abertura de furos de pequeno diâmetro e de grande extensão que facilita a colocação de reforços, em posições estratégicas, para corrigir patologias estruturais. Os reforços pré-esforçados alteram a condição de equilíbrio da estrutura. No caso da Figura 3.18 a acção de compressão axial do pré-esforço compensa o impulso do arco e os seus efeitos sobre a parede.

Apesar das perturbações associadas à furação, este processo não requer novas fundações nem reduz o espaço útil disponível. Tem sido usado, com sucesso, no incremento da resistência e ductilidade no reforço de estruturas antigas.

Em situações em que o uso de pré-esforço interior não seja adequado, a aplicação pelo exterior é uma opção alternativa.

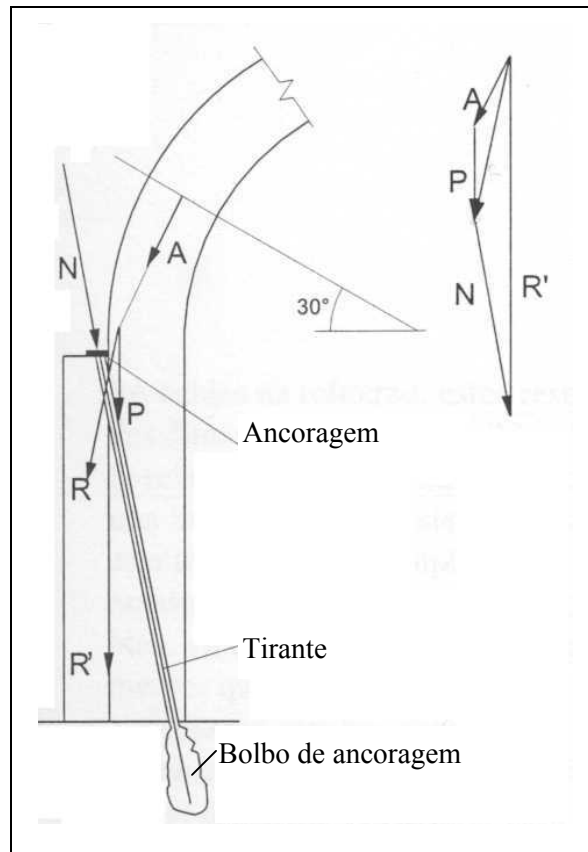


Figura 3.18 - Acção do pré-esforço interno na compensação do impulso de arcos e seus efeitos sobre as paredes [Meli, 1998].

Tirantes exteriores – a colocação de tirantes exteriores evita o uso do complexo equipamento de furação bem como a perturbação inerente. Esta técnica é utilizada há séculos para contrariar a deformabilidade de paredes sob a acção dos impulsos de arcos ou abóbadas (Figura 3.19).

Em paredes, a aplicação exterior deve fazer-se com tirantes pares, instalados simetricamente em relação ao eixo da parede, com controlo de forças, de modo a evitar compressão excêntricas não aceitáveis. Neste caso, requisitos de durabilidade, resistência ao fogo e aspectos estéticos, exigem a adopção de medidas de recobrimento e protecção, como caixas de alvenaria envolventes ou outras medidas, como pinturas intumescentes, que mantêm os cabos aparentes como era prática antiga.

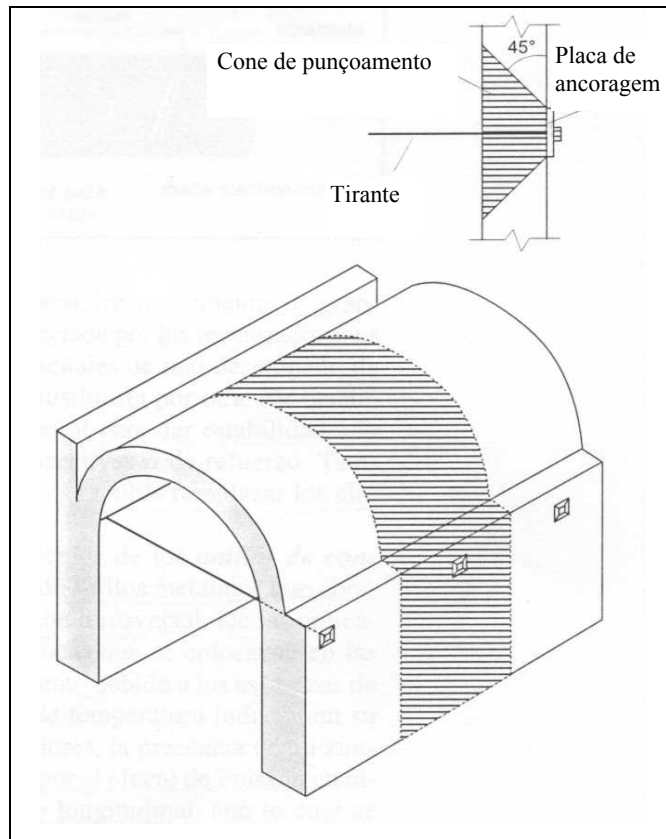


Figura 3.19 - Tirantes exteriores pré-esforçados contrariam os impulsos do arco sobre as paredes de suporte [Meli,1998].

Relativamente às ancoragens, dependendo da potência dos tirantes, ou se adoptam dispositivos próprios do sistema de pré-esforço (Figura 3.19) ou ancoragens do tipo das apresentadas na secção 3.3.4, a propósito da ancoragem das pregagens.

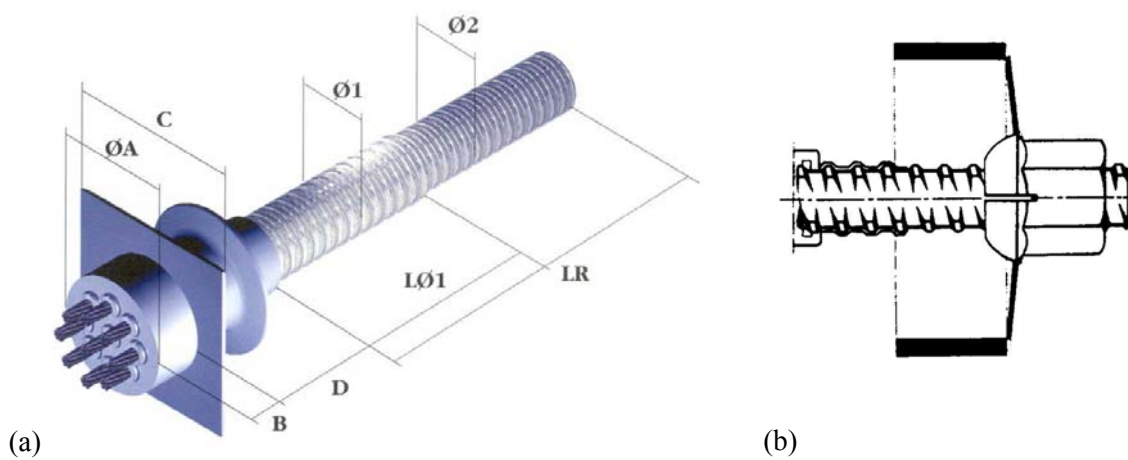


Figura 3.20 - Dispositivos de ancoragem típicos de pré-esforço: (a) para cabos [Sistema MK4]; (b) para barras [Sistema Dywidag].

Apresentam-se seguidamente dois exemplos práticos de reforço de estruturas antigas com soluções de pré-esforço:

- a) Um dos casos é a reabilitação e reforço da Torre do Relógio em Santarém, como documenta a Figura 3.20. Os autores realçam o facto de a solução de reforço adoptada ser totalmente reversível e de não implicar nenhuma alteração estética exterior à torre, sendo as intervenções no interior de reduzido impacto. Além disso é de registar o aumento da segurança estrutural, com a estrutura a resistir a 95% da acção sísmica prevista na actual regulamentação, quando antes do reforço apenas resistia a 50% desta acção [Guerreiro & Azevedo, 1998].
- b) O segundo exemplo, ver Figura 3.21, refere-se à reabilitação do edifício central dos correios de Sydney, na Austrália, um edifício construído em alvenaria, com mais de um século. Como parte desta intervenção a “GPO Tower” foi reforçada com quatro cabos de pré-esforço verticais, de 19 cordões de 0.5” cada e com barras horizontais, de 35 mm diâmetro, ao nível dos pisos. Os cabos verticais foram introduzidos, um em cada canto da torre, em furos, de 100 mm de diâmetro perfurados a partir do topo. Chapas metálicas especiais foram utilizadas para a ancoragem e dispersão das forças dos cabos. As ancoragens dos cabos não injectados permitem a sua monitorização e ajustamento das forças, se necessário, em função dos movimentos da estrutura [Ganz, 1990].

## **Resultados Experimentais**

Segundo recentes estudos de investigação, a resistência lateral das paredes reforçadas com barras verticais, distribuídas ao longo da parede, com especial incidência nos cantos e com barras horizontais, ao nível da base, do topo da parede e ao nível dos pavimentos, é cerca do dobro da resistência das paredes não-reforçadas [Hamid et al., 1994].

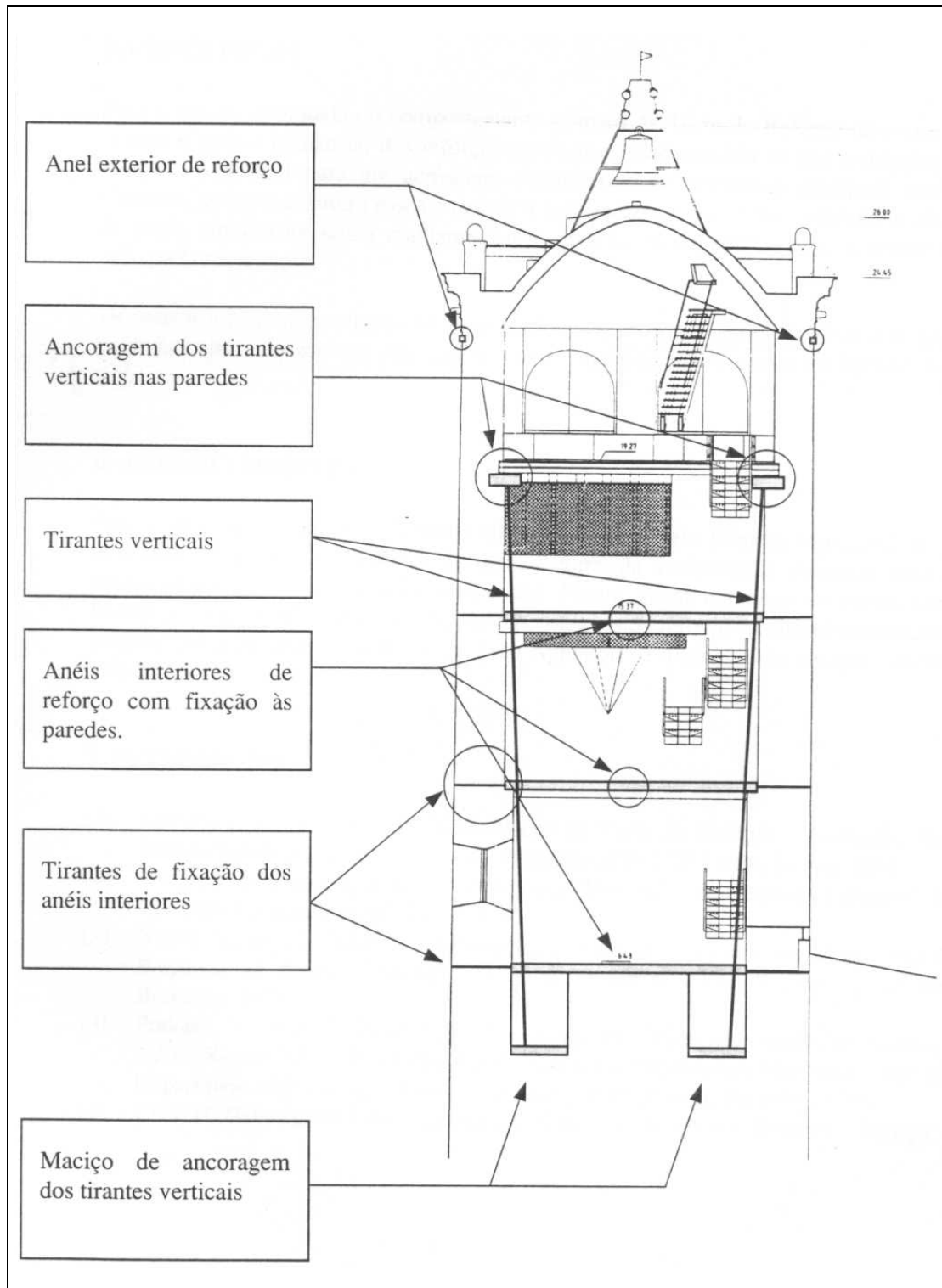


Figura 3.21 - Aspecto geral da solução de reforço com pré-esforço da Torre do Relógio em Santarém [Guerreiro & Azevedo, 1998]: Reforço vertical - quatro barras de pré-esforço tipo “Dywidag”, uma em cada canto; Reforço horizontal - anéis de confinamento constituídos por perfis metálicos ligados, interiormente, às paredes de alvenaria através de pregagens.

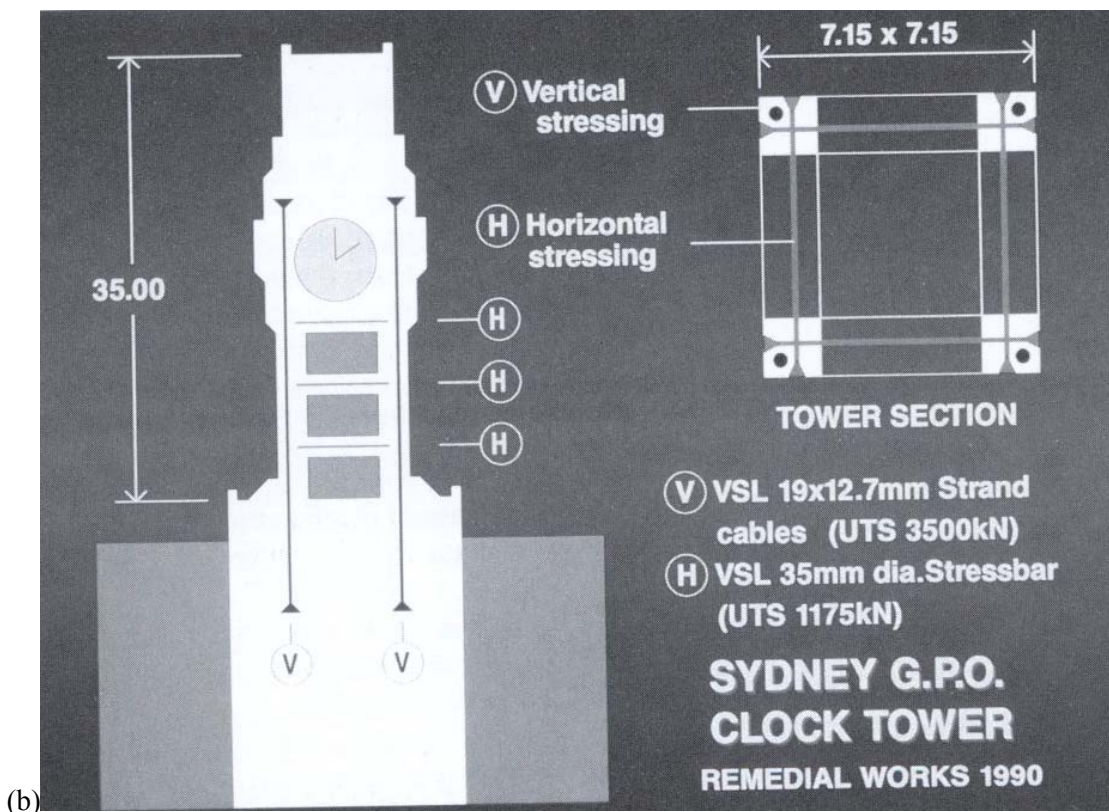
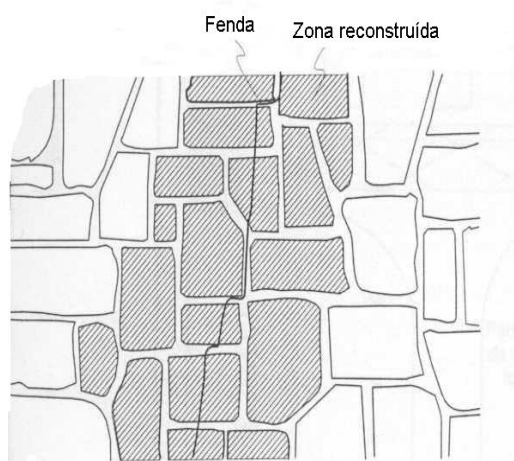


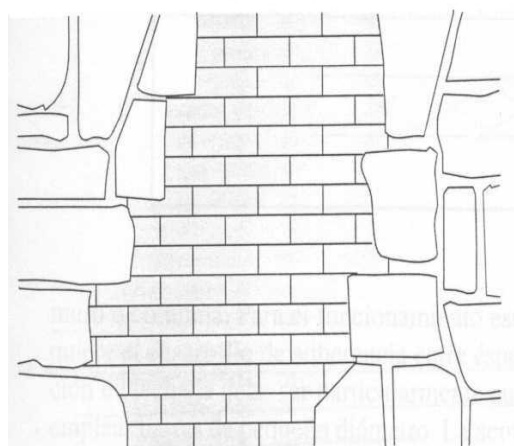
Figura 3.22 - Reforço da torre do “General Post Office”, Sidney, Austrália [Ganz, 1990]:  
(a) aspecto do edifício; (b) aspecto geral da solução de reforço da torre.

### 3.5. Desmonte e reconstrução

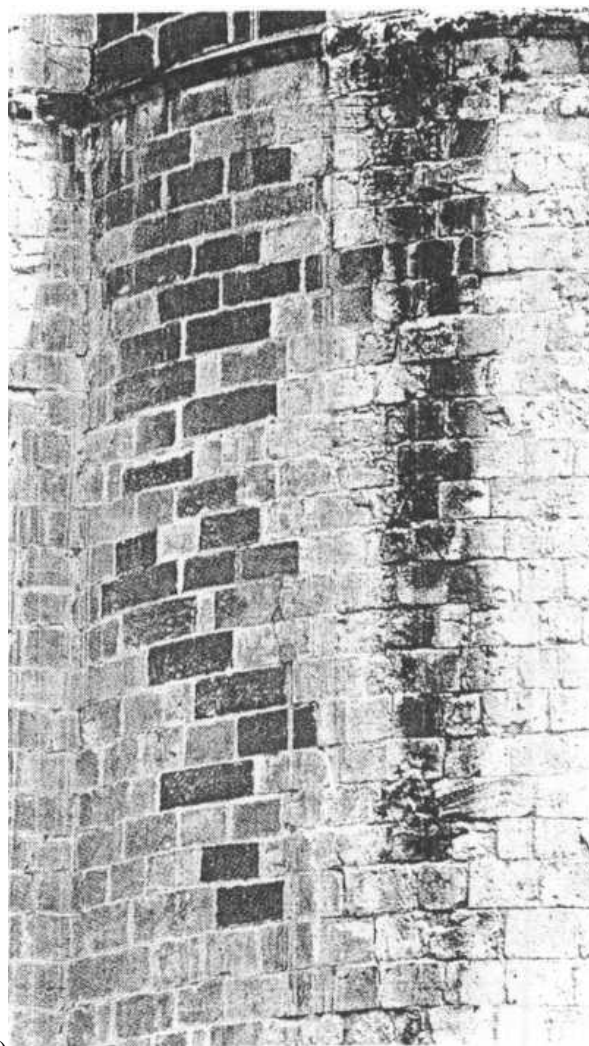
A substituição parcial de elementos ou partes de construção é efectuada, mediante cuidadosa acção de desmonte e sua re-execução, utilizando os materiais originais, bem como pedras e tijolos, com melhor qualidade construtiva e ligados por argamassas pouco retrácteis como, por exemplo, argamassas gordas de cal e areia ou de cimento, cal e areia [Appleton, 1993]. É um processo trabalhoso, mas muito eficaz, para melhorar a capacidade mecânica das alvenarias e corrigir fendilhações (Figura 3.23). Deve efectuar-se por pequenos tramos e deixar contornos irregulares, para facilitar uma boa ligação entre o material novo e o material existente.



a) Zona reconstruída com os mesmos materiais



b) Zona reconstruída com outros materiais



(c)

Figura 3.23 - Exemplos de substituição e reconstrução [Meli, 1998]: (a) com os mesmos materiais; (b) com materiais diferentes; (c) aspecto de uma estrutura de alvenaria reparada.

A finalidade é reparar ou substituir componentes degradados ou deficientes e, eventualmente, reforçar. Do ponto de vista estrutural, estas operações não colocam grandes problemas, mas requiere-se algum cuidado construtivo, para numerar as peças e voltá-las a colocar, exactamente, no mesmo sítio. O desmonte de elementos estruturais exige um prévio escoramento que suporte, temporariamente, a zona que gravita sobre o elemento em reconstrução, até que este possa entrar novamente em carga. O desmonte e reconstrução completa de elementos estruturais é fácil em alvenarias de pedra sã.

Se a alvenaria das paredes apresenta má qualidade construtiva, com fraco imbrincamento entre as unidades de alvenaria e/ou entre os paramentos, pode também justificar-se o seu desmonte e reconstrução com melhor qualidade (Figura 3.24).

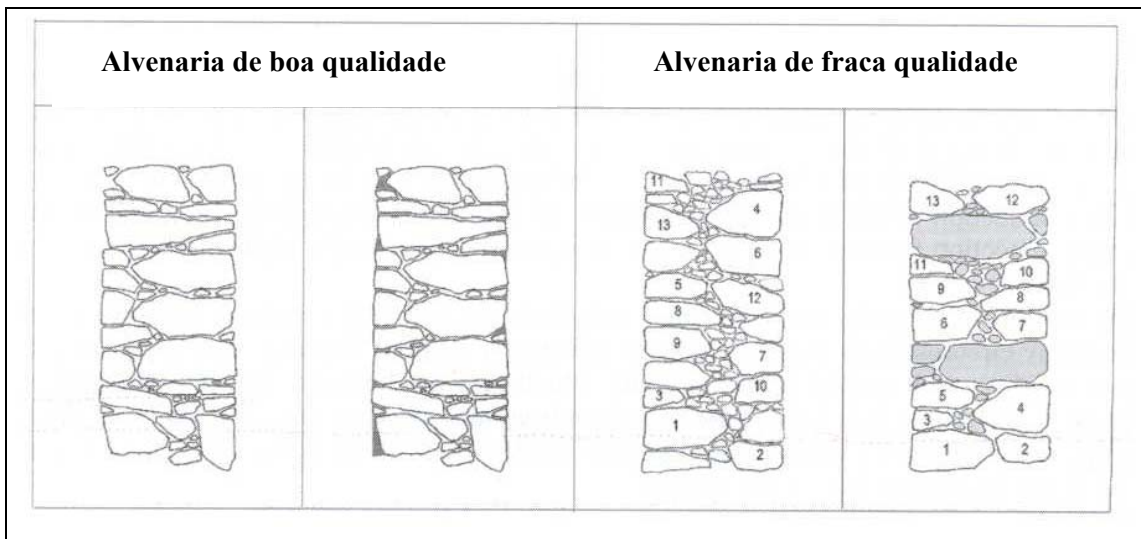


Figura 3.24 - Intervenções diferenciadas em alvenarias de pedra ordinária, na vila de Anavatos (Chios-Grécia), em função da sua qualidade construtiva [Carocci, 2001]: Alvenaria de boa qualidade - colocação de pequenas pedras e refechamento das juntas em ambas as faces; Alvenaria de fraca qualidade – reconstrução da parede.

### 3.6. Refechamento das juntas

O objectivo desta técnica é restaurar as condições de integridade das fachadas, no que diz respeito à presença de argamassas degradadas nas juntas e assim melhorar as características mecânicas e de protecção da parede (Figura 3.25). Efectivamente a água representa um factor chave na deterioração da alvenaria a prazo.

A escolha da argamassa de refechamento é função, obviamente, da finalidade da intervenção e das condições de compatibilidade com o material existente.



Figura 3.25 - Operação de substituição da argamassa das juntas - refechamento das juntas - numa parede de alvenaria de blocos cerâmicos.

A execução desta técnica pressupõe a realização das seguintes operações:

- remoção parcial da argamassa das juntas: extracção e limpeza da argamassa existente nas juntas, numa profundidade de 5 a 7 cm. Se a intervenção é programada para ambos os lados da parede, a profundidade máxima da extracção deve ser de cerca de  $1/3$  da espessura total. Nestes casos, para não prejudicar a estabilidade do muro, as juntas com argamassa removida devem ser preenchidas antes de se dar início à remoção na face oposta (Figura 3.26).

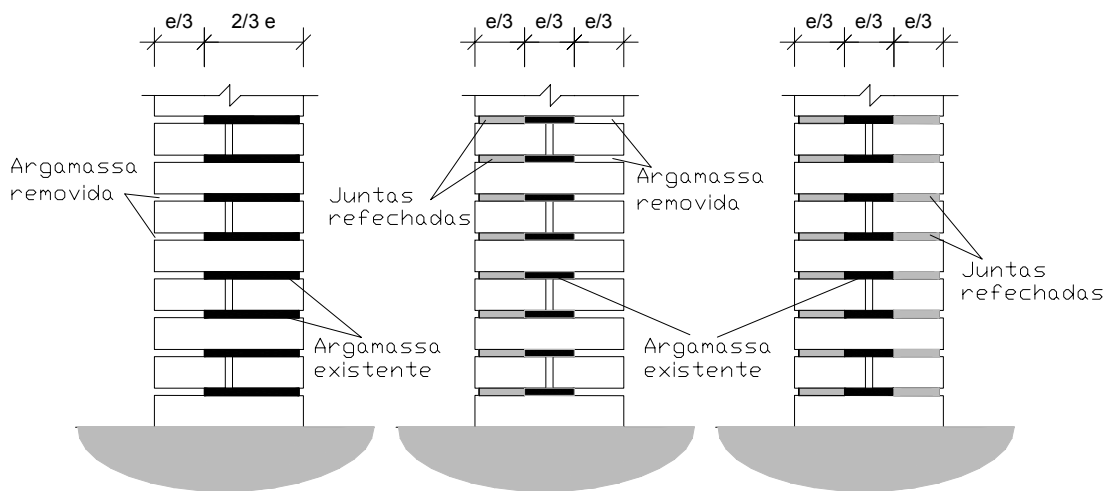


Figura 3.26 - Profundidade das ranhuras abertas nas juntas quando se actua de um ou de ambos os lados da parede [Tomazevic, 1999].

- lavagem das juntas abertas com água (a baixa pressão): para limpar as ranhuras abertas e para limitar a absorção pelo suporte da água da argamassa;
- reposição das juntas: deve efectuar-se mediante cuidadoso preenchimento, com várias camadas de argamassa, desde a zona mais profunda das ranhuras abertas. A eficácia desta intervenção depende da eficiente compactação das camadas de argamassa para preenchimento (“argamassa bem apertada”). Para garantia do aspecto estético da parede, esta é a operação que requer maior controlo durante a execução. Se a parede apresenta um aparelho com cunhas ou calços deve proceder-se à sua reposição, de modo a restaurar as características tipológico-constructivas da parede.

## Resultados experimentais

Ensaio com a aplicação combinada de injeções e refechamento das juntas têm sido realizados, em recentes estudos de investigação, sobre centros urbanos afectados por abalos sísmicos, em Itália. Ensaio de compressão diagonal, realizados antes e após a intervenção, em paredes de pedra de paramento duplo, com reduzida sobreposição, evidenciaram um incremento da carga última superior a 100% [Valluzzi, 2000].

### 3.6.1. Refechamento das juntas com armadura

Uma variante do refechamento das juntas é a sua combinação com armadura. Esta técnica consiste na remoção parcial da argamassa das juntas e na colocação de armaduras de reforço (aço inoxidável ou laminados FRP) (Figura 3.27) antes de proceder ao seu refechamento. Em paredes de grande espessura, a eficácia desta solução, pode ser melhorada se for aplicada de ambos os lados e ligada por pregagens transversais (Figura 3.27b). Pelas suas particularidades é, essencialmente, adequada para alvenarias de junta regular como é o caso da generalidade das paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos.

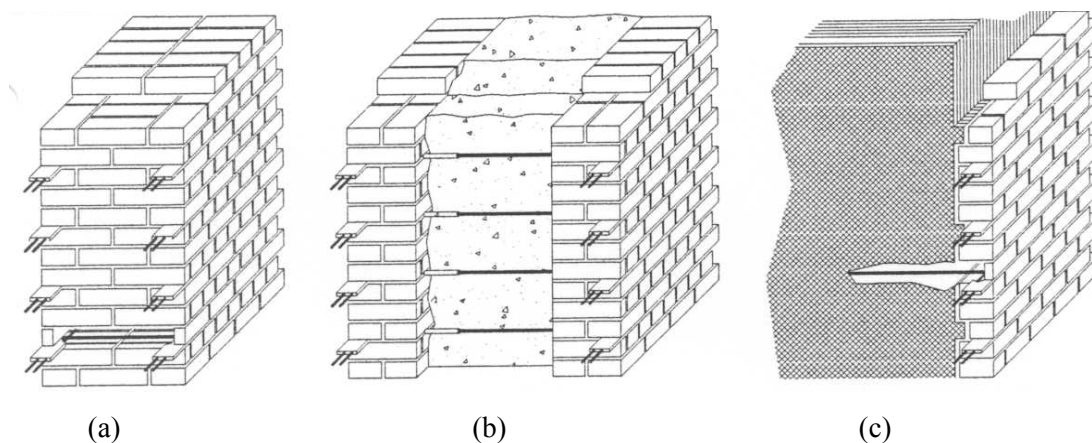


Figura 3.27 - Exemplos da aplicação do refechamento de juntas com armadura, combinado com pregagens transversais, em diferentes tipologias de paredes de alvenaria de tijolo [Binda et al., 1999]: (a) parede de paramento simples; (b) parede composta com paramentos exteriores resistentes; (c) parede composta com paramento resistente exterior.

Do ponto de vista do funcionamento mecânico esta técnica explora as potencialidades da aderência, entre as armaduras de reforço e a argamassa de refechamento, com reflexos positivos no controlo da dilatação transversal, associada a elevadas tensões de compressão, e dos seus efeitos. É assim uma boa solução a considerar em estruturas com fissuração superficial difusa (devido a fenómenos de deformação, amplitudes térmicas ou higrotérmicas) e para paredes compostas, com possibilidade de instabilização dos paramentos, especialmente, se combinada com pregagens transversais.

A acção combinada de reforços longitudinais, com pregagens transversais, tem um efeito confinante, sobre a secção, que contribui para diminuir, ou mesmo impedir, a fissuração, por transferência das tensões de tracção da parede para as armaduras. Além de eficiente, é uma solução de fácil e rápida aplicação construtiva, requerendo apenas alguns cuidados especiais em operações como, a abertura das ranhuras, a limpeza e a colocação dos reforços e da argamassa de refechamento.

Os materiais mais utilizados de acordo com as suas funções são:

- material para reforço: barras de aço (de preferência inoxidável, por exigências de durabilidade) ou materiais compósitos de matriz polimérica (FRP - Fiber Reinforced Polymer), em laminados ou barras. As superfícies destes materiais devem ser rugosas (ou nervuradas), para melhorar o atrito e a aderência com a argamassa envolvente. Com o mesmo propósito, no caso das barras de aço, as superfícies devem ser limpas a jacto de areia. Devido à pequena espessura das ranhuras (usualmente entre 10 a 15 mm) apenas podem utilizar-se reforços de reduzidas dimensões (4 a 6 mm).
- material para enchimento das juntas removidas: argamassa de cal hidráulica, argamassa hidráulica aditivada ou, eventualmente, resinas orgânicas para efectuar a selagem ou o acabamento estético (Figura 3.28).

As argamassas hidráulicas apresentam melhor compatibilidade (química, física e mecânica) com as existentes. O seu desempenho pode ser melhorado com o uso de aditivos especiais (por exemplo com produtos expansivos anti-retracção). As resinas orgânicas (epoxy, acrílicas ou de polyester) devem ser usadas, apenas, quando houver requisitos de elevada resistência e/ou de rápida presa.

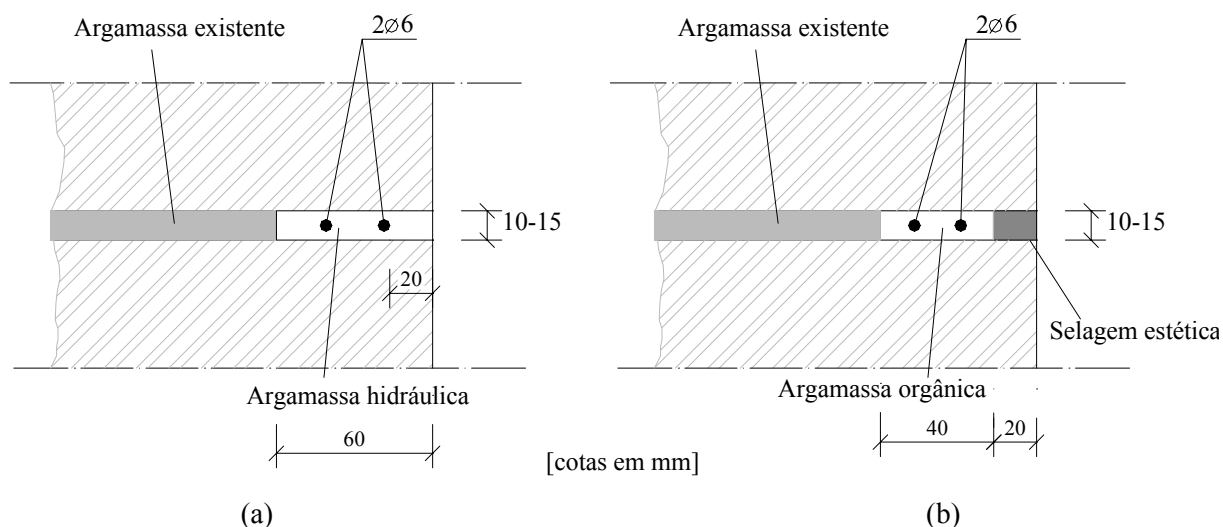


Figura 3.28 – Pormenores do refechamento de juntas com armadura e diferentes materiais de enchimento [Binda et al., 1999]: (a) argamassa de cal hidráulica; (b) uma camada de argamassa sintética com selagem exterior.

A aplicação do refechamento combinada com armaduras pressupõe a realização dos seguintes trabalhos [Binda et al., 1999a]:

- 1- Inspeção prévia: nesta fase pode justificar-se a remoção do reboco superficial, para verificar as condições da alvenaria; outra condição importante a inspeccionar, “*in-situ*”, é a presença de vazios na parede, que necessitem de ser previamente injectados, ou a necessidade de substituição de algum elemento.
- 2- Abertura de ranhuras na argamassa das juntas horizontais: a regularidade das juntas permite a utilização do berbequim eléctrico comum ou de serras circulares; a dimensão das ranhuras deve permitir a fácil introdução do material de reforço e, simultaneamente, manter a estabilidade da parede assegurada pela secção transversal residual da junta. Os valores médios generalizáveis, para a maioria das paredes, são profundidades de 50 a 70 mm e, uma altura mínima, de 10 mm.
- 3- Remoção de elementos soltos de obstrução: com recurso a ferramentas manuais, como espátulas; eliminação de pós e partículas soltas, com ar comprimido ou água, consoante o tipo de material de refechamento a utilizar.
- 4- Aplicação da primeira camada de enchimento, sobre a qual se instalam os elementos de reforço, convenientemente compactada.

- 5- Colocação do material de reforço: uma “limpeza”prévia das barras ou lâminas de aço, a jacto de areia, ou a utilização de elementos de reforço de superfície rugosa, pode melhorar a aderência à argamassa envolvente e, mesmo, a eficácia da intervenção. Além disso, é preferível utilizar duas barras de pequeno diâmetro que uma só de maior diâmetro. É também aconselhável a utilização de posicionadores dos elementos de reforço de modo a facilitar um bom envolvimento pela argamassa de refechamento.
- 6- Aplicação do material de recobrimento dos reforços: a segunda camada da argamassa de enchimento deve ser cuidadosamente aplicada, como recobrimento, sobre o material de reforço. Durante esta operação, se necessário, podem ser inseridos elementos de reforço adicionais.
- 7- Selagem final das juntas: a última camada deve ser colocada nos 15 a 20 mm remanescentes. Podem ser utilizadas argamassas aditivadas, para satisfação de determinadas exigências estéticas (por exemplo argamassa pigmentada) ou funcionais (por exemplo selagem de protecção).

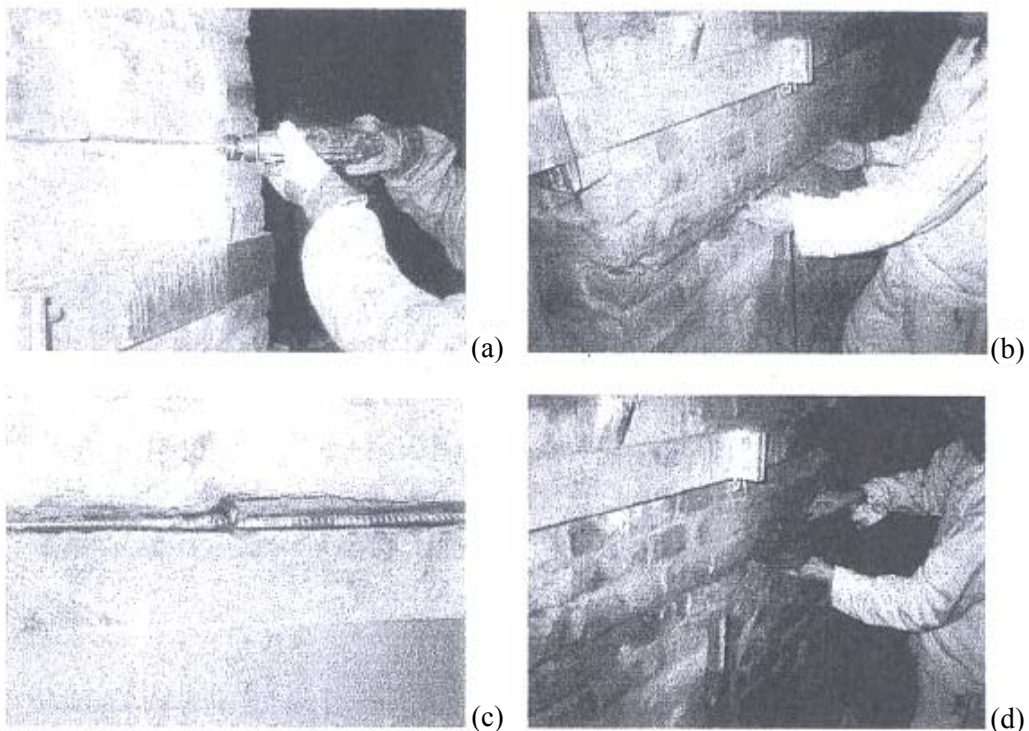


Figura 3.29 - Fases da intervenção com refechamento das juntas, combinado com armaduras, dos pilares da Igreja de S. Sofia em Pádova, Itália [Binda et al., 1999a]: (a) abertura das ranhuras com berbequim; (b) posicionamento das armaduras de reforço e (c) de tirantes transversais; (d) aplicação da argamassa de refechamento.

As principais vantagens associadas a esta solução são:

- facilidade de execução;
- pequena perturbação das condições existentes;
- conservação do aspecto estético pós-intervenção;
- variação desprezável do peso da estrutura (importante nos edifícios históricos com problemas ao nível da fundação e em zonas sísmicas).

### **Resultados experimentais**

Esta técnica é especialmente adequada para alvenarias de blocos, ou de junta horizontal regular, e vocacionada para a melhoria do comportamento em serviço das estruturas.

É uma intervenção de natureza superficial. Com efeito, a profundidade das ranhuras abertas nas juntas é limitada pela necessidade de manter a estabilidade das paredes durante a execução dos trabalhos (Figura 3.26).

Não tem sido registados incrementos significativos nem de resistência, nem de rigidez, especialmente se os danos são significativos. A combinação com outras técnicas de reforço (substituição e reconstrução parcial dos tijolos, no caso de danos importantes, e/ou injeção, no caso de elevada percentagem de vazios no núcleo) pode completar os requisitos necessários para uma boa intervenção [Valluzi, 2000].

A introdução de reforços em quantidades reduzidas ( $1\text{‰}$  da secção transversal) é, em geral, suficiente para contrariar a dilatação transversal e a evolução da fendilhação. No entanto, de acordo com ensaios efectuados em paredes, a sua eficácia depende da distribuição dos reforços: assim, num caso de estudo, para reforços concentrados,  $3\phi 8$  em cada nove juntas, a tensão de tracção, na alvenaria, foi 20% inferior à obtida em idênticas condições sem reforços; a diminuição da tracção foi ordem dos 40% quando colocados  $2\phi 6$ , de três em três juntas, e de 50% para distribuições mais uniformes ( $1\phi 5$  em todas as juntas) [Valluzi, 2000]. Assim, é possível concluir que a presença de reforços nas juntas reduz a tensão de tracção nas unidades de alvenaria.

Relativamente aos efeitos no comportamento à resistência e à deformação, constatou-se que os paramentos reforçados com  $2\phi 6$  em cada três juntas, demonstraram

um incremento da ordem dos 70% na carga última e uma redução significativa das dilatações transversais [Valluzi, 2000].

Além disso, estudos experimentais tem provado que esta técnica é eficiente na acção de confinamento e na redução da dilatação transversal sob elevados estados de compressão [Binda et al., 1999a].

Esta técnica foi recentemente aplicada como reforço em dois casos de estudo em Pádova, Itália: a torre sineira da igreja de “S. Giustina” e os pilares da igreja de “S. Sofia” (Figura 3.29). Ambas as construções apresentavam uma fissuração, associada ao avançado estado de degradação dos materiais, combinada com os efeitos do elevado peso próprio, com fendas verticais difusas, especialmente nas zonas mais carregadas. Além da aplicação de pregagens transversais, foi necessário intervir localmente com substituição de materiais e injeções. A intervenção foi completada com o refechamento das juntas reforçadas com armadura. Os resultados quer mecânicos, quer estéticos, foram muito bons [Binda et al., 1999a].

### **3.7. Reforço com materiais compósitos FRP (Fiber Reinforced Polymer)**

A aplicação de materiais compósitos teve início na década de 1940, com aplicações em indústrias de ponta como a indústria da aviação, militar e espacial.

Rapidamente se concluiu tratar-se de uma técnica promissora, com potencial aplicação em inúmeras indústrias. Com uma grande diversidade de aplicações e, actualmente, alvo de diversos estudos de investigação, não é ainda, contudo, uma técnica completamente explorada.

Em engenharia civil, os compósitos FRP começaram por ser utilizados, com grande sucesso, no reforço de estruturas de betão armado o que encorajou as investigações sobre a sua potencial aplicação, também, em estruturas de alvenaria. Neste caso, com grande interesse para a conservação e reabilitação de grande parte do nosso património arquitectónico e monumental, cujas estruturas são em alvenaria de pedra.

Os materiais compósitos polímeros mais utilizados no reforço estrutural, tecnicamente designados por FRP (Fiber Reinforced Polymer), são constituídos por dois componentes: a matriz e as fibras de reforço. A matriz, o elemento responsável pela transmissão da resistência das fibras para o suporte, pode ser uma resina epoxy,

polyester, acrílica ou outra. As fibras são responsáveis pela resistência e rigidez axial do reforço.

A designação dos compósitos FRP depende do tipo de fibras utilizadas. Os compósitos mais correntes são com fibras de carbono (CFRP - Carbon Fiber Reinforced Polymer), fibras de vidro (GFRP - Glass Fiber Reinforced Polymer), fibras de aramida (AFRP - Aramid Fiber Reinforced Polymer).

O processo de fabrico, nomeadamente a orientação das fibras, tem influência nas propriedades mecânicas, altamente anisotrópicas, dos compósitos FRP .

São comercializados em mantas, em laminados, em barras e, para algumas utilizações, em fibras soltas.

Os sistemas de compósitos FRP disponíveis no mercado, com aplicações em reforços estruturais, são fundamentalmente de dois tipos:

- **Curados in-situ:** neste sistema as fibras apresentam-se em estado seco ou pré-impregnadas com resina, no entanto, com quantidades não suficientes para assegurar a sua polimerização. Apresentam, por isso, grande flexibilidade e facilidade de manuseamento e adaptação à geometria dos elementos a reforçar (túneis, arcos, abóbadas, pilares, etc.). Durante a aplicação são impregnadas com resinas epoxídicas para promover a adesão ao suporte, garantindo-se, desta forma, a sua forma e rigidez final (laminados executados “*in-situ*”). Os produtos deste sistema comercializam-se com as fibras orientadas unidireccionalmente (tiras ou fitas) ou bi-direccionalmente (mantas ou telas), muito flexíveis e com espessuras entre 0.10 e 0.20 mm. O fornecimento destes materiais é feito em rolos, facilmente manuseados em obra, para minimizar os problemas das juntas de ligação.
- **Pré-fabricados:** neste sistema as fibras são pré-impregnadas o que lhes garante desde logo, a forma e rigidez final. As fibras apresentam-se orientadas unidireccionalmente e comercializam-se em laminados, com uma espessura entre 1.0 e 2.0 mm e com diversas larguras, ou em barras. São fáceis de manusear e aplicar, no entanto, não tem a flexibilidade de moldagem dos produtos impregnáveis *in-situ* pelo que a sua aplicação, a geometrias irregulares, é condicionada.

As mantas ou telas são resultado da associação de fibras orientadas e entrelaçadas em duas direcções ortogonais. As mantas podem ser aplicadas no

recobrimento completo da superfície da parede, tipo recobrimento generalizado, ou aplicadas localmente nas zonas mais susceptíveis a danos.

As tiras ou fitas, resultado da associação de fibras dispostas unidireccionalmente, podem ser aplicadas com diferentes disposições, ajustadas às características específicas de cada intervenção. Assim, podem apresentar-se dispostas em grelha, com as tiras paralelas, ou não, aos lados da parede; cruzadas segundo as diagonais da parede; em bandas localizadas, etc. (Figura 3.30).

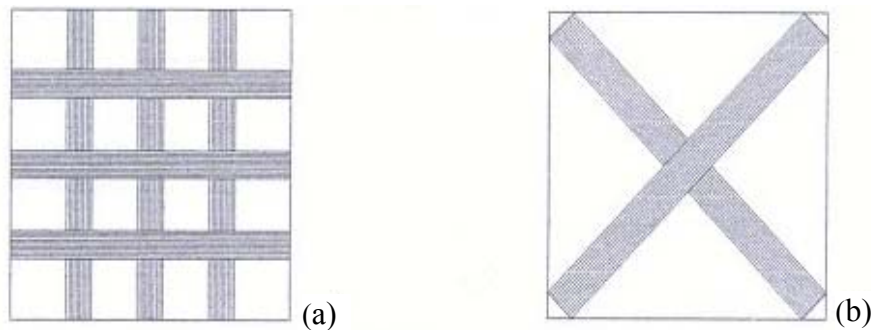


Figura 3.30 - Diferentes disposições das fitas de FRP em intervenções de reforço: (a) em grelha ortogonal; (b) em diagonal.

Os laminados são tiras pré-impregnadas com resinas epoxídicas. Estão, comercialmente, disponíveis numa vasta gama de larguras e espessuras. A sua aplicação restringe-se a superfícies planas, ou de pequenas curvaturas, e elementos sem arestas, já que a pré-impregnação lhes confere menor flexibilidade.

As mantas, as tiras e os laminados funcionam por aderência exterior às faces dos elementos a reforçar podendo, consoante os casos, ser aplicadas numa ou em ambas as faces. A aderência é efectuada com recurso a colas de elevado desempenho, geralmente resinas poliméricas (“epoxídicas”) aplicadas após prévio tratamento das superfícies.

As barras são também resultado de fibras pré-impregnadas, vulgarmente de CFRP (Carbon Fiber Reinforced Plastic). Trata-se de uma técnica emergente e promissora, em reforços, especialmente quando problemas de ancoragem e/ou aspectos estéticos representam entraves à aplicação dos laminados tradicionais. Estão comercialmente disponíveis com secção transversal circular, quadrada ou rectângular de superfície lisa ou rugosa. As barras de superfície lisa devem ser tratadas a “jacto de areia” para melhorar a sua aderência.

Num processo análogo ao “refechamento das juntas com armadura” as barras são inseridas em ranhuras, previamente efectuadas nas juntas de argamassa da alvenaria, e depois envolvidas por argamassa de refechamento.

As barras podem ser utilizadas como reforço passivo ou como reforço activo. Neste último caso, as barras são pré-tensionadas antes do início da presa da argamassa envolvente. Depois da argamassa ganhar presa e endurecimento suficiente, as barras são cortadas, dando-se início à transferência das forças de pré-esforço para a alvenaria. Ultimamente tem sido estudada a possibilidade de reforço à flexão de paredes de alvenaria com materiais compósitos FRP. Neste caso, e quando forem utilizadas barras, as ranhuras devem ser perpendiculares às juntas horizontais [Lorenzis et al., 2000].

A escolha do tipo de fibras a utilizar depende dos requisitos da intervenção, bem como, de aspectos relacionados com a durabilidade. Desta forma, o comportamento tensão-deformação do compósito influi, frequentemente, na selecção das fibras. Em estruturas correntes, para reforços à flexão e problemas de fendilhação, fibras de carbono, para melhora a ductilidade e o confinamento, as restantes fibras [Gettu et al., 2002]. No entanto, em construções históricas, a durabilidade assume especial relevo e a utilização de fibras de carbono parece ser recomendável para a generalidade das aplicações.

Na Tabela 3.1 resumem-se as principais propriedades das fibras mais utilizadas em compósitos FRP.

Tabela 3.1 - Propriedades das fibras mais usadas nos compósitos FRP [Gettu et al., 2002].

Fibras		Tensão de rotura à tracção (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Along. (%)	Densidade (Kg/m <sup>3</sup> )
Carbono	Elevada resistência	4300 - 4900	230 - 240	1.9 - 2.1	1.8
	Elevado módulo	2740 - 5490	294 - 329	0.7 - 1.9	1.78 - 1.81
	Módulo muito elevado	2600 - 4020	540 - 640	0.4 - 0.8	1.91 - 2.12
Vidro		2400 - 3500	70 - 85	3.5 - 4.7	2.6
Aramida		3200 - 3600	124 - 130	2.4	1.44

As relações tensão-deformação dos compósitos mais usuais representam-se qualitativamente, em comparação com o comportamento homólogo do aço convencional na Figura 3.31.

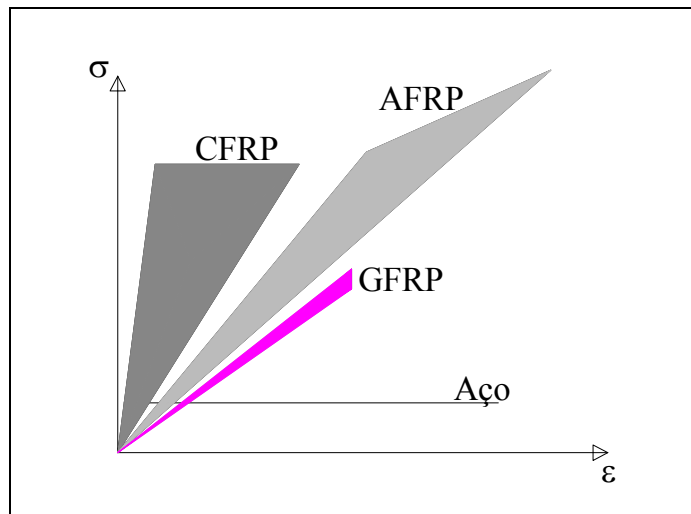


Figura 3.31 - Relações tensão-deformação de diferentes compósitos FRP comparadas com o aço convencional.

As principais vantagens dos materiais compósitos FRP são:

- elevada resistência: a resistência à tracção, à flexão e à compressão são aproximadamente 20 vezes superiores às do aço convencional e, conseqüentemente, é possível otimizar o comportamento estrutural em diferentes tipos de problemas;
- leveza: a relação de pesos compósito/aço é cerca de 20% e de compósito/alumínio é de 50%, o que corresponde a melhores desempenhos, com peso inferior e com menores custos de transporte e instalação;
- elevada resistência à corrosão: os materiais compósitos apresentam uma elevada resistência à generalidade dos produtos químicos. No entanto, as fibras de vidro, apesar de não serem atacadas pelos ácidos, apresentam problemas de durabilidade quando em meios alcalinos.
- bom comportamento à fadiga: bom comportamento sob a acção de cargas cíclicas, desempenho importante para reforços em zonas sísmicas;
- facilidade de aplicação, mesmo em condições adversas;
- baixa relaxação comparada com a evidenciada pelo aço;
- reversibilidade da aplicação.

Como principais desvantagens estes materiais apresentam :

- elevado custo: o seu custo é elevado, comparado com o do aço. No entanto, se atendermos às vantagens associadas à sua relação resistência/peso, à sua resistência à corrosão e à sua facilidade de aplicação, os FRP podem ser materiais económicos. Note-se que, nas intervenções de reforço ou de reparação, o custo do material representa, geralmente, apenas 20% a 25% do custo total;
- comportamento muito frágil: comportamento elástico até à rotura, com pequenas extensões (excepto nas fibras de aramida);
- fraca resistência aos raios ultra-violeta: as fibras de carbono e de vidro não são afectadas pela acção destes raios. No entanto, as fibras de aramida perdem coloração e a sua resistência mecânica é afectada. A exposição directa das resinas ao sol provoca a sua rigidificação e perda de elasticidade. Nestes casos aconselha-se o uso de pinturas de protecção de características reflectoras.
- fraca resistência ao fogo: os compósitos de FRP resistem a temperaturas de 200° a 1000°C. No entanto, o seu comportamento crítico é determinado pela temperatura de transição vítrea das resinas de adesão que se situa na ordem dos 80° C.
- comportamento da aderência: o actual estado do conhecimento indica, claramente, a necessidade de estudos experimentais específicos no que diz respeito ao estudo da aderência entre os materiais FRP e as superfícies de suporte, especialmente se se tratar de alvenarias de pedra, para determinar parâmetros de controlo e estabelecer uma lei de comportamento. Note-se que é a aderência quem controla, em geral, o comportamento mecânico e as condições de rotura das alvenarias reforçadas com materiais FRP.
- durabilidade: relativamente à durabilidade e resistência da aderência, entre a alvenaria e os materiais compósitos FRP, está por confirmar e quantificar se o bom nível de prestações evidenciadas a curto prazo se mantém, sob determinadas condições ambientais, a longo prazo. Um recente estudo de investigação [Bricolli & Rottunno, 2001], levado a cabo na Universidade de Florença, em Itália, fez a simulação em laboratório de acções cíclicas de “gelo-degelo” e de “molha-seca” sobre provetes de tijolo maciço reforçados

com laminados. Os resultados, apesar de preliminares, porque baseados num limitado número de ensaios, sem normalização das acções ambientais cíclicas representativas dos ambientes mais comuns, permitiram, para já, concluir que:

- a exposição prolongada a ciclos alternados de “molhagem-secagem” provoca uma pequena perda de resistência da aderência, quantificada em cerca de 20%;
- a exposição prolongada a ciclos de “gelo-degelo” conduz à total descolagem dos compósitos FRP da alvenaria, neutralizando completamente a operação de reforço.

As fibras de aramida podem absorver conteúdos de humidade muito mais elevados do que as restantes fibras, o que pode reflectir-se na aderência da interface fibra-resina. Alguns ensaios evidenciam a perda de resistência na presença de sais, devido principalmente, à sua fragilização e rotura prematura, provocada pela existência de cristais [Gettu et al., 2002].

O uso de materiais compósitos no reforço de alvenarias de pedra tem como finalidade compensar a grande deficiência de resistência à tracção que este material apresenta. Daí que o seu campo de aplicação, em reforços, seja generalizada aos mais diversos tipos de elementos com deficiências relacionados com esta fraqueza material.

- **Reforço de paredes**

A aplicação de cintas de laminados FRP, dispostas horizontal e verticalmente, pode ser utilizada para confinar as paredes e contrariar os esforços de flexão associados a acções horizontais perpendiculares ao seu plano, como é o caso das acções sísmicas (Figura 3.32a e Figura 3.32b).

Relativamente à utilização de cintas horizontais, salienta-se que estas não necessitam de ser aplicadas ao nível dos pavimentos. Por exemplo, no caso de edifícios com paredes muito esbeltas, associadas a elevados pés direitos, a cintagem horizontal pode ser aplicada à cota que for mais adequada.

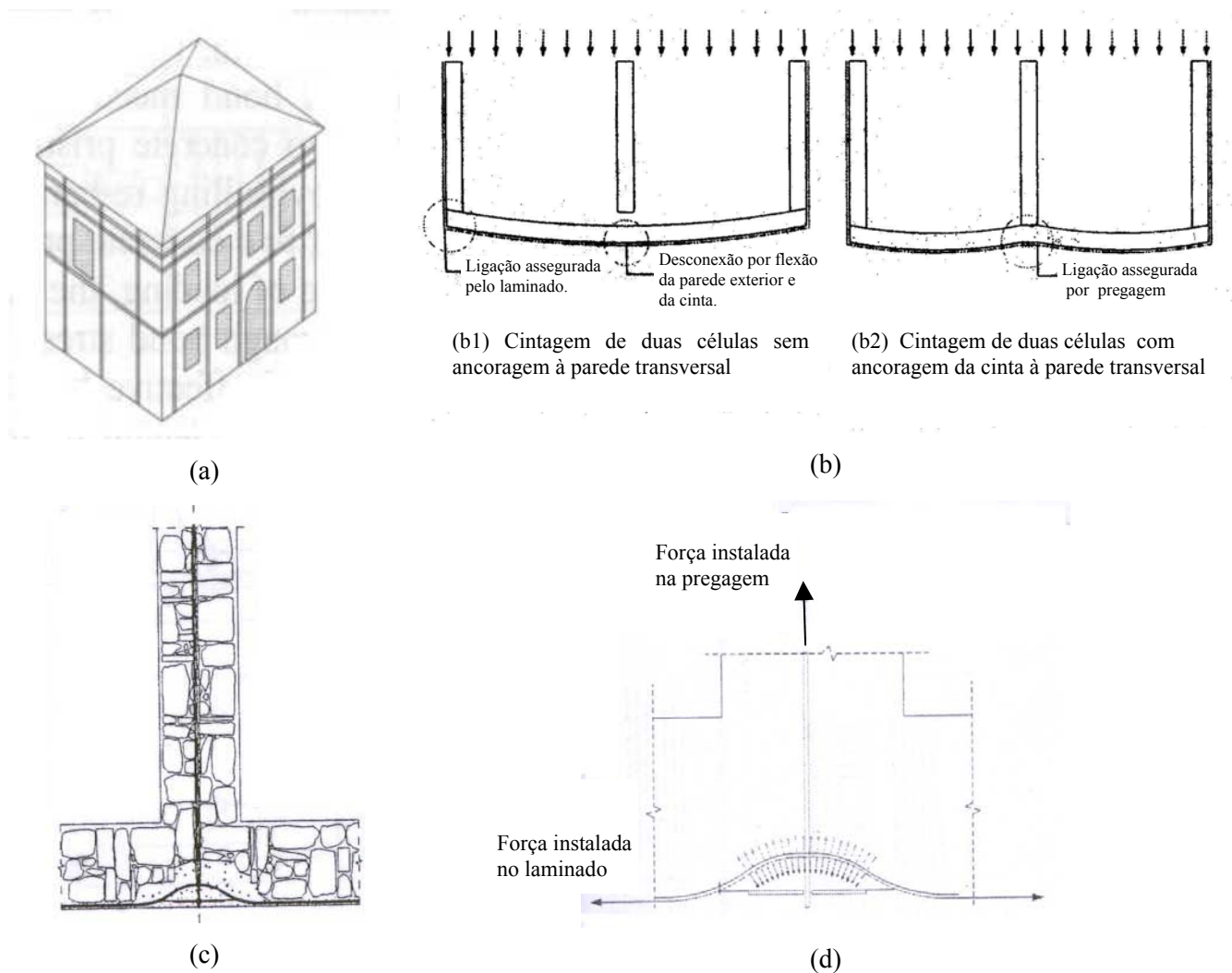


Figura 3.32 - Aspectos a considerar no reforço de edifícios antigos com laminados FRP [Avorio & Borri, 2000].

No caso de edifícios com mais que uma célula, em planta, (Figura 3.32b), esta solução perde muita eficácia se não for combinada com um sistema de pregagem das cintas às paredes transversais interiores (Figura 3.32c e Figura 3.32d). Também, no caso de edifícios em banda, como é vulgar nos centros históricos, em que não é possível a circundar a estrutura, podem utilizar-se bandas ancoradas nas extremidades com dispositivos especiais.

Para acções horizontais, no plano das paredes, a utilização de mantas generalizadas ou localizadas em zonas críticas contribuem para a melhoria da resistência ao corte, evitando mecanismos de rotura:

- da argamassa, com deslizamento ao longo de uma junta;
- por tracção diagonal.

- **Reforço de pilares**

Outra interessante aplicação dos materiais FRP em engenharia civil é o seu uso na cintagem de pilares com efeitos de confinamento, incremento da resistência ao corte e à compressão.

Esta solução consiste na aplicação de cintas, constituídas por mantas ou tiras de FRP, eventualmente, combinadas com pregagens transversais que cruzam a secção em direcções ortogonais (Figura 3.33b). Note-se que o confinamento de uma secção rectângular ou quadrada é menos eficaz que numa secção circular devido à concentração de grande parte do esforço de confinamento sobre uma “área eficaz” que pode ser muito inferior à área total da secção (Figura 3.33). A introdução de tirantes transversais em aço, no interior do elemento através de furos previamente abertos e depois preenchidos com resinas epoxídicas, é uma técnica tradicional no reforço de elementos estruturais comprimidos. A função destes tirantes é “coser” ou confinar pontualmente a secção absorvendo parte das tensões de tracção transversal que tendem a provocar dilatações.

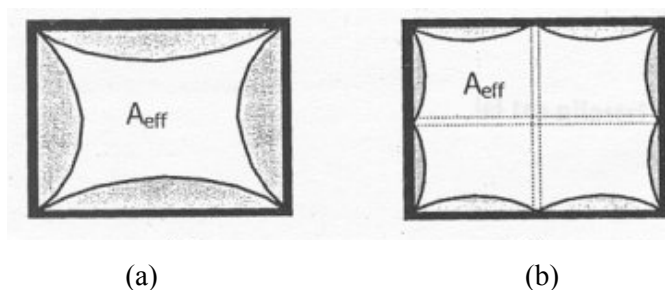


Figura 3.33 - Área eficaz de confinamento de uma secção rectângular [Tegola, et al. 2000]: (a) sem pregagens transversais e (b) com pregagens transversais.

A vantagem em utilizar barras de FRP (nomeadamente AFRP, Aramidic Fiber Reinforce Polymer) em relação ao tradicional aço está relacionada não, tanto pela sua maior resistência, que neste caso não é necessária, mas principalmente pelo seu melhor comportamento à corrosão. As paredes de alvenaria de pedra, são altamente porosas o que facilita a penetração de humidades e outros agentes corrosivos, que provocam a oxidação do aço e a sua fragilização. Por outro lado, a baixa rigidez transversal dos materiais compósitos FRP, evita danos locais na interface barra-resina-parede

associados à transferência de tensões. Além do já referido, salienta-se a maior leveza das barras em FRP, bem como a facilidade e rapidez de instalação.

- **Reforço de arcos ou abóbadas**

A presença de mantas de FRP aplicadas no intradorso ou no extradorso dos arcos, consoante for mais adequado, modifica os mecanismos de colapso convencionais, “impedindo ou retardando” a formação de rótulas plásticas nos arcos, por funcionamento das fibras à tração, que induzem um aumento nos momentos resistentes das secções.

O mecanismo de colapso de um arco necessita da formação de quatro rótulas plásticas, de sinal oposto duas a duas, isto é, associadas a momentos de sinal oposto. No caso da carga actuar centrada, o colapso dá-se com cinco rótulas plásticas, mas quatro delas surgem em simultâneo (Figura 3.34d).

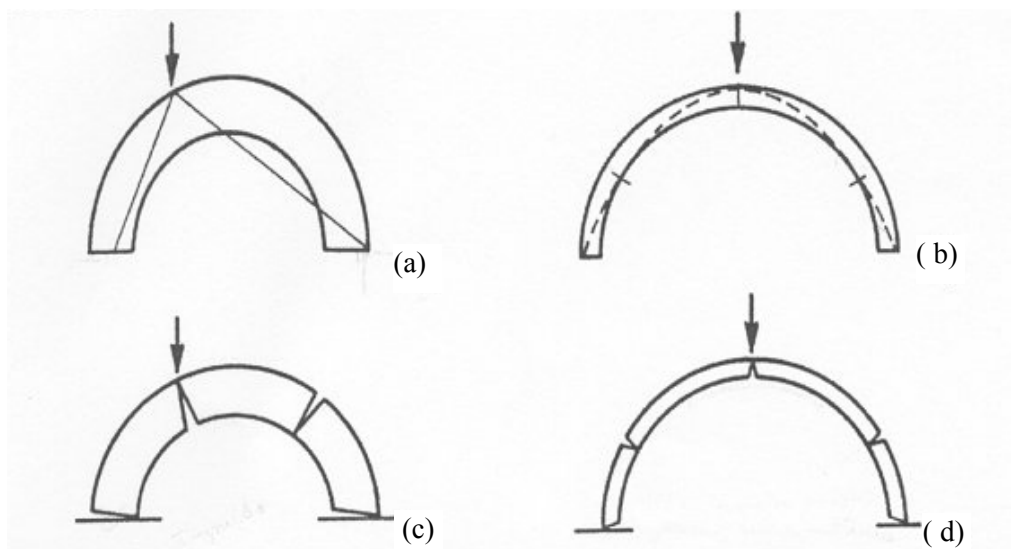


Figura 3.34 - Linhas de impulso (a)(b) e mecanismos de colapso (c) (d) em arcos não reforçados com carga aplicada a  $\frac{1}{4}$  de vão e a  $\frac{1}{2}$  vão da estrutura [Modena & Valluzzi, 1999].

Assim, quando o reforço é aplicado no extradorso do arco a linha de impulsos (resultante estática resistente) vem abaixo do arco, sem possibilidade de colapso estrutural por estar “impedida” a formação de uma rótula “superior”.

Por outro lado, quando o reforço é aplicado no intradorso do arco a linha de impulsos (resultante estática resistente) vem acima do arco e as fibras evitam a

formação de uma rótula plástica “inferior” próximo do ponto de aplicação da carga, inviabilizando o colapso estrutural.

O colapso de arcos reforçados ocorre devido a outros mecanismos dependentes ou das capacidades limite de resistência dos materiais ou de interações a nível local entre eles [Modena & Valluzzi, 1999]. Em particular o colapso pode dar-se por:

- compressão da alvenaria;
- descolagem dos FRP (provocada por tensões de corte e tensões normais);
- deslizamento entre elementos da alvenaria (provocados por tensões de corte instaladas).

Em qualquer das situações, a carga de colapso é substancialmente superior comparativamente com os casos não reforçados.

### **Procedimentos de aplicação**

O processo generalizado de aplicação dos reforços, com materiais compósitos de FRP, compreende as seguintes operações:

- limpeza das superfícies;
- selagem e colmatagem de poros, com uma pasta de cimento ou uma resina epoxídica (primário), para assegurar uma superfície regular que promova uma boa adesão;
- após secagem do primário, é espalhada na superfície uma cola epoxídica e a manta de FRP é colocada em seu contacto.

No caso do sistema de cura *in-situ*, para garantir uma boa impregnação do material de reforço, uma camada de cobertura de cola epoxídica é aplicada, agora sobre toda a sua superfície.

A aplicação de reforços FRP de cintagem, em elementos de alvenaria (de arestas não-circulares), requiere as seguintes operações adicionais:

- remoção do reboco (caso os elementos sejam rebocados);
- arredondamento das arestas (raio de curvatura aproximado de 3 cm) para evitar a concentração de tensões e, conseqüentemente, uma rotura prematura da manta;
- limpeza superficial da alvenaria com recurso, por exemplo, ao “jacto de areia”;

- aplicação dos produtos de aderência em conformidade com as especificações do fabricante;
- colocação e impregnação de mantas ou tiras de materiais FRP (no caso de pilares com as fibras perpendiculares ao seu eixo).

### **Resultados experimentais**

Como a maioria dos resultados experimentais existentes se referem a aplicações em reforços de estruturas de betão armado, a experiência na sua aplicação em alvenarias é limitada, pois não é possível validar *a priori*, a aplicação das mesmas técnicas e produtos usados para o reforço de estruturas de betão. Além disso, outro entrave à sua aplicação em alvenarias, nomeadamente de pedra, é a aderência bem como o tratamento a dar às suas superfícies para a promover.

Finalmente existe ainda um fraco conhecimento acerca do comportamento da ductilidade e da aderência destes materiais, sob acções cíclicas, pelo que, também neste domínio se justifica um incentivo à investigação.

Com o uso de materiais compósitos FRP, em reforços, a resistência última pode ser incrementada entre 10% e 65%, dependendo do tipo de compósito e das condições de aplicação, registando-se que a rotura, em geral, é do tipo frágil e controlada pela descolagem dos compósitos FRP em relação suporte [Modena & Valluzzi, 1999; Stratford, 2000]. Com este tipo de rotura, não há lugar a redistribuição de esforços e o colapso é imediato. Por esta razão o colapso de alvenarias reforçadas com FRP depende muito da concentração local de tensões e das condições de aderência ao suporte [Stratford, 2000].

Ensaio experimentais preliminares concluíram que a aplicação de reforços em ambas as faces conduzem a um melhor comportamento das paredes reforçadas e que a qualidade das ancoragens é um aspecto chave no êxito da intervenção [Modena & Valluzzi, 1999].

Ensaio experimentais têm também demonstrado que o uso de cintas FRP em pilares além de melhorar significativamente a sua ductilidade, melhora a resistência à compressão na ordem dos 150%, no caso da aplicação isolada das cintas, e em cerca de 260%, no caso da aplicação combinada de cintas com pregagens transversais [Tegola et al., 2000].

### 3.8. Rebocos Armados

Os rebocos armados constituem uma das soluções técnicas mais usuais que muito se têm desenvolvido com a experiência da sua utilização.

Se as alterações estéticas, inerentes ao recobrimento da alvenaria aparente, não são importantes, ou no caso de alvenarias não-aparentes, a aplicação de rebocos armados pode ser uma eficaz técnica de reabilitação/reforço. A sua aplicação destina-se a paredes em bom estado geral, mas com acentuada degradação superficial (por exemplo paredes de adobe). O efeito dos rebocos armados reflecte-se na melhoria da resistência superficial à tracção e ao corte das paredes, bem como no controle da sua fendilhação e, nalguns casos, na melhoria da continuidade da ligação entre elementos (por exemplo entre paredes ortogonais). A sua aplicação em paramentos exteriores constitui, ainda, uma protecção contra as agressões climatéricas.

A execução dos rebocos armados consiste na aplicação de uma camada de argamassa de revestimento sobre a parede existente, com espessuras de 2 a 3 cm, na qual se usa uma armadura de reforço, fixada por pontos. Tradicionalmente são usadas como armadura a malha de aço electrossoldada, com varões de fino diâmetro, e a malha de metal distendido (Figura 3.35). No entanto, com o desenvolvimento de armaduras sintéticas, como a rede de fibra de vidro ou as fibras curtas sintéticas, e o aparecimento das fibras curtas em aço, dispõe-se hoje em dia de um leque alargado de opções.



Figura 3.35 - Aspecto da textura da malha de metal distendido.

A fixação da malha à parede existente deve efectuar-se com pequenas pregagens, com diâmetros de 1.5 a 2.5 mm e espaçamentos, em quincôncio, segundo os vértices de uma malha de triângulos equiláteros com 20 a 40 cm de lado.

As argamassas podem ser de natureza inorgânica (cimentícias ou tradicionais), sintética ou, ainda, mistas. O uso de argamassas cimentícias e sintéticas deve evitar-se em paredes antigas por razões de compatibilidade (“respiração” das paredes e diferenças de rigidez) e reversibilidade.

Quanto ao processo de execução, a argamassa, tanto pode ser aplicada manualmente como projectada, através de equipamento específico. Neste caso, o processo pode fazer-se por via húmida ou via seca. No processo húmido todos os materiais são misturados antes de serem projectados. Alternativamente, no processo seco, a mistura do cimento com a areia e a água, faz-se através de saídas independentes com o uso de ar comprimido. No caso de se usarem fibras curtas, devem introduzir-se na mistura, enquanto que nos outros casos, as malhas de reforço são previamente posicionadas e fixas ao suporte.

Em paredes de alvenaria recente é corrente o uso de argamassas de cimento de elevada resistência, com espessuras típicas de 2 a 2.5 cm, reforçadas com malha de aço em percentagens variáveis entre os 0.5% e os 5% [Drysdale et al., 1999].

A utilização de redes de fibra sintética como armadura do revestimento de paredes de alvenaria, novas ou recentes, tem vindo a ser utilizadas, desde há alguns anos, em soluções não tradicionais, para melhorar a sua resistência à fendilhação e, nalguns casos, também ao choque. Nestas soluções as redes são incorporadas entre duas demãos de um revestimento de ligante sintético, de ligante misto, ou mesmo de ligante mineral.

Em relação às fibras sintéticas, as de vidro tem sido as mais utilizadas, em detrimento às de poliaramida, polipropileno ou de poliéster, por apresentarem a melhor relação entre factores como a facilidade de aplicação, as características mecânicas e o custo [Veiga, 1994].

A melhoria do comportamento conseguida, com a utilização de redes de fibra de vidro em revestimentos não tradicionais, encorajou a sua aplicação, com idênticos objectivos, em revestimentos tradicionais de ligante mineral (inorgânicos), em substituição das vulgares redes metálicas, de colocação mais difícil e de custo mais elevado.

No entanto nem tudo são vantagens. A fibra de vidro é atacada pelos alcális do cimento, comprometendo a sua durabilidade, já que não é total a eficiência das protecções anti-alcálicas das redes comercializadas para aquele fim. Esta susceptibilidade não prejudica o seu uso em revestimentos não tradicionais de ligante

sintético, de baixa alcalinidade e afecta moderadamente os revestimentos de ligante misto, em que a resina, que entra na sua composição, tem algum efeito protector em relação á acção dos alcális. Estes aspectos e a quantificação dos efeitos do ataque alcalino, no comportamento das fibras de vidro em revestimentos, bem como o desempenho dos tratamentos de protecção anti-alcalina foi, recentemente, investigada no LNEC [Veiga, 1994].

Além do uso das redes de fibra de vidro, outra possibilidade de reforçar e/ou reparar os rebocos é a disseminação, na argamassa, de fibras curtas de vidro ou de aço. A utilização de fibras de aço, na melhoria do comportamento em serviço de estruturas, ainda em fase de investigação, tem dado bons resultados. O seu potencial de aplicação poderá generalizar-se ao reforço e reabilitação de paredes antigas de alvenaria.

Em reabilitação de edificios com problemas de fendilhação dos rebocos, por causas não imputáveis ao comportamento estrutural, em que se justifique a sua substituição generalizada ou localizadamente, considera-se uma boa solução usar argamassas de revestimento menos rígidas e reforçadas com fibras, para evitar a reincidência dos fenómenos de fendilhação. O uso de redes parece aconselhável em aplicações localizadas, em zonas da construção particularmente sujeitas a fendilhação como são os vértices dos vãos (pontos de concentração de tensões), as zonas heterogéneas do suporte revestidas em continuidade (onde os diferentes coeficientes de dilatação térmica, ou os diferentes estados de tensão, tendem a provocar deslocamentos diferenciais), zonas do suporte superficialmente fendilhadas, ou ainda, zonas do suporte muito deformáveis. Por outro lado, para aplicação generalizada numa fachada, o uso de fibras curtas parece, à partida, preferível, por facilitar a operação de aplicação [Veiga, 1994].

A reparação de fendas localizadas, com origem num mau comportamento global da estrutura, desde que estabilizadas, pode fazer-se com a aplicação de uma faixa de malha electrossoldada fixada à parede e recoberta com argamassa (Figura 3.36). Nestes casos deve proceder-se à selagem prévia das fendas.

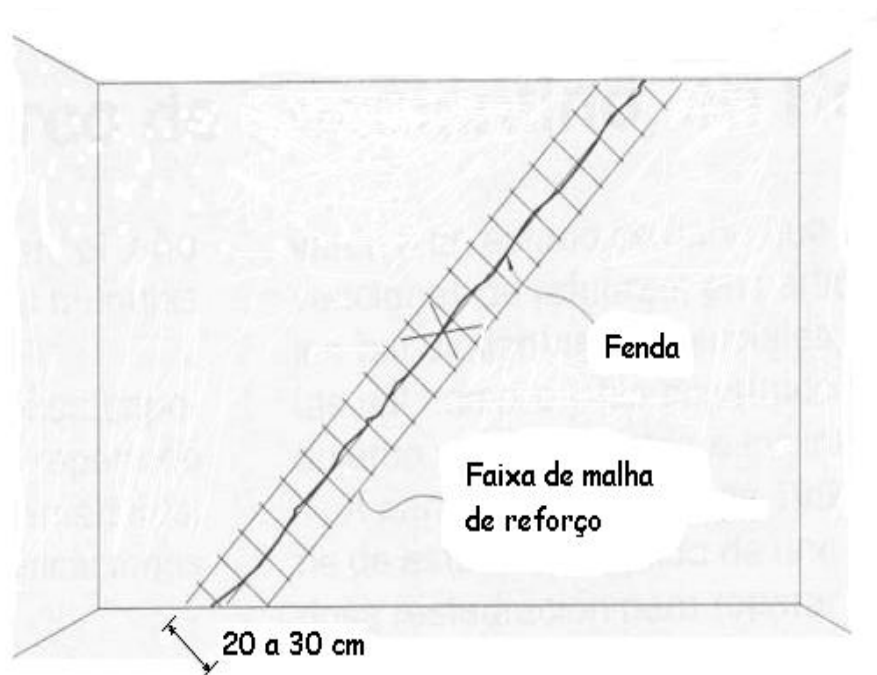


Figura 3.36 - Reparação de fenda localizada com reboco armado com malha de aço electrossoldada [Meli, 1998].

### Resultados experimentais

Os resultados experimentais confirmam a eficácia dos rebocos armados no incremento da resistência à tracção diagonal e no incremento da rigidez e da capacidade global de deformação (ductilidade) das paredes. Com efeito a aplicação em paredes danificadas de rebocos reforçados, com malha de aço, parece poder duplicar a sua resistência ao corte no plano [Hamid, 1994]. A resistência e a ductilidade para acções perpendiculares ao plano vem também substancialmente melhorada. Contudo, vários estudos experimentais têm demonstrado que, apesar da resistência ao corte no plano vir duplicada, a carga de fendilhação se mantém, sensivelmente, inalterável (reforço passivo) [Hamid, 1994].

Sob acções cíclicas, no plano ou perpendiculares ao plano das paredes, os resultados indicam que a resistência ao corte no plano aumenta entre 150% a 200%, enquanto o momento resistente da secção quase triplica [Hamid, 1994].

O gráfico da Figura 3.37 ilustra alguns destes resultados através da comparação das curvas de carga-deformação correspondentes a ensaios de compressão diagonal

sobre provetes de tijolos cerâmicos, com reboco reforçado com malha de aço, aplicado em ambas as faces, e sobre provetes não reforçados.

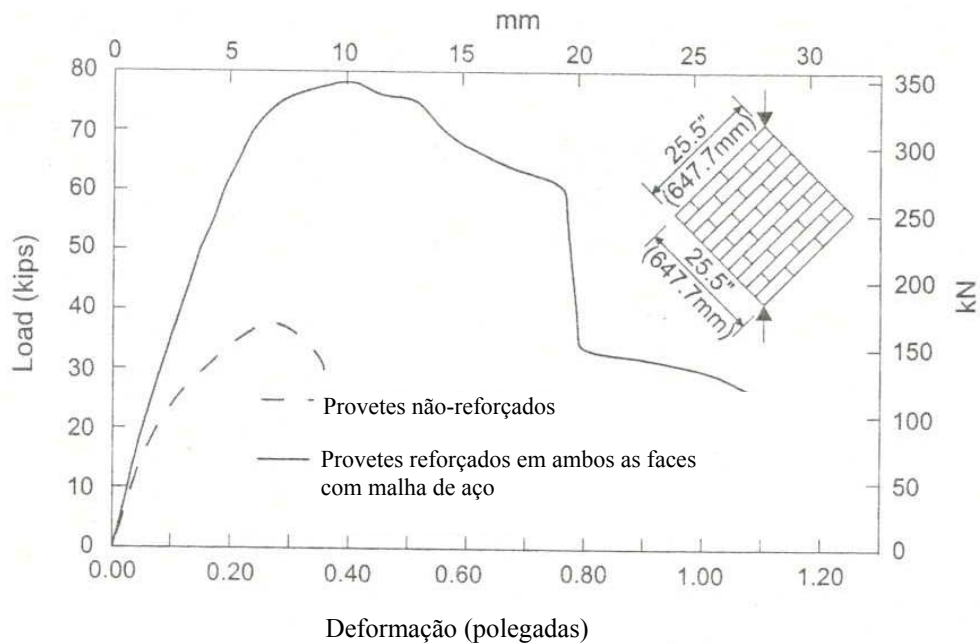


Figura 3.37 - Curvas força-deslocamento em compressão diagonal de provetes de alvenaria de tijolo, aparentes e rebocados com argamassa de cimento reforçada com fina malha de aço electrossoldada [Drysdale et al., 1999].

Segundo estudos experimentais comparativos, os métodos mais promissores para o aumento da resistência à tracção diagonal em paredes de alvenaria, mesmo quando comparados com soluções pré-esforçadas, são [Hamid, 1994]:

- Rebocos com rede de fibra de vidro;
- Rebocos com fibras curtas;
- Rebocos com malha de aço.

No entanto, do ponto de vista económico, o reforço com fibras parece ser a melhor opção.

### 3.9. Encamisamento (“Jacketing”)

O encamisamento, vulgarmente conhecido por “jacketing” (designação inglesa para a acção de recobrir) consiste na aplicação, de um ou de ambos os lados da parede existente, de uma fina camada de betão (cerca de 5 a 10 cm de espessura), reforçado com malha de aço, fixada à parede existente através de pregagens, num processo semelhante ao dos rebocos armados (Figura 3.38). Trata-se, assim, de um revestimento, de maior espessura que um reboco convencional e com características mecânicas de reforço, sobretudo ao corte, que vão além dos rebocos armados. De carácter irreversível, deve ser indicada para reforço de alvenarias “pobres”, muito irregulares, com mistura de diferentes materiais ou restos de materiais, argamassas muito deterioradas e fraca ligação dos materiais, que dificilmente possam ser reabilitadas ou reforçadas com recurso a outras soluções menos invasivas.

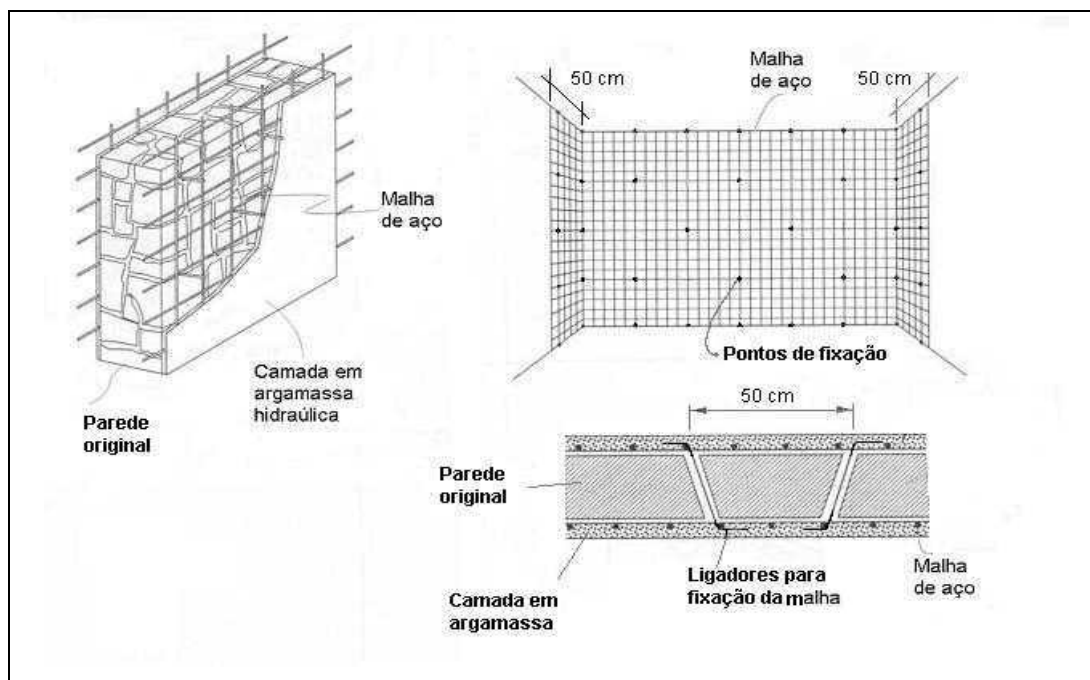


Figura 3.38 - Aspectos construtivos de encamisamento armado com malha de aço electrossoldado [Meli,1998].

A sua aplicação tanto se destina a alvenarias de pedra como de tijolo. No entanto, a sua aplicação, em paredes de alvenaria de pedra, é dificultada pela aplicação das ligações transversais, uma vez que a sua irregularidade morfológica não garante a

existência de juntas que atravessem toda a secção (Figura 3.39b). Desta forma, devido à dificuldade em perfurar as pedras, as ligações não são executadas como previsto, mas de forma alternada, o que se traduz numa perda de eficiência. Nestes casos particulares, a combinação com outras técnicas (injecção, refechamento de juntas, ou mesmo sua combinação) deve ser considerada.

A sua eficácia depende muito da acção de confinamento induzida pelas novas camadas de betão envolventes sobre a parede original, para o que, as fixações da armadura, ao atravessarem a secção, desempenham um papel muito importante. Se a aplicação só pode fazer-se numa das faces devem ser tomados cuidados especiais na aplicação das pregagens transversais (v.d. secção 3.3.3).

Alguns autores [Meli, 1998] consideram duvidosa a interacção mecânica, entre a parede antiga existente e as camadas envolventes em betão, face à sua diferença de rigidez, pelo que defendem que estes reforços devem ser calculados para suportar a totalidade das cargas, sem considerar a contribuição da alvenaria.

Do ponto de vista mecânico, o encamisamento com betão armado, além da melhorar a ligação entre as paredes, conduz a um aumento da rigidez, axial e transversal da parede original, e da sua resistência à compressão. O gráfico da Figura 3.39 mostra, claramente, a melhoria destas propriedades mecânicas quando em comparação com as da parede original ou com as da parede reparada por injecção.

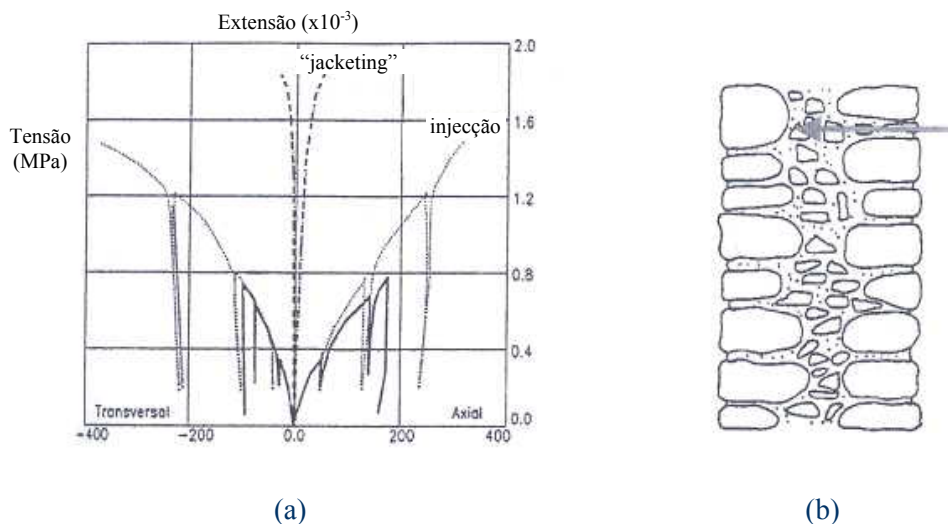


Figura 3.39 - “Jacketing”: (a) análise comparativa do comportamento com solução de injecção [Valluzzi, 2000]; (b) dificuldades de aplicação das pregagens transversais de ligação em alvenarias de pedra.

A incorreta prescrição, ou execução, do encamisamento pode traduzir-se na completa ineficácia da intervenção e contribuir para alguns problemas estruturais, como o agravamento do comportamento da parede original, especialmente sob acções sísmicas. Daí que, durante a fase de execução, haja vários aspectos a considerar para que as potencialidades desta técnica, se manifestem no bom comportamento das estruturas reparadas:

- as camadas exteriores de betão devem ser ligadas ao suporte com uma adequada distribuição e ancoragem das pregagens transversais (Figura 3.38);
- as malhas de reforço devem cobrir as zonas dos cunhais, as zonas envolventes das aberturas e as zonas fendilhadas;
- finalmente as malhas de aço devem ser protegidas da corrosão com a aplicação de uma camada de betão de recobrimento.

Modelos analíticos, baseadas nos resultados das primeiras pesquisas experimentais para avaliar a influência de alguns parâmetros (espessura das camadas, quantidade de ligadores, espessura da parede) na eficácia desta técnica, contribuíram para clarificar o importante papel que desempenha uma adequada distribuição das pregagens no comportamento da parede reforçada, desde a fase pós-elástica até à rotura. As paredes esbeltas têm melhor comportamento quando as pregagens se distribuem, preferencialmente, nas zonas superiores e inferiores da parede. A espessura das camadas de reforço parece ter uma grande influência sobre as paredes esbeltas, no incremento da sua rigidez à flexão. No entanto, para paredes de grande espessura é aconselhável evitar o uso de camadas de betão excessivamente espessas, com a finalidade de conseguir rigidez de flexão, quando o essencial é confinar para evitar colapsos por mecanismos de instabilização [Modena et al., 2002].

A substituição de paredes mestras, ainda que, em alguns casos, possa parecer a melhor opção, face à fraca qualidade da sua alvenaria e/ou ao seu estado de degradação, com fracas possibilidades de reabilitação, reveste-se, com frequência, de complexidades adicionais pela envolvência dos edifícios. Como exemplo, o caso das construções correntes em centros históricos urbanos, vulneráveis e, frequentemente separadas, entre si, por paredes mestras comuns. À necessidade de reforçar paredes nestas circunstâncias parece adequar-se à utilização do encamisamento. A Figura 3.40 ilustra um exemplo típico de intervenção nestas condições num Centro Histórico na Polónia.

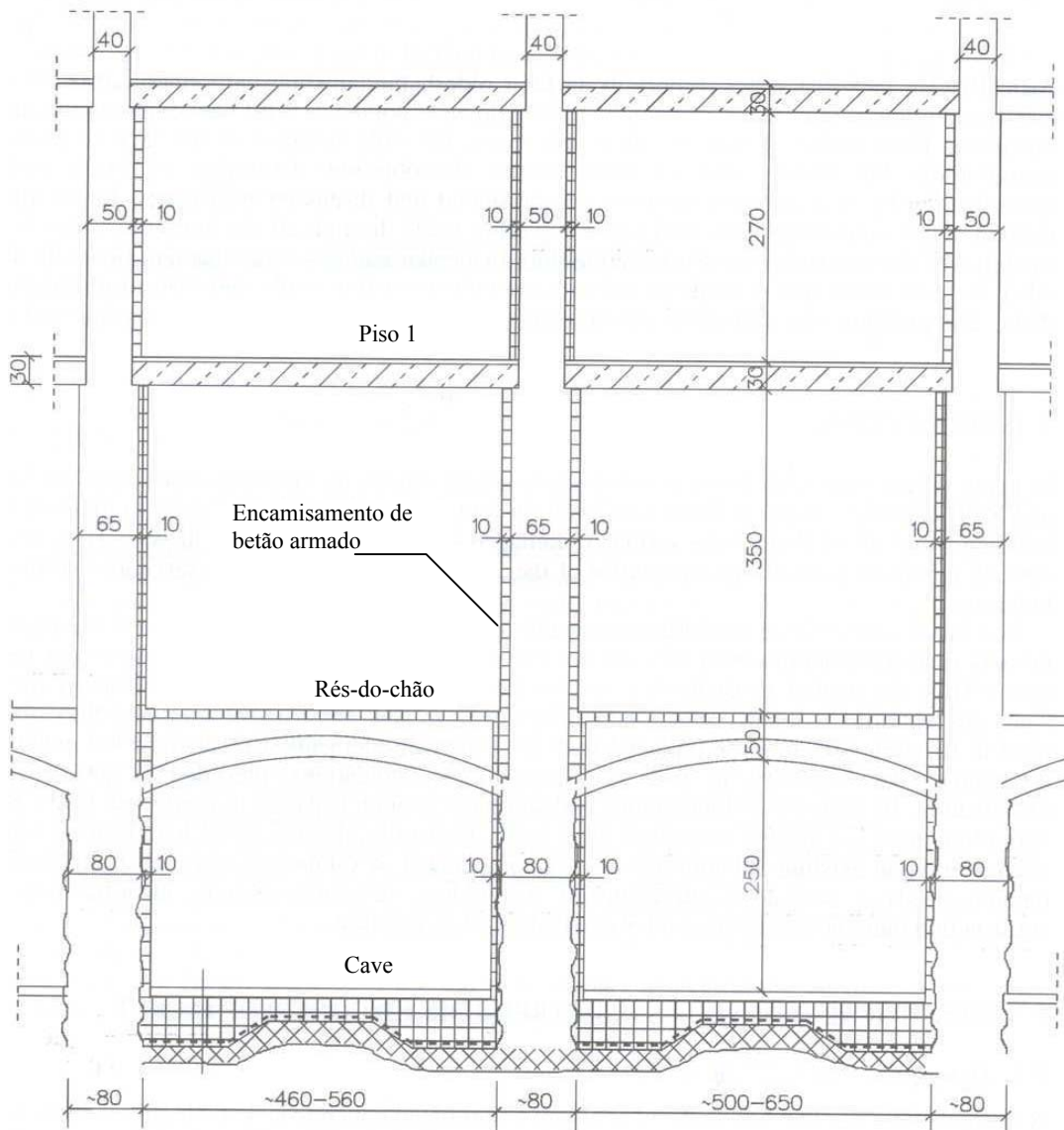
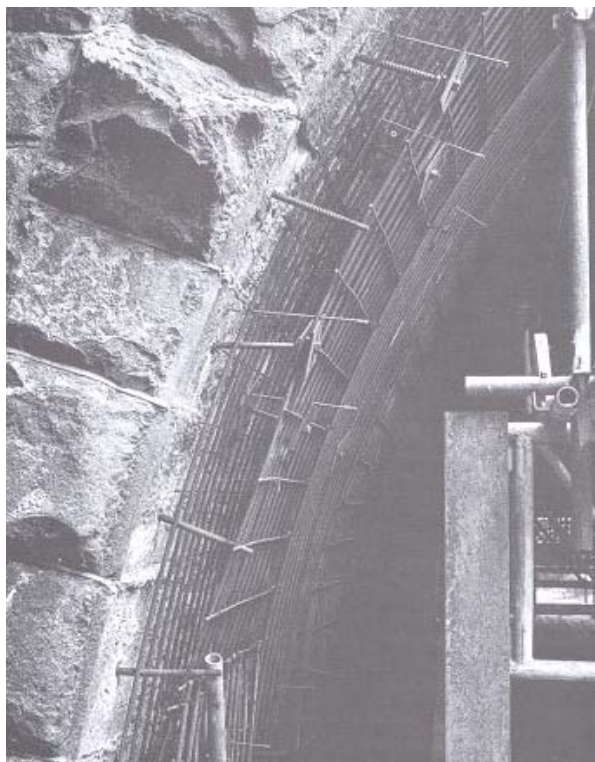


Figura 3.40 - Reforço com “jacketing” das paredes mestras de um edifício do centro histórico de Jelenia Góra - Polónia [Berkowski & Dmochowski, 2001].

Seguidamente apresentam-se também alguns aspectos da aplicação de encamisamento em betão armado no reforço interior de um túnel em alvenaria de pedra (Figura 3.41).



(a)



(b)



(c)

Figura 3.41 - Aplicação de encamisamento com betão armado num túnel [adaptado de Hill, 1995]: (a) aspecto da execução com projecção da argamassa; (b) disposição e fixação das armaduras de reforço; (c) aspecto final da intervenção.

Uma alternativa à utilização do encamisamento com betão armado é a utilização de estruturas metálicas autoportantes (Figura 3.42). Esta solução é muito utilizada especialmente como reforço temporário, por exemplo durante o período de intervenção.

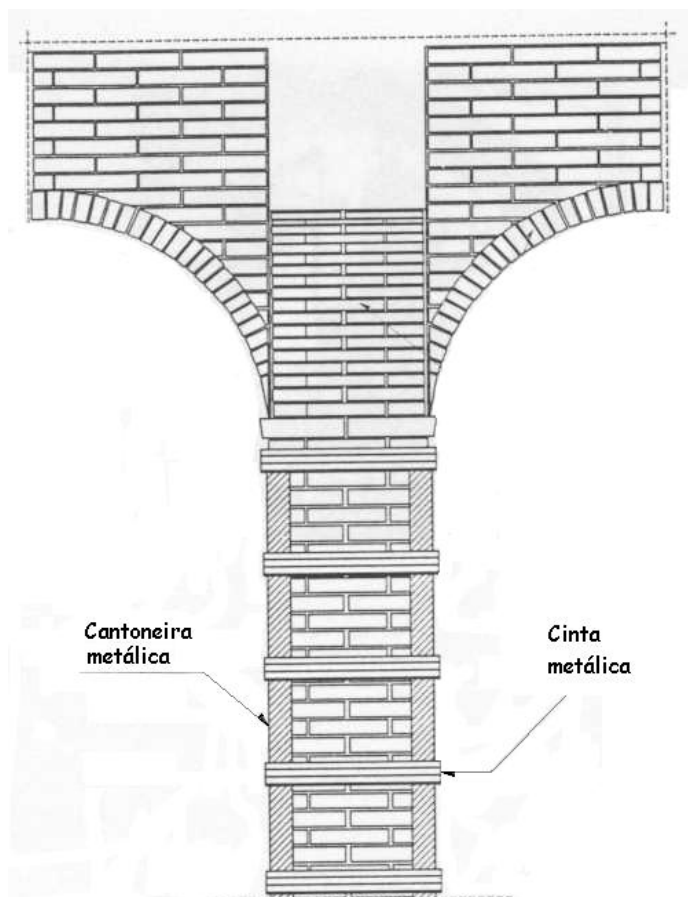


Figura 3.42 – Exemplo de aplicação de um reforço metálico ao confinamento de um pilar de suporte de arcos de alvenaria [Meli, 1998].

No “jacketing” também se incluem as intervenções de reforço com elementos reticulados de betão armado, embebidos ou adossados à alvenaria das paredes. Segundo Kahn, [1981], citado por Hamid, [1994], este tipo de intervenção foi muito utilizado na China, para reforço de estruturas em alvenaria de tijolo. Na secção 3.11 esta solução é abordada com mais detalhe.

### 3.10. Reforço das fundações

As intervenções de reforço/reabilitação, nas fundações antigas, justificam-se quando se constate que, combinada ou isoladamente, existe:

- alteração das condições de utilização e/ou da própria estrutura, com aumento de carga nas fundações;
- reunião de condições para a ocorrência, ou agravamento, de possíveis assentamentos diferenciais;
- degradação ou insuficiência das fundações existentes.

Ainda que um diagnóstico sustentado, com o reconhecimento das características da fundação e do solo, permita concluir da origem das patologias no comportamento das fundações, deve ponderar-se o seu reforço face à possibilidade de optar por outras soluções.

Assim, as intervenções de reabilitação das fundações podem dividir-se em três tipos distintos de actuação:

- a) sobre o terreno de fundação;
- b) sobre as fundações;
- c) adopção de medidas correctivas como a criação de juntas estruturais, redução de cargas, amputação de ampliações, confinamento da estrutura, etc.

As soluções de reforço também podem ser mistas. Por estarem fora do âmbito do presente trabalho, e tratados em literatura específica, as técnicas e soluções de melhoria dos solos terão aqui um tratamento superficial e apenas relativo às especificidades relacionadas com fundações antigas.

As intervenções de reabilitação ou reforço das fundações existentes de alvenaria - **recalçamentos** - podem classificar-se em dois grandes grupos, em função da sua profundidade:

- a) Recalces superficiais;
- b) Recalces profundos.

Face à vulnerabilidade das estruturas antigas de alvenaria a movimentos (descompressões ou assentamentos diferenciais), o recalce das suas fundações deve ser precedido de especiais condições de segurança que minimizem, eventuais, situações de risco. Estes trabalhos devem ser executados com a sucessiva abertura de pequenos poços, sempre intercalados por zonas não escavadas.

Atendendo às particularidades destas intervenções, o betão armado, como material, reúne características particularmente adequadas como: durabilidade, facilidade de adaptação a geometrias irregulares e facilidade de aplicação em espaços exíguos, como são os pequenos poços para a execução destes trabalhos. Para evitar descompressões nas alvenarias, durante o processo de transferência de cargas, das fundações existentes para os recalces, pode recorrer-se à utilização de argamassas expansivas no interface de contacto ou utilizar cunhas, introduzidas à pressão ou com o auxílio de macacos hidráulicos. A solidarização de recalces adjacentes à fundação existente pode ser executada através de pregagens injectadas ou, quando se pretenda uma ligação mais solidária, com barras de pré-esforço (Figura 3.43 e Figura 3.45a).

- **Recalçamentos superficiais**

São intervenções, de reparação ou reforço, sobre fundações directas com o objectivo de restabelecer ou melhorar o seu desempenho. Constituem uma prática antiga, no reforço de fundações, aconselhada nos casos em que haja elevadas cargas a transmitir ao solo e/ou quando existam limitações de espaço que impeçam a aplicação de soluções mais fáceis, como o recalçamento com micro-estacas. Hoje em dia, são cada vez menos utilizados não só pelos elevados custos da mão-de-obra associados à sua execução como também porque já se dispõem de soluções mais eficazes de recalçamento profundo.

Os tipos mais usuais de recalces superficiais são:

- Aumento da área de contacto solo-fundação;
- Rebaixamento das cotas de fundação;
- Melhoria local dos solos subjacentes;
- Consolidação do material de fundação.

Apresentam-se, seguidamente um conjunto de figuras ilustrativas dos diferentes tipos de intervenções de recalçamento.

A necessidade de ampliação da área de contacto das sapatas é frequente em obras de reabilitação como resultado do aumento de cargas de utilização ou por perda da funcionalidade estrutural em consequência do seu estado de degradação (Figura 3.43 e Figura 3.44).

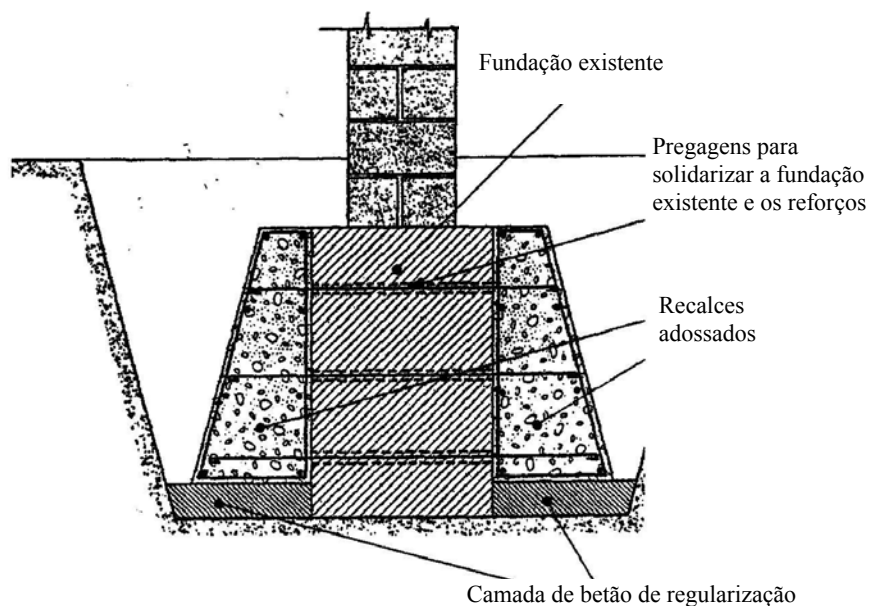


Figura 3.43 - Recalçamento de fundação directa por ampliação da superfície de contacto solo-sapata com blocos de betão armado adjacentes ligados à sapata existente por pregagens transversais [Meli,1998].

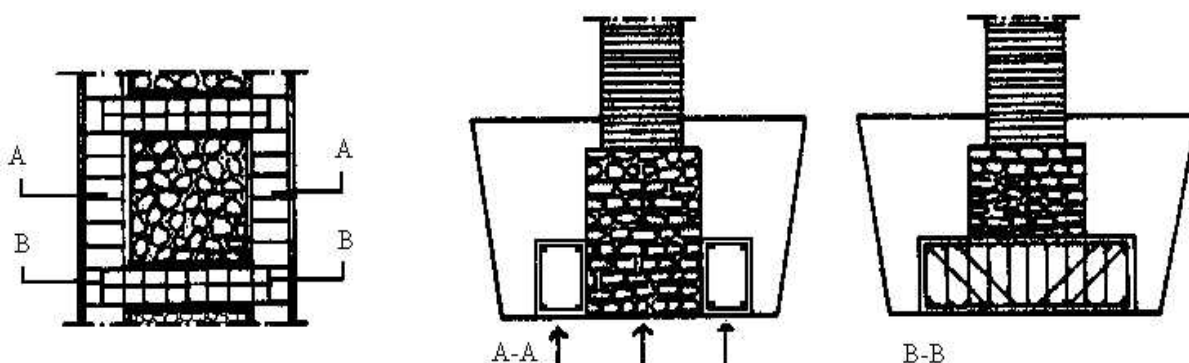


Figura 3.44 - Recalçamento de fundação directa por ampliação da superfície de contacto solo-sapata com um reticulado de betão armado subjacente e adjacente à sapata existente [Piccirilli, 1996].

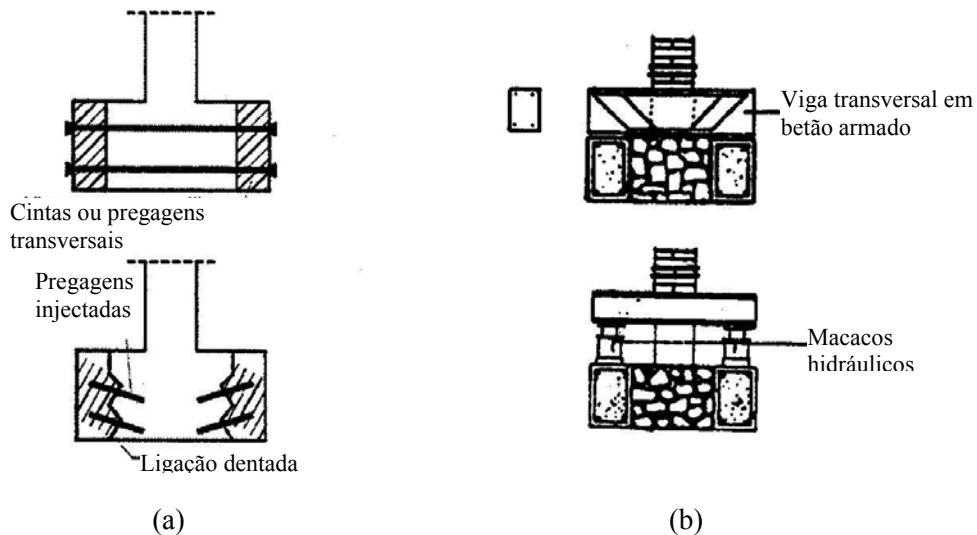


Figura 3.45 - Recalçamento de fundação por ampliação da superfície de contacto solo-sapata [Rodríguez Ortiz, 2002]: (a) elementos de betão armado adjacentes, ligados à sapata existente por pregagens transversais, eventualmente, pré-esforçadas; (b) colocação de vigas transversais de betão armado, sobre as sapatas existentes, apoiadas em longarinas de betão armado adjacentes.

A utilização de vigas transversais (“vigas ponte”) requiere um cuidado especial na sua conexão à parede (Figura 3.45b e Figura 3.46). No vão das vigas transversais podem aparecer tensões de tracção elevadas na sua face inferior, cuja compensação pode fazer-se com a utilização barras de pré-esforço.

O uso de macacos hidráulicos, auxiliares no processo de transferência de cargas, confere um carácter activo ao recalçamento permitindo aliviar de imediato as fundações existentes.

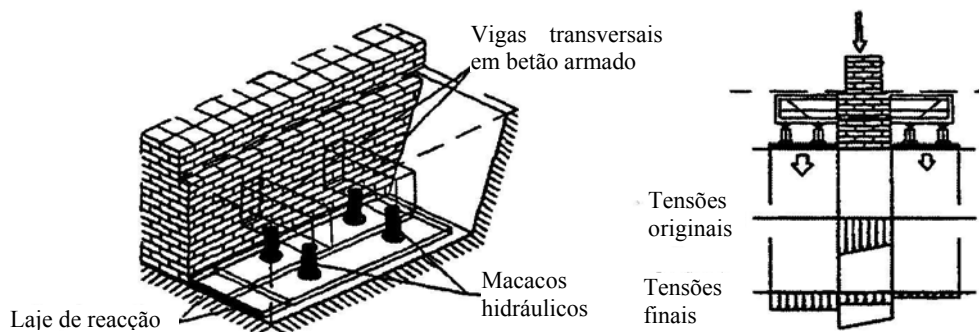


Figura 3.46 - Transferência parcial das cargas da fundação existente para lajes de reacção adjacentes através de macacos hidráulicos apoiados em vigas transversais de betão armado.

O recalçamento das fundações, por ampliação da área das sapatas, poderia no limite chegar a afectar toda a área de implantação da estrutura, constituindo-se, neste caso, uma laje de fundação (Figura 3.47). Esta laje deve ser independente das fundações existentes. No caso de ser executada em betão armado, solução de difícil execução, deve localizar-se, consoante o espaço disponível, acima ou abaixo das fundações existentes. As lajes sobrejacentes requerem cuidado especial na pormenorização das ligações (pregagens) à estrutura existente. No caso da “laje” ser constituída por injeccões, ou por “jet-grouting”, a sua execução far-se-á sob as fundações existentes.

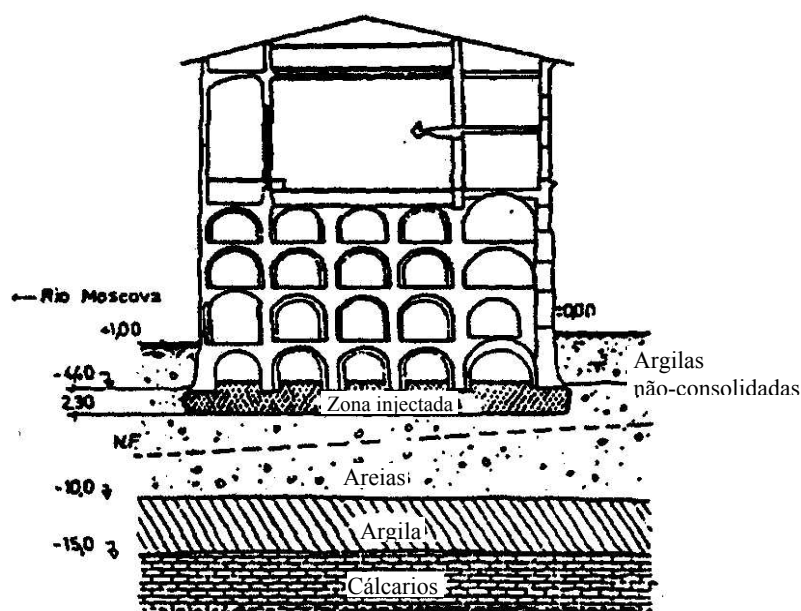


Figura 3.47 - “Laje” de recalço instalada sob as fundações existentes por injeção do solo [Rodríguez Ortiz, 2002].

A prescrição de uma solução deste tipo deverá ser fundamentada em estudos de reconhecimento geotécnico, com informações sobre as características das camadas de solo intersectadas pelo seu bolbo de tensões. Com efeito, o bolbo de tensões, de uma solução deste tipo, é mais profundo que o das fundações isoladas, pelo que a sua intersecção, com uma camada muito compressível, não detectada, pode subestimar importantes assentamentos diferenciais e/ou absolutos.

Esta solução tem sido utilizada em reforços de fundações sobre terrenos instáveis (risco de liquefação), sob a acção sísmica, e para melhorar a distribuição de

tensões no solo em estruturas vizinhas, como torres ou silos, que tendem a inclinar-se, no sentido da sua aproximação, devido à sobreposição local dos respectivos bolbos de tensão.

O rebaixamento das cotas de fundação consiste, em geral, na abertura de poços com as dimensões mínimas para o trabalho de um ou dois operários e com profundidade até atingir um substrato mais resistente; no escoramento e descalçamento parcial das sapatas e no posterior recalçamento (Figura 3.48). É um processo repetitivo executado com a abertura e fecho sucessivo de poços alternados.

Se este processo construtivo não apresenta dificuldades de maior no recalçamento de fundações contínuas sob paredes com capacidade para funcionarem por efeito de arco, entre os recalces parciais entretanto efectuados, o recalçamento de fundações isoladas é bastante mais complexo. Com efeito, o descalçamento de um pilar obriga, em geral, ao prévio escoramento da zona suportada, com o auxílio de macacos hidráulicos, ao desmonte do pilar, à execução do recalçamento, à reconstrução do pilar e à sua colocação de novo em carga.

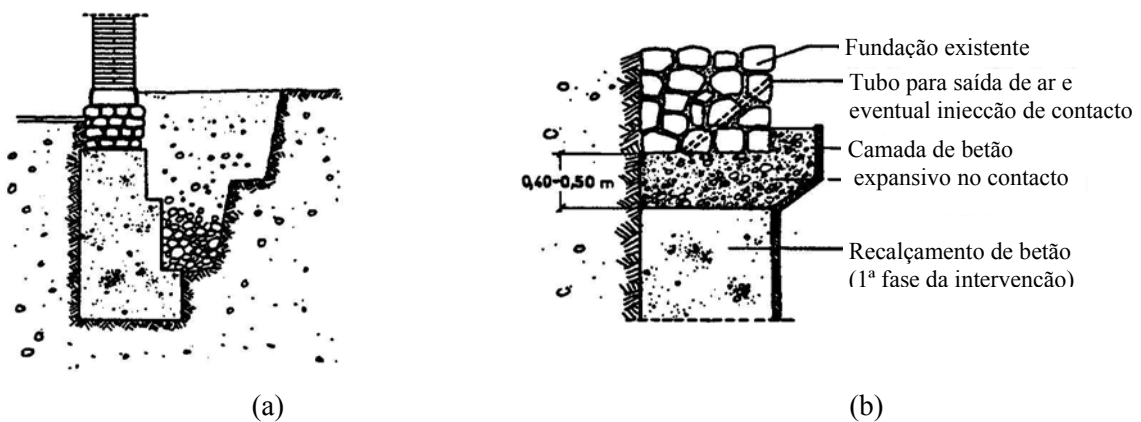


Figura 3.48 - Rebaixamento da cota de fundação [Rodríguez Ortiz, 2002]: (a) recalçamento da fundação existente com betão, ciclópico ou armado; (b) pormenor do interface de ligação entre o recalce e a fundação existente, com utilização de betão expansivo.

Tem sido utilizadas, com sucesso, soluções de confinamento periférico da fundação existente combinadas com a consolidação da alvenaria de fundação degradado e do terreno circunscrito (Figura 3.49) [Rodríguez Ortiz, 2002]. As cortinas são, vulgarmente, constituídas por microestacas, colunas de “jet-grouting”, paredes de betão ou estacas moldadas. A consolidação da alvenaria das fundações, especialmente

indicada para restituir coesão e rigidez, no caso de argamassas degradadas, ou sem argamassa, é executada com a injeção de caldas apropriadas (ou microcimentos osmóticos), inorgânicas ou orgânicas.

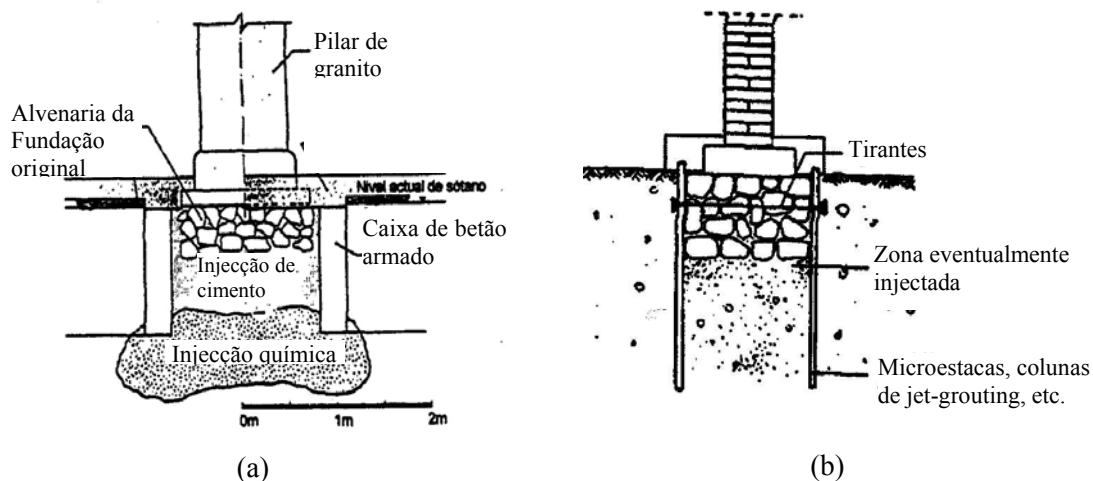


Figura 3.49 - Recalço de fundações, em alvenaria seca ou em estado de desagregação [Rodríguez Ortiz, 2002]: (a) com injeção do solo confinado por paredes-cortina de betão armado; (b) com injeção do solo confinado por cortina de micro-estacas, jet-grouting, etc.

### • Recalçamentos profundos

Os recalçamentos profundos justificam-se nos casos em que se verifique:

- insuficiente capacidade portante do solo de fundação superficial, não sendo economicamente viável a melhoria das fundações existentes ou do solo imediatamente subjacente;
- dificuldade de execução de recalçamentos superficiais (níveis freáticos elevados, solos instáveis, etc.);
- execução de ampliações sob a estrutura existente;
- realização de obras nas proximidades (escavações, túneis, edifícios contíguos com fundações a nível inferior, etc.) que possam afectar o bom comportamento das fundações existentes;
- substituição ou reforço de estacas de fundação em mau estado (perante flutuações do nível freático é frequente a deterioração das estacas de madeira).

Os recalçamentos profundos podem fazer-se sob fundações directas ou sob fundações indirectas.

Os processos mais usuais de recalce profundo sob fundações directas são:

- microestacas que atravessam as fundações existentes (Figura 3.50 e Figura 3.51);
- estacas de betão armado:
  - a) instaladas sob a fundação existente, através da abertura de poços subjacentes, e colocadas em carga imediata com auxílio de macacos hidráulicos (Figura 3.52 e Figura 3.53);
  - b) para apoio das longarinas que suportam as vigas transversais à fundação existente (Figura 3.54);
  - c) para confinamento da fundação existente.
- melhoramento do solo subjacente às fundações existentes com colunas de “jet-grouting”, injeções, etc.

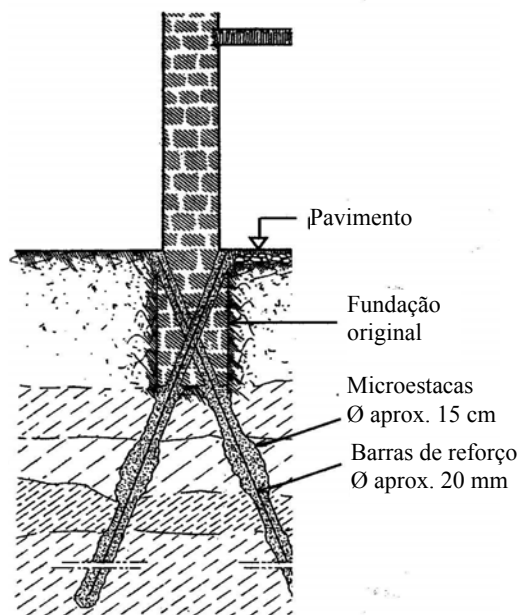


Figura 3.50 – Recalçamento de fundação directa com microestacas [Meli, 1998].

O êxito das intervenções com micro-estacas requiere o cumprimento de condições como:

- a fundação existente deve possuir resistência suficiente para transmitir as cargas por corte e aderência às micro-estacas;

- o solo firme deve estar a profundidade inferior a 20 metros, para evitar problemas associados à esbelteza das micro-estacas durante a execução e funcionamento.
- os solos interessados devem ser relativamente estáveis para evitar flexões, atritos negativos e outros efeitos indesejáveis sobre as micro-estacas;
- adoção de valores conservativos para a resistência de cálculo de aderência entre as micro-estacas e a fundação existente;

As microestacas também podem ser usadas para melhorar o solo de fundação, sem necessidade, neste caso, de serem ligadas à fundação. Esta solução é aconselhada no caso de fundações muito degradadas em que seja complicada a aplicação e o funcionamento das microestacas convencionais.

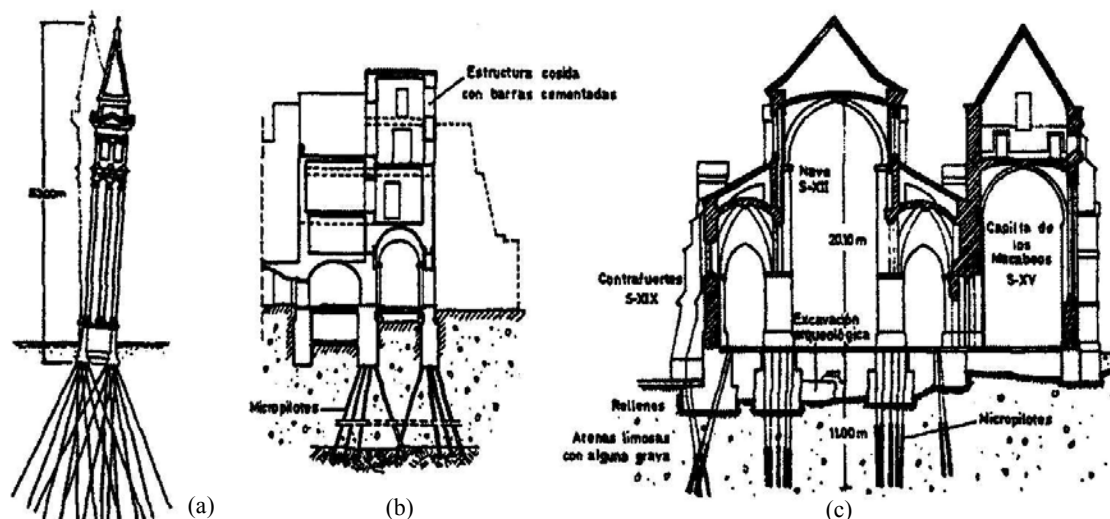


Figura 3.51 - Exemplos de recalçamentos de fundações antigas reforçadas através de microestacas: (a) Torre Veneziana; (b) Bari (Fondedile S.A.); (c) Catedral de S. Pedro, Genebra (Compte & Stencek, 1981).

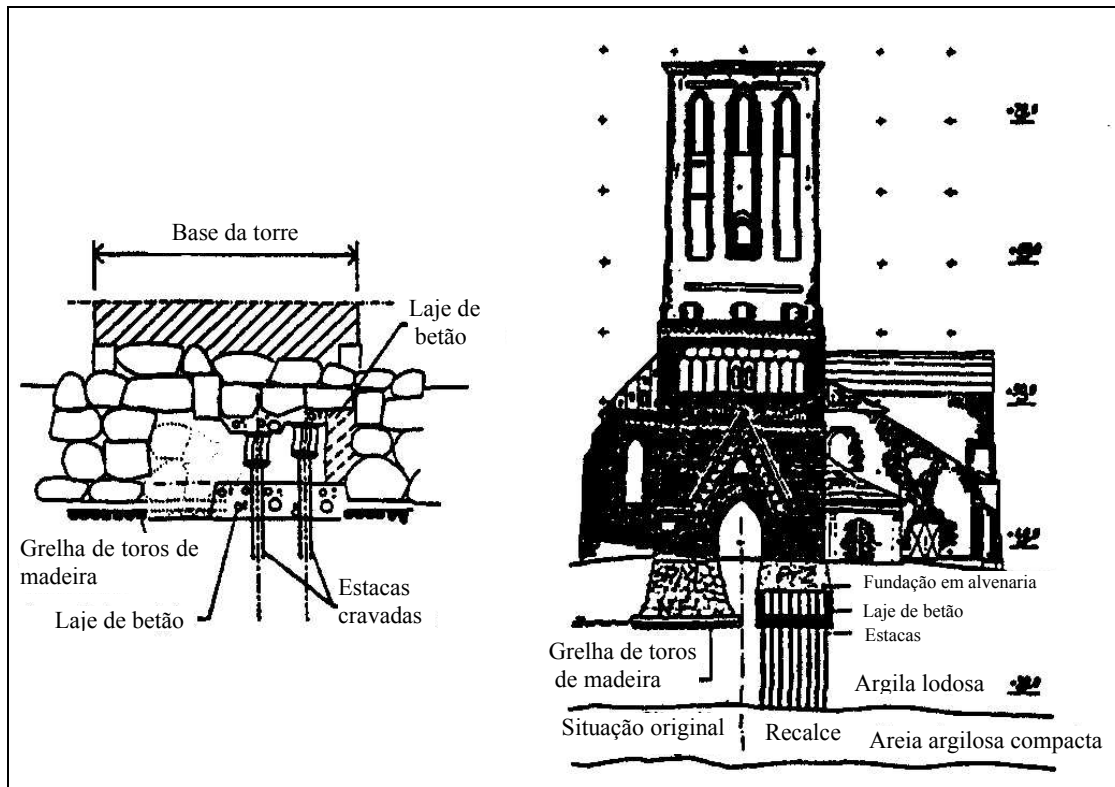


Figura 3.52 - Recalçamento com estacas da torre da Igreja de St. Jonh, Tartu - Finlândia [Rodríguez Ortiz, 2002].

As soluções mais correntes no recalçamento de fundações indirectas são:

- reforço da fundação existente com novas estacas, com maciços de encabeçamento comuns ou não;
- incremento da resistência de ponta das estacas existentes com injeções do solo;
- redução da compressibilidade do solo com injeções de compactação em volta das estacas;
- prolongamento das estacas existentes (no caso de diâmetros superiores a 600 mm) através de microestacas ou “jet-grouting”, com furação realizada através das estacas existentes.

As estacas de reforço (Figura 3.53) devem ter uma rigidez axial, semelhante ou superior às existentes, sob pena de só entrarem em funcionamento para cargas elevadas, com o conseqüente risco de assentamentos diferenciais ou movimentos indesejáveis do maciço de encabeçamento. É o que acontece quando se associam, em paralelo, microestacas com estacas existentes [Rodríguez Ortiz, 2002].

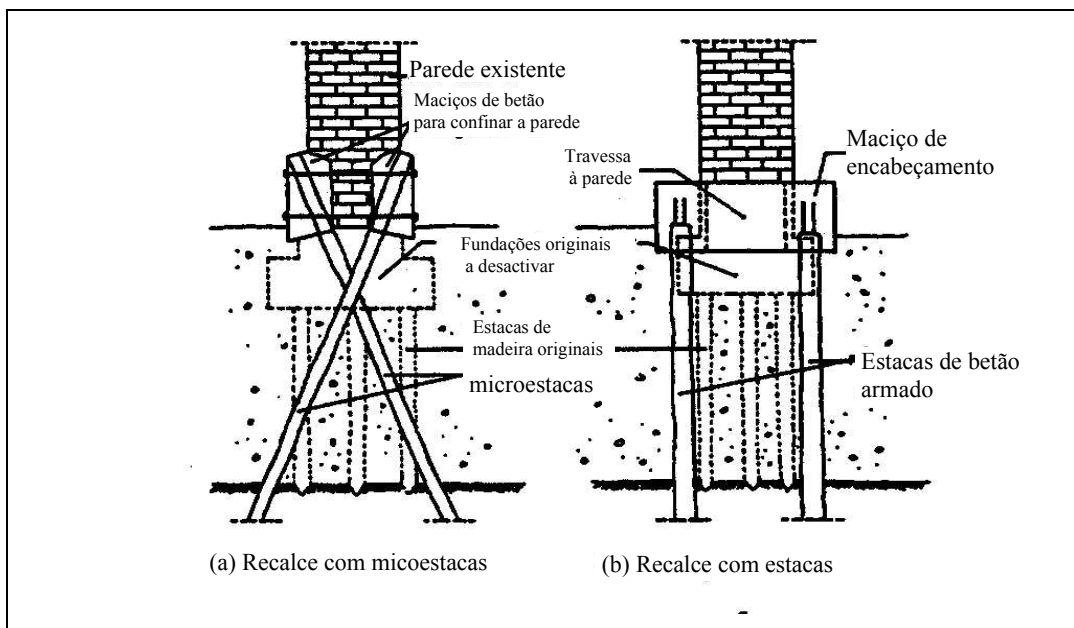


Figura 3.53 - Exemplos de reforço de fundações existentes sobre estacas de madeira, insuficientes ou degradadas [Rodríguez Ortiz, 2002]: (a) com microestacas e (b) com estacas de betão.

As estacas, com distribuição paralela à fundação existente, podem ser utilizadas, além da sua acção confinadora, para apoio das vigas transversais (“vigas ponte”) que fazem a transferência da carga, total ou parcial, das fundações existentes para o recalçamento (Figura 3.54).

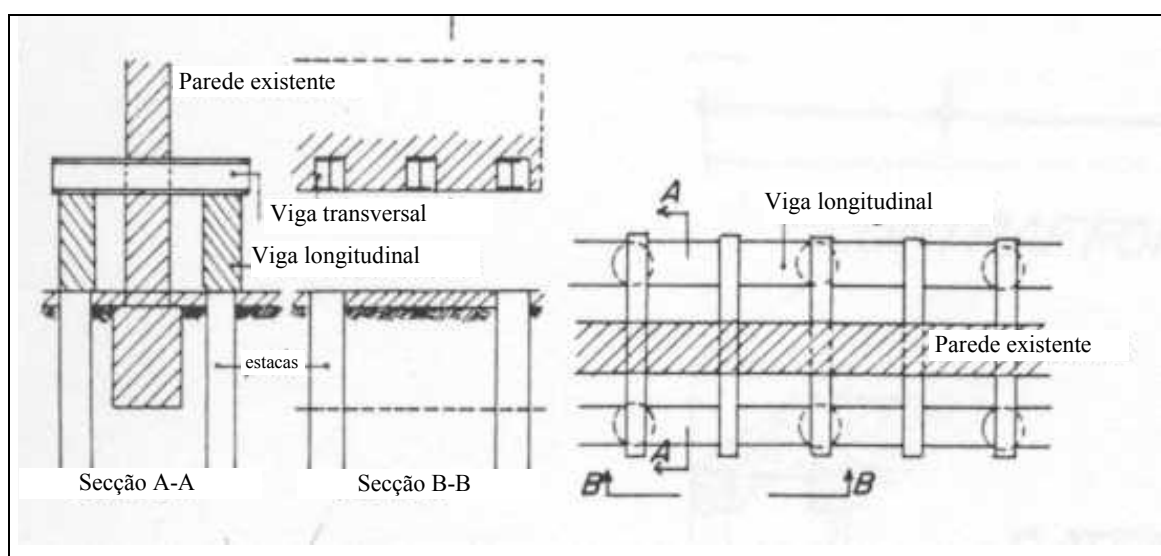


Figura 3.54 - Transferência de cargas, através de vigas transversais, para estacas adjacentes, paralelas à fundação existente [Piccirilli, 1996].

Uma prática antiga era a consolidação do solo adjacente às fundações com a cravação de estacas de madeira (Figura 3.53). As vibrações induzidas, durante o processo de cravação, podem significar uma perturbação importante para as estruturas de alvenaria.

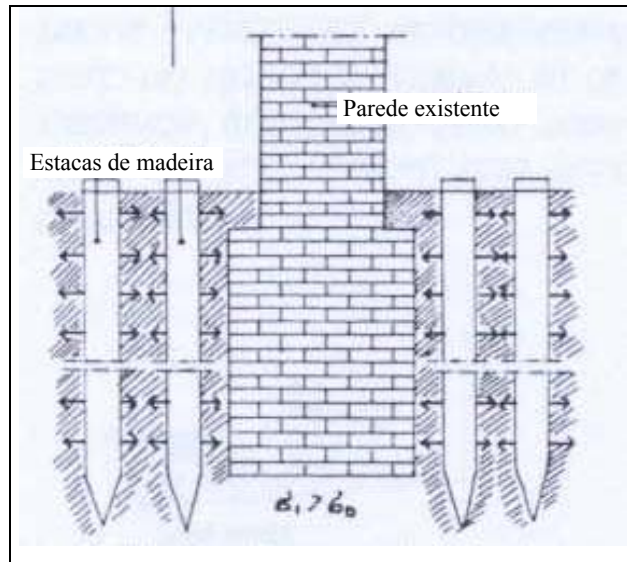


Figura 3.55 - Confinamento da fundação existente com cravação de estacas de madeira [Piccirilli, 1996].

### Melhoramento dos solos

Trata-se de técnicas geotécnicas que actuam, não sobre as fundações, mas sobre o solo que as suporta. São usadas, tanto em recalces superficiais como profundos. Entre as técnicas mais utilizadas destacam-se:

- Injecções do solo;
- “Jet-grouting” (injecções localizadas a alta pressão) (Figura 3.56 e Figura 3.57);
- Inclusões rígidas localizadas (por exemplo microestacas ou estacas).

O uso do “jet-grouting” em recalçamentos apresenta alguns inconvenientes importantes. As caldas de cimento, injectadas com pressões elevadíssimas (cerca de 4 MPa), misturam-se com o solo formando-se uma pasta viscosa cuja cura é relativamente morosa. A zona sobrejacente às colunas executadas, não deve estar sob carga, para evitar assentamentos diferenciais, sobretudo associados ao facto de não

poderem ser executadas todas simultaneamente. No recalce de pilares isolados é imperativo que se proceda ao seu escoramento e descarga, uma vez que o “jet-grouting” pode reduzir, temporariamente, a capacidade resistente da fundação.

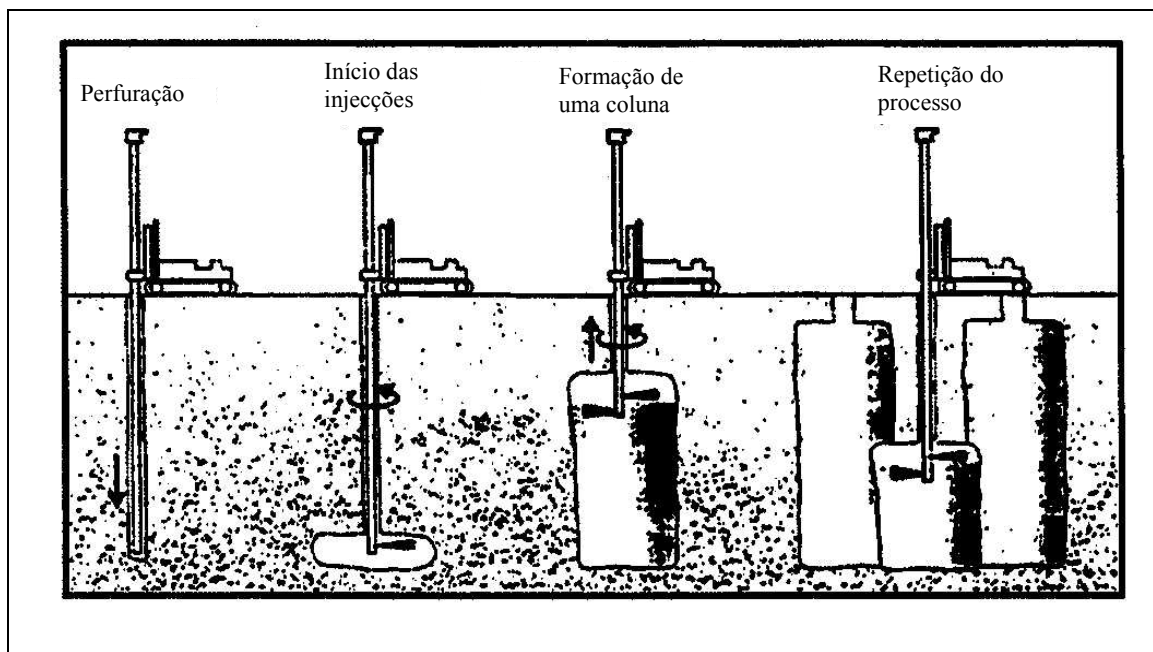


Figura 3.56 - Fases de execução de colunas de “jet-grouting” [Rodríguez Ortiz, 2002].

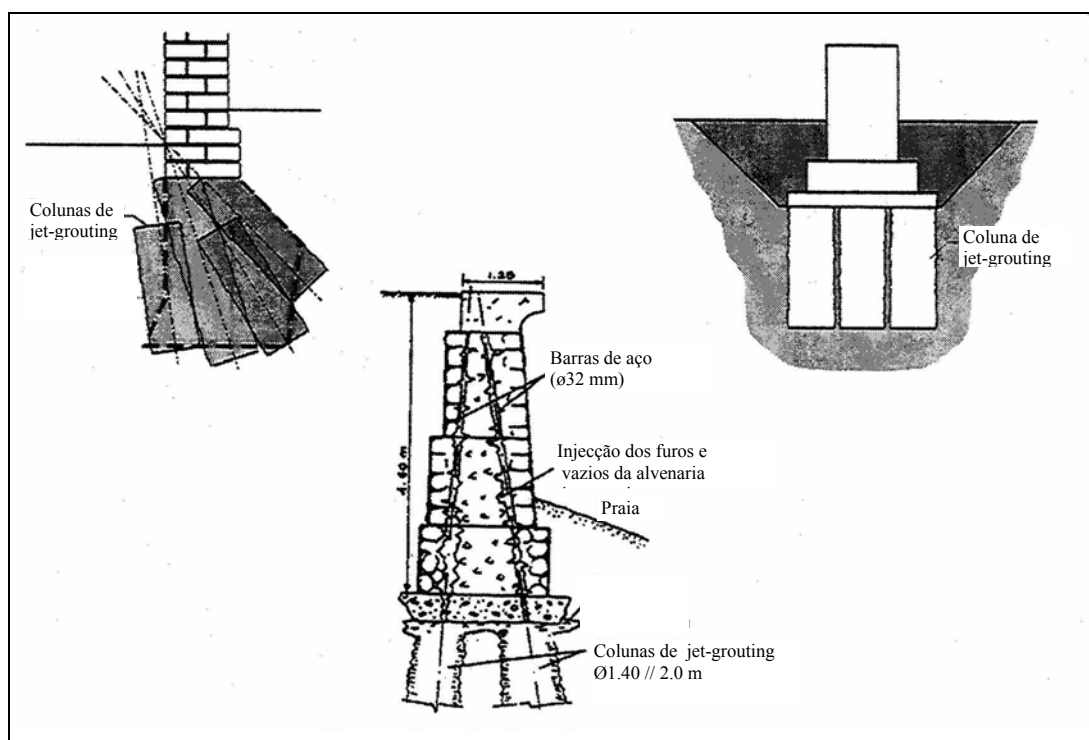


Figura 3.57 – Exemplos de recalçamentos de fundações com recurso ao “jet-grouting” [Rodríguez Ortiz, 2002].

### 3.11. Reforço anti-sísmico de edifícios

As paredes de alvenaria constituem, geralmente, a base da estrutura resistente dos edifícios antigos, anteriores ao aparecimento do betão armado. Especialmente para a acção sísmica, o bom desempenho global destas estruturas depende significativamente da resposta das suas paredes.

Melhorar o comportamento global da estrutura passa então, necessariamente, por melhorar a prestação das paredes estruturais, isoladamente e em conjunto, com elementos que com elas interactivam, como é o caso dos pavimentos e das coberturas, geralmente em estrutura de madeira.

As medidas correctivas a adoptar, em estruturas que evidenciem insuficiência sísmo-resistente, não passam, necessariamente, por acções de reforço. Assim, além das intervenções para melhorar o estado e/ou as características dos materiais e a prestação mecânica das paredes (consolidação isolada das paredes), recorrendo a algumas das técnicas apresentadas, é ainda necessário tomar um conjunto de medidas complementares, para corrigir assimetrias e irregularidades estruturais, bem como, melhorar a integridade global da estrutura.

Para atenuar a acção sísmica e os seus efeitos sobre estruturas podem instalar-se, especialmente em edifício novos, isoladores sísmicos nas fundações ou sistemas de amortecimento que ajudem a dissipar a energia sísmica absorvida. No entanto, estas soluções, em estruturas de alvenaria antiga, são muito condicionadas. Os primeiros exigem fundações solidárias e de grande rigidez, do tipo ensoleiramento geral, enquanto os amortecedores necessitam de boa ligação a elementos estruturais solidários com a restante estrutura (por exemplo paredes, convenientemente localizadas, com boa capacidade resistente a esforços de tracção e corte no plano), características dificilmente encontradas neste tipo de estruturas. Além disso, em edifícios históricos, a instalação de sistemas de amortecimento levanta dificuldades estéticas relacionadas com a necessidade da sua ocultação [Meli, 1998].

A realização de algumas alterações, que reponham em prática algumas boas regras de concepção anti-sísmica, pode igualmente ser muito benéfico. A correcção (ou eliminação) de irregularidades, inerentes a más concepções débeis ou a alterações estruturais, resultado de ampliações, amputações ou outras intervenções mal concebidas, são algumas destas medidas.

As assimetrias mais frequentes relacionam-se com a distribuição de massa e rigidez. A acção sísmica nas construções pode ser atenuada reduzindo o seu peso, especialmente em zonas elevadas, por exemplo aligeirando o enchimento de pisos, substituindo revestimentos pesados, sem grande valor arquitectónico, diminuindo sobrecargas de utilização, etc. A uniformização da rigidez estrutural é muito importante para evitar modos importantes de torção. Para o efeito, pode justificar-se ligar ou desligar, adicionar ou remover, alguns elementos estruturais, como paredes de contraventamento, contrafortes, travamentos, etc.

É de especial importância promover a continuidade entre os elementos da construção, resistentes e não-resistentes, de forma a que as forças de inércia, que actuem a estrutura possam encontrar sempre trajectórias que as “conduzam” até aos elementos resistentes e estes, por sua vez, até às fundações. Quanto maior for a diversidade e a ductilidade destas ligações maior é a hiperestaticidade da estrutura e menor a probabilidade do seu colapso. Em edifícios antigos a integridade estrutural referida implica acções de reforço nomeadamente ao nível da ligação entre elementos estruturais. A reparação e reforço das condições de ligação entre paredes, e entre paredes e pavimentos, é de primordial importância, já que, da sua eficácia muito depende a resposta da estrutura, no seu conjunto, não só para as acções correntes mas especialmente para acções excepcionais como os abalos sísmicos. Nesta solidarização estrutural assumem especial relevância as:

- o ligações entre paredes transversais;
- o ligações intermédias entre paredes e pavimentos;
- o ligações entre as paredes periféricas e a cobertura.

#### • **Ligações entre paredes resistentes**

Na melhoria das ligações entre paredes ortogonais (ou transversais) podem adoptar-se soluções de reforço como:

##### **Pregagens “costura”**

Este tipo de pregagens (vd. secção 3.3.2) permite melhorar a ligação entre paredes ortogonais exteriores e/ou entre paredes exteriores e paredes ortogonais interiores. São constituídas por tirantes curtos, em aço duro, protegido contra a

corrosão. Quando utilizados na ligação entre paredes ortogonais exteriores podem ter maior comprimento (cerca de 4 metros) ou até atingir o vão de janela ou porta mais próximo [Appleton et al., 2002]. As pregagens mais recentes são constituídas por tubos e varões de aço inoxidável, inseridos em mangas de tecido de algodão, que facilitam a sua adaptação às irregularidades da furação e à heterogeneidade dos componentes das alvenarias, evitando, especialmente em paredes de grande espessura, fugas da calda de injeção, com consequentes penalizações económicas.

### Tirantes de ligação entre paredes / pregagens longas

São tirantes, em aço duro, aplicados ao nível dos pisos, de modo a ligarem paredes opostas (fachada-fachada e fachada-empena) (Figura 3.58).

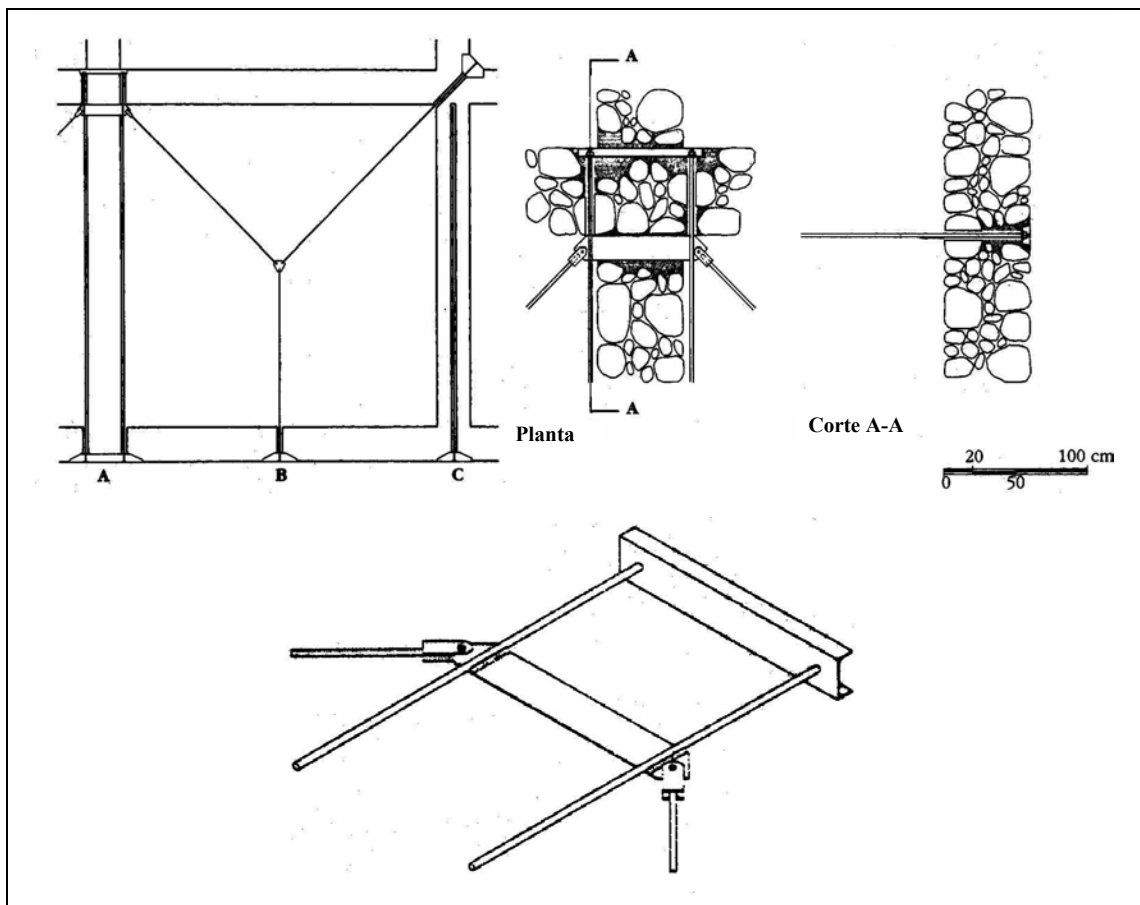


Figura 3.58 - Alguns sistemas de tirantes de ligação entre paredes [Giuffrè, 1993]: A - Tirantes duplos, paralelos à parede transversal, com ancoragem externa em betão armado e ancoragem interna sobre perfil metálico tipo U (em pormenor); B - Tirante intermédio, bifurcado, com ancoragens interiores nos cantos; C - Pregagem longa com barra de aço injectada.

Colocam-se geralmente aos pares, pelo exterior, um de cada lado da parede transversal existente, entre as paredes a ligar (Figura 3.58-A).

Quando aplicados entre fachadas são ancorados nas extremidades, por sistemas de porca de aperto sobre chapa de aço. Dependendo da magnitude das forças a instalar poder-se-á recorrer a cabos ou barras de pré-esforço (vd. secção 3.4).

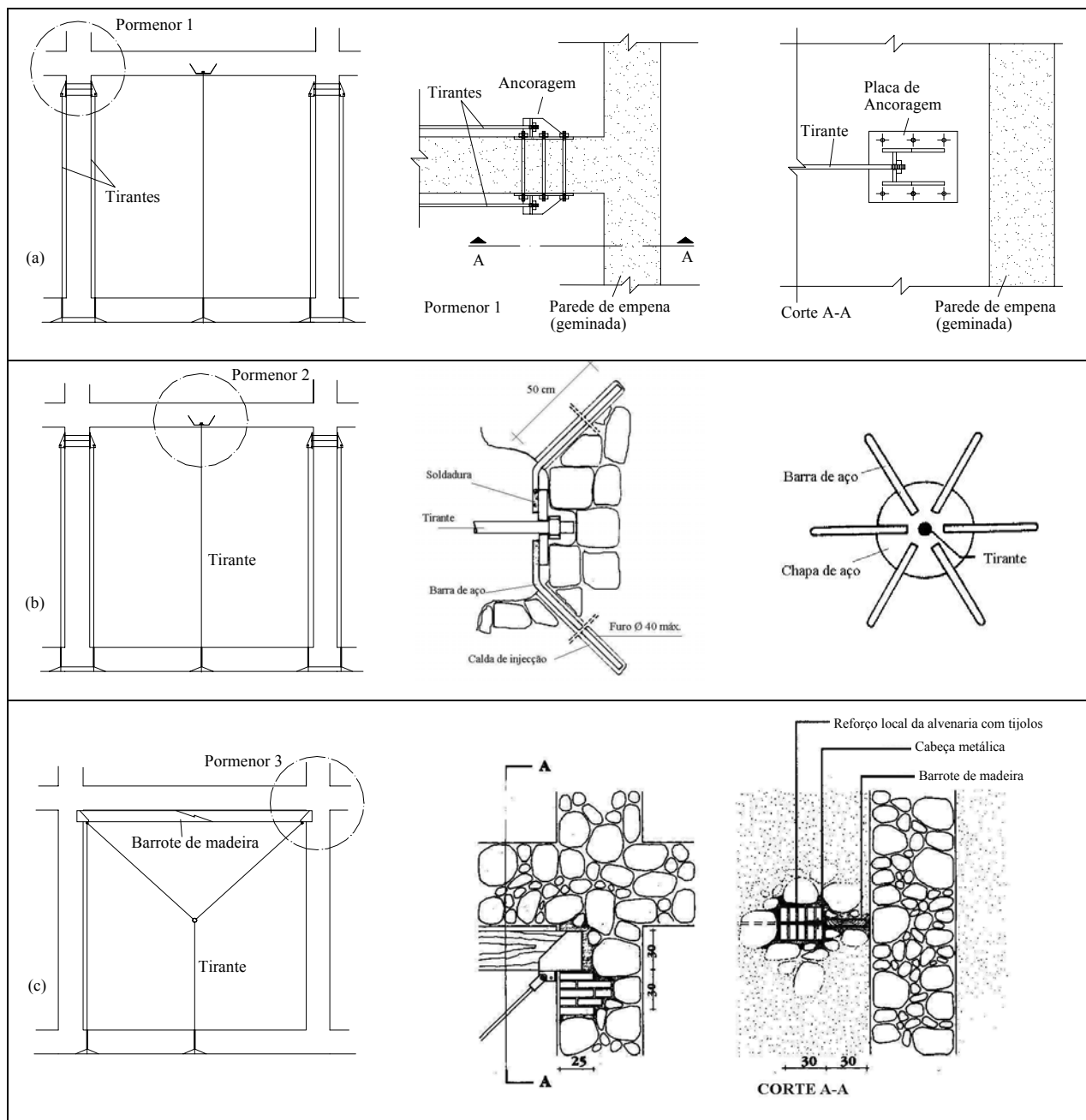


Figura 3.59 - Alguns sistemas de ancoragem interiores: (a) ancoragem de tirantes duplos sobre parede transversal com chapas metálicas soldadas [Appleton, 2002]; (b) ancoragem de tirante intermédio com pregagens injectadas [Piccirilli, 1996]; (c) tirante intermédio ancorado sobre as extremidades de barrote de madeira inseridas nas paredes transversais [Giuffrè, 1993].

Quando as ancoragens interiores incidem sobre paredes de empena (geminadas), com condicionantes no acesso ao compartimento vizinho, é necessário recorrer a soluções que permitam a sua realização pelo interior. Na Figura 3.59 são apresentadas algumas sugestões para situações deste género.

As pregagens entre paredes paralelas destinam-se a contrariar a possibilidade da sua abertura, sob a acção sísmica, por rotação para fora (1º modo de colapso). Além disso, confinam os pavimentos e facilitam a transferência das forças de inércia que actuam fora do plano das paredes, para as paredes ortogonais de contraventamento, que com elas interagem, melhorando o funcionamento global da estrutura (Figura 3.60). Assim, o colapso da estrutura fica condicionado pela capacidade resistente das paredes de contraventamento, com maior capacidade que as restantes (2º modo de colapso) (Figura 3.61).

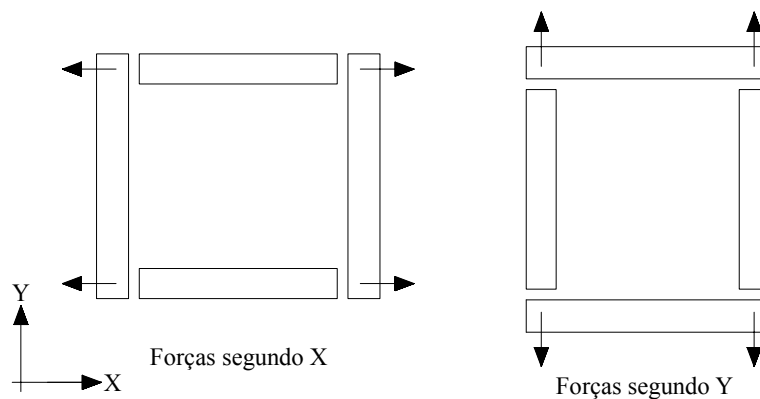


Figura 3.60 – Forças horizontais nas ligações entre paredes.

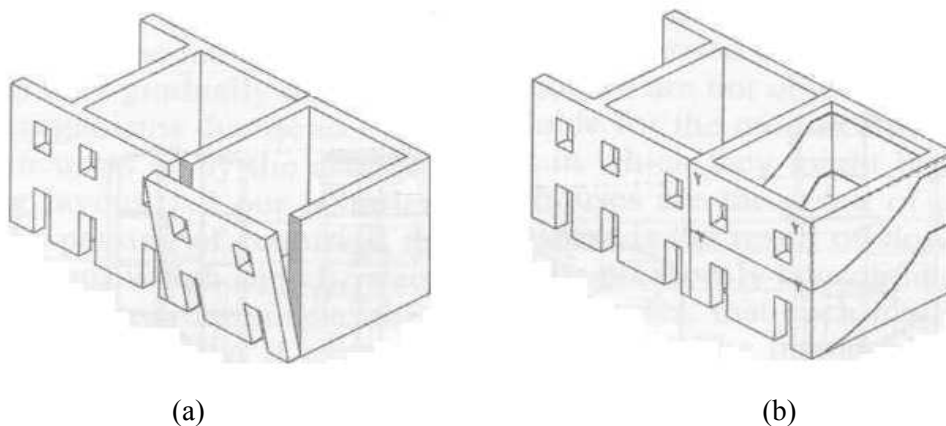


Figura 3.61 - Mecanismos de colapso sob acções horizontais [Giuffrè, 1993]: (a) primeiro modo: sem pregagens entre paredes; (b) segundo modo: com pregagens entre paredes.

Quanto à distribuição das pregagens, no caso de paredes de boa qualidade e com distâncias, entre paredes de contraventamento, até 5-6 metros o processo de transferência pode assegurar-se, apenas, com a aplicação de tirantes junto às paredes transversais. Caso contrário, aconselha-se a colocação de tirantes intermédios, distribuídos no vão entre as paredes de contraventamento (Figura 3.62).

Em alternativa, podem utilizar-se, com idêntica função, pregagens entre as paredes exteriores e os pavimentos tema que será abordado em seguida.

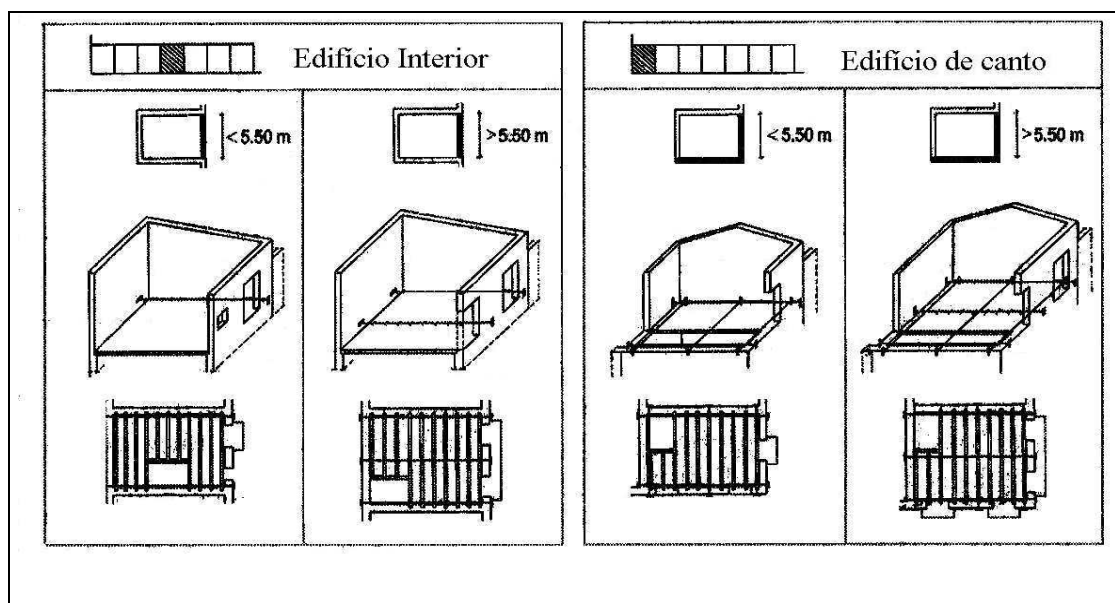


Figura 3.62 - Aplicação de tirantes entre paredes, ao nível dos pavimentos, em edifícios no centro histórico de Palermo, Itália [Carocci, 2001].

Outras possibilidades de reforço/reparação das ligações entre paredes passam pela, eventual, aplicação de cintas metálicas ou de compósitos FRP (vd. secção 3.7); refechamento das juntas, com armadura de canto nos cunhais das paredes (vd.3.6.1); aplicação de gatos metálicos, no caso de cunhais, com cadeia de ângulo em cantaria (Figura 3.63); ou, ainda, rebocos armados (vd. secção3.8).

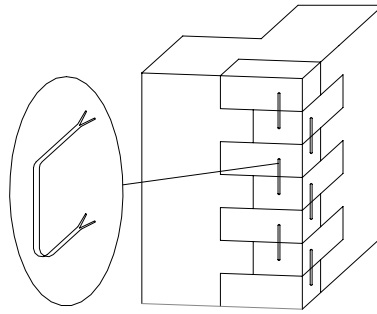


Figura 3.63 – Reforço dos cunhais, com cadeia de ângulo em cantaria, através da aplicação de gatos metálicos.

- **Ligações entre paredes e pavimentos**

A aplicação de cintas exteriores aos edifícios, ao nível dos pavimentos, realizadas com soluções de pré-esforço exterior, chapas metálicas ou laminados FRP (secção 3.7), confina os pavimentos e promove o funcionamento das ligações parede-pavimento, reflectindo-se os efeitos no desempenho global da estrutura.

A realização de pregagens curtas, entre paredes exteriores e pavimentos, destina-se a mobilizar a capacidade de travamento dos pavimentos em relação às paredes (redução do comprimento de encurvadura), melhorando a ligação entre ambos. As pregagens atravessam a secção das paredes exteriores e são pregadas às vigas do pavimento. Quando as vigas do pavimento estão ortogonais à parede devem usar-se pregagens curtas com amarrações, aproximadas, de 0.60 a 1.0 metros (Figura 3.64a); quando as vigas estão dispostas paralelamente à parede, as pregagens devem ser mais longas, com amarrações de 1.5 a 2 metros, e devem fixar-se a, pelo menos, quatro vigas (Figura 3.64b) [Appleton et al., 2002].

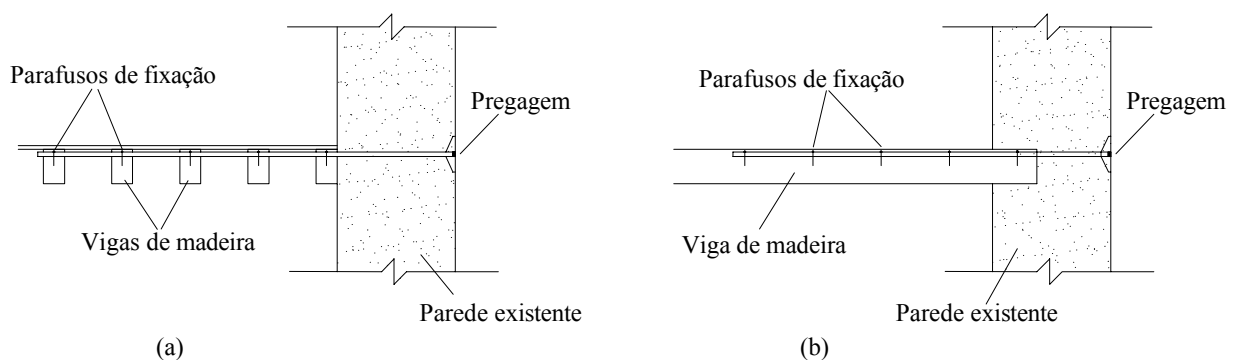


Figura 3.64 - Pregagens entre paredes exteriores e os pavimentos: (a) vigas paralelas à parede; (b) vigas ortogonais à parede.

Uma prática antiga semelhante consistia na colocação de dispositivos metálicos de ancoragem nas extremidades das vigas dos pavimentos. Esta técnica, identificável, mesmo em edifícios anteriores do século XVIII, era adoptada, tanto na construção original como em posteriores intervenções de reabilitação estrutural [Appleton et al., 2002]. Desta forma, as próprias vigas de madeira, do(s) pavimento(s) eram usadas como tirantes para melhorar a ligação de paredes opostas (Figura 3.65).

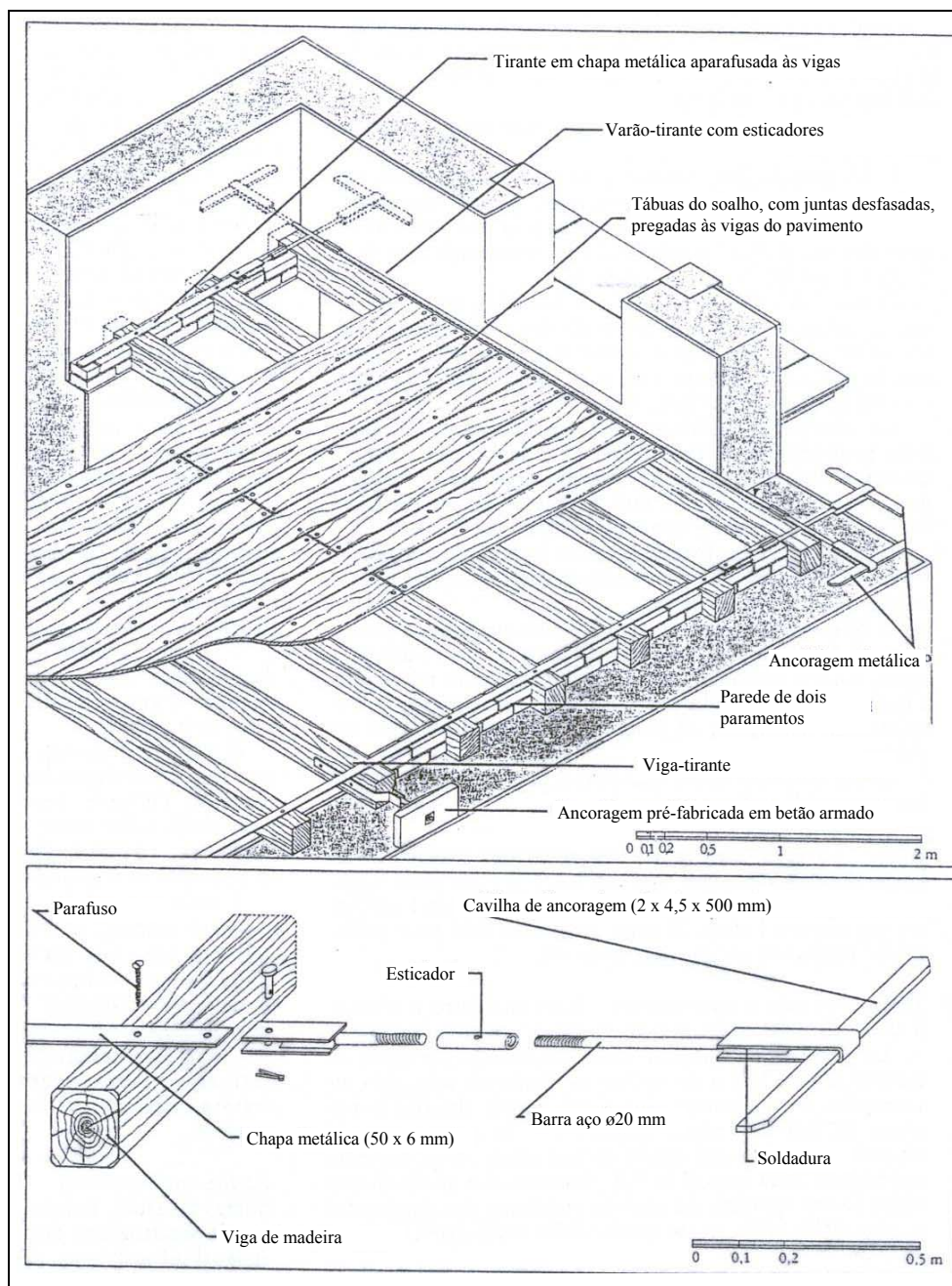


Figura 3.65 - Exemplo da aplicação de pregagens para melhoria das ligação entre paredes e pavimentos de madeira [Giuffrè, 1993].

As ligações entre as paredes de alvenaria mista, com madeira, e os pavimentos de madeira fazem-se através de elementos de transição – os frechais – com ligações pregadas eventualmente reforçadas com peças metálicas.

Para que os pavimentos possam colaborar com eficácia, na resistência contra as acções sísmicas, funcionando como importantes elementos de transmissão das forças sísmicas horizontais às paredes laterais, além da sua interligação com as paredes é necessário que se comportem como diafragmas pouco deformáveis no plano. Para o efeito, pode haver necessidade de rigidificar os pavimentos no seu plano [Giuffrè, 1993; Meli, 1998]. Idêntica observação pode ser feita relativamente à contribuição das coberturas contra acções sísmicas, com a ressalva de que, neste caso, se trata de planos inclinados.

- **Ligações paredes - cobertura**

As ligações entre as paredes exteriores e a cobertura desempenham papel idêntico às ligações entre paredes e pavimentos, no comportamento global da estrutura. Estas ligações faziam-se através de frechais.

Um procedimento razoável de reforço destas ligações é a reconstrução do topo das paredes, inserindo pregagens metálicas que ancoram o frechal e as varas da cobertura. Desta forma a cobertura desempenha, também, a função de manter unidas as paredes que a delimitam. A rigidificação dos planos de cobertura pode ser benéfico para o desempenho desta nova função. Nas Figura 3.66 e Figura 3.67 ilustram-se alguns pormenores de reforço deste tipo de ligações.

Uma prática, muito comum nas últimas décadas, é a constituição de lintéis de coroamento em betão armado, vazado no topo das paredes, que tem dado mostras frequentes de incompatibilidade mecânica com o material existente. A sua maior rigidez e a retracção promovem o aparecimento de movimentos diferenciais que tendem a desligar os materiais em contacto, perdendo-se em parte a eficácia do confinamento [Appleton, 1993]. Além disso, é uma solução irreversível. Este inconveniente pode, eventualmente, ultrapassar-se se o betão for vazado sobre uma camada de argamassa tradicional idêntica à original, previamente executada no

coroamento das paredes. Uma melhor solidarização entre o betão e a alvenaria existente pode fazer-se com a aplicação de pregagens injectadas (Figura 3.68).

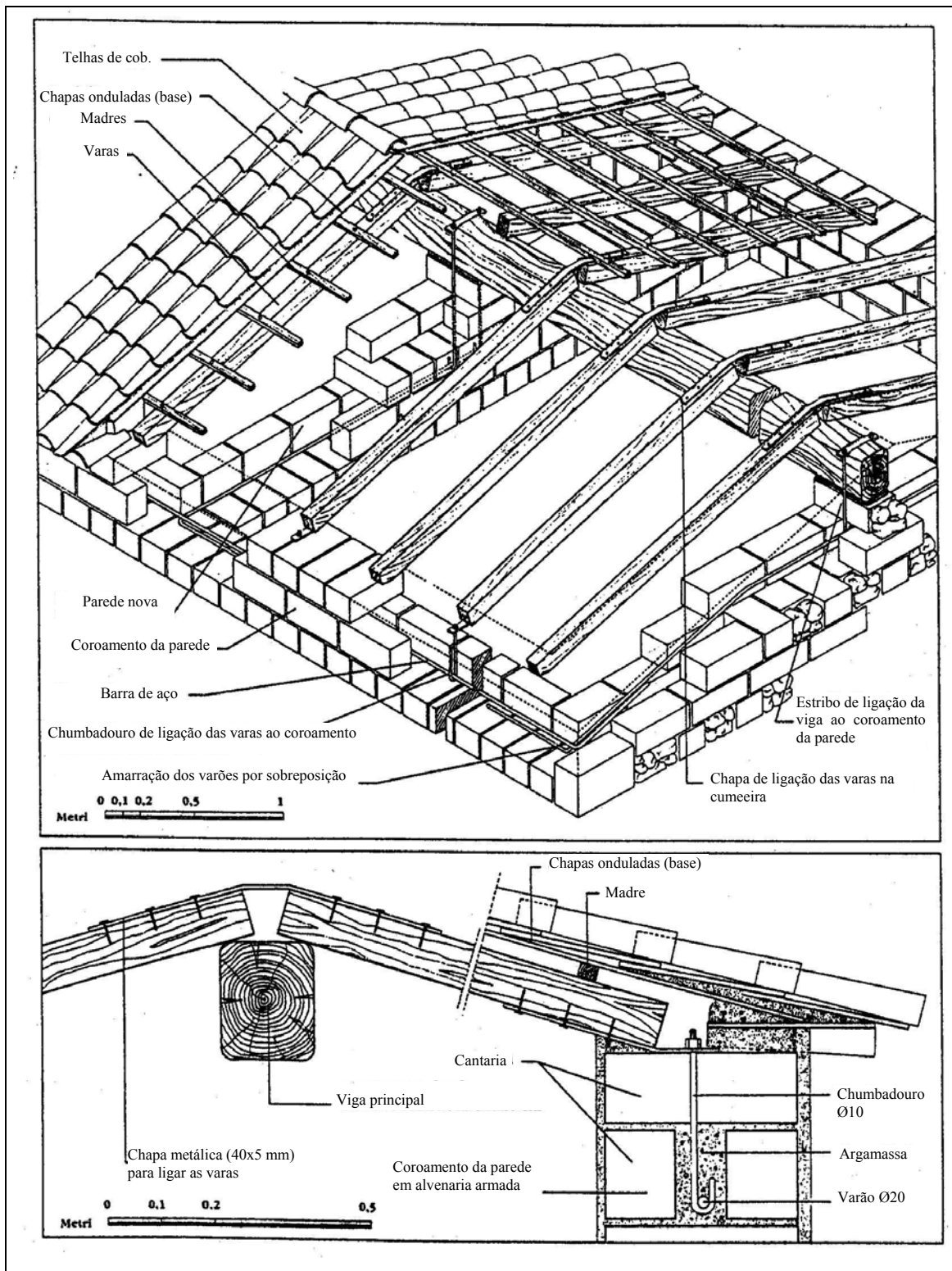


Figura 3.66 - Pormenores do reforço de ligação paredes-cobertura [Giuffrè, 1993].

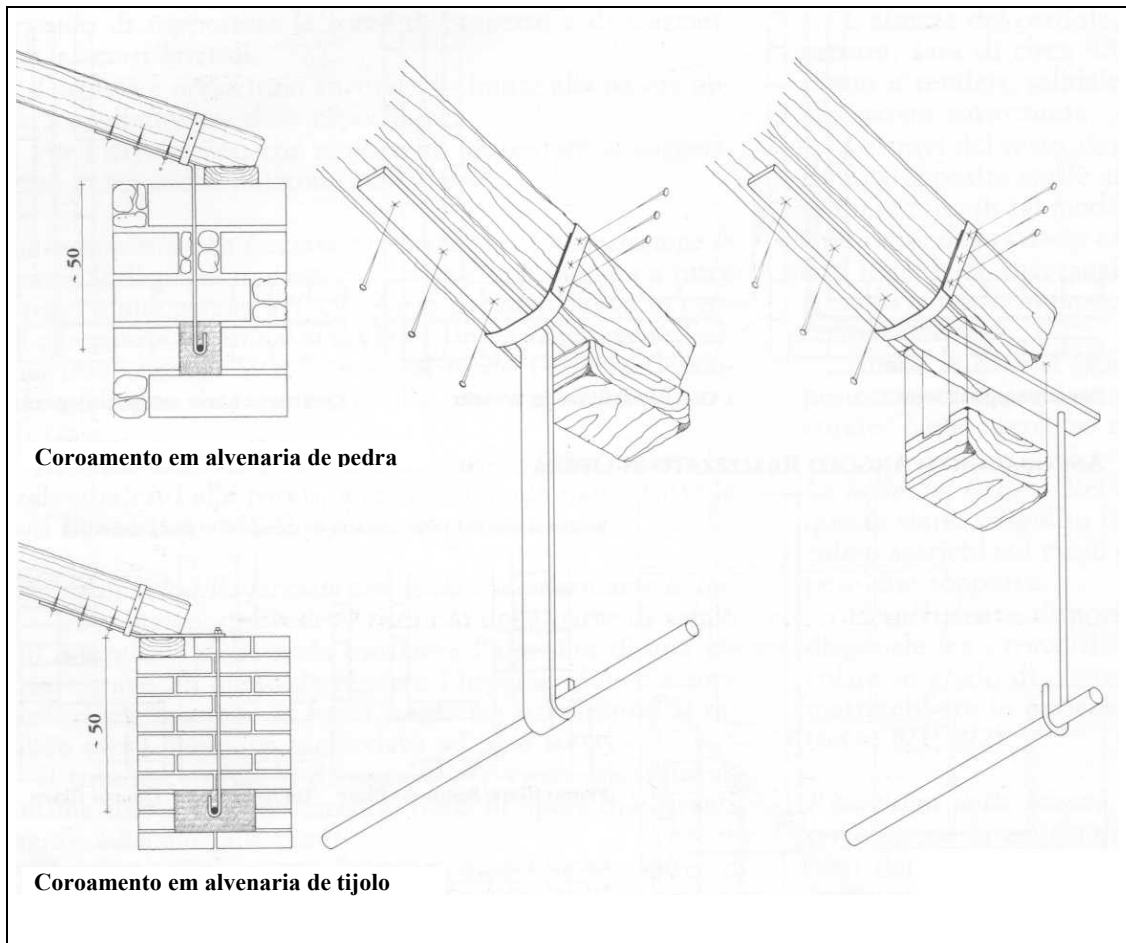


Figura 3.67 - Pormenores-tipo da ligação entre as varas da cobertura e o coroamento das paredes [Giuffrè, 1993].

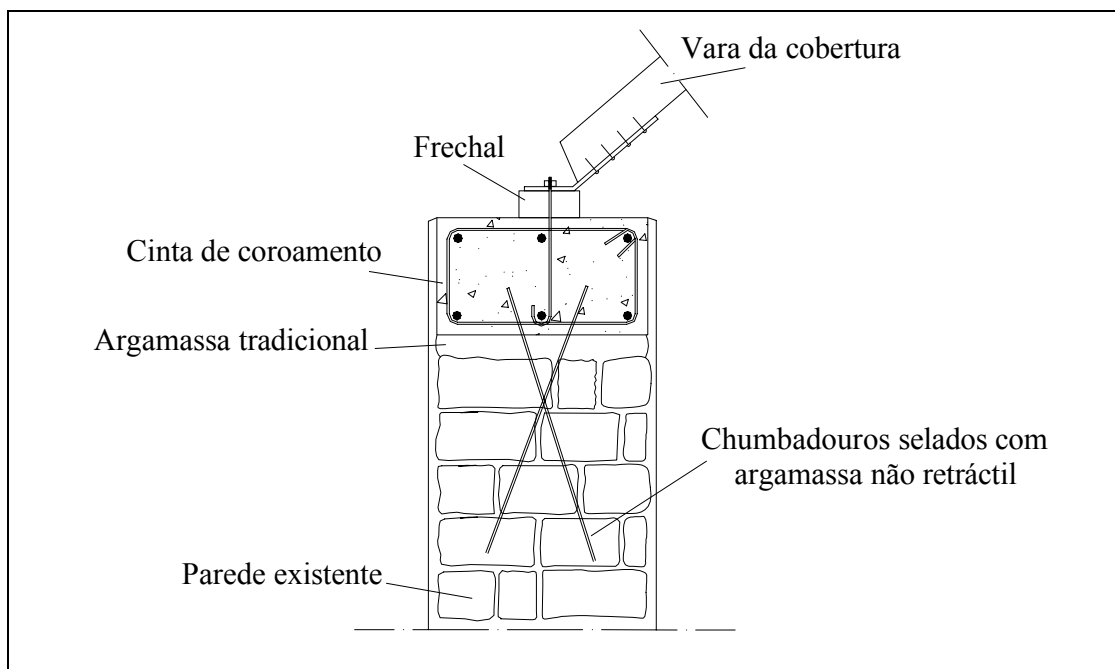


Figura 3.68 - Coroamento das paredes periféricas com cinta de betão armado.

- **Reforço de paredes com estruturas reticuladas de betão**

Recentemente, tem-se assistido à preservação, apenas das paredes exteriores, de edifícios antigos, em profundas intervenções que podem considerar-se no limiar mínimo da conservação do património arquitectónico não-monumental. É, nestes casos, frequente a utilização de estruturas reticuladas de betão armado, em paralelo com a estrutura existente, num sinal de “desprezo”, quase total, pelas paredes estruturais de alvenaria existentes, que assim ficam apenas com o papel de “recobrimento” e de suportar o seu peso próprio. Desta forma, um reticulado de vigas e pilares são incorporadas nas paredes, a “conservar”, através da abertura de “roços” que chegam a atingir metade da espessura da parede, com grande perda para a sua integridade.

A concepção e aplicação destas soluções não está isenta de inúmeras contradições. Com efeito, a nova estrutura de betão é analisada e dimensionada “esquecendo” a sua interacção com as paredes existentes, por conseguinte de difícil quantificação, por não terem funcionamento independente, o que afasta, inevitavelmente, o modelo teórico da realidade. No entanto, a enorme rigidez no plano das paredes existentes, face à estrutura de betão embutida, impede também as estruturas de funcionarem solidariamente, com possibilidade de pequenos movimentos diferenciais e consequentes problemas de fendilhação. No que diz respeito à verificação da segurança à acção sísmica, face à “impossibilidade” da estrutura de betão suportar o efeito da massa das paredes assume-se, numa abstracção analítica, não a considerar, admitindo as estruturas desligadas sem, no entanto, serem tomadas quaisquer medidas construtivas que validem esta hipótese de modelação.

Por último, refere-se que a união do material novo (betão armado) com o material existente (paredes de alvenaria) pode trazer problemas de fissuração, no interface, associadas à retração do betão. Por outro lado, a execução de melhores ligações alvenaria-betão, invalida ainda mais o modelo de análise isolada da nova estrutura de betão [Appleton, 1993].

Face aos problemas apresentados podem ser tomadas duas soluções distintas:

- a) a concepção da estrutura de betão, praticamente, independente das paredes existentes (embebida ou exterior), apenas com ligações que assegurem um comportamento conjunto para acções correntes: cargas permanentes, vento e variações de temperatura, assumindo a separação analítica e construtiva com a adopção de medidas adequadas.
- b) encarar a estrutura existente como uma realidade, concebendo e realizando as acções de reabilitação necessárias e adequadas.



## **4. Avaliação sísmica em estruturas antigas**

Este capítulo pretende dar uma contribuição para a avaliação do estado das construções históricas, nomeadamente edifícios com paredes em alvenaria, perante o cenário de ameaça sísmica em que o nosso território se enquadra. Para o efeito, apresentam-se e aplicam-se, a uma amostra nacional de igrejas, das diferentes zonas sísmicas, métodos simplificados, alguns dos quais já são utilizados como referência em países de elevada sismicidade, como é o caso do México, como forma expedita de auscultar a existência de alguma correlação entre as características arquitectónico-estruturais das construções e a zona sísmica em que se inserem.

### **4.1. Sismicidade histórica em Portugal**

A sismicidade de Portugal continental é caracterizada pela ocorrência, mais ou menos, contínua de sismos. Os epicentros estão dispersos por todo o território e os sismos que lhes correspondem são de fraca a média magnitude (inferiores a 5) e, esporadicamente, de magnitude moderada a forte (superior a 6) (Figura 4.1).

Apesar dos registos bibliográficos relativos aos sismos que afectaram o território nacional serem pouco numerosos, é possível, todavia, fazer uma ideia dos estragos causados e, em alguns casos, localizar a sua região epicentral. Os relatos históricos revelam, sobretudo, a ocorrência de vários sismos fortes com efeitos destruidores no nosso país. O mais forte foi, sem dúvida, o sismo de 1 de Novembro de 1755, que destruiu grande parte da cidade de Lisboa. Foi sentido em todo o país, Espanha e Norte de África, e os seus efeitos fizeram-se sentir até ao Norte da Europa. Com uma magnitude estimada entre 8 e 9, é considerado, por muitos autores, o maior sismo de sempre em toda a história.

Os dados disponíveis relativos à sismicidade histórica revelam que há em Portugal Continental três regiões sísmicas importantes. Uma situa-se no Ribatejo e está provavelmente relacionada com a falha do vale inferior do Tejo. É responsável, entre outros, pelos sismos de 26 de Janeiro de 1531 (Figura 4.2) e 23 de Abril de 1909 (Figura 4.3) que provocaram grandes destruições e elevado número de vítimas em toda



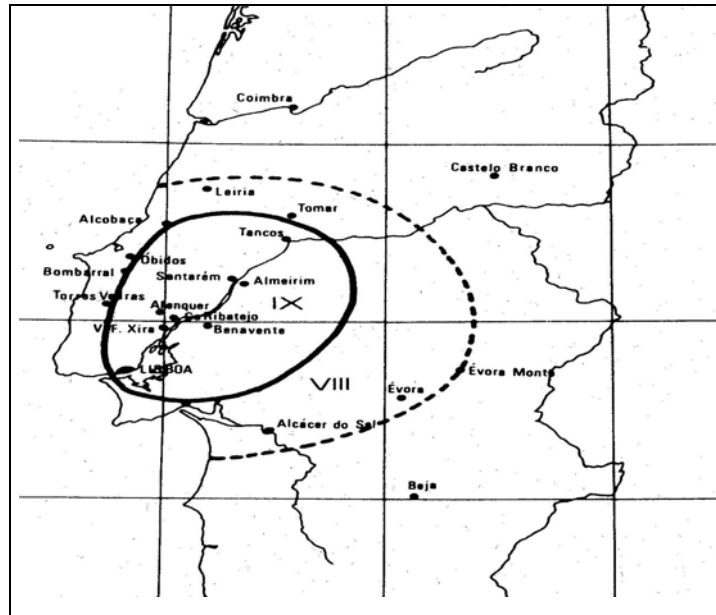


Figura 4.2 - Carta de isossistas do sismo de 26 de Janeiro de 1531 (escala de Mercalli modificada, 1956) [INMG, 1984].

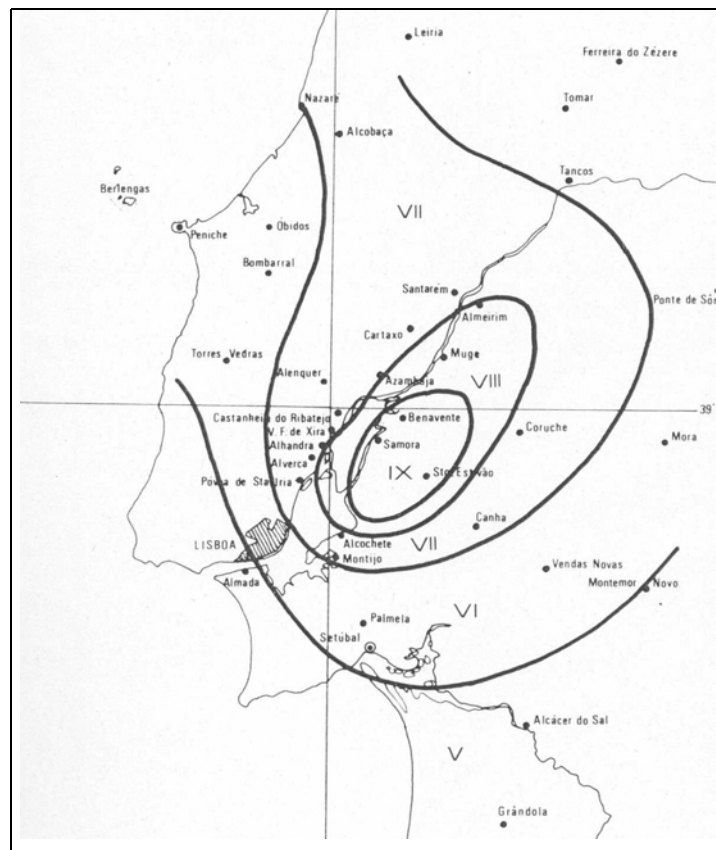


Figura 4.3 - Carta de isossistas do sismo de 23 de Abril de 1909 (escala de Mercalli modificada, 1956) [INMG, 1984].

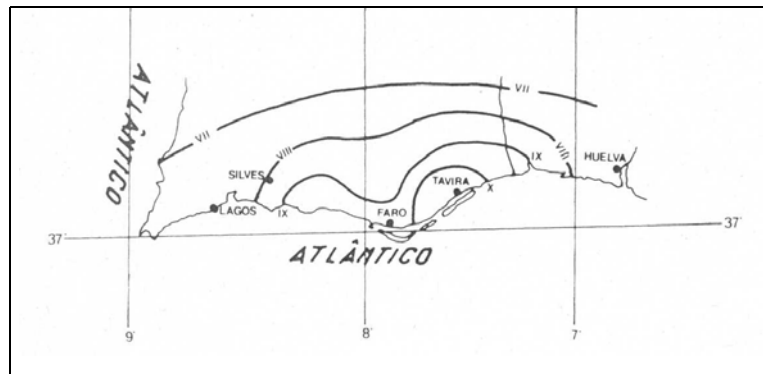


Figura 4.4 - Isoseistas do sismo de 27 de Dezembro de 1722 (escala de Mercalli) [INMG, 1984].

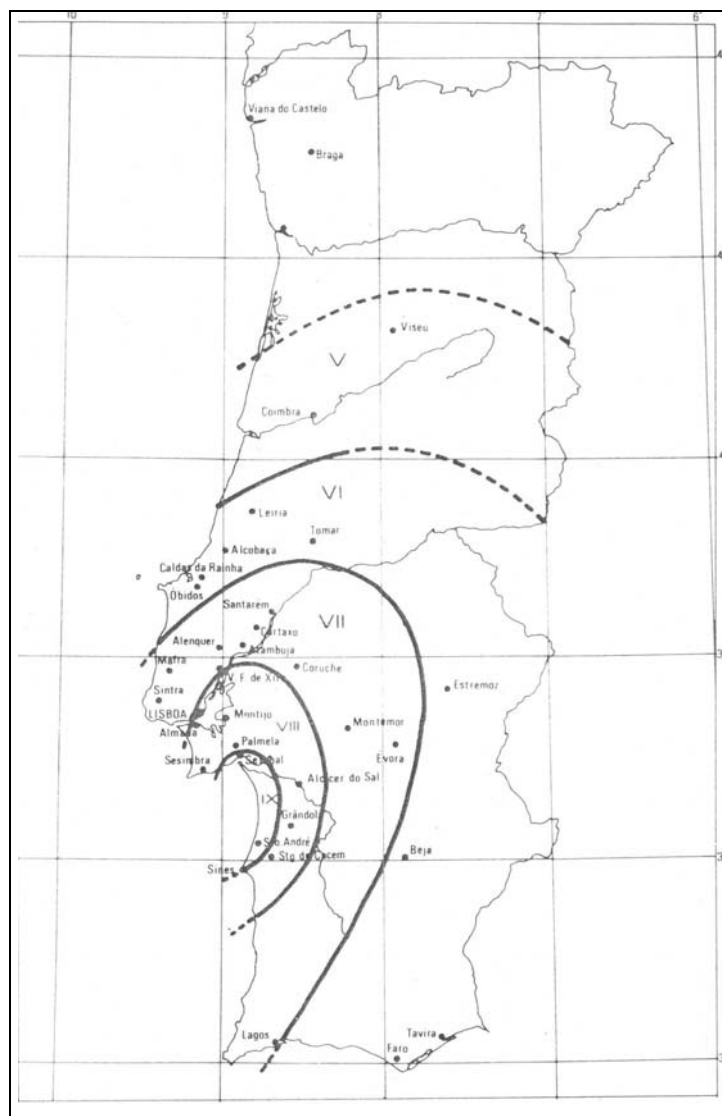


Figura 4.5 - Carta de isoseistas do sismo de 11 de Novembro de 1858 (escala de Mercalli modificada, 1956) [INMG, 1984].

No entanto, é fora do território nacional que se situa a zona sísmica que mais fortemente tem afectado o território Continental. Os sismos de 1 de Novembro de 1755, de 31 de Março de 1761, de 28 de Fevereiro de 1969 e, provavelmente, os sismos de 63 a.C., 382 e 1356, entre outros, tiveram epicentro no mar, a cerca de 200 Km a sudoeste do Cabo de S. Vicente, na fractura Açores-Gibraltar. Os sismos de maior magnitude com origem nesta área são, normalmente, seguidos por maremotos, alguns de efeitos devastadores, como sucedeu com os sismos que assolaram o país em 63 a.C., 382 e 1755. Também o sismo de 28 de Fevereiro de 1969 teve epicentro nesta área. O traçado das isossistas deste sismo no território de Portugal Continental assemelha-se aos traçado das isossistas do sismo de 1755 (Figura 4.6).

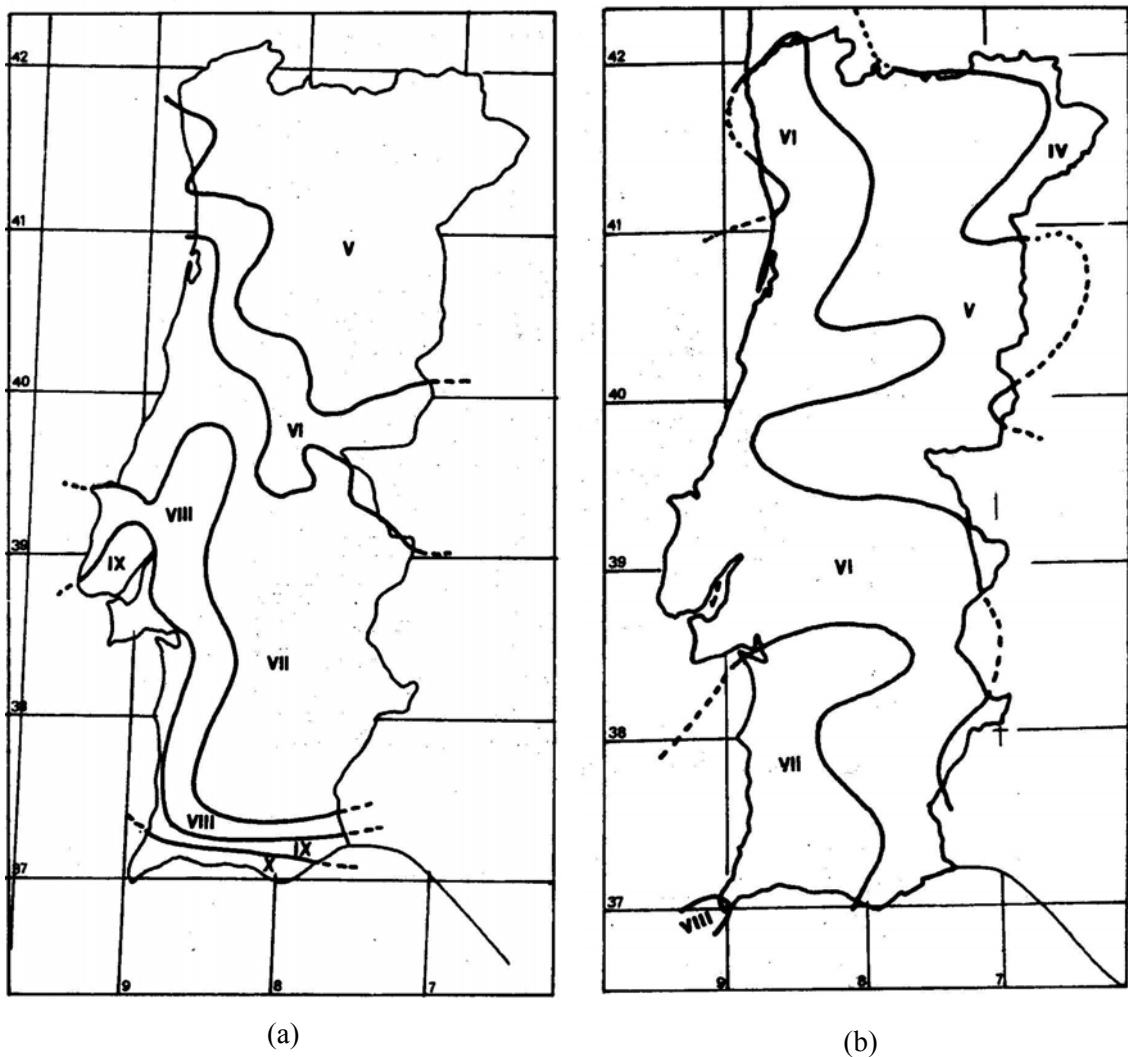


Figura 4.6 - Cartas de isossistas: (a) sismo de 1 Novembro de 1755; (b) sismo de 28 Fevereiro de 1969 [ INMG, 1982].

É evidente que também existe sismicidade em outras zonas do país, geralmente associadas as estruturas tectónicas activas. No entanto, na parte norte de Portugal a sismicidade é bastante mais fraca. Os sismos históricos mais importantes, com epicentros nesta zona, ocorreram em 19 de Dezembro de 1751 e a 19 de Março de 1858 associados, provavelmente, à actividade da falha da Vilariça. A região de Moncorvo foi fortemente abalada (Figura 4.7).

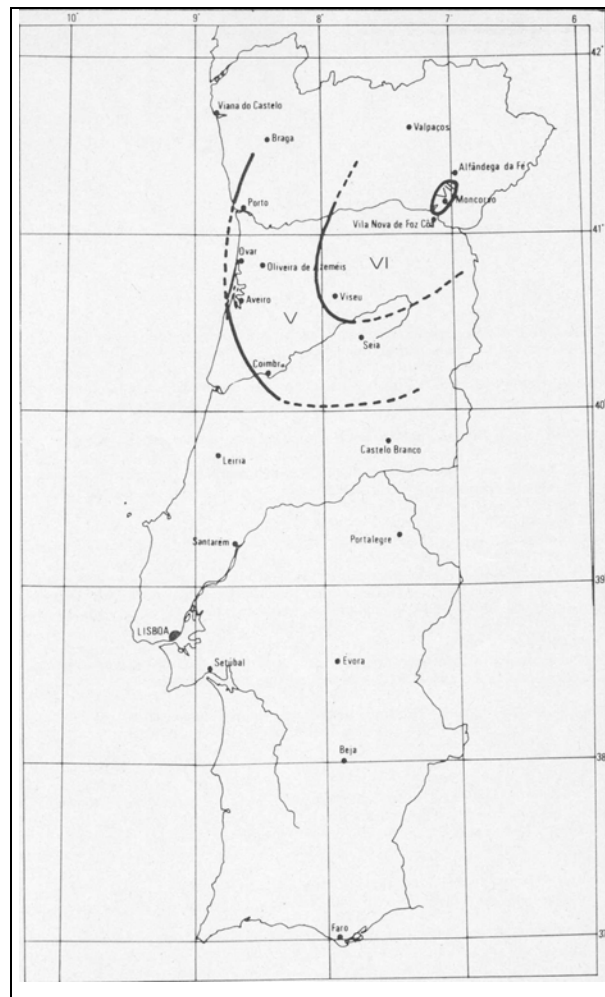


Figura 4.7 - Carta de isossistas do sismo de 19 de Março de 1858 (escala de Mercalli modificada,1956) [INMG, 1984].

As informações relativas à sismicidade histórica tem de ser consideradas com alguma reserva uma vez que os métodos de análise e medição, adequados para a caracterização da actividade sísmica, não registaram a quase totalidade dos abalos significativos de Portugal Continental.

Contudo, compilando toda a informação sobre sismicidade histórica e, actualmente, instrumental, o Instituto de Meteorologia elabora, anualmente, a carta de intensidades máximas observadas no território (Figura 4.8). Esta carta não tem sofrido alterações nos últimos anos e está fortemente condicionada pelas intensidades registadas no sismo de 1755 [Teves, 1997].

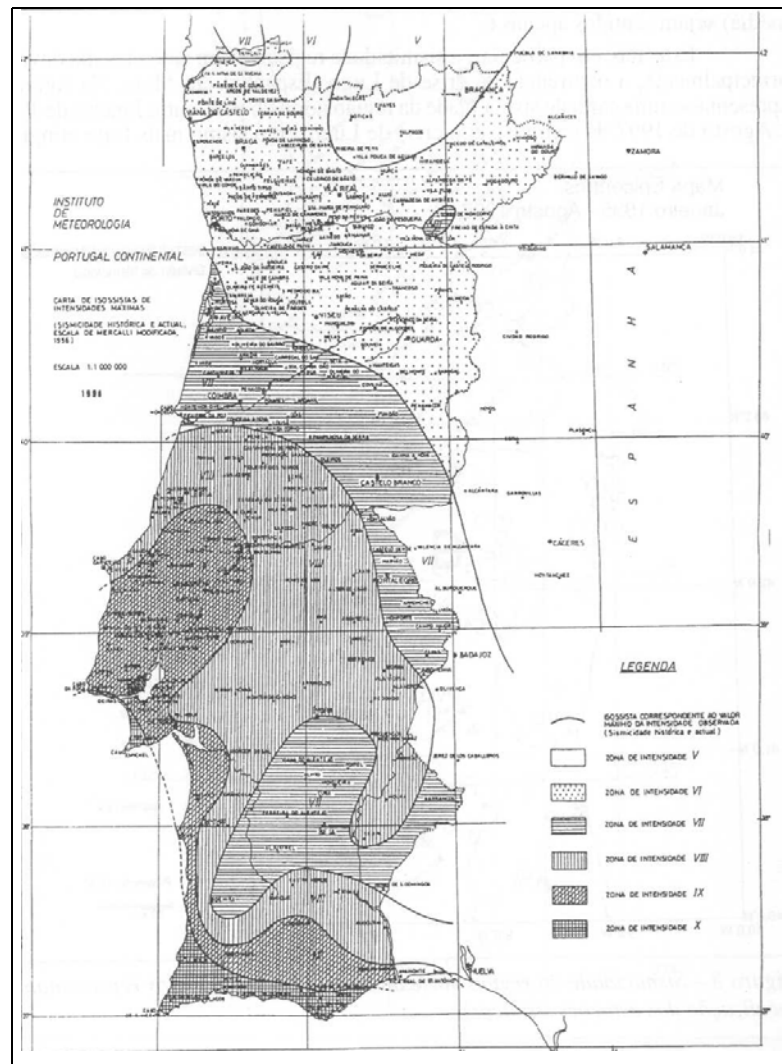


Figura 4.8 - Carta de intensidades máximas no território Continental no ano de 1998 [Instituto de Meteorologia].

A partir de 1995 o Instituto de Meteorologia começou a modernizar a rede sismográfica no território, instalando mais estações e substituindo os sismómetros mais antigos por instrumentos modernos. Deste modo, é possível caracterizar com mais pormenor a sismicidade recente. Apesar de se terem registado mais sismos nos últimos anos, isso não significa que a sismicidade tenha aumentado recentemente. Pode dizer-se



## 4.2. Aspectos da vulnerabilidade sísmica das construções históricas

O conceito de vulnerabilidade sísmica possui elevada complexidade e multidisciplinaridade. Com efeito a vulnerabilidade sísmica parece associada à predisposição para a ocorrência de danos, relacionados com um evento sísmico, e o conceito de dano está, inevitavelmente, associado ao conceito de valor, que, como se sabe é muito subjectivo. À ocorrência de um sismo podem associar-se diferentes tipos de dano, como os danos materiais, os danos sócio-económicos, a perda de vidas humanas, etc. Em qualquer caso, a predisposição para o dano está fortemente condicionada pelo risco sísmico geográfico. O balanço entre o risco sísmico geográfico e a aptidão arquitectónico-estrutural dos imóveis influencia fortemente os danos materiais, com os quais parecem estar estreitamente relacionados todas as outras vulnerabilidades, entendidas como vulnerabilidades colaterais. Num sentido lato, a vulnerabilidade sísmica pode considera-se como uma combinação de factores como: (i) o risco sísmico geográfico; (ii) a aptidão das características estruturais, arquitectónicas e de utilização das construções; (iii) planos e meios para a imediata intervenção em situações de acidente; (iv) a capacidade técnica e financeira para a reparação dos danos materiais, etc.

A maioria do património arquitectónico-cultural antigo, entre os quais estão centros históricos, igrejas e outros monumentos, sofreram e superaram, com maiores ou menores danos, vários abalos sísmicos, alguns de elevada magnitude dando provas da sua capacidade para resistir a eventos deste tipo. No sentido de minorar os danos em abalos futuros seria natural que as suas características estruturais tivessem evoluído através da correcção de susceptibilidades associadas a comportamentos inadequados evidenciados em eventos passados. No entanto, em geral, a memória dos danos parece ser “curta”, presumivelmente por o “período de retorno” para os grandes sismos ser longo, às vezes de vários séculos. Assim, se há estruturas que foram adaptadas, ao longo do tempo, à sismicidade geográfica em que se inserem muitas não o foram.

Sendo Portugal um país de forte risco sísmico, a necessidade de tomar medidas preventivas de reabilitação/reforço estrutural que minorem os danos, ou evitem mesmo a perda, de imóveis de incalculável valor histórico e cultural do património monumental é uma prioridade actual dos técnicos envolvidos. Tais medidas requerem uma avaliação prévia do seu comportamento sísmico esperado e o estabelecimento de prioridades de

intervenção, com um adequado planeamento técnico e financeiro, através do desenvolvimento de programas de controlo da vulnerabilidade sísmica.

Uma análise simplificada, baseada numa avaliação preliminar da relação destas estruturas com a zona sísmica em que se inserem, que permita associar o risco de ocorrência de abalos sísmicos à previsão do grau de segurança, com indicação dos modos e mecanismos de dano mais prováveis, revela-se de grande importância na definição de prioridades numa adequada política de prevenção e conservação do Património Monumental e Cultural Nacional. É neste contexto que o recurso a métodos simplificados expeditos, capazes de fornecer indicadores auxiliares importantes, se pode revelar muito útil.

#### **4.2.1. Métodos simplificados de análise**

Nas construções antigas de alvenaria, mesmo admitindo um adequado estado de conservação dos materiais é extraordinariamente complexo fazer uma análise estrutural rigorosa face à heterogeneidade dos materiais que constituem as paredes e à dificuldade em estabelecer o grau de ligação entre paredes e entre paredes e pavimentos/coberturas, geralmente em madeira. Se existem algumas reservas na avaliação da sua segurança das construções históricas para a acção das cargas verticais, quando se trata da acção sísmica as reservas são ainda maiores. E, quanto maior for o rigor pretendido maiores serão as dificuldades encontradas para a sua análise estrutural.

A aplicação dos métodos simplificados exige normalmente que a estrutura seja regular, simétrica, que os pavimentos de piso constituam diafragmas rígidos e que o modo de colapso condicionante ocorra por esforço de corte no plano das paredes. Na maior parte das estruturas antigas estas duas últimas condições não se verificam, pelo que a avaliação da segurança com recurso a métodos simplificados não oferece qualquer garantia, resultando apenas uma indicação geral da aptidão do edifício para resistir aos sismos. Apresentam-se neste trabalho três métodos simplificados que podem ser utilizados para esse efeito:

- Método 1: Percentagem da área em planta;
- Método 2: Razão entre a área efectiva e o peso;
- Método 3: Resistência ao corte das paredes (ou método do “corte basal”).

A aplicação destes métodos converte as características geométricas das paredes estruturais em indicadores médios ou uniformizados, pelo que a representatividade dos seus resultados é tanto maior quanto maior for regularidade da estrutura. Porque estes métodos pressupõem o colapso por corte, no plano das paredes, descurando os colapsos locais e os colapsos por flexão, muito frequentes em construções históricas [Meli, 1998], a avaliação preliminar da segurança, com base em métodos expeditos, deve incluir dados relativos à esbelteza das paredes.

Os resultados daqui emergentes, não pretendendo ser mais do que meros indicadores, devem ser usados com reservas. Uma análise mais rigorosa, com resultados quantitativos fiáveis, é requerida, em cada caso, para que possa definir-se de forma mais adequada a natureza e a extensão dos trabalhos a realizar.

#### 4.2.1.1. Percentagem da área em planta

O indicador mais simples, auxiliar na avaliação da segurança sísmica das construções antigas, com paredes em alvenaria dispostas em direcções ortogonais, ou, a tal assimiláveis, é a percentagem da superfície de implantação ocupada pelas paredes resistentes ao corte (paredes de contraventamento) para cada uma dessas direcções. De acordo com o EC8, em alvenaria de pedra, definem-se como paredes de contraventamento aquelas cuja espessura mínima é 0.40 m.

Neste método determina-se a superfície de implantação das construções, assim como, a área das paredes estruturais para duas direcções ortogonais (longitudinal e transversal). O indicador  $\gamma_{1,i}$  (método1) “percentagem da área em planta” define-se, para cada uma das direcções “i”, como o quociente entre a segunda e a primeira área:

$$\gamma_{1,i} = A_{pi} / S = A_{pi} / A_p \cdot A_p / S$$

onde:

$A_{pi}$  - área em planta das paredes resistentes na direcção “i”;

$A_p$  - área total em planta das paredes resistentes;

S - área de implantação.

Este método é muito simples pois considera apenas relações dimensionais em planta. Ao ser independente da altura das construções é um método indicativo muito

limitado, pois ignora completamente a esbelteza das construções na avaliação da sua vulnerabilidade sísmica.

O indicador  $\gamma_{1,i}$  é adimensional e dá uma ideia da dispersão da área da secção horizontal das paredes na área de implantação. Teoricamente, tal como a relação ( $A_{pi}/A_p$ ), de que depende, permite a comparação qualitativa da rigidez entre estruturas. No entanto, construções com a mesma relação ( $A_{pi}/A_p$ ) podem ter pesos muito diferentes, pelo que deve ser utilizado com cuidado.

De acordo com o EC8, são de admitir como valores de referência mínimos da ordem dos 5% para estruturas regulares e com lajes de piso (ou coberturas) que constituam diafragmas rígidos. No entanto, adoptando, como referência, as percentagens empíricas a que, por tentativas, os construtores da antiguidade foram conduzidos no México (país com frequentes ocorrências de abalos sísmicos), nomeadamente nas catedrais de Oaxaca e da cidade do México, parece ser razoável adoptar valores mínimos da ordem dos 10% para construções antigas em zonas com aceleração sísmica máxima elevada [Meli, 1998].

#### 4.2.1.2. Razão entre a área efectiva e o peso

Um indicador mais significativo é a razão entre a área efectiva em planta das paredes estruturais, para cada uma das duas direcções ortogonais, e o peso total da estrutura (método 2). Este indicador já entra em consideração com a altura da construção. Para as paredes resistentes dispostas na direcção “i”, este indicador representa-se por:

$$\gamma_{2,i} = A_{pi} / G = A_{pi} / A_p \cdot 1 / (\gamma \cdot h) \quad [L^2 F^{-1}]$$

onde:

G - acção vertical quase-permanente;

$A_{pi}$  - área em planta das paredes resistentes na direcção “i”;

$A_p$  - área total das paredes resistentes em planta;

$\gamma$  - peso específico da alvenaria;

h - altura (média) das construções.

O método 2, além das relações geométricas em planta, considera a influência da altura das construções. O índice  $\gamma_2$  determina a secção horizontal das paredes disponível

para resistir à acção sísmica por unidade de peso das construções, dando uma ideia da resistência da estrutura em cada uma das direcções. É um indicador tanto melhor quanto maior for a relação ( $A_{pi}/A_p$ ) e menor for a altura média. A experiência dos construtores antigos do México, resultou em valores referência de  $\gamma_2 = 1.2 \text{ MN/m}^2$  para igrejas em zonas com aceleração sísmica elevada [Meli, 1998].

A aplicação do método 2 pressupõe a determinação prévia da altura média das paredes da construção. Neste trabalho, admitiram-se (secção 4.3.3), para estimativa do peso das construções, as seguintes hipóteses:

- Peso específico médio das paredes estruturais igual a  $20 \text{ kN/m}^3$ ;
- Peso da cobertura igual a  $2.0 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4.2.1.3. Método do corte basal

O método do corte basal (método 3) é baseado na comparação entre o esforço de corte total ( $V_{sd} = F_{sismica}$ ), imposto na base do edifício pelo sismo, numa análise estática, e a capacidade que a estrutura possui por resistência ao corte das paredes ( $V_{rd} = F_{resistente}$ ).

Na falta de melhor informação, admite-se que a força sísmica total actuante é uma percentagem (coeficiente sísmico  $\beta$ ) do peso total da edificação:

$$F_{sismica} = \beta \cdot G$$

onde,  $\beta = \beta_0 \cdot \alpha$ , e:

$G$  - representa a totalidade da acção quase-permanente;

$\beta$  - coeficiente sísmico de acordo com o RSA;

$\beta_0$  - o coeficiente sísmico de referência;

$\alpha$  - coeficiente de sismicidade local.

A força sísmica é independente da direcção em que o sismo actua. No entanto, os edificios possuem uma resistência aos sismos diferente para cada uma das direcções ortogonais (longitudinal e transversal) em que a estrutura se desenvolve.

Admitindo que todas as paredes podem desenvolver a sua capacidade máxima para esforços de corte, a força sísmica resistente, em cada direcção, será igual à soma da contribuição de todas as paredes nessa direcção. Esta contribuição determina-se a partir

do produto da área transversal da parede ( $A_{pi}$ ) pela tensão resistente ao corte da alvenaria ( $f_{vk}$ ):

$$F_{\text{resistente},i} = \sum A_{pi} \cdot f_{vk}$$

onde, de acordo com o EC6,  $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_d$  ( $f_{vko}$  representa a coesão da alvenaria e  $\sigma_d$  representa a tensão normal de compressão na parede). Uma vez que esta expressão resulta da aplicação da lei de atrito de Coulomb, assume-se um ângulo atrito para as alvenarias igual a  $22^\circ$ .

O factor de segurança da estrutura à rotura por corte das paredes, estimado por este método, para a acção sísmica, representar-se-á por  $\gamma_3$  e, para a direcção “i”, define-se pela relação:

$$\gamma_{3,i} = F_{\text{resistente},i} / F_{\text{sismica}}$$

Admitindo coesão nula ( $f_{vko} = 0$ ), os resultados deste método são proporcionais à relação entre a área das paredes na direcção “i” e a área total, em planta, das paredes ( $A_{pi}/A_p$ ). A constante de proporcionalidade depende do risco sísmico do local, traduzido pelo coeficiente de sismicidade ( $\alpha$ ), e da correspondente aceleração horizontal máxima, estimada através do coeficiente sísmico de referência ( $\beta_o$ ). O indicador  $\gamma_{3,i}$  resulta neste caso independente da altura dos edifícios, sendo dado por:

$$\gamma_{3,i} = V_{rd,i}/V_{sd} = A_{pi}/A_p \cdot \text{tg } \varphi / (\alpha \cdot \beta_o)$$

A contribuição da coesão da alvenaria ( $f_{vko} \neq 0$ ), para o coeficiente de segurança ao corte das paredes, é tanto mais significativa quanto menor for a altura das construções. Neste caso, o indicador  $\gamma_{3,i}$  também depende da altura do edifício, obtendo-se o seu valor através da expressão:

$$\gamma_{3,i} = V_{rd,i}/V_{sd} = 1/(\alpha \cdot \beta_o) \cdot A_{pi}/A_p \cdot [\text{tg } \varphi + f_{vko}/(\gamma \cdot h)]$$

onde:

$A_{pi}$  - área em planta das paredes resistentes na direcção “i”;

$A_p$  - área total, em planta, das paredes resistentes;

$h$  - altura média das paredes mestras;

$\gamma$  - peso específico da alvenaria;

$\varphi$  - ângulo de atrito da alvenaria.

Neste caso, entre direcções com iguais coeficientes de segurança, serão, teoricamente, mais aptas as que apresentem maior relação (área de paredes/peso), ou seja, com maior relação ( $A_{pi}/A_p$ ) e menor altura.

Parece ser razoável assumir que o índice  $\gamma_{3,i}$  deverá possuir um valor superior à unidade, com base na regulamentação europeia (onde o sismo é considerado um acção accidental) e no tipo de construções em causa.

#### 4.2.2. Análise comparativa dos métodos

Nesta secção faz-se a comparação entre os métodos simplificados evidenciando algumas das limitações na validade da sua aplicação. Começa-se por apresentar, para cada um dos métodos, as expressões que determinam os respectivos indicadores:

$$\text{Método 1: } \gamma_{1,i} = A_{pi}/S = A_{pi}/A_p \cdot A_p/S \quad [L^2/L^2]$$

$$\text{Método 2: } \gamma_{2,i} = A_{pi}/G = A_{pi}/A_p \cdot 1/(\gamma \cdot h) \quad [L^2/F]$$

$$\text{Método 3: } \gamma_{3,i} = V_{rd}/V_{sd} = A_{pi}/A_p \cdot \text{tg}\varphi/(\alpha \cdot \beta_o) \quad [F/F]$$

$$(f_{vko} = 0 \text{ e } \text{tg}\varphi = 0.4)$$

$$\gamma_{3,i} = 1/(\alpha \cdot \beta_o) \cdot A_{pi}/A_p \cdot [\text{tg}\varphi + f_{vko}/(\gamma \cdot h)] \quad [F/F]$$

$$(f_{vko} = 0.10^* \text{ MPa e } \text{tg}\varphi = 0.4)$$

Uma análise preliminar comparativa permite, desde logo, concluir que:

1. Os métodos simplificados traduzem, através de indicadores, as características arquitectónico-estruturais dos edifícios em valores médios e/ou uniformes. Desta forma, quanto mais irregulares e assimétricas forem aquelas características menos significativa é a informação que deles se possa retirar.

---

(\*) – Valor admitido nesta análise para a coesão da alvenaria das paredes antigas.

2. Todos os métodos fornecem indicadores proporcionais à relação entre a área em planta das paredes, na direcção “i”, e área total de paredes em planta: ( $A_{pi}/A_p$ ). Esta relação dá uma ideia da distribuição, em planta, da rigidez da estrutura em cada uma das direcções ortogonais. A soma das relações ( $A_{pi}/A_p$ ), referentes a direcções ortogonais, pode ser superior à unidade devido às sobreposições.

$$\text{Método 1: } \gamma_{1,i} = A_{pi}/S = A_{pi}/A_p \cdot k_1 \text{ com } k_1 = A_p/S$$

$$\text{Método 2: } \gamma_{2,i} = A_{pi}/G = A_{pi}/A_p \cdot k_2 \text{ com } k_2 = 1/(\gamma \cdot h)$$

$$\text{Método 3: } \gamma_{3,i} = V_{rd}/V_{sd} = A_{pi}/A_p \cdot k_3 \text{ com } k_3 = 1/\beta [\text{tg}\varphi + f_{vko}/(\gamma \cdot h)]$$

3. Admitindo coesão nula, a constante  $k_3$  depende apenas da zona sísmica.
4. Os métodos 1 e 2 são independentes da zona sísmica pelo que, admitindo idênticas condições de segurança das construções, devem conduzir a indicadores de valor crescente com o aumento da sismicidade do local. No mesmo pressuposto, o indicador  $\gamma_3$  (método 3), ao depender da zona sísmica, deve ser constante.
5. O indicador  $\gamma_2$  é dimensional (as unidades de definição podem variar entre países) o que representa uma desvantagem importante, relativamente aos outros indicadores.

Para auxiliar a interpretação dos resultados, a obter com a aplicação dos métodos simplificados, faz-se seguidamente uma aplicação em edifícios com diferentes volumetrias e disposições estruturais em planta.

Nesta aplicação, consideram-se os edifícios localizados na zona sísmica A, com paredes estruturais em alvenaria de idênticas características. Para simplificação do estudo analisa-se apenas a direcção transversal (x) assumindo que a área das paredes em planta ( $A_p$ ) e a relação ( $A_{pi}/A_p$ ) se mantêm constantes, independentemente da área e da configuração de implantação (S) dos edifícios. Admite-se então:  $A_p = 100 \text{ m}^2$  e  $(A_{pi}/A_p) = 0.4$ . Os resultados desta aplicação resumem-se na Figura 4.10.

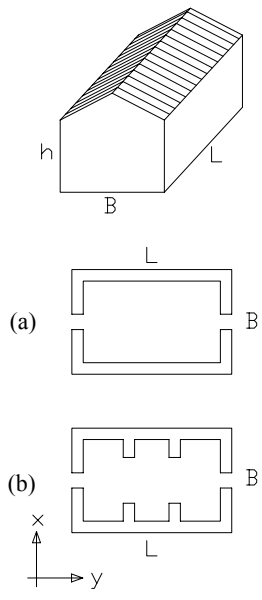
Características geométricas		$A_{p,x}/A_p$ [m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{1,x} = A_{p,x}/S$ [m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{2,x} = A_{p,x}/G$ [m <sup>2</sup> /MN]	$\gamma_{3,x} = V_{rd}/V_{sd}$ [MN/MN]	
					s/ coesão	c/ coesão
	<b>Caso 1:</b> $h_1 = 8$ m $S_1 = 200$ m <sup>2</sup>	0.40	0.20	2.5	0.73	0.98
	<b>Caso 2:</b> $h_2 = 16$ m $S_1 = 200$ m <sup>2</sup>	0.40	0.20	1.25	0.73	0.86
	<b>Caso 3:</b> $h_1 = 8$ m $S_2 = 800$ m <sup>2</sup>	0.40	0.05	2.5	0.73	0.98
	<b>Caso 4:</b> $h_2 = 16$ m $S_1 = 800$ m <sup>2</sup>	0.40	0.05	1.25	0.73	0.86

Figura 4.10 - Comparação entre os indicadores dos métodos simplificados, para a direcção transversal (x), em edifícios com diferentes características geométricas.

### Aspectos significativos:

Este exemplo de aplicação permite evidenciar algumas das limitações dos métodos simplificados e reconhecer a necessidade de conjugar os seus indicadores com dados referentes à esbelteza das paredes. Salienta-se então que:

1. Os métodos não distinguem a configuração em planta das construções. Com efeito, os indicadores são independentes do tipo de configuração em planta.
2. Os edifícios, na mesma zona sísmica, com idêntica relação ( $A_{pi}/A_p$ ), não podem ser distinguidas pelo indicador  $\gamma_3$  (método 3). Nestes casos, a distinção tem de fazer-se com recurso a outro(s) método(s).
3. Todos os métodos ignoram a espessura das paredes (parâmetro importante na definição da esbelteza das paredes). Com efeito, para manter a relação ( $A_{pi}/A_p$ ) constante, com áreas e configurações de implantação diferentes, a espessura das paredes pode variar muito.

4. A influência da coesão no indicador  $\gamma_3$  é tanto menos significativa, quanto maior for o peso do edifício em análise.
5. A aplicação simultânea dos diferentes métodos parece conduzir a conclusões distintas. Por exemplo, nos casos 1 e 2, o indicador  $\gamma_1$  e  $\gamma_2$  conduzem (de acordo com os valores de referência dos construtores antigos do México) a indicação de segurança, enquanto que o indicador  $\gamma_3$  conduz a indicação de insegurança. Este aspecto será objecto de discussão aprofundada na secção 4.3.3.

### 4.2.3. Influência da esbelteza das paredes

Um parâmetro indicador, complementar dos anteriores, que pode ser importante na explicação e na previsão de potenciais mecanismos de dano em paredes antigas de alvenaria é a sua esbelteza.

Como já referido, para que os métodos apresentados possam ter validade é necessário que as forças horizontais sejam transferidas para as paredes transversais, mestras ou de contraventamento, e que o modo de colapso da estrutura seja por corte. Para o efeito, as relações dimensionais das paredes naquelas condições devem cumprir determinados requisitos. De acordo com o Eurocódigo 8, as paredes de contraventamento, devem satisfazer:

- a)  $t \geq 0.40 \text{ m}$
- b)  $h_{ef} / t \leq 9$
- c)  $h / L \leq 2$

onde:  $t$  – espessura das paredes;  $L$  – comprimento da parede;  $h$  – altura livre;  $h_{ef}$  – altura efectiva (dependente das condições de apoio nos bordos da parede).

De igual forma, as paredes solicitadas perpendicularmente ao seu plano se não estiverem, em função das suas relações dimensionais, convenientemente contraventadas, quer horizontalmente, com uma adequada distribuição das paredes transversais ou de contrafortes, quer verticalmente, com ligações aos pavimentos elevados e coberturas podem, sob a acção sísmica, ficar sujeitas a esforços de flexão incompatíveis com as características da sua alvenaria. Nestes casos é frequente a ocorrência do colapso da alvenaria, especialmente na presença de grandes aberturas.

Este modo de colapso, ao impedir a transmissão das forças sísmicas para as paredes de corte, inviabiliza a possibilidade de bom comportamento sísmico-estrutural. Estes fenómenos eram já conhecidos na antiguidade e, nas boas regras de construção, eram tomadas medidas para os evitar. Rondelet, em 1834, considerava já associado a este modo três tipos de dano (Figura 4.11).

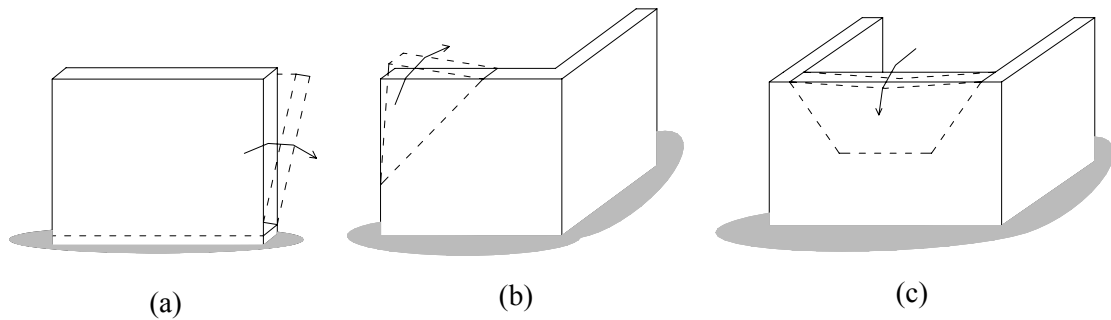


Figura 4.11 - Mecanismos de dano em paredes de alvenaria sob acções horizontais, fora do plano das paredes [Rondelet, 1834]: (a) rotação de corpo rígido com charneira horizontal; (b) rotação parcial, restringida pela ligação transversal unilateral, com charneira diagonal; (c) danos por flexão associada ao fracasso de resistência por efeito de arco em paredes com ligações transversais nas extremidades.

Actualmente, o Eurocódigo 8 também faz algumas recomendações no sentido de controlar este tipo de danos, preconizando que:

- a) as paredes de contraventamento tenham uma disposição aproximadamente simétrica, com um mínimo de duas paredes paralelas em duas direcções ortogonais, com um comprimento superior a 30% do comprimento do edifício da direcção considerada. A distância entre estas paredes deverá ser superior a 75% da largura do edifício na direcção ortogonal.
- b) as paredes numa direcção devam estar ligadas a paredes da direcção ortogonal, com um espaçamento máximo de 7 m.

Para paredes com comprimento superior a duas vezes a altura ( $L > 2h$ ), designadas por paredes de comprimento infinito, pelo facto das paredes transversais terem um efeito desprezável sobre o comportamento da zona mais central, podem estabelecer-se relações entre a espessura ( $t$ ) e a altura da parede ( $h$ ) em função das condições de ligação com a estrutura da cobertura.

Assim, se em paredes com comprimento infinito, apoiadas ao nível da cobertura, considerarmos uma faixa vertical isolada, solicitada horizontalmente, podem ocorrer dois tipos de mecanismos em função da relação  $h/t$  da parede: (i) colapso com formação de três rótulas, uma junto à base, uma no topo e uma com posicionamento intermédio, função das relações  $(h/t)$ ,  $(N/P)$  e do parâmetro de carga horizontal  $(\beta)$ ; (ii) colapso por deslizamento junto à ligação de topo, especialmente no caso de paredes baixas com valores moderados de  $N$ .

Nos mecanismos de colapso referidos, uma análise cinemática permite indicar quais os valores da relação  $(h/t)$  aceitáveis, consoante a zona sísmica. É o que se representa na Figura 4.12, para paredes longas apoiadas ao nível da cobertura (ou entre pisos), e na Figura 4.13, para paredes em consola. As curvas representam as envolventes da máxima relação  $(h/t)$  aconselhável para os limites da aceleração regulamentar ( $\beta_{m\acute{a}x.} = 0.22\alpha$ ) correspondentes às diferentes zonas sísmicas em que o país se subdivide (zona A:  $\alpha=1$ ; zona B:  $\alpha=0.7$ ; zona C:  $\alpha=0.5$ ; zona D:  $\alpha=0.3$ ). Nesta análise não se consideram os efeitos de segunda ordem que podem ter uma importância significativa em paredes com esbelteza elevada. Pelo contrário, paredes com esbeltezas muito baixas ( $h/t < 3$  a 4) têm maior propensão para colapsar por deslizamento junto à ligação de topo [Giuffrè, 1993].

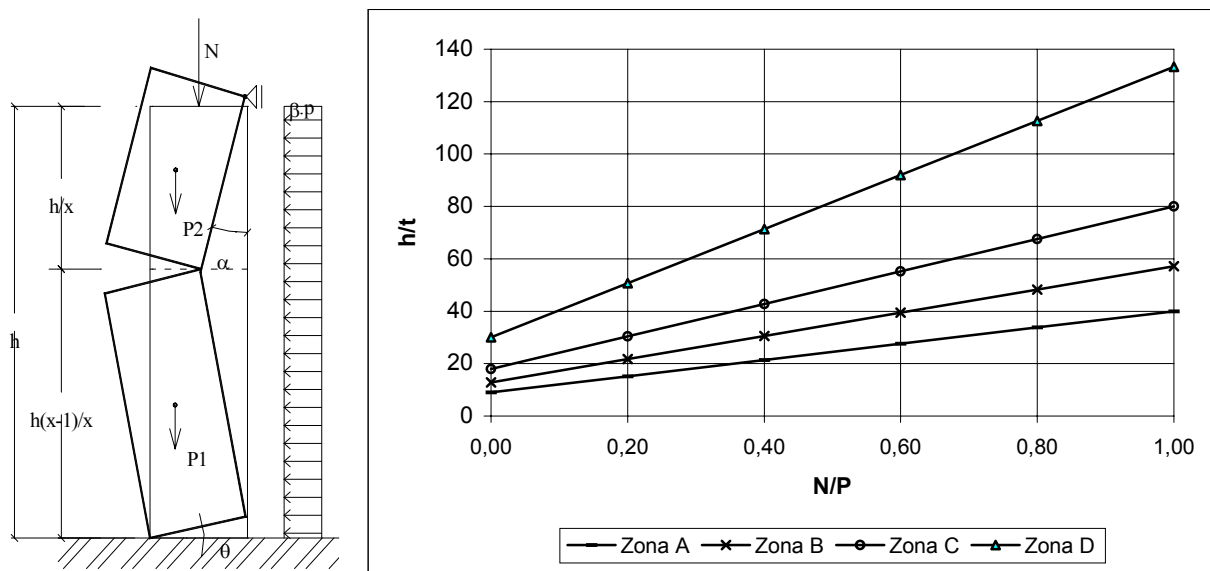


Figura 4.12 – Valores indicativos da esbelteza máxima aconselhada, função da zona sísmica, para paredes de comprimento elevado apoiadas no topo.

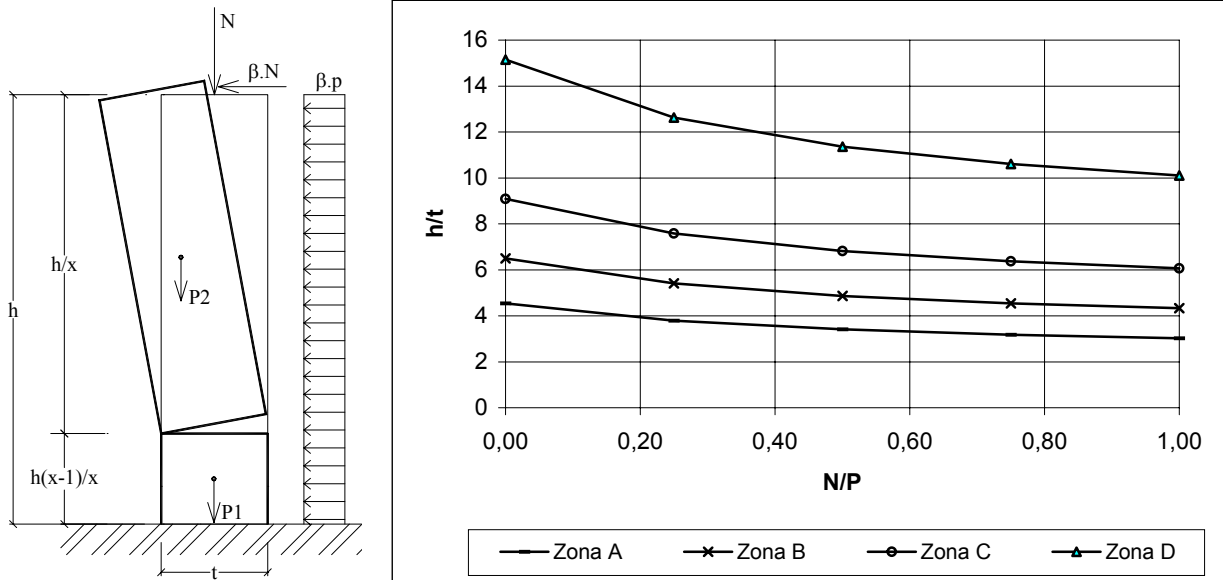


Figura 4.13 - Valores indicativos da esbelteza aconselhada, função da zona sísmica, para paredes de comprimento elevado, sem travamento do topo.

Na prática, a imposição de esbeltezas máximas corresponde a impôr que as paredes tenham relações dimensionais que lhes permita resistir, por feito de arco, aos impulsos perpendiculares ao seu plano.

### 4.3. Estudo sobre igrejas portuguesas

Este estudo incide sobre igrejas por serem, entre nós, testemunhos vulgares bem referenciados e documentados, do património monumental nacional em alvenaria. Além disso, uma característica específica do património monumental e cultural, como é o caso das igrejas, é terem sofrido e, nalguns casos, superado violentos terremotos ao longo da sua história, como se tivessem sido submetidas a autênticos ensaios sísmicos à escala real. No entanto, para perceber as suas principais vulnerabilidades estruturais e quais as principais acções e prioridades de intervenção, a tomar numa atitude preventiva de reabilitação e reforço, identificam-se os mecanismos de dano mais frequentemente relacionados com abalos sísmicos.

Finalmente é apresentada uma amostra de estudo, constituída por cinquenta e oito igrejas nacionais (25 localizadas na zona sísmica A; 11 na zona B; 11 na zona C e

11 na zona D), sobre a qual se aplicam os métodos simplificados, apresentados na secção anterior. Uma análise crítica dos resultados precede algumas recomendações para a sua utilização em Portugal Continental.

#### **4.3.1. Principais mecanismos de dano**

Apresentam-se seguidamente os principais mecanismos de dano em paredes de igrejas que sofreram abalos sísmicos. Os resultados foram obtidos em estudos realizados em Itália, pelo CNR-GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti), sobre uma larga amostra de igrejas, danificadas pelo sismo de 6 de Maio 1976, distribuídas numa área territorial circunscrita por isossistas de intensidade VII na escala de Mercalli modificada. O estudo efectua a comparação de danos, antes e após a ocorrência do sismo, o que pressupõe a existência de um levantamento detalhado dos danos anteriores ao sismo. Para perceber a eventual relação dos danos verificados com as características geométricas das igrejas, as suas estruturas foram decompostas em “macro-elementos”, isto é, partes estruturais independentes que, em geral, coincidem com elementos arquitectónicos. Os principais macro-elementos considerados foram:

- a) Paredes de fachada;
- b) Paredes laterais;
- c) Ábside;
- d) Torre sineira.

Em cada macro-elemento foram reconhecidas diferentes tipologias. De uma forma geral o estudo constatou haver alguma correlação entre a tipologia do macroelemento e o(s) mecanismo(s) dano evidenciado(s). No entanto, alguns mecanismos parecem estar mais dependentes das condições locais de ligação e das características da alvenaria do que propriamente da tipologia dos seus macro-elementos.

Os mecanismos de dano mais frequentes, nos principais macro-elementos, são seguidamente ilustrados e comentados da Figura 4.14 à Figura 4.21.

Como já referido na secção 2.2, as ligações entre paredes de alvenaria constituem uma das vulnerabilidades das estruturas de alvenaria, especialmente se solicitadas por acções horizontais. A ausência de pregagens/tirantes que promovam estas ligações ou de contrafortes eficazes, bem como uma fraca qualidade construtiva facilitam o desenvolvimento de mecanismos de dano associados a esta fragilidade. Nas

fachadas os danos manifestam-se, vulgarmente, com o desenvolvimento de fendas de separação entre as paredes, junto aos cunhais, seguidas de rotação para o exterior (Figura 4.14). A fragilização das paredes da fachada com aberturas alinhadas influencia a localização do eixo horizontal de rotação (Figura 4.14-c).

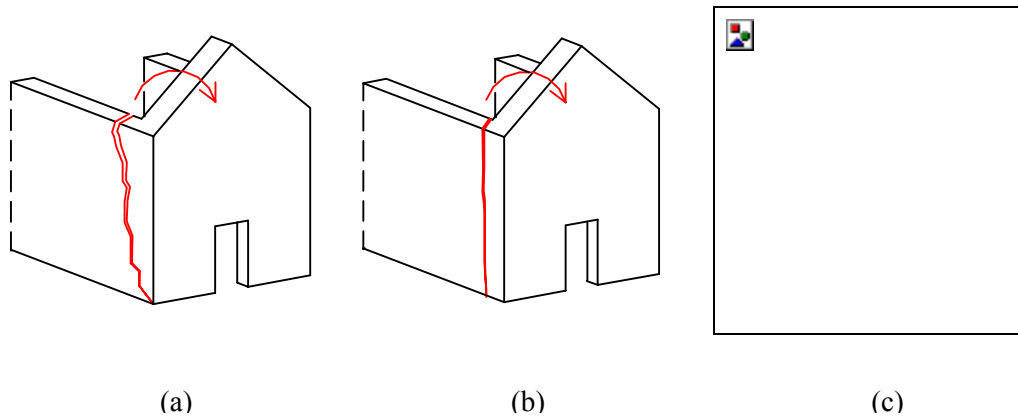


Figura 4.14- Separação da fachada por rotação em torno de um eixo horizontal: (a) e (b) rotação ao nível da base; (c) rotação ao nível do alinhamento das aberturas na fachada.

A possibilidade de livre rotação de elementos salientes e esbeltos, no prolongamento das paredes, como é o caso de alguns campanários (Figura 4.15-d), ou da própria parte superior da fachada (tímpano), por ausência de ligação à cobertura, é frequente em igrejas (Figura 4.15-a). Estas vulnerabilidades são agravadas com a presença de grandes aberturas, como óculos ou outras, ou pela elevada esbelteza das paredes, manifestando-se numa maior extensão dos danos (Figura 4.15-b e Figura 4.15-c).

A rotação das paredes laterais tem, relativamente às paredes de fachada, a agravante dos impulsos das coberturas, especialmente nas coberturas em abóbada. O movimento das paredes laterais afecta total ou parcialmente as paredes de fachada (Figura 4.16). A fraca qualidade construtiva da alvenaria da fachada, a excessiva esbelteza das paredes laterais, sem contrafortes eficazes ou pregagens transversais entre paredes, facilita o desenvolvimento destes mecanismos. Alguns dos seus efeitos manifestam-se na fendilhação das abóbadas ao longo do eixo da nave (Figura 4.16-c).

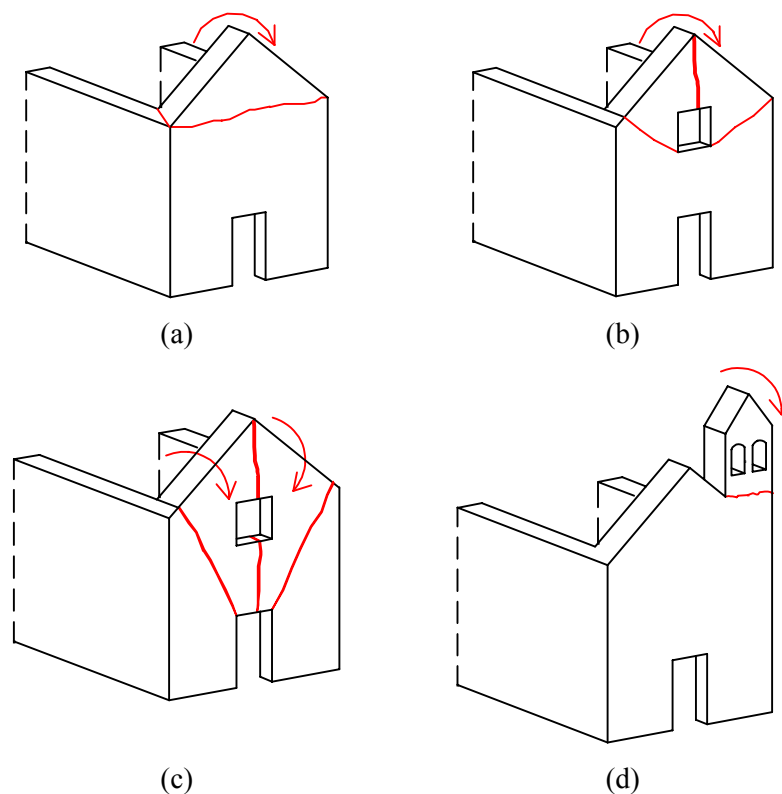


Figura 4.15 – Rotação para o exterior da parte superior da fachada: (a) rotação do tímpano com linha de rotura coincidente com o eixo de rotação horizontal; (b) e (c) concentração de danos na zona central da fachada com a formação de linhas de rotura inclinadas, simétricas e convergentes no eixo; (d) rotação de campanário saliente e esbelto.

Quando não há colapsos por rotação/separação das paredes, as forças sísmicas são “encaminhadas” para as paredes na direcção da acção sísmica que, no seu plano tem maior capacidade para resistir-lhes (paredes de contraventamento). Nestes casos, os danos nas paredes estão associados a mecanismos de corte e manifestam-se com o aparecimento de fendas oblíquas e/ou cruzadas nas paredes (Figura 4.17). O grau dos danos é agravado se as paredes são rasgadas por muitos vãos ou no caso de alvenarias de fraca qualidade (fraco imbrincamento entre elementos, etc.).

Este tipo de danos é frequente em igrejas com torre sineira adossada às paredes da nave. A possibilidade de oscilação desfasada, entre a torre e as paredes da nave, é uma forte agravante dos danos.

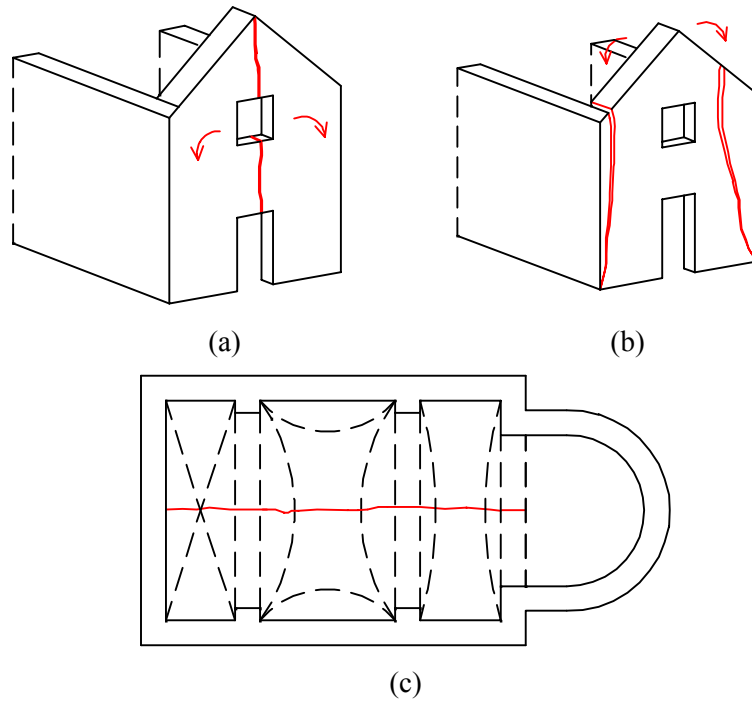


Figura 4.16 – Danos associados à rotação das paredes laterais para o exterior: (a) com separação da fachada em duas partes através de rotura quase vertical em correspondência com a discontinuidade introduzida pela presença das aberturas; (b) o movimento das paredes laterais arrasta partes contíguas da fachada; (c) fendilhação inferior do tecto (arcos e abóbadas da cobertura).

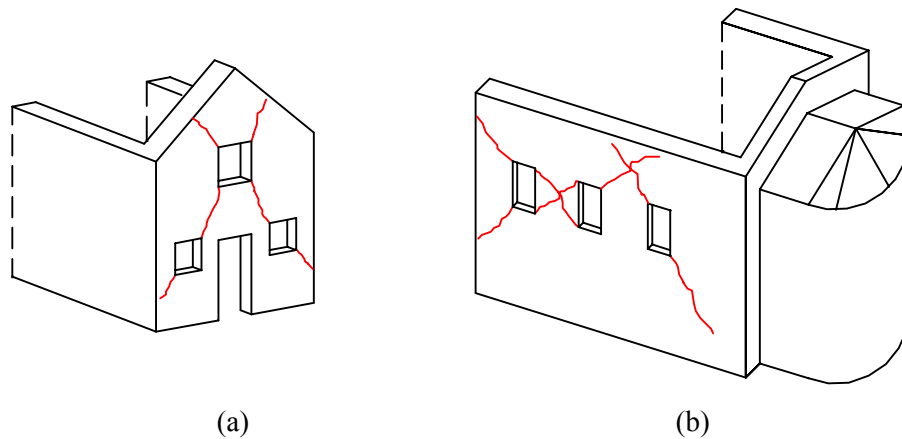


Figura 4.17 – Danos no plano das paredes associados a mecanismos de corte (distorções): aparecimento de fendas inclinadas e/ou cruzadas na paredes.

Outros tipos de dano, muito frequentes, relacionam-se com o mau comportamento da interacção paredes-cobertura (Figura 4.18). Nas paredes, os

mecanismos de dano são condicionados pela existência, ou não, de ligações entre aqueles elementos estruturais.

O menor grau de danos relacionados com aquela interacção manifesta-se nas cornijas e no topo das paredes com algumas desagregações próximas dos apoios das asnas, na separação da secção da parede, com movimentos do pano exterior para fora, e com o aparecimento de fendilhação interior paralela à cornija. De maior extensão e gravidade são os danos na ausência de ligações paredes-cobertura. Os mecanismos mais frequentes nestas paredes, livres no topo e restringidas nos restantes três bordos, manifestam-se com o deslocamento para o exterior e desmoronamento da parte superior da parede com linha de rotura marcada por perfil em forma de U aberto (Figura 4.18-b). No caso de paredes com boa ligação às coberturas, paredes restringidas nos quatro bordos, os danos em paredes são menos frequentes. Quando ocorrem, localizam-se, geralmente, em zonas fragilizadas pela presença de aberturas e manifestam-se através da formação de dois eixos de rotação horizontais seguidos de rotação para o exterior e desmoronamento da parte da parede afectada (Figura 4.18-c).

A existência de aberturas na paredes ou a sua elevada esbelteza influenciam fortemente a ocorrência destes mecanismos. Também o aumento de peso nas coberturas, resultado de eventuais intervenções de reparação/reconstrução, tem um importante contributo neste tipo de danos. Os mecanismos de dano (b) e (c) têm maior incidência em construções com volumes adossados baixos, adjacentes às paredes laterais.

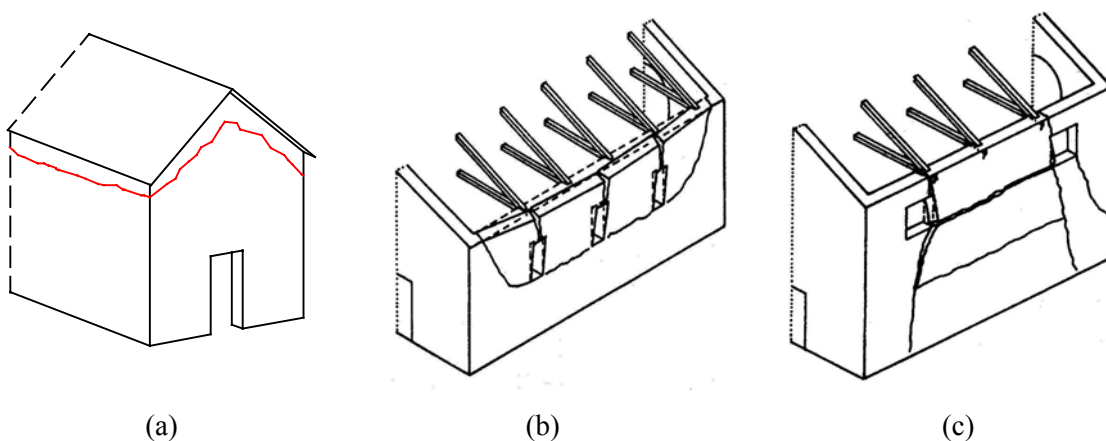


Figura 4.18 – Danos nas paredes relacionadas com o comportamento da interacção paredes-cobertura: (a) localizados na zona de contacto; (b) em paredes sem ligação à cobertura e com aberturas; (c) em paredes com boa ligação à cobertura mas com aberturas ou com esbelteza elevada.

Os mecanismos mais frequentemente associados aos danos nas ábsides relacionam-se com a acção dos impulsos da cobertura (especialmente no caso de abóbadas) combinada com a ausência de cintagem ou de contrafortes eficazes. Também aqui, a presença de aberturas fragiliza as paredes e condiciona o mecanismo de dano (Figura 4.19).

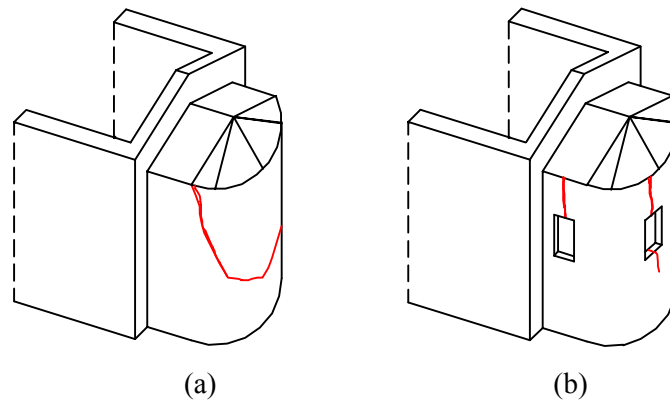


Figura 4.19 – Danos nas paredes da ábside associadas aos impulsos da cobertura: (a) fendilhação e separação ao longo de um plano inclinado; (b) fendas quase verticais em correspondência com a localização das aberturas nas paredes.

A discontinuidade da rigidez estrutural é frequente causa de danos. A associação incoerente de elementos estruturais, nomeadamente paredes, com elevadas diferenças de rigidez e/ou com fracas ligações entre si, sem tirantes/pregagens que as promovam de forma eficaz, são explicação para muitos dos danos constatados (Figura 4.20).

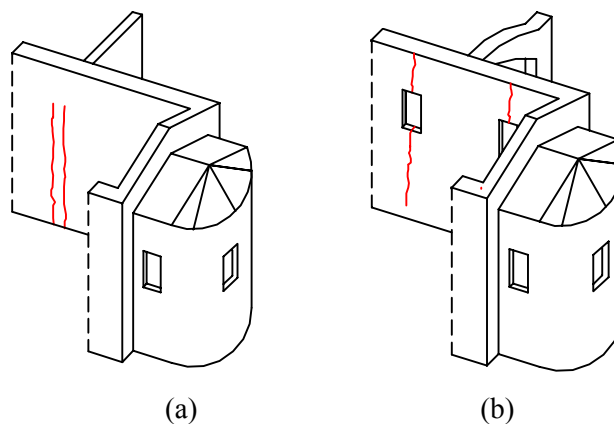


Figura 4.20 – Danos associados a discontinuidade de rigidez nas paredes (irregular distribuição de volumes adjacentes, arcobotantes, etc.): (a) fendilhação/separação na ligação das paredes ortogonais; (b) fendilhação da parede na zona próxima mais fragilizada.

Os danos em torres sineiras adossadas à nave das igrejas relacionam-se frequentemente com mudanças bruscas de rigidez. É o que acontece nos mecanismos de rotação, por flexão, vulgarmente localizada junto da zona em que a torre deixa de ter encosto na(s) parede(s) da igreja. No caso da torre estar encostada ao prolongamento de uma fachada a rotação tende a fazer-se para cima da nave (Figura 4.21-a).

Outro mecanismo que frequentemente causa danos nestes elementos é a rotação de um ou mais cantos, por separação do restante corpo (Figura 4.21-b). Os danos podem ser associados a dois tipos distintos deste mecanismo: rotação do canto em torno de um ponto do cunhal, ou em torno de um eixo horizontal paralelo ou diagonal às faces da torre. O primeiro caso, geralmente originado pela interacção com a célula campanária e com concentração de danos na parte superior, manifesta-se por fendas oblíquas convergentes no ponto de rotação. O segundo caso manifesta-se com um par de fendas, mais extensas e aproximadamente verticais, nas faces afectas ao canto danificado.

As torres adossadas numa só face apresentam maior apetência para mecanismos de dano por torção. Os danos manifestam-se com fendilhação típica de corte na face oposta à que está adossada. O cenário de danos é agravado caso existam aberturas nas paredes (Figura 4.21-c).

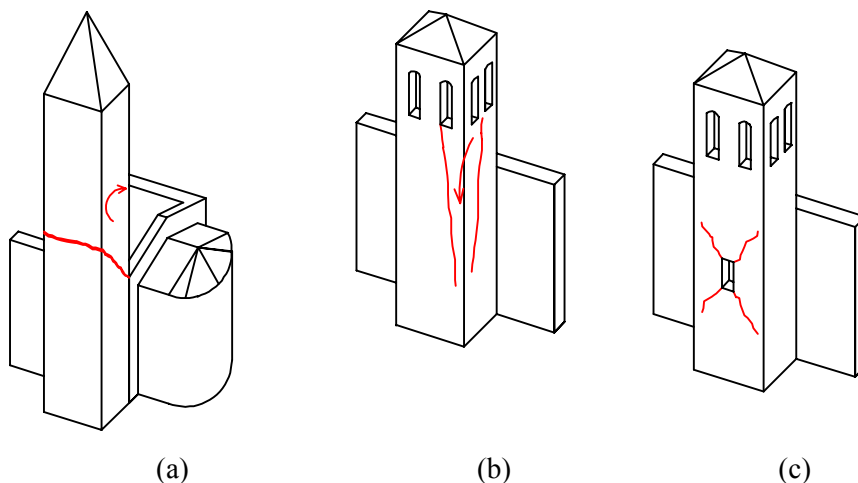


Figura 4.21 – Danos na torre sineira: (a) flexão com rotação na zona de alteração brusca de rigidez; (b) rotação para o exterior de um canto; (c) rotura por corte na zona inferior junto às aberturas.

As probabilidades de ocorrência destes mecanismos aumentam em alvenarias degradadas ou de fraca qualidade, com débeis ligações entre as paredes, com elevada esbelteza ou reduzida espessura das paredes.

#### **4.3.2. Caracterização da amostra**

Nesta secção faz-se a identificação e a caracterização das igrejas constituintes da amostra de estudo. Trata-se de um conjunto de cinquenta e oito igrejas nacionais localizadas em diferentes zonas sísmicas (de acordo com o zonamento do país estabelecido no RSA). Nas Tabela 4.1 a Tabela 4.4. apresentam-se, uma a uma, por zona sísmica, as igrejas constituintes da amostra.

A selecção das igrejas foi condicionada pelas peças desenhadas existentes no arquivo da Direcção Geral de Edifícios e Monumentos Nacionais, onde foi recolhida a quase totalidade da informação, tendo-se, contudo, procurado aumentar a dimensão da amostra na zona sísmica de maior intensidade (25 igrejas enquadradas na zona sísmica A; 11 na zona B; 11 na zona C e 11 na zona D).

A caracterização das igrejas constituintes da amostra é feita numa descrição sucinta, auxiliada por fotografias e peças desenhadas. Além da data de construção e da classificação do imóvel (MN - Monumento Nacional ou IIP - Imóvel de Interesse Público), é dado destaque à volumetria e às características estruturais estabelecendo, tanto quanto possível, o relacionamento do imóvel com a sismicidade histórica nacional. A descrição-tipo seguida é ilustrada na Figura 4.22. A descrição igreja a igreja apresenta-se, por zona sísmica, no Anexo I.

Tabela 4.1 - Igrejas da zona sísmica A incluídas na amostra.

<b>Zona A</b>	<b>Designação</b>	<b>Localização</b>
A1	Igreja de Santa Cruz - Almodôvar	Beja
A2	Igreja de Santo Amaro / Capela de Santo Amaro / Capela de Santa Maria da Graça	Beja
A3	Igreja da Misericórdia de Beja	Beja
A4	Igreja da Misericórdia das Entradas	Castro Verde
A5	Igreja Matriz de Mértola	Mértola
A6	Igreja Matriz de Entradas	Castro Verde
A7	Igreja Matriz de Vila do Bispo	V. Bispo
A8	Igreja da Luz – Capela Mor	Lagos
A9	Igreja Matriz de Loulé / Igreja São Clemente	Loulé
A10	Sé de Silves	Silves
A11	Igreja Matriz/ Igreja de São João Baptista	Alcochete
A12	Igreja do Antigo Mosteiro de Jesus - São Julião	Setúbal
A13	Igreja Matriz S. Salvador	Sines
A14	Igreja de S. Lourenço	V. Nogueira de Azeitão
A15	Antiga Igreja de Palhais / Igreja de Nossa Senhora da Graça	Barreiro
A16	Igreja de São Quintino	Sobral de Monte Agraço
A17	Igreja da Cheleiros	Mafra
A18	Igreja de Santa Maria	Sintra
A19	Igreja de Santo André	Mafra
A20	Igreja Matriz da Lourinhã	Lourinhã
A21	Igreja Matriz de Loures	Loures
A22	Igreja Paroquial de S. Cristóvão	Lisboa
A23	Igreja de São Domingos	Lisboa
A24	Igreja da Terrugem	Sintra
A25	Igreja Matriz de Arruda dos Vinhos	Arruda dos Vinhos

Tabela 4.2 - Igrejas da zona sísmica B incluídas na amostra.

<b>Zona B</b>	<b>Designação</b>	<b>Localização</b>
B1	Igreja de Santa Clara	Santarém
B2	Igreja Matriz da Golegã	Golegã
B3	Igreja Matriz de Arronches	Portalegre
B4	Igreja Matriz da Redinha	Pombal
B5	Igreja Matriz de S. João Baptista	Moura
B6	Igreja de S. Pedro	Leiria
B7	Igreja Matriz da Batalha	Batalha
B8	Igreja de Sta. Maria dos Olivais	Tomar
B9	Igreja da Atalaia	Santarém
B10	Igreja de Santa Cruz	Santarém
B11	Sé de Évora	Évora

Tabela 4.3 - Igrejas da zona sísmica C incluídas na amostra.

<b>Zona C</b>	<b>Designação</b>	<b>Localização</b>
C1	Igreja de S. Tiago de Coimbra	Coimbra
C2	Igreja Matriz de Vouzela	Vouzela
C3	Igreja de Nossa Senhora da Fresta	Trancoso
C4	Igreja de São Pedro de Arganil	Arganil
C5	Sé Velha	Coimbra
C6	Igreja Matriz da Lourosa	Oliveira do Hospital
C7	Igreja da Tocha	Cantanhede
C8	Igreja Paroquial de Figueiró dos Vinhos	Leiria
C9	Igreja e Convento de S. João Tarouca	Viseu
C10	Igreja da Misericórdia do Sabugal	Guarda
C11	Igreja de S. Miguel de Urrô - Arouca	Aveiro

Tabela 4.4 - Igrejas da zona sísmica D incluídas na amostra.

<b>Zona D</b>	<b>Designação</b>	<b>Localização</b>
D1	Igreja da Misericórdia	F. de Espada a Cinta
D2	Igreja de Algosinho	Mogadouro
D3	Igreja do Tabuado	Marco de Canaveses
D4	Igreja Matriz de Armamar	Armamar
D5	Igreja de N. Sra da Orada	Melgaço
D6	Igreja de S. Miguel do Castelo	Guimarães
D7	Igreja de Almacave	Lamego
D8	Igreja de S. Martinho de Cedofeita	Porto
D9	Igreja de Santo Cristo de Outeiro	Vimioso
D10	Igreja de N. Sra da Azinheira	Chaves
D11	Igreja de S. Fins de Friestas	Viana do Castelo

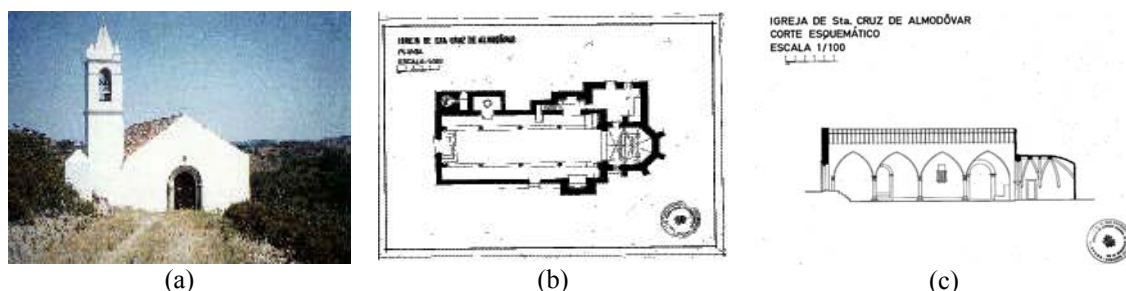
**Zona sísmica A***A1- Igreja de Santa Cruz. Almodôvar – Beja*

Figura - Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) planta; (c) corte longitudinal.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XVI, XVII, XVIII (provável início no ano de 1501 e provável inauguração em 1740, data inscrita na soleira da porta da sacristia)

Descrição:

Planta longitudinal composta por nave rectangular com pequenas capelas laterais, torre sineira de planta quadrangular, adossada à esquerda, ábside poligonal e sacristia rectangular à esquerda. Volumes escalonados com cobertura diferenciada em telhado de duas águas, sobre a igreja, e em coruchéu prismático, sobre a torre sineira. Fachada principal de pano único, rematado em empena, rasgado por portal de verga redonda com três arquivoltas de colunelos torsos. Torre sineira lateral de dois registos, rasgada superiormente por ventanas de verga redonda. Fachada posterior marcada pelo volume mais baixo da capela-mor, facetada, com contrafortes escalonados.

Interior com três naves, de quatro tramos, , separadas por arcos quebrados sobre colunas de cantaria. A nave central, três vezes maior que as laterais, possui tecto de madeira em masseira. Arco triunfal quebrado sobre colunas. Capela-mor com cobertura em abóbada estrelada apoiada em mísulas.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra rebocada. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

É possível, que possa ter sido atingida por alguns abalos de intensidade elevada (como por exemplo o sismo de 1755) que não se encontram documentados, uma vez que Santa Cruz é uma povoação rural isolada de diminuta população e reduzida importância regional.

Desde 1962 a DGEMN tem realizado pequenas obras de conservação e beneficiação.

Figura 4.22 - Descrição-tipo das igrejas da amostra.

### 4.3.3. Aplicação dos métodos simplificados de análise

Nesta secção faz-se a aplicação dos métodos simplificados de avaliação sísmica às igrejas nacionais constituintes da amostra anteriormente caracterizada (secção 4.3.2).

Os principais objectivos deste estudo são:

- a) avaliar se existe uma relação empírica, entre os indicadores dos métodos simplificados, que possibilite uma avaliação expedita da segurança sísmica das construções em alvenaria;
- b) definir as prioridades de intervenção na amostra seleccionada;
- c) estimar, por extrapolação dos resultados da amostra, o estado relativo à segurança sísmica das construções históricas nacionais em alvenaria.

Apresentam-se no final desta secção, nas Tabela 4.6 a Tabela 4.9, os resultados da aplicação dos métodos simplificados. Depois de uma análise crítica são apresentadas algumas recomendações.

#### **Análise geral dos resultados**

Na análise dos resultados que se segue admite-se que os materiais que constituem a alvenaria das paredes, e as próprias características mecânicas da alvenaria, são independentes da localização geográfica das igrejas. Só neste pressuposto faz sentido fazer a comparação de resultados.

Os indicadores  $\gamma_1$  (método 1) parecem revelar uma situação inadequada das igrejas do nosso país, ao apresentarem valores médios com pequenas variações entre zonas de diferente sismicidade (Figura 4.23). Com efeito, sendo estes indicadores independentes da sismicidade do local, a diminuição do risco sísmico geográfico deveria ser acompanhada pelo decréscimo deste indicador ( $\gamma_{1,A} > \gamma_{1,B} > \gamma_{1,C} > \gamma_{1,D}$ ), o que não parece acontecer com base nos resultados da amostra. Também os valores médios da relação ( $A_p/S$ ), representados nas Tabela 4.6 a Tabela 4.9 pela coluna  $k_1$ , contrariamente ao expectável, crescem quando a sismicidade do local diminui (zona A:  $k_1=0.24$ ; zona B:  $k_1=0.21$ ; zona C:  $k_1=0.25$  ; zona D:  $k_1=0.30$ ). Contudo, de acordo com os valores empíricos de referência (construtores antigos do México), os resultados

indicam segurança adequada em todas as zonas, se bem que, com melhores indicadores nas zonas A e D.

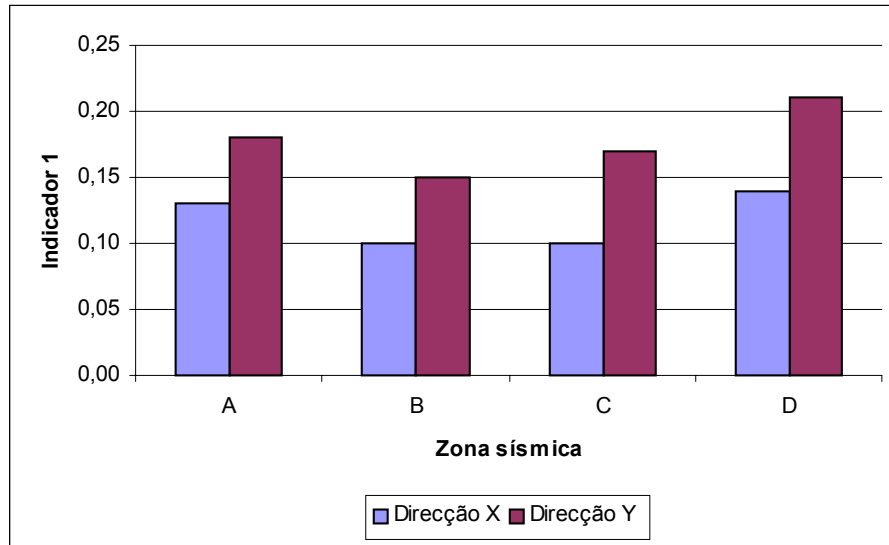


Figura 4.23 – Resultados médios do indicador  $\gamma_1$ , para amostra de estudo, em função da zona sísmica e da direcção analisada.

Estes factos podem ser interpretados como traduzindo que as características arquitectónico-estruturais das construções históricas, em planta, são independentes da zona sísmica em que se localizam, o que pode significar que:

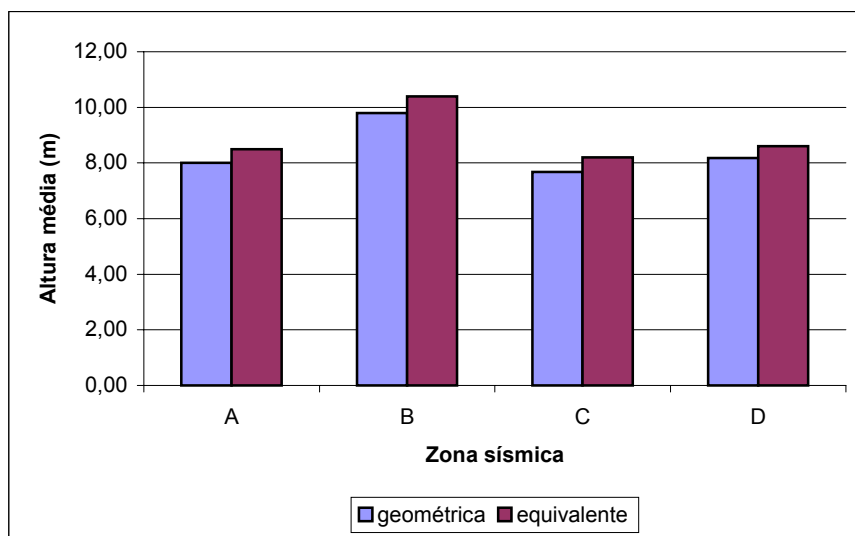
- a) A memória dos grandes danos sísmicos, registados predominantemente nas zonas de maior sismicidade, não se reflectiu em medidas preventivas, construtivas ou de reforço, face a futuros eventos (“memória curta” dos efeitos sísmicos). Esta hipótese é razoável em Portugal Continental, uma vez que o período de retorno dos grandes sismos é muito longo.
- b) As construções localizadas em zonas de maior sismicidade, independentemente do seu grau de segurança, estão mais vulneráveis que as localizadas em zonas de menor risco sísmico.

O indicador  $\gamma_2$  (método 2), apesar de variar de forma inversamente proporcional à altura das construções, revela também uma situação inadequada para as igrejas nacionais, idêntica à evidenciada pelo método 1. Com efeito, ao não depender da zona sísmica os seus indicadores deviam aumentar com a sismicidade, o que não se verifica.

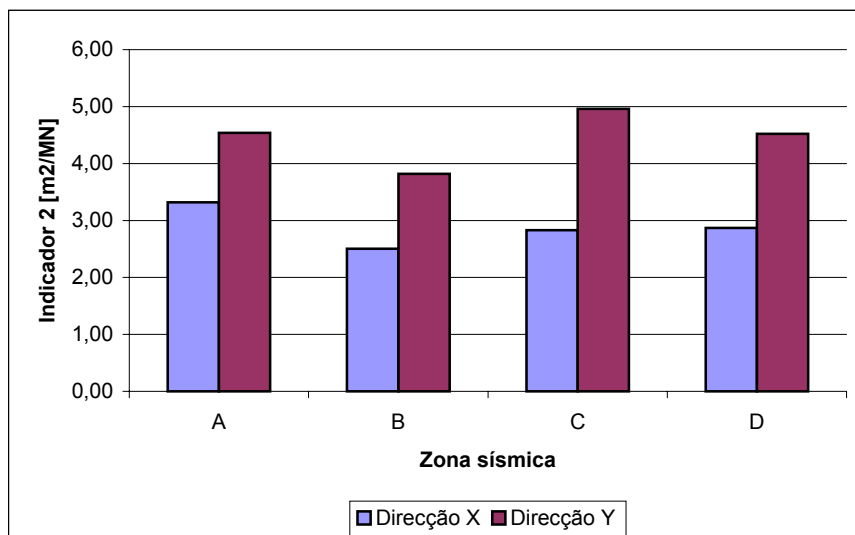
Se atendermos, a que a variação da altura das igrejas da amostra (Figura 4.24a), em função da zona sísmica, parece ser de difícil caracterização estatística, também da

interpretação dos resultados da aplicação do método 2 parece não poder identificar-se qualquer tendência lógica nos seus indicadores (Figura 4.24b). De facto, a altura média das igrejas, entre zonas sísmicas, tem pequenas variações, pelo que em termos médios, quase não influencia os resultados. Conclui-se assim que, neste caso, a influência da altura, no indicador do método 2, não compensa o efeito ausente do coeficiente sísmico, e que, em termos médios, a altura das igrejas não estará adequada à zona sísmica.

Contudo, tomando novamente como referência os valores empíricos dos antigos construtores do México [Meli, 1998], os resultados permitem concluir pela segurança das construções em todas as zonas, com melhor indicador mínimo ( $\gamma_{2x}$ ) na zona A.



(a)



(b)

Figura 4.24 - Resultados médios para a amostra, por zona sísmica: (a) altura média das igrejas ( $h_{equiv} = \text{Peso}/A_p$ ); (b) do indicador  $\gamma_2$  em função da direcção analisada.

O indicador  $\gamma_3$  (método 3) é o coeficiente de segurança ao corte das paredes, abstraindo-se, no entanto, se a sua geometria é, ou não, susceptível à rotura por corte. É, no entanto, o único indicador que considera o efeito da sismicidade local através do coeficiente sísmico  $\beta$ . Face à constância observada nos restantes indicadores, o indicador  $\gamma_3$  apresenta, obviamente, variações crescentes com a diminuição da sismicidade (Figura 4.25).

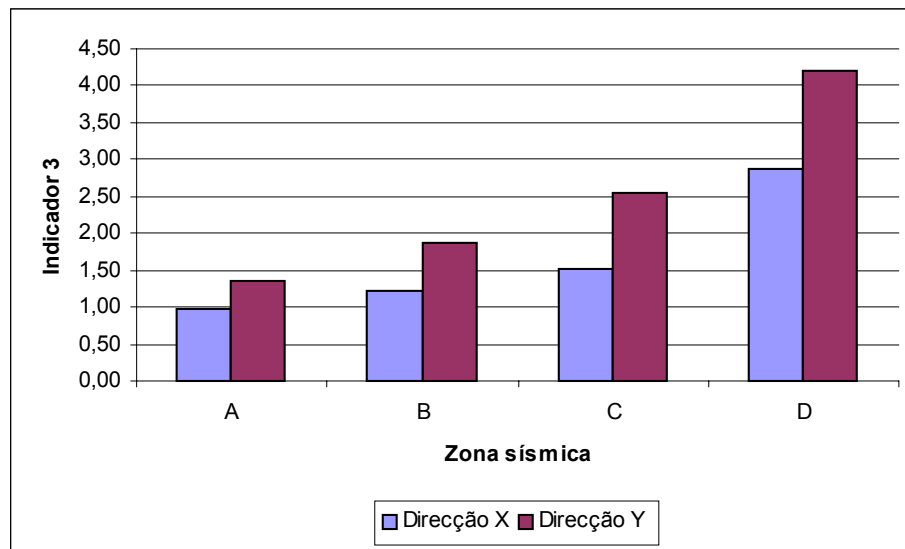


Figura 4.25 - Resultados médios do indicador  $\gamma_3$  na amostra de estudo, em função da zona sísmica e da direcção analisada.

Da análise da Figura 4.25 pode concluir-se que, em termos médios, as construções antigas (neste caso, igrejas) tem todas resultados aceitáveis, notando-se, no entanto, que na zona sísmica A, para a direcção mais vulnerável, o indicador  $\gamma_{3,x}$  está ligeiramente abaixo do limite mínimo.

### Comparação dos resultados por zona

Na zona A, os indicadores são contraditórios. Com efeito enquanto os indicadores do método 1 parecem adequados, em ambas as direcções, os resultados do método 3 indicam que em média as paredes na direcção x são insuficientes, chegando

mesmo a atingir valores 40% inferiores ao mínimo aceitável. Assim a resistência, na direcção x, de algumas destas estruturas deve ser considerada com reservas.

Na zona B, em média, todos os indicadores parecem razoáveis. Nas zonas C e D, todos os indicadores indicam que a segurança é adequada para ambas as direcções das estruturas.

### Recomendações

O método 1, sendo um método simples que considera apenas as dimensões em planta deve apenas utilizar-se para comparações qualitativas entre estruturas, dentro da mesma zona sísmica, com idênticas características arquitectónico-estruturais, nomeadamente altimétricas.

O método 2 e o método 3, sendo mais completos, exigem uma reflexão adicional que a seguir se apresenta. Em termos práticos, comparar os indicadores  $\gamma_2$  e  $\gamma_3$  é equivalente a comparar  $(1/h)$  com  $(1/\beta)$ , o que, face aos resultados, não parece ser uma tarefa fácil.

Com efeito, se tomarmos como exemplo uma construção a que, na zona sísmica A, corresponda um coeficiente de segurança ao corte unitário ( $\gamma_3=1$ ), esta terá coeficientes de segurança tanto maiores quanto menor for a sismicidade da zona onde se venha a enquadrar. No entanto, a segurança à acção sísmica parece ser constante ( $h = \text{constante}$ ) se for aplicado o método 2. Desta forma e com o objectivo de estabelecer valores mínimos de referência para o indicador  $\gamma_2$ , função da sismicidade da zona, propõe-se fazer a aferição destes valores pelos mínimos aceitáveis para o método 3. Assim, como

$$\gamma_{3,i \text{ min}} = 1.0 \rightarrow \gamma_{3,i \text{ min}} = A_{pi}/A_p \cdot \text{tg}\varphi/\beta \rightarrow (A_{pi}/A_p)_{\text{min.}} = \beta/\text{tg}\varphi$$

resulta que,

$$\gamma_{2,i} = A_{pi}/A_p \cdot 1/(\gamma \cdot h) \rightarrow \gamma_{2,i \text{ min.}} = (A_{pi}/A_p)_{\text{min.}} \cdot 1/(\gamma \cdot h) \rightarrow \gamma_{2,i \text{ min.}} = \beta/(\gamma \cdot h \cdot \text{tg}\varphi)$$

Com base nas hipóteses assumidas para as características das alvenarias da amostra:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  e  $\text{tg}\varphi = 0.4$ , e nos valores regulamentares da aceleração sísmica, traduzidos pelo coeficiente de sísmico  $\beta$  ( $\beta = 0.22 \cdot \alpha$ ), os valores mínimos de  $\gamma_{2,i}$  podem obter-se através da expressão:

$$\gamma_{2,i \text{ min.}} = 27.5 \alpha / h \text{ [m}^2/\text{MN]}$$

Da análise desta expressão pode constatar-se que, contrariamente ao indicador  $\gamma_3$ , o indicador  $\gamma_2$  pode ser aceitável com valores inferiores à unidade.

Em termos médios, para a amostra de estudo, os valores de referência ( $\gamma_{2,i \text{ mín.}}$ ) estão representados, por zona sísmica, na Figura 4.26.

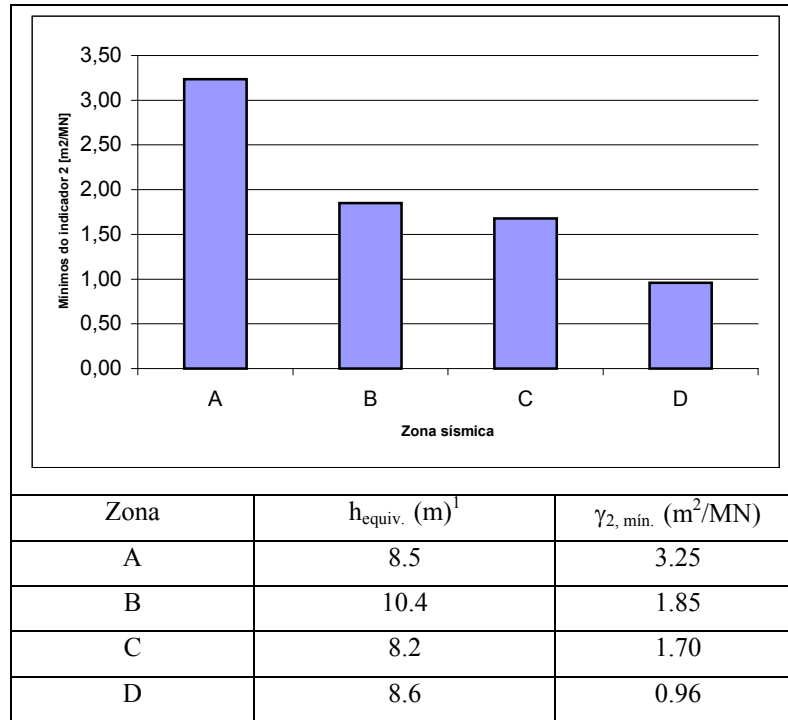


Figura 4.26 – Valores de referência do indicador  $\gamma_2$  para a amostra de estudo, em função da altura média das igrejas por zona sísmica.

Nos termos expostos, conhecido o indicador  $\gamma_2$  e o correspondente mínimo de referência  $\gamma_{2, \text{mín.}}$ , a determinação da segurança ao corte no plano (indicador  $\gamma_3$ ) é imediata. Com efeito,  $\gamma_3 = \gamma_2 / \gamma_{2, \text{mín.}}$ .

Além disso, nestas condições, o método 2 pode ser aplicado universalmente desde que conhecidas as acelerações sísmicas locais que determinam os valores de referência.

Os valores de referência dos antigos construtores do México para o indicador 2 (método 2) não podem aplicar-se às construções antigas em Portugal Continental. Com efeito, as características, nomeadamente a altura, das igrejas do México onde foram aferidas aquelas referências são muito diferentes das do nosso país.

<sup>(1)</sup> -  $h_{\text{equiv.}} = \text{Peso} / A_{\text{paredes}}$

Para a utilização do indicador  $\gamma_2$  recomendam-se, como referência, os valores propostos para o indicador  $\gamma_{2, \min.}$ . A aplicação deste indicador ( $\gamma_{2, \min.}$ ) às igrejas do México conduz, sensivelmente, às referências dos seus construtores.

Para o indicador  $\gamma_3$ , como já referido, recomendam-se valores superiores à unidade ( $\gamma_3 > 1.0$ ).

Como critério para a avaliação da segurança sísmica propõe-se a combinação do indicador  $\gamma_3$ , independente da altura das construções, com o indicador  $\gamma_2$ , inversamente proporcional à altura das construções. Desta forma, no nosso país (na falta de melhores indicadores) considerar-se-ão com segurança sísmica adequada as construções (igrejas, neste caso) que verifiquem simultaneamente as condições:  $\{\gamma_2 > \gamma_{2, \min \text{ zona}}^{(1)} \text{ e } \gamma_3 > 1.0\}$ .

### **Conclusões:**

1. Os resultados dos métodos simplificados revelam que, em Portugal Continental, as características geométrico-estruturais das construções históricas, em alvenaria, são independentes da zona sísmica, o que pode ser interpretado com o desconhecimento (ou menosprezo) da sismicidade local por parte dos construtores antigos.
2. De uma forma geral, independentemente da zona sísmica e do método utilizado, a direcção longitudinal (y) apresenta menor vulnerabilidade que a direcção transversal (x).
3. Em Portugal Continental considerar-se-ão em condição prioritária as igrejas que violem o critério proposto, ou seja, as igrejas que simultaneamente violem as recomendações:  $\{\gamma_2 > \gamma_{2, \min \text{ zona}} \text{ e } \gamma_3 > 1.0\}$ . As igrejas nesta situação são assinaladas a sombreado nas tabelas de resultados (Tabela 4.6 a Tabela 4.9). Na Tabela 4.5, indicam-se as igrejas para as quais se recomenda uma intervenção prioritária. Nas zonas sísmicas C e D, os resultados não indiciam igrejas com falta de segurança.

---

(<sup>1</sup>) - Nota-se que a aplicação desta condição é diferente de impôr uma exigência à altura das construções, porque o indicador  $\gamma_2$  considera o efeito da área em planta das paredes e o indicador  $\gamma_{2, \min}$  considera a altura e o coeficiente sísmico.

Tabela 4.5 - Igrejas da amostra com elevada vulnerabilidade sísmica.

<b>Zona</b>	<b>Designação</b>	<b>Localização</b>
<b>A</b>	A6 - Igreja Matriz de Entradas	Castro Verde
	A10 – Sé de Silves	Silves
	A12 - Igreja do Antigo Mosteiro de Jesus - São Julião	Setúbal
	A13 - Igreja Matriz de S. Salvador	Sines
	A14 - Igreja de S. Lourenço	V. N. de Azeitão
	A16 - Igreja de São Quintino	Sobral de Monte Agraço
	A20 - Igreja Matriz da Lourinhã	Lourinhã
	A21 - Igreja Matriz de Loures	Loures
<b>B</b>	B6 - Igreja de S. Pedro	Leiria











Tabela 4.6 - Resultados obtidos para as igrejas da amostra na zona A ( ■ - intervenção prioritária; ■ - violação de condição).

Zona A	Designação	Localização	h,med. (m)	S (m2)	Ap (m2)	Peso (MN)	h,peso (m)	Apx (m2)	Apy (m2)	K1	K2	K3	Apx/Ap	Apy/Ap	Método 1 (m2/m2)		Método 2 (m2/MN)		Método 3 (kN/kN)	
															$\gamma_{1x}$	$\gamma_{1y}$	$\gamma_{2x}$	$\gamma_{2y}$	$\gamma_{3x}$	$\gamma_{3y}$
A1	Igreja de Santa Cruz - Almodôvar	Beja	6,6	303,9	75,0	10,6	7,1	41,2	53,9	0,25	7,06	1,82	0,55	0,72	0,14	0,18	3,87	5,07	1,00	1,31
A2	Igreja de Santo Amaro / Capela de Santo Amaro	Beja	6,8	405,6	90,4	13,3	7,3	46,3	70,8	0,22	6,81	1,82	0,51	0,78	0,11	0,17	3,49	5,34	0,93	1,42
A3	Igreja da Misericórdia de Beja	Beja	7,15	397,0	65,7	10,3	7,9	41,6	43,3	0,17	6,35	1,82	0,63	0,66	0,10	0,11	4,02	4,18	1,15	1,20
A4	Igreja da Misericórdia das Entradas	Castro Verde	5,8	174,5	67,8	8,3	6,1	27,5	53,7	0,39	8,18	1,82	0,41	0,79	0,16	0,31	3,32	6,48	0,74	1,44
A5	Igreja Matriz de Mértola	Mértola	7,6	427,2	93,6	15,3	8,1	50,3	60,4	0,22	6,14	1,82	0,54	0,65	0,12	0,14	3,30	3,96	1,0	1,17
A6	Igreja Matriz de Entradas	Castro Verde	9,2	508,2	129,3	25,0	9,7	53,8	119,5	0,25	5,17	1,82	0,42	0,92	0,11	0,24	2,15	4,78	0,76	1,68
A7	Igreja Matriz de Vila do Bispo	V. Bispo	5,3	481,8	138,7	15,9	5,7	73,3	74,3	0,29	8,75	1,82	0,53	0,54	0,15	0,15	4,62	4,69	0,96	0,97
A8	Igreja da Luz – Capela Mor	Lagos	6	234,3	53,8	7,0	6,5	28,0	33,9	0,23	7,67	1,82	0,52	0,63	0,12	0,14	3,99	4,83	0,95	1,15
A9	Igreja Matriz de Loulé / Igreja São Clemente	Loulé	9,6	838,5	193,7	39,2	10,1	140,6	124,0	0,23	4,94	1,82	0,73	0,64	0,17	0,15	3,59	3,16	1,32	1,16
A10	Sé de Silves	Silves	12,3	1162,8	264,2	67,8	12,8	136,7	203,6	0,23	3,90	1,82	0,52	0,77	0,12	0,18	2,02	3,00	0,94	1,40
A11	Igreja Matriz/ Igreja de São João Baptista	Alcochete	6	734,6	181,1	23,5	6,5	93,3	116,6	0,25	7,71	1,82	0,52	0,64	0,13	0,16	3,97	4,97	0,94	1,17
A12	Igreja do antigo Mosteiro de Jesus - São Julião	Setúbal	12,5	495,0	151,8	39,1	12,9	56,0	118,2	0,31	3,88	1,82	0,37	0,78	0,11	0,24	1,43	3,02	0,67	1,42
A13	Igreja Matriz S. Salvador	Sines	8,6	571,6	131,3	24,0	9,1	66,7	88,1	0,23	5,48	1,82	0,51	0,67	0,12	0,15	2,78	3,68	0,92	1,22
A14	Igreja de S. Lourenço	V. Nogueira de	7	395,2	78,4	11,9	7,6	34,0	66,7	0,20	6,57	1,82	0,43	0,85	0,09	0,17	2,85	5,59	0,79	1,55
A15	Igreja de Nossa Senhora da Graça	Barreiro	5,8	306,4	63,2	8,1	6,4	32,1	43,8	0,21	7,83	1,82	0,51	0,69	0,10	0,14	3,98	5,43	0,92	1,26
A16	Igreja de São Quintino	S. de M <sup>te</sup> Agraço	8,4	675,3	154,0	27,5	8,9	72,8	109,5	0,23	5,60	1,82	0,47	0,71	0,11	0,16	2,65	3,98	0,86	1,29
A17	Igreja da Cheleiros	Mafra	5,75	215,5	64,8	8,0	6,1	34,0	31,1	0,30	8,13	1,82	0,52	0,48	0,16	0,14	4,26	3,90	0,95	0,87
A18	Igreja de Santa Maria	Sintra	8,3	373,1	83,9	14,8	8,8	45,4	70,2	0,22	5,66	1,82	0,54	0,84	0,12	0,19	3,06	4,74	1,0	1,52
A19	Igreja de Santo André	Mafra	6,95	315,0	75,6	11,3	7,5	41,3	60,6	0,24	6,71	1,82	0,55	0,80	0,13	0,19	3,67	5,38	1,0	1,46
A20	Igreja Matriz da Lourinhã	Lourinhã	7,3	574,5	124,2	19,5	7,9	60,7	107,0	0,22	6,37	1,82	0,49	0,86	0,11	0,19	3,11	5,48	0,89	1,57
A21	Igreja Matriz de Loures	Loures	11,5	934,2	230,7	55,3	12,0	80,2	187,0	0,25	4,17	1,82	0,35	0,81	0,09	0,20	1,45	3,38	0,63	1,47
A22	Igreja Paroquial de S. Cristóvão	Lisboa	10	478,7	93,7	19,9	10,6	65,7	79,5	0,20	4,71	1,82	0,70	0,85	0,14	0,17	3,30	4,00	1,27	1,54
A23	Igreja de São Domingos	Lisboa	11	2890,7	634,1	146,4	11,5	561,8	637,7	0,22	4,33	1,82	0,89	1,01	0,19	0,22	3,84	4,35	1,61	1,83
A24	Igreja da Terrugem	Sintra	5,5	437,9	99,7	12,0	6,0	56,8	72,5	0,23	8,30	1,82	0,57	0,73	0,13	0,17	4,73	6,03	1,04	1,32
A25	Igreja Matriz de Arruda dos Vinhos	A. dos Vinhos	8,25	703,8	136,8	24,3	8,9	85,5	98,3	0,19	5,64	1,82	0,63	0,72	0,12	0,14	3,52	4,05	1,14	1,31
		Min.	5,3	174,5	53,8	7,0	5,7	27,5	31,1	0,2	3,9	1,8	0,3	0,5	0,09	0,11	1,43	3,00	0,63	0,87
		Med.	8,0	601,4	139,0	26,3	8,5	81,0	109,0	0,2	6,2	1,8	0,5	0,7	0,13	0,18	3,32	4,54	0,97	1,35
		Máx.	12,5	2890,7	634,1	146,4	12,9	561,8	637,7	0,4	8,7	1,8	0,9	1,0	0,19	0,31	4,73	6,48	1,61	1,83
		Desv. Padrão	2,2	530,8	116,6	29,2	2,2	104,4	118,1	0,0	1,5	0,0	0,1	0,1	0,03	0,04	0,88	0,94	0,21	0,21

Tabela 4.7 - Resultados obtidos para as igrejas da amostra na zona B (   - intervenção prioritária;   - violação de condição).

Zona B	Designação	Localização	h <sub>med.</sub> (m)	S (m <sup>2</sup> )	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )	Peso (MN)	h <sub>equiv.</sub> (m)	A <sub>px</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>py</sub> (m <sup>2</sup> )	K1	K2	K3	A <sub>px</sub> / A <sub>p</sub>	A <sub>py</sub> / A <sub>p</sub>	Método 1 (m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )		Método 2 (m <sup>2</sup> /MN)		Método 3 (kN/kN)	
															γ <sub>1x</sub>	γ <sub>1y</sub>	γ <sub>2x</sub>	γ <sub>2y</sub>	γ <sub>3x</sub>	γ <sub>3y</sub>
B1	Igreja de Santa Clara	Santarém	12,8	1402,8	226,9	61,4	13,5	94,0	167,4	0,16	3,69	2,60	0,41	0,74	0,07	0,12	1,53	2,72	1,08	1,92
B2	Igreja Matriz da Golegã	Golegã	10,3	707,5	112,8	24,9	11,1	58,3	91,3	0,16	4,52	2,60	0,52	0,81	0,08	0,13	2,34	3,66	1,34	2,10
B3	Igreja Matriz de Arronches	Portalegre	9,9	904,2	177,7	37,4	10,5	83,3	126,0	0,20	4,76	2,60	0,47	0,71	0,09	0,14	2,23	3,37	1,22	1,84
B4	Igreja Matriz da Redinha	Pombal	6	286,3	73,5	9,5	6,5	30,2	47,6	0,26	7,73	2,60	0,41	0,65	0,11	0,17	3,18	5,01	1,07	1,68
B5	Igreja Matriz de S. João Baptista	Moura	12,7	838,1	147,3	39,4	13,4	73,2	112,6	0,18	3,74	2,60	0,50	0,76	0,09	0,13	1,86	2,86	1,29	1,99
B6	Igreja de S. Pedro	Leiria	7,5	395,2	94,0	15,0	8,0	25,3	79,1	0,24	6,25	2,60	0,27	0,84	0,06	0,20	1,68	5,26	0,70	2,19
B7	Igreja Matriz da Batalha	Batalha	7,8	416,7	92,8	15,5	8,3	45,8	62,0	0,22	6,00	2,60	0,49	0,67	0,11	0,15	2,96	4,01	1,28	1,74
B8	Igreja de Sta. Maria dos Olivais	Tomar	7,4	860,4	128,8	21,1	8,2	58,0	84,7	0,15	6,10	2,60	0,45	0,66	0,07	0,10	2,75	4,01	1,17	1,71
B9	Igreja da Atalaia	Santarém	6,3	552,2	134,3	18,2	6,8	97,1	116,3	0,24	7,36	2,60	0,72	0,87	0,18	0,21	5,32	6,37	1,88	2,25
B10	Igreja de Santa Cruz	Santarém	9,4	426,9	104,2	20,6	9,9	52,0	58,4	0,24	5,05	2,60	0,50	0,56	0,12	0,14	2,52	2,83	1,30	1,46
B11	Sé de Évora	Évora	17,5	1890,0	408,4	147,5	18,1	172,0	286,0	0,22	2,77	2,60	0,42	0,70	0,09	0,15	1,17	1,94	1,09	1,82
		Min.	6,00	286,30	73,50	9,51	6,47	25,26	47,60	0,15	2,77	2,60	0,27	0,56	0,06	0,10	1,17	1,94	0,70	1,46
		Med.	9,78	789,12	154,60	37,33	10,39	71,75	111,95	0,21	5,27	2,60	0,47	0,72	0,10	0,15	2,50	3,82	1,22	1,88
		Máx.	17,50	1890,00	408,40	147,48	18,06	172,00	286,00	0,26	7,73	2,60	0,72	0,87	0,18	0,21	5,32	6,37	1,88	2,25
		Desv. Padrão	3,4	484,8	94,7	39,4	3,5	40,8	67,3	0,0	1,6	0,0	0,1	0,1	0,03	0,03	1,12	1,30	0,28	0,24

$$h_{\text{equivalente}} = \text{Peso} / A_p$$

$$\text{Método 1: } \gamma_{1,i} = A_{pi} / S = A_{pi} / A_p \cdot k_1 \quad \text{com } k_1 = A_p / S$$

$$\text{Método 2: } \gamma_{2,i} = A_{pi} / G = A_{pi} / A_p \cdot k_2 \quad \text{com } k_2 = 1 / (\gamma \cdot h)$$

$$\text{Método 3: } \gamma_{3,i} = V_{rd} / V_{sd} = A_{pi} / A_p \cdot k_3 \quad \text{com } k_3 = \text{tg} \phi / \beta \quad (\text{coesão nula})$$

Tabela 4.8 - Resultados da aplicação dos métodos simplificados às igrejas da amostra na zona C.

Zona C	Designação	Localização	h <sub>med.</sub> (m)	S (m2)	A <sub>p</sub> (m2)	Peso (MN)	h <sub>equiv.</sub> (m)	A <sub>px</sub> (m2)	A <sub>py</sub> (m2)	K1	K2	K3	A <sub>px</sub> /A <sub>p</sub>	A <sub>py</sub> /A <sub>p</sub>	Método 1 (m2/m2)		Método 2 (m2/MN)		Método 3 (kN/kN)	
															γ <sub>1x</sub>	γ <sub>1y</sub>	γ <sub>2x</sub>	γ <sub>2y</sub>	γ <sub>3x</sub>	γ <sub>3y</sub>
C1	Igreja de S. Tiago de Coimbra	Coimbra	8,9	405,6	112,6	21,0	9,3	36,1	75,7	0,28	5,36	3,64	0,32	0,67	0,09	0,19	1,72	3,60	1,17	2,45
C2	Igreja Matriz de Vouzela	Vouzela	7,4	253,8	74,2	11,6	7,8	29,1	54,2	0,29	6,40	3,64	0,39	0,73	0,11	0,21	2,51	4,68	1,43	2,66
C3	Igreja de Nossa Senhora da Fresta	Trancoso	6,3	200,6	60,5	8,1	6,7	21,4	45,0	0,30	7,47	3,64	0,35	0,74	0,11	0,22	2,64	5,55	1,29	2,70
C4	Igreja de São Pedro de Arganil	Arganil	4,1	252,1	48,9	4,6	4,7	20,8	35,5	0,19	10,60	3,64	0,43	0,73	0,08	0,14	4,50	7,69	1,55	2,64
C5	Sé velha	Coimbra	16,3	842,3	238,0	79,6	16,7	130,4	164,7	0,28	2,99	3,64	0,55	0,69	0,15	0,20	1,64	2,07	1,99	2,52
C6	Igreja Matriz da Lourosa	Oliv. Hospital	4,5	284,2	58,5	5,9	5,1	24,8	42,3	0,21	9,84	3,64	0,42	0,72	0,09	0,15	4,17	7,11	1,54	2,63
C7	Igreja da Tocha	Cantanhede	10,8	442,8	122,8	27,6	11,2	44,7	79,3	0,28	4,45	3,64	0,36	0,65	0,10	0,18	1,62	2,87	1,32	2,35
C8	Igreja Paroquial de Figueiró dos Vinhos	Leiria	8,7	862,8	162,8	30,4	9,3	88,9	93,8	0,19	5,36	3,64	0,55	0,58	0,10	0,11	2,92	3,09	1,99	2,10
C9	Igreja e Convento de S. João Tarouca	Viseu	4,7	973,2	188,8	20,1	5,3	68,2	142,6	0,19	9,40	3,64	0,36	0,76	0,07	0,15	3,40	7,10	1,31	2,75
C10	Igreja da Misericórdia do Sabugal	Guarda	6,5	317,8	70,7	10,0	7,0	31,6	47,9	0,22	7,10	3,64	0,45	0,68	0,10	0,15	3,17	4,81	1,63	2,46
C11	Igreja de S. Miguel de Urró - Arouca	Aveiro	6,2	217,7	58,5	7,8	6,6	22,0	46,9	0,27	7,52	3,64	0,38	0,80	0,10	0,22	2,83	6,03	1,37	2,92
	Min.		4,10	200,60	48,93	4,62	4,72	20,80	35,50	0,19	2,99	3,64	0,32	0,58	0,07	0,11	1,62	2,07	1,17	2,10
	Med.		7,67	459,35	108,76	20,61	8,18	47,09	75,26	0,25	6,95	3,64	0,41	0,70	0,10	0,17	2,83	4,96	1,51	2,56
	Máx.		16,30	973,20	238,00	79,61	16,72	130,40	164,70	0,30	10,60	3,64	0,55	0,80	0,15	0,22	4,50	7,69	1,99	2,92
	Desv. Padrão		3,5	289,5	63,1	21,5	3,5	35,1	43,0	0,0	2,4	0,0	0,1	0,1	0,02	0,04	0,96	1,91	0,27	0,22

$$h_{\text{equivalente}} = \text{Peso}/A_p$$

$$\text{Método 1: } \gamma_{1,i} = A_{pi}/S = A_{pi}/A_p \cdot k_1 \quad \text{com } k_1 = A_p/S$$

$$\text{Método 2: } \gamma_{2,i} = A_{pi}/G = A_{pi}/A_p \cdot k_2 \quad \text{com } k_2 = 1/(\gamma \cdot h)$$

$$\text{Método 3: } \gamma_{3,i} = V_{rd}/V_{sd} = A_{pi}/A_p \cdot k_3 \quad \text{com } k_3 = \text{tg}\phi/\beta \quad (\text{coesão nula})$$

Tabela 4.9 - Resultados da aplicação dos métodos simplificados às igrejas da amostra na zona D.

Zona D	Designação	Localização	h <sub>med.</sub> (m)	S (m <sup>2</sup> )	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )	Peso (MN)	h <sub>equiv.</sub> (m)	A <sub>px</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>py</sub> (m <sup>2</sup> )	K1	K2	K3	A <sub>px</sub> / A <sub>p</sub>	A <sub>py</sub> / A <sub>p</sub>	Método 1 (m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> )		Método 2 (m <sup>2</sup> /MN)		Método 3 (kN/kN)	
															γ <sub>1x</sub>	γ <sub>1y</sub>	γ <sub>2x</sub>	γ <sub>2y</sub>	γ <sub>3x</sub>	γ <sub>3y</sub>
D1	Igreja da Misericórdia	F. de Espada a Cinta	11,4	191,1	46,8	11,1	11,9	28,0	21,0	0,24	4,21	6,06	0,60	0,45	0,15	0,11	2,52	1,89	3,63	2,72
D2	Igreja de Algosinho	Mogadouro	5,1	370,5	106,8	11,8	5,5	53,2	76,0	0,29	9,06	6,06	0,50	0,71	0,14	0,21	4,52	6,45	3,02	4,31
D3	Igreja do Tabuado	Marco de Canaveses	7,4	228,3	82,9	12,8	7,7	34,9	39,3	0,36	6,47	6,06	0,42	0,47	0,15	0,17	2,72	3,07	2,55	2,87
D4	Igreja Matriz de Armamar	Armamar	7,9	411,6	106,8	17,9	8,4	52,9	74,6	0,26	5,98	6,06	0,50	0,70	0,13	0,18	2,96	4,18	3,00	4,23
D5	Igreja de N. Sra da Orada	Melgaço	6,7	162,1	58,9	8,3	7,0	19,0	37,5	0,36	7,11	6,06	0,32	0,64	0,12	0,23	2,29	4,53	1,95	3,86
D6	Igreja de S. Miguel do Castelo	Guimarães	5,6	164,2	49,1	5,9	6,0	17,8	38,8	0,30	8,33	6,06	0,36	0,79	0,11	0,24	3,02	6,58	2,20	4,79
D7	Igreja de Almacave	Lamego	8,6	497,5	146,5	26,4	9,0	75,6	90,7	0,29	5,55	6,06	0,52	0,62	0,15	0,18	2,86	3,44	3,13	3,75
D8	Igreja de S. Martinho de Cedofeita	Porto	10,7	219,1	85,9	18,9	11,0	52,3	61,2	0,39	4,54	6,06	0,61	0,71	0,24	0,28	2,77	3,24	3,69	4,32
D9	Igreja de Santo Cristo de Outeiro	Vimioso	14,3	752,2	189,4	56,0	14,8	113,6	126,1	0,25	3,38	6,06	0,60	0,67	0,15	0,17	2,03	2,25	3,64	4,04
D10	Igreja de N. Sra da Azinheira	Chaves	5,2	222,4	69,4	7,8	5,6	21,9	56,2	0,31	8,95	6,06	0,32	0,81	0,10	0,25	2,83	7,25	1,91	4,91
D11	Igreja de S. Fins de Friestas	Viana do Castelo	7,1	134,9	30,5	4,7	7,6	14,3	32,1	0,23	6,55	6,06	0,47	1,05	0,11	0,24	3,07	6,90	2,84	6,38
		Min.	5,10	134,90	30,50	4,65	5,52	14,30	21,00	0,23	3,38	6,06	0,32	0,45	0,10	0,11	2,03	1,89	1,91	2,72
		Med.	8,18	304,90	88,46	16,50	8,59	43,95	59,41	0,30	6,38	6,06	0,47	0,69	0,14	0,21	2,87	4,52	2,87	4,20
		Máx.	14,30	752,20	189,40	55,97	14,78	113,60	126,10	0,39	9,06	6,06	0,61	1,05	0,24	0,28	4,52	7,25	3,69	6,38
		Desv. Padrão	2,9	188,4	47,1	14,6	2,9	30,2	30,8	0,1	1,9	0,0	0,1	0,2	0,0	0,0	0,6	2,0	0,7	1,0

$$h_{\text{equivalente}} = \text{Peso} / A_p$$

$$\text{Método 1: } \gamma_{1,i} = A_{pi} / S = A_{pi} / A_p \cdot k_1 \quad \text{com } k_1 = A_p / S$$

$$\text{Método 2: } \gamma_{2,i} = A_{pi} / G = A_{pi} / A_p \cdot k_2 \quad \text{com } k_2 = 1 / (\gamma \cdot h)$$

$$\text{Método 3: } \gamma_{3,i} = V_{rd} / V_{sd} = A_{pi} / A_p \cdot k_3 \quad \text{com } k_3 = \text{tg}\phi / \beta \quad (\text{coesão nula})$$

## 5. Caso de estudo no Centro Histórico de Bragança

Neste capítulo faz-se a aplicação dos conhecimentos apresentados nas secções anteriores a um caso de estudo inserido no Centro Histórico de Bragança. Trata-se de um edifício habitacional, com data de construção desconhecida, com paredes em alvenaria de pedra irregular, dois pisos elevados e cobertura em estrutura de madeira. O estudo envolve o levantamento geométrico e estrutural do edifício e a realização de ensaios experimentais *in-situ*, com ensaios de macacos planos, simples e duplos, e inspecções visuais com câmara boroscópica. Os resultados fundamentam uma proposta de intervenção apresentada no final.

### 5.1. Enquadramento

A data exacta do início do povoamento de Bragança é controversa, havendo diversas opiniões sobre o assunto. Sabe-se no entanto que, em 1187, D. Sancho concede foral a Bragança com o intuito de fixar povoações nesta zona fronteiriça recentemente conquistada para a defender de potenciais invasores. Esta constante preocupação do reinado era acompanhada da concessão de sucessivos privilégios de estímulo à sua população.

Supõe-se assim que as primeiras casas e as primeiras muralhas defensivas datem desta época (séc. XII). O Castelo e a sua imponente torre de Menagem, como ainda hoje se conserva, só terá aparecido no início do século XV. Na vila predominavam, como ainda se mantêm, ruas estreitas e sinuosas com casas de ascendência medieval, de arquitectura humilde, com cariz popular, com pouca luz e fracas condições de habitabilidade, reflexo das dificuldades económicas [Luso, 2002].

Com o estabelecimento da paz e de condições mais favoráveis, fora das muralhas, para o comércio e para a melhoria do poder económico da população, a cidadela perde supremacia, tendo-se registado um despovoamento, em benefício do desenvolvimento urbano no seu exterior.

O desenvolvimento económico extra-muros reflecte-se num maior desafio da estrutura urbana, com ruas mais largas, e na tipologia das habitações, mais nobres, amplas, altas e abertas.

Na cidadela predominam os edifícios de piso único e de dois pisos, com fachadas lisas e de construção pobre. Pela ausência de crescimento em altura conclui-se não terem sido necessários acrescentos, sinónimo de que não houve falta de habitação no interior da cidadela, antes pelo contrário, alvo do abandono pela população. Os edifícios apresentam-se hoje, na generalidade, muito degradados, com fracas condições de habitabilidade, com habitantes maioritariamente idosos ou abandonados.

Os materiais predominantes na construção das paredes eram fundamentalmente a pedra irregular (de xisto, ou, menos vulgar, de granito) e o barro e, nalguns casos, paredes de tabique fasquiado ou não-fasquiado. Nos pavimentos e coberturas predominam as estruturas de madeira.

Aquilo que constitui hoje o Centro Histórico de Bragança, caracterizado por duas grandes áreas, zona I e zona II, de acordo com a classificação do Gabinete Técnico Local, parecia já na época separado pelas muralhas, como se fossem dois mundos distintos. Com efeito, ainda hoje a muralha separa a zona I, a mais antiga e núcleo urbano vulgarmente designado de Cidadela (Figura 5.1), dos seus arrabaldes, a zona II e símbolo de maior poder económico.

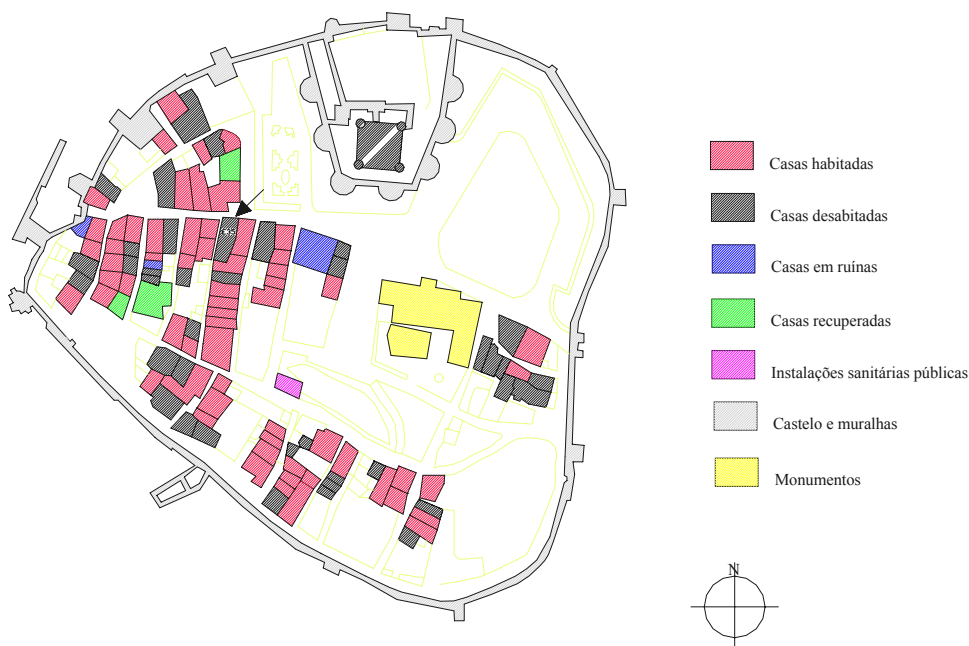


Figura 5.1 - Mapa da zona I do Centro Histórico de Bragança - "A Cidadela" [Luso, 2002].

A Cidadela, zona I do centro histórico, onde se localiza a habitação em estudo é atravessada por uma rua (D. Fernando, O Bravo) que liga as duas únicas portas, opostas, de acesso ao exterior. A esta via afluem ruas estreitas e sinuosas, ladeadas por habitações com tipologias semelhantes, que terminam, por vezes, em pequenas praças ou largos.

É precisamente na afluência da rua “Duque D. Teodósio I” com a rua “D. Fernando, O Bravo” que, em gaveto, se localiza com o número 26 o caso de estudo do presente trabalho. A construção é delimitada a nascente e a sul pela habitação contígua, por paredes geminadas, com a qual partilha a testa do quarteirão, na rua “D. Fernando, O Bravo” (Figura 5.2), e a poente pela estreita rua “Duque D. Teodósio I” (Figura 5.3).



Figura 5.2 - Aspecto da rua “D. Fernando, O Bravo”, e da habitação em estudo.

A habitação está devoluta e é, neste momento, propriedade da Câmara Municipal de Bragança. Vem designada nos anexos ao plano de pormenor daquela zona histórica, referentes à caracterização das edificações, por “edifício E35” (Figura 5.1). A habitação está caracterizada como arquitectura privada, com interesse, existindo grande interesse na sua recuperação de acordo com o grau de intervenção aí prescrito: “Conservação genérica do exterior do imóvel com possibilidade de remodelação controlada, preservando obrigatoriamente as fachadas de qualidade” (Figura 5.1a Figura 5.4).



Figura 5.3 - Aspecto da parede de empena - alçado lateral - na rua Duque D. Teodósio I.

Não se conhecem quaisquer registos históricos relativos à data da construção desta habitação, à sua concepção original ou a, eventuais, intervenções ou alterações

posteriores. A julgar pelos estudos arqueológicos que decorreram durante a elaboração do presente trabalho, com levantamento do soalho do rés-do-chão para escavações, é provável que a habitação date da época do aparecimento da Cidadela (séc. XII). Aliás, na zona circunscrita às muralhas, a generalidade das edificações, com excepção dos monumentos históricos mais importantes, como a “Domus Municipalis”, a Igreja de Santa Maria e o Castelo, não há documentos que permitam precisar a data da sua construção.



Figura 5.4 - Aspecto da fachada - alçado principal - do edifício.

## **5.2. Trabalhos de inspecção**

Nesta secção faz-se levantamento da geometria, da estrutura, dos empenos e da fendilhação das paredes mestras da habitação, em alvenaria de pedra irregular. Inclui-se também a caracterização geométrico-morfológica e mecânica das paredes.

### **5.2.1. Levantamento geométrico e estrutural**

A habitação tem uma configuração em planta rectangular e é constituída por três pisos, o rés-do-chão e dois pisos elevados, conforme ilustram as Figura 5.5 e Figura 5.6.

A estrutura é constituída por paredes em alvenaria de pedra irregular, rebocadas, pavimentos e cobertura em madeira. A espessura das paredes varia dos 75 cm na base até aos 50 cm topo com redução da secção ao nível dos pavimentos (Figura 5.7). A estrutura dos pavimentos, em madeira, é constituída por um reticulado ortogonal de vigas - principais e secundárias. As vigas principais apoiam sobre as paredes de empena (Figura 5.7 e Figura 5.8). Os soalhos de madeira estão assentes em vigas secundárias transversais às principais. As escadas de acesso aos pisos superiores são também em madeira.

A cobertura, sem asnas, é constituída por vigas principais apoiadas nas paredes de empena (Figura 5.7 e Figura 5.8d), sem qualquer travamento. Este sistema é susceptível a instabilizar por movimentos horizontais. A viga principal do eixo 2 é a que evidencia mais esta fragilidade com indícios de movimentos associados ao impulso que exerce sobre a parede de empena, mais baixa, onde apoia.

As paredes divisórias interiores são de alvenaria de pedra, no rés-do-chão, reforçadas com vigas de madeira nas padieiras dos vãos, e são de tabique, não-fasquiado no 1º piso e fasquiado no 2º piso. O estado de conservação geral da estrutura, evidenciado por um conjunto de patologias que se distribuem de forma generalizada por toda a construção, é deficiente. As paredes apresentam deformações excessivas e um conjunto de fendas de espessura variável. Seguidamente apresenta-se um levantamento detalhado destas patologias, ilustradas com fotografias e/ou representações esquemáticas.



Figura 5.5 - Alçados: fachada e empena.

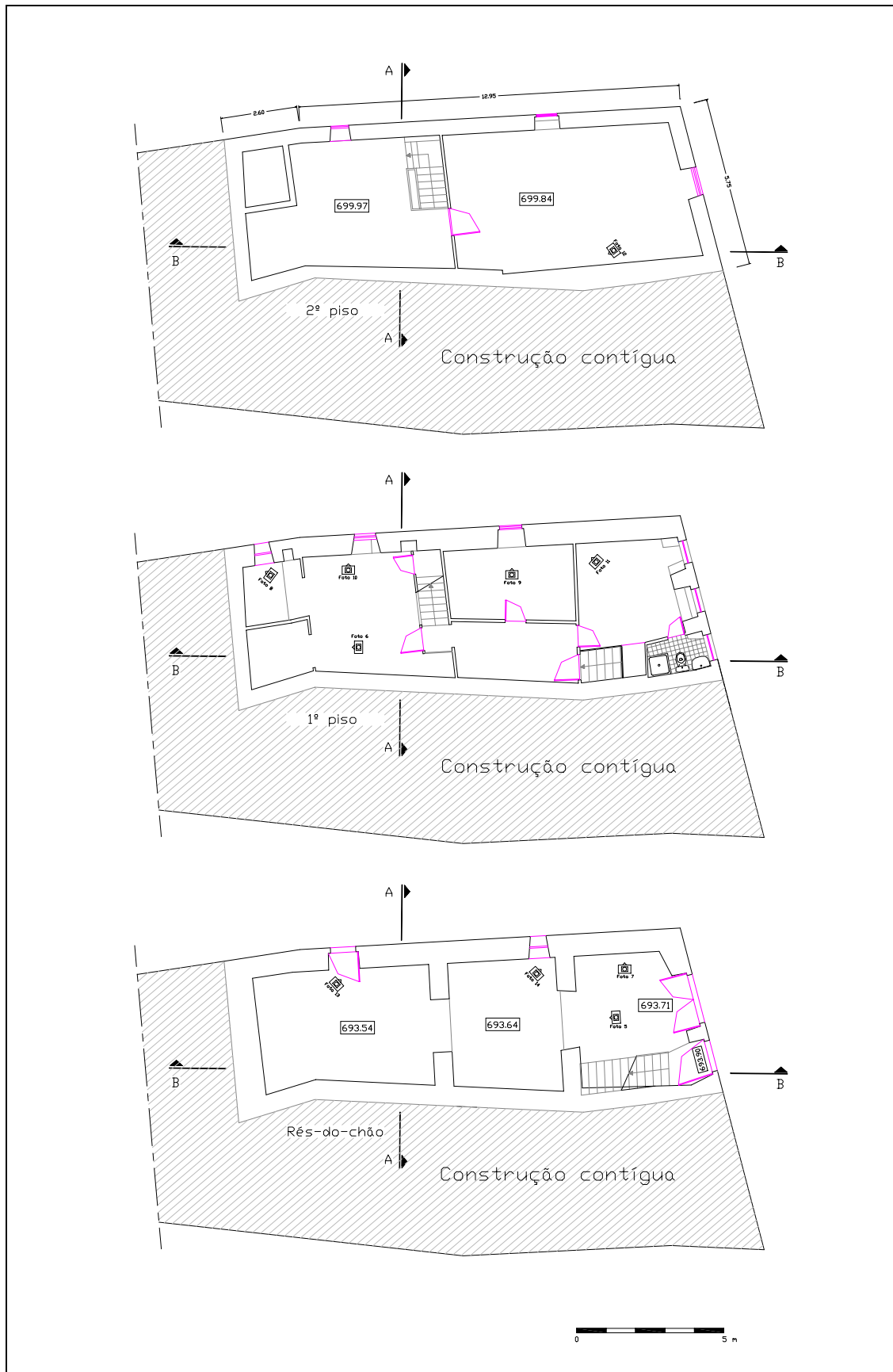


Figura 5.6 - Planta dos pisos (configuração actual): rés-do-chão, 1º piso e 2º piso. Localização da fotografias 5 a 14.

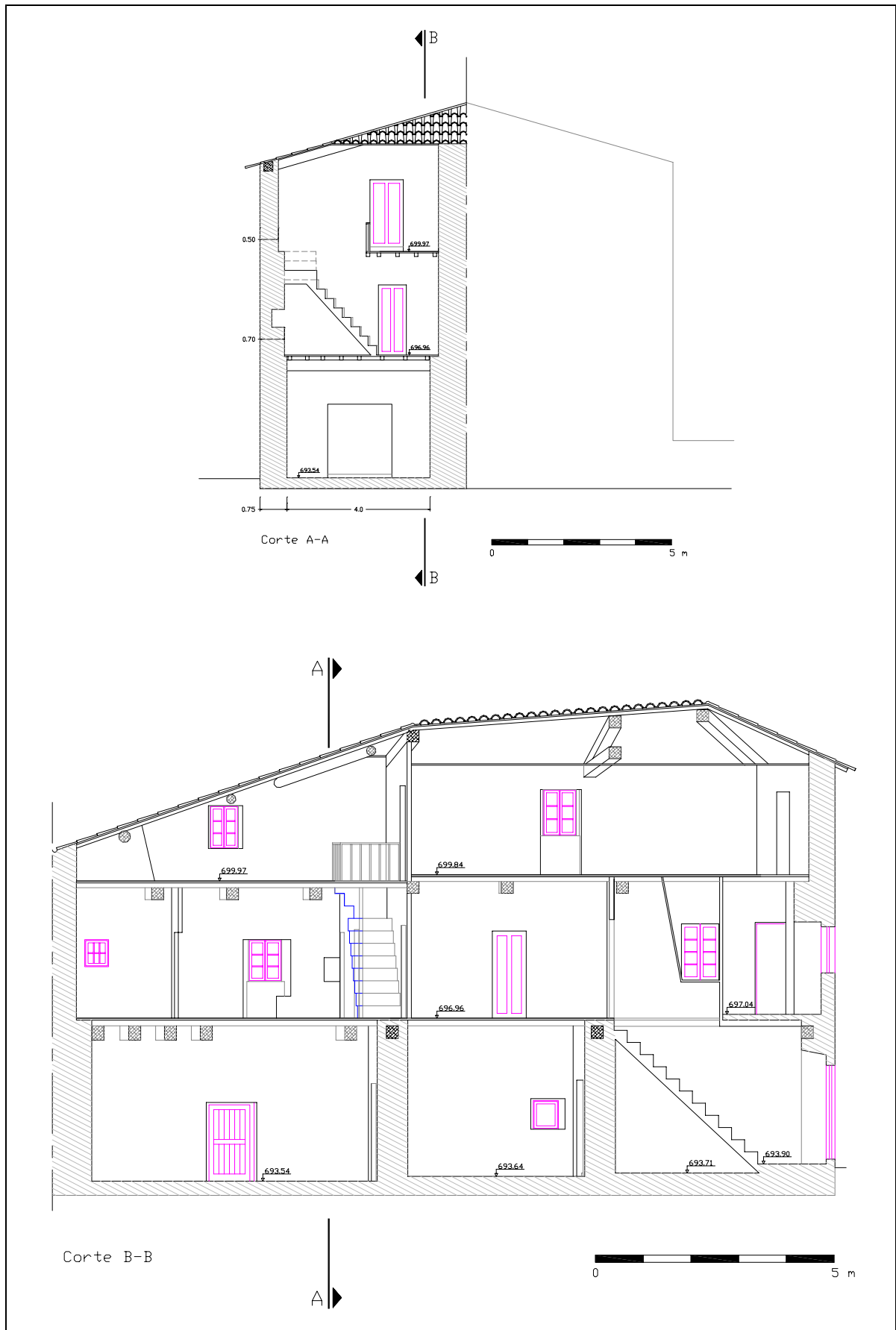


Figura 5.7 - Corte transversal (A-A) e longitudinal (B-B).

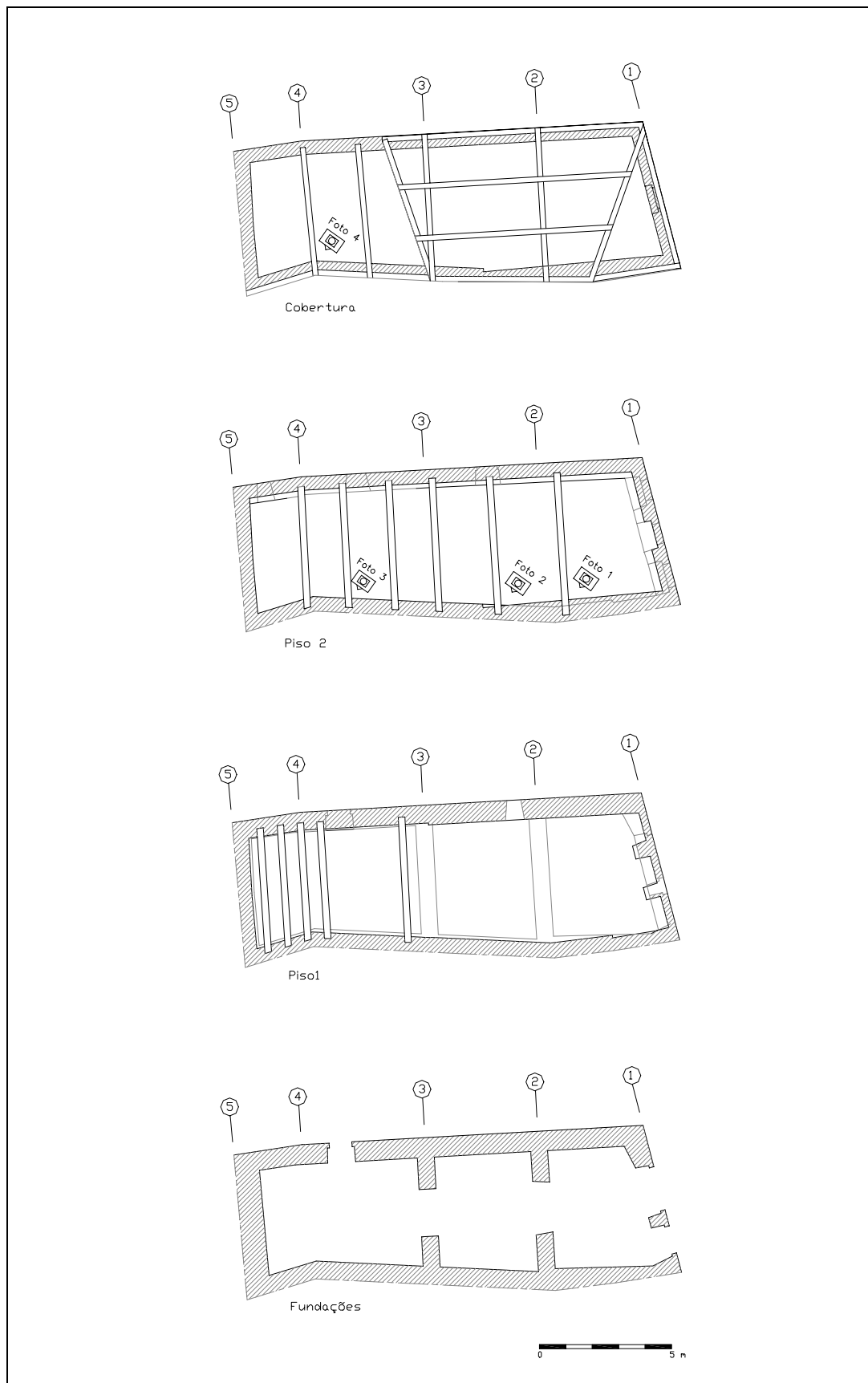


Figura 5.8 - Plantas estruturais actuais. Paredes mestras e vigas principais dos pavimentos e cobertura. Localização das fotografias 1 a 4.

### 5.2.2. Levantamento dos empenos

De uma forma geral ambas as paredes, fachada e empena, apresentam deformações excessivas para o exterior. Apresentam-se seguidamente os resultados deste levantamento.

Na fachada principal verifica-se que o gradiente de deformações é particularmente acentuado na transição do rés-do-chão para o primeiro piso, com o deslocamento normal máximo a atingir valores da ordem dos 0.17 m. Acima deste piso, a variação das deformações é menor ( Figura 5.9).

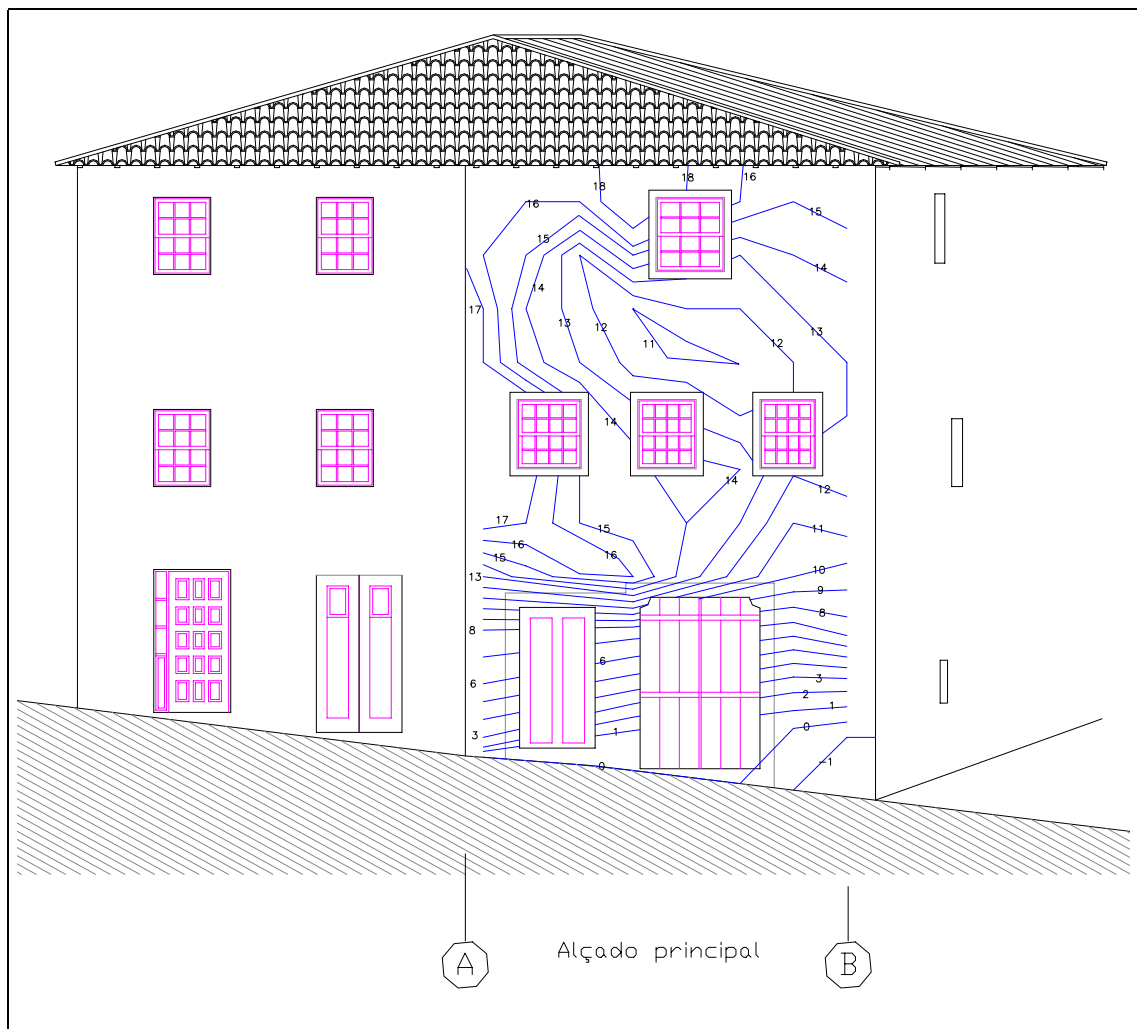


Figura 5.9 - Representação das curvas de igual deslocamento normal ao plano da parede de fachada (cotas em centímetros). Os valores positivos representam deslocamentos para o exterior.

Na parede de empena os desaprumos, mais significativos, são indicadores de uma situação mais gravosa. A amplitude das deformações aumenta com a altura. As maiores deformações chegam a alcançar um máximo relativo de 0.24 m, junto ao eixo 2, e um absoluto de 0.30 m, junto ao eixo 4. Estes eixos coincidem com os alinhamentos verticais das vigas dos pavimentos e cobertura (Figura 5.10).

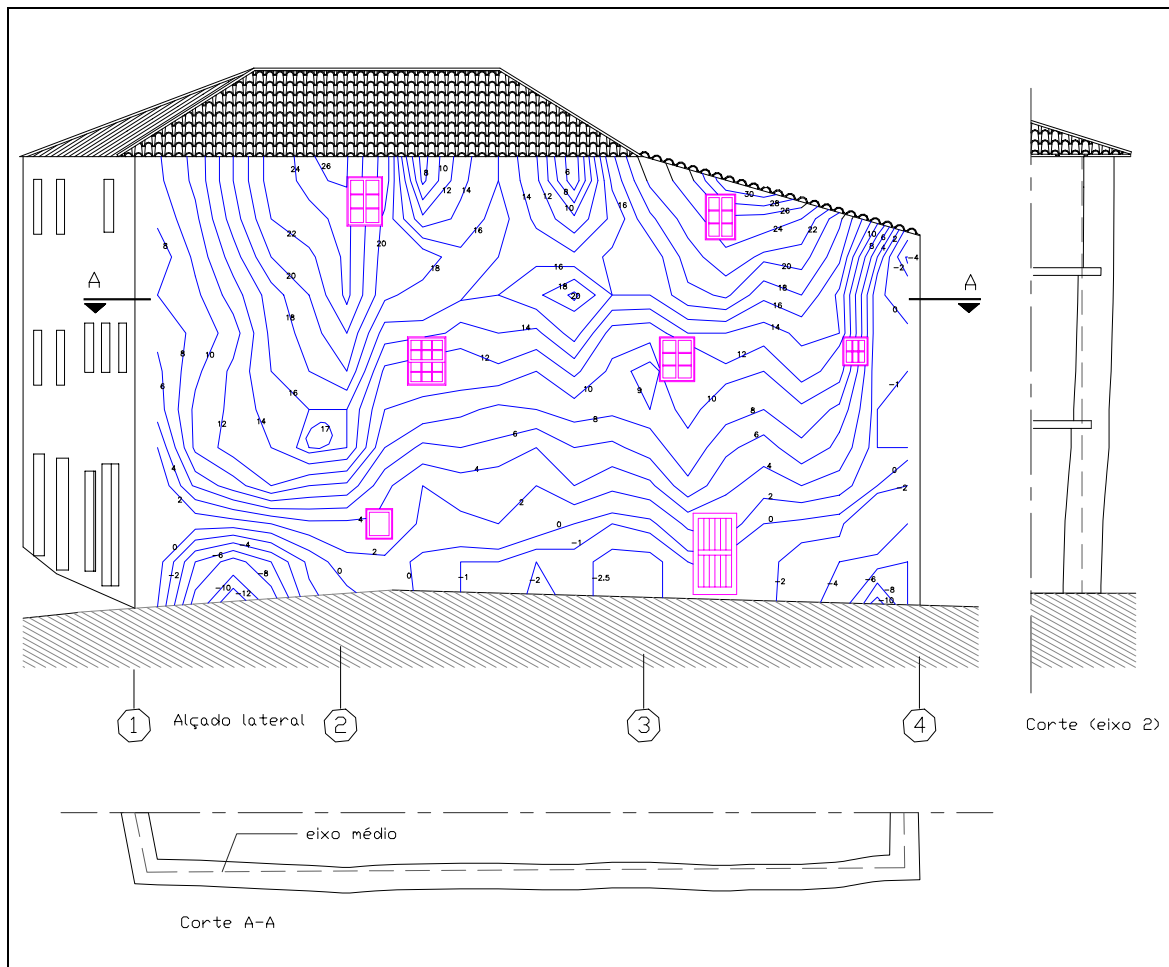


Figura 5.10 - Representação das curvas de igual deslocamento normal ao plano da parede de empena (cotas em centímetros). Os valores positivos representam deslocamentos para o exterior.

Aliás, a generalidade das deformações mais salientes coincidem com o posicionamento das vigas do pavimento ou da cobertura, que, conforme documentam as fotografias parecem registar um movimento horizontal, para o exterior, “arrastando” consigo a parede de empena interior (Figura 5.11). De uma forma geral, o pano interior da parede lateral apresenta idênticos deslocamentos transversais aos medidos no exterior.



Figura 5.11 - Aspecto da parede de empena interior junto ao apoio das vigas do pavimento/cobertura: (a) fotografia 1; (b) fotografia 2; (c) fotografia 3; (d) fotografia 4.

Os desaprumos nos vãos das portas (Figura 5.12) são também indícios de movimento horizontal no sentido do declive natural do terreno.

No rés-do-chão, entre os eixos 1 e 2, a parede de empena apresenta uma “barriga” para o interior combinada com um padrão de fendilhação que lhe confere, um aspecto muito frágil em aparente risco de desagregação (Figura 5.13). Ao nível do

primeiro piso elevado, no paramento exterior, com menor extensão, constata-se idêntica situação.



Figura 5.12 - Aspecto do desaprumo dos vãos de portas: (a) parede transversal no rés-do-chão (eixo2) (fotografia 5); (b) parede divisória no 1ºandar (eixo 4) (fotografia 6).



Figura 5.13 - Aspecto do estado de desagregação da parede de empena no rés-do-chão entre os eixos 1 e 2 (fotografia 7).

### 5.2.3. Levantamento da fendilhação

Na Figura 5.14 ilustra-se o mapeamento da fendilhação registada nas faces, interior e exterior, das paredes mestras.

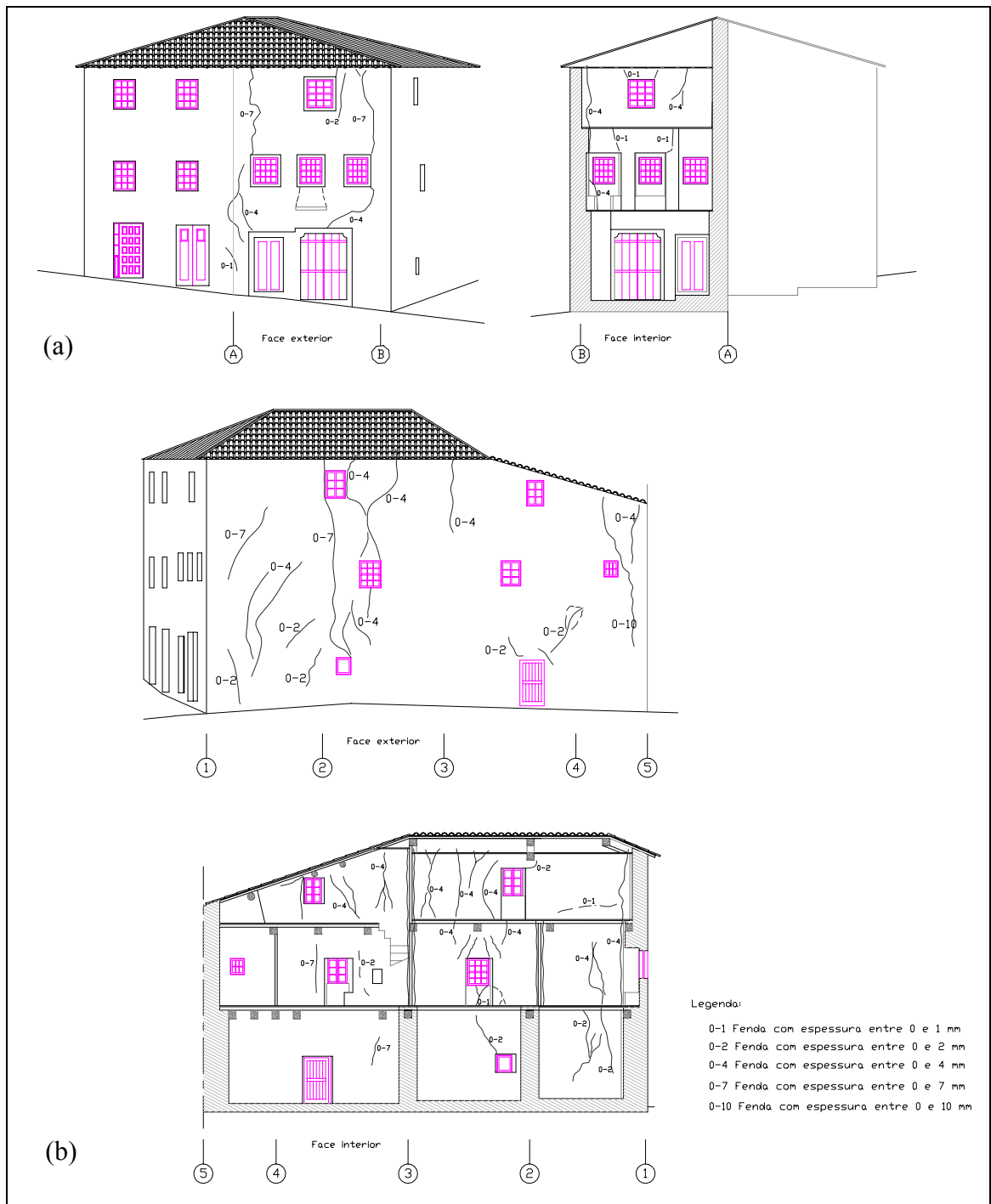


Figura 5.14 - Mapeamento da fendilhação, interior e exterior, nas paredes mestras: (a) parede de fachada; (b) parede de empena.

As fendas desenvolvem-se essencialmente na direcção vertical, sendo as mais significativas de grande extensão e com espessuras variáveis até aos 7 mm.

Nos alinhamentos A e B da fachada, as principais fendas indiciam um movimento de separação relativamente às paredes de empena. No entanto, os maiores e mais significativos grupos de fendas localizam-se, tal com as maiores deformações, na parede de empena junto das zonas de apoio das vigas dos pavimentos. No alinhamento do eixo 2 as fendas parecem estar associadas a uma excessiva deformação para o exterior.

Fendas indiciadoras de movimentos de separação ou de fraco imbrincamento da alvenaria são visíveis nas ombreiras e padieira da pequena janela compreendida entre o eixo 3 e 4 (Figura 5.15).



Figura 5.15 - Indícios de separação dos paramentos da parede ou de fraco imbrincamento da alvenaria (Fotografia 8).

Alguma fendilhação das paredes, especialmente sobre as janelas, parece estar associada à degradação das padieiras em madeira (Figura 5.16).



Figura 5.16 - Fendilhação, sobre uma janela, associada à deformação da padieira em madeira (Fotografia 9).

No paramento interior da parede, entre o 1º e o 2º piso, com a aparência de uma fenda, junto à janela do eixo 3, aparece a evidência de uma separação de alvenarias sem qualquer ligação. Com efeito, à ombreira esquerda original da janela parece ter sido justaposto um tamponamento parcial de alvenaria, que veio reduzir o vão da janela, para dar apoio à padieira de madeira, em estado de rotura por flexão, como ainda hoje se pode observar sob o reboco. O apoio sobrejacente de uma viga do pavimento superior terá tido um forte contributo na origem da rotura e, agora, na separação entre a parede e o tamponamento (Figura 5.17).



Figura 5.17 - Separação entre a parede e um tamponamento parcial de alvenaria para apoio da padieira em rotura (Fotografia 10).

Salienta-se também a presença de fendilhação de separação entre as paredes de empena e as paredes divisórias transversais ao nível dos pisos superiores (Figura 5.18-a), bem como o afastamento dos pavimentos em relação às paredes de empena. Este facto é particularmente notório no 2º piso com afastamentos, da ordem dos quatro centímetros (Figura 5.18-b).

De referir ainda que diversas fendas, menos activas, possam estar ocultas por rebocos e outros revestimentos posteriores.



(a)



(b)

Figura 5.18 - Sinais de movimentos horizontais relativos na estrutura: (a) fenda com abertura de máxima de 15 mm entre a parede de empena exterior e as paredes divisórias transversais no 1º piso (Fotografia 11); (b) separação, com a amplitude de 4 cm, entre as paredes de empena e o pavimento do 2º piso (Fotografia 12).

### 5.2.4. Caracterização da alvenaria

Com o objectivo de caracterizar a alvenaria das paredes estruturais foram abertas no paramento interior da parede de empena, através da remoção do reboco, quatro janelas com cerca de  $1.20 \times 1.20 \text{ m}^2$  cada. Conforme se representa esquematicamente na Figura 5.19, duas janelas localizam-se no rés-do-chão e duas janelas localizam-se no primeiro andar.

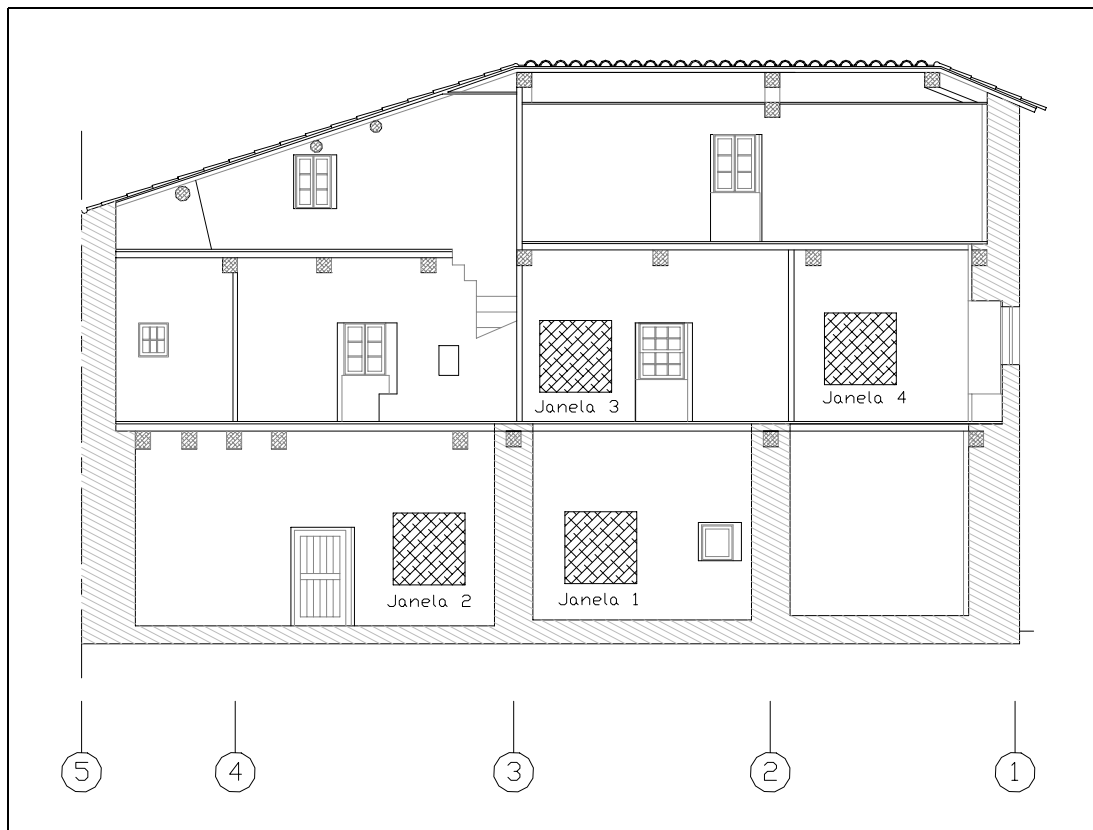


Figura 5.19 - Localização das janelas realizadas no reboco na parede de empena (face interior).

O reboco interior, com a espessura total de aproximadamente 3.5 cm é constituído por uma camada (aparentemente original), de regularização da face da alvenaria, constituída por restos de pedaços cerâmicos aglutinados com argila e posteriores camadas de reboco com argamassa de cal, sendo notórias várias camadas de reboco e pintura. Este reboco está em razoável estado de conservação, apesar de afectado pela fendilhação estrutural, e confere protecção à desagregação da argila das juntas.



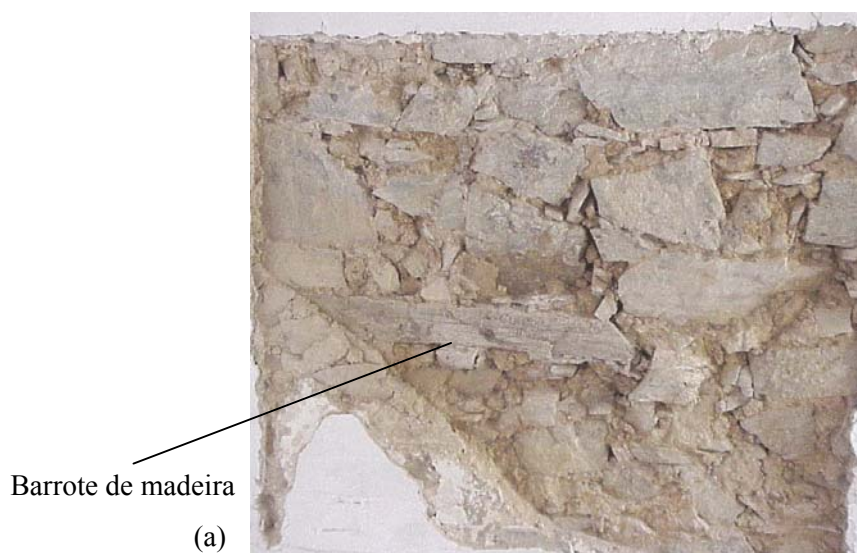
Figura 5.20 - Aspecto da alvenaria na janela 1 (rés-do-chão).



Figura 5.21 - Aspecto da alvenaria na janela 2 (rés-do-chão).



Figura 5.22 - Aspecto da alvenaria na janela 3 (1º andar).



Barrote de madeira

(a)



(b)

Figura 5.23 - Aspecto da alvenaria na janela 4 (1º andar): (a) aspecto geral; (b) pormenor.

A inspeção visual das janelas abertas parece identificar alvenaria de pedra ordinária, muito irregular, em forma e dimensão (pequena a média), aglutinada com barro. As juntas, muito irregulares, aparecem com pequenas pedras auxiliares de assentamento ou de enchimento. São ainda visíveis incorporações de barrotes de madeira, sinal provável de construção pobre que aproveitava todos os materiais disponíveis.

As paredes do rés-do-chão, com exceção da zona entre os eixos 1 e 2, apresentam melhor estado de conservação geral que as dos pisos elevados. Entre os eixos 4 e 5 (janela 2), a alvenaria, mais regular, aparenta melhor qualidade construtiva. É possível, embora não se tenham encontrado vestígios que confirmem esta hipótese, que esta zona tenha sido executada posteriormente numa extensão à habitação original.

A dimensão das pedras, face à espessura das paredes, e o aspecto das ombreiras, sem lancis, na porta existente entre o eixo 4 e o eixo 5, faz prever que a alvenaria da parede seja constituída por dois paramentos (Figura 5.24).



Figura 5.24 - Aspecto da alvenaria na ombreira da porta sem lancis (Fotografia 13).

### Inspeção com câmara boroscópica

Complementarmente, foram realizadas inspeções visuais com auxílio de câmara boroscópica em todas as janelas, excepto na janela 4, e em outros locais. Para o efeito, na janela 1 foram efectuados dois furos, com 12 mm de diâmetro e 60 cm de profundidade. Nos restantes casos, aproveitaram-se a existência de fendas, furos ou folgas nas juntas.

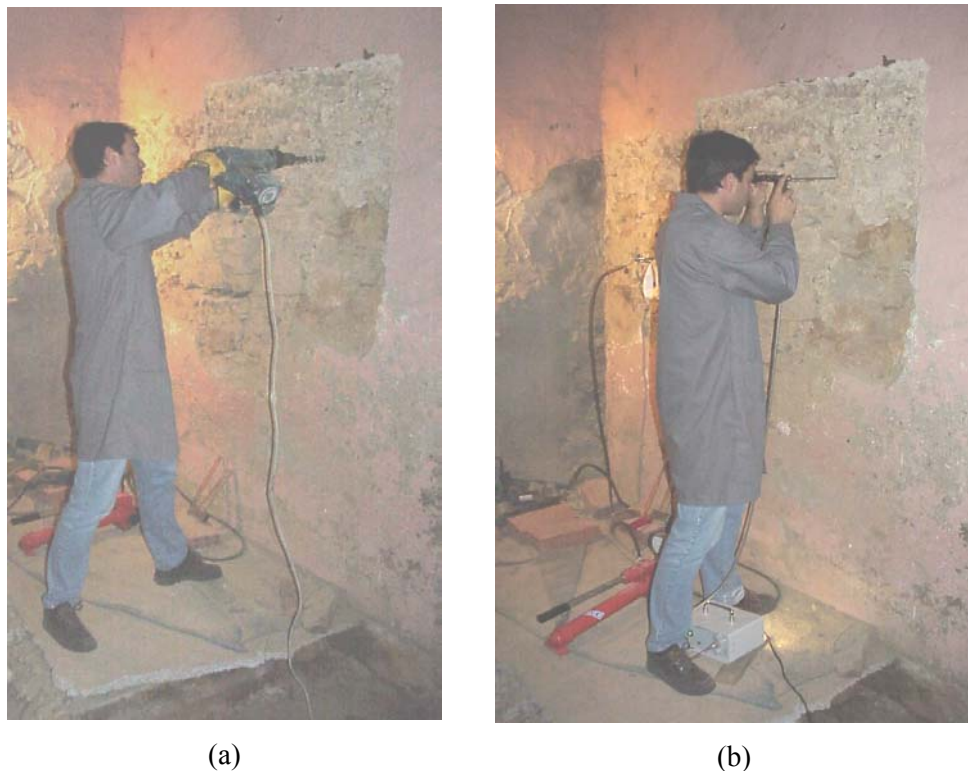


Figura 5.25 - Inspeção com câmara boroscópica (janela 1): (a) realização de um furo com 12 mm de diâmetro; (b) observação.

Foram também efectuadas inspeções, junto dos apoios das vigas na empena exterior. A Figura 5.26 ilustra uma inspeção efectuada pelo exterior, ao nível do piso 1, junto ao eixo 2, na zona de uma deformação muito saliente.



Figura 5.26 - Inspeção com câmara boroscópica pelo exterior.

O resultado das observações não permitiu identificar paramentos distintos na secção, mas confirmou a existência de uma grande percentagem de vazios interiores, alguns de grandes dimensões, e um elevado estado de desagregação material (Figura 5.27). A especial incidência destes fenómenos na zona central das paredes indicia a existência de dois paramentos com fraco imbrincamento entre si.



Figura 5.27 - Aspecto típico das observações com câmara boroscópica na janela 1: vazios e elementos desligados.

### Ensaio com macacos planos

Os ensaios com macacos planos constituem uma versátil e poderosa técnica, de carácter essencialmente não-destrutivo, que permite determinar, *in-situ*, o estado de tensão local instalado numa parede (ensaio de **macacos planos simples**), bem como estimar o módulo de elasticidade e a capacidade resistente à compressão da sua alvenaria (ensaio de **macacos planos duplos**).

O princípio do ensaio com macacos planos simples, em paredes de alvenaria, baseia-se na eliminação local das tensões instaladas na parede, com a abertura de um rasgo horizontal, seguida pela compensação das tensões aliviadas através da pressurização controlada do macaco plano instalado no rasgo efectuado. Estes procedimentos são antecidos pelo registo da distância entre pontos de referência, dispostos perpendicularmente, acima e abaixo, à orientação da ranhura (Figura 5.28).

Existem diferentes configurações geométricas de macacos planos. Neste trabalho foram utilizados macacos rectangulares de 10.2 x 40.6 cm e 0.38 cm de espessura .

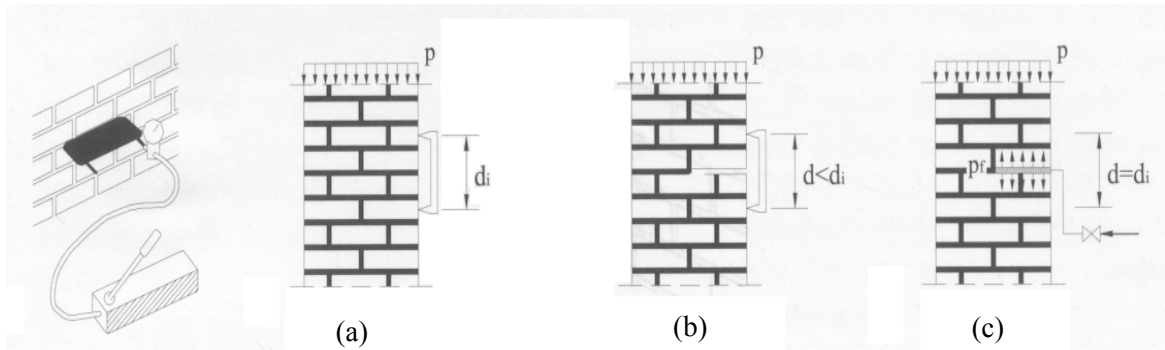


Figura 5.28 - Fases do ensaio com macacos planos simples ( $p_r=p$  quando  $d=d_i$ ) [Lourenço & Gregorczyk, 2000]: (a) registo da distância inicial entre miras; (b) registo da distância entre miras, após abertura do rasgo; (c) introdução e pressurização do macaco plano.

A única diferença da inspeção com macacos planos duplos relativamente à de macacos planos simples reside nos procedimentos do ensaio. Agora, são utilizados dois macacos planos inseridos em dois rasgos horizontais paralelos (Figura 5.29). Desta forma, a parede compreendida entre as rasgos é “isolada” da alvenaria envolvente formando um “provete” que se considera sob estado de tensão nulo. Os pontos de referência (miras) estão localizados na alvenaria compreendida entre os rasgos.

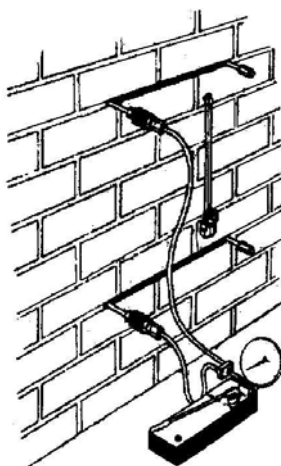


Figura 5.29 - Aspecto da disposição do equipamento num ensaio de macacos planos duplos.

Estes ensaios estão normalizados de acordo as normas da ASTM, respectivamente, C1196 e C1197, e baseiam-se nas seguintes hipóteses [Lourenço, 2000]:

- o estado de tensão local é de compressão uniforme;
- a alvenaria à volta do rasgo é homogénea;
- a alvenaria deforma-se simetricamente em relação ao rasgo;
- a tensão aplicada pelos macacos à alvenaria é uniforme;
- a alvenaria deve estar em regime elástico, isto é, os valores de tensão estimados devem, quando comparados com os da resistência à compressão, assegurar que a alvenaria está em regime elástico.

### **Macacos planos simples**

A escolha do local para a realização dos ensaios foi, em consequência da irregular configuração da alvenaria, de difícil escolha. A ausência de juntas horizontais regulares dificultou a abertura de rasgos planos (com a geometria dos macacos), seja pela fraca coesão dos enchimentos de barro e pequenas pedras, que facilmente se desagregavam, seja pela necessidade de cortar as unidades de pedra intersectadas.

A irregular configuração das faces do paramento também afectou a distribuição das miras de referência, coladas sobre a face de pedras, para controlo dos movimentos da parede (Figura 5.30). Para a colagem das miras de referência procedeu-se à prévia

limpeza das superfícies com uma trincha e utilizou-se uma cola epoxídica rápida. Após a secagem da cola, procedeu-se ao registo das distâncias entre miras, por fiada, utilizando para o efeito um comparador de fendas com a precisão real de uma milésima de milímetro (Figura 5.31).



Figura 5.30 - Disposição das miras na janela 3 para o ensaio de macacos planos simples.

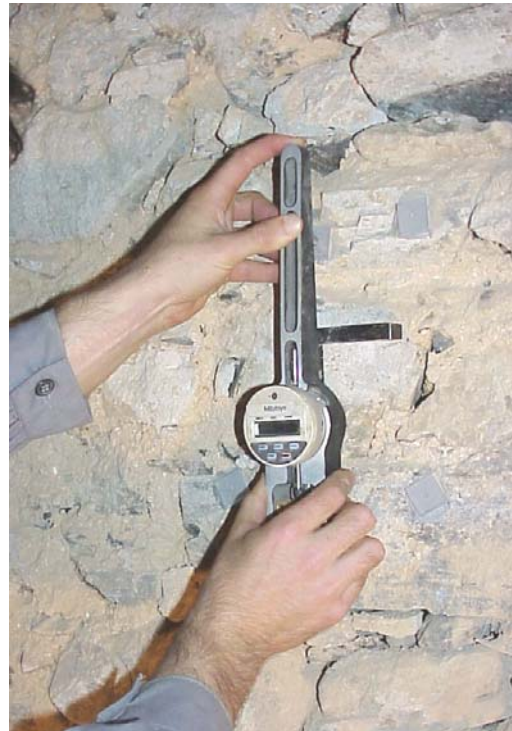


Figura 5.31 - Operação de registo de distâncias entre miras de referência.

Os rasgos foram abertos através da remoção de argila e do corte e perfuração de unidades de pedra com recurso a uma máquina de corte de disco rotativo apropriado (Figura 5.32), berbequim eléctrico com broca de 15 mm de diâmetro e, ainda, ao auxílio de um escopro largo (“talhadeira”) e maceta.

Após a abertura e limpeza dos rasgos procedeu-se à introdução do macaco plano, rectangular ( $406 \times 102 \text{ mm}^2$  de área e 3.8 mm de espessura) embutido entre duas chapas–almofada metálicas rectangulares com 2 mm de espessura (Figura 5.33). Para melhorar o ajuste do macaco às irregularidades do rasgo utilizaram-se, também, chapas de aço mais pequenas [ASTM].



Figura 5.32 - Operação de abertura dos rasgos com auxílio de máquina de corte de disco rotativo.

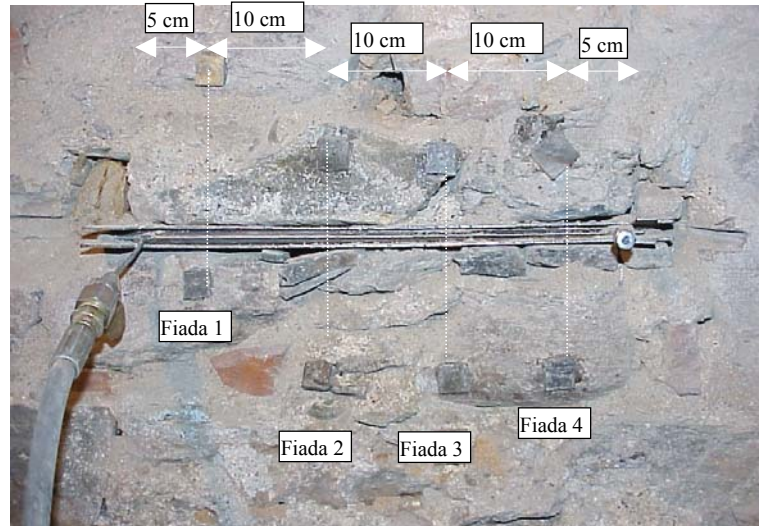


Figura 5.33 - Aspecto da disposição das miras na janela 1 para o ensaio de macacos planos simples.

Antes de se proceder ao ensaio propriamente dito, foi efectuado um ajuste final do macaco, e respectivas almofadas metálicas, ao rasgo com a aplicação de uma pressão aproximadamente equivalente a 50% da tensão local estimada na parede (cerca de 0.12 MPa).

Verificaram-se com frequência, face à fraca coesão da parede, movimentos de afastamento relativo entre as miras de algumas fiadas após a introdução das chapas de ajustamento dos macacos aos rasgos. Este resultado é evidente nos gráficos deslocamento relativo-posição da fiada.

Foram então realizados dois ensaios por rasgo. Em cada um dos ensaios efectuaram-se 8 incrementos de 0.05 MPa, ensaiando assim valores de tensão acima e abaixo da tensão esperada. Para cada incremento de tensão fez-se o registo, em 3 leituras consecutivas, da distância entre as miras de cada fiada.

Os valores da tensão instalada na parede foram, posteriormente, estimados através da expressão:

$$\sigma_{\text{parede}} = K_m \cdot K_a \cdot p$$

onde:

$K_m$  - factor de calibração que tem em consideração a rigidez do macaco plano à deformação e o atrito do sistema hidráulico;

$K_a$  - razão entre a área de contacto do macaco plano e a área do rasgo;

$p$  - pressão no sistema hidráulico dos macacos planos.

Antes do ensaio, os macacos planos foram calibrados tendo-se obtido:

Macaco plano 1:  $K_{m1} = 0.80$

Macaco plano 2:  $K_{m2} = 0.78$

Para facilitar a determinação da razão ( $K_a$ ) entre a área de contacto do macaco plano e a área da ranhura, foi interposto, entre os macacos e as chapas metálicas de protecção, papel químico envolto em folhas de papel branco. A Figura 5.34 ilustra, para o ensaio na janela 1, o aspecto da superfície de contacto macaco-parede.

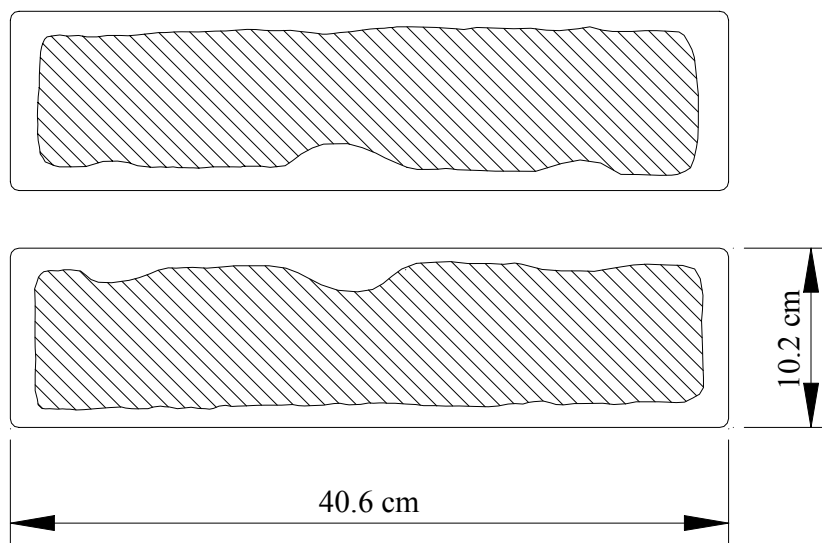


Figura 5.34 - Representação da área de contacto do macaco plano com o rasgo na janela 1 (70%).

Na estimativa da tensão instalada na parede, adoptam-se para as acções os seguintes valores:

p. p. da cobertura =  $0.2 \text{ kN/m}^2$

p. p. dos pavimentos =  $0.2 \text{ kN/m}^2$

p. p. da parede =  $18 \text{ kN/m}^3$

sobrecarga de utilização =  $1.5 \text{ kN/m}^2$

Considerar-se-ão duas situações, uma correspondente ao estado actual, com a casa devoluta, apenas sob a acção do peso próprio, e outra correspondente à habitação em serviço.

Considerando uma faixa vertical de parede e as respectivas áreas de influência, dos pavimentos e da cobertura, com uma inclinação de  $18^\circ$ , obtém-se, para cada janela, a seguinte acção e a, respectiva, estimativa de tensão instalada:

- **Janelas 1 e 2:**

- Peso próprio:

$$p_{pp} = 0.2 \times 2.3 / \cos 18^\circ + 2 \times (0.2 \times 2.3) + 18 \times [0.75 \times (3.3 - 1.0) + 0.70 \times 2.9 + 0.50 \times 2.3]$$

$$= 89.7 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_k = p_{pp} / \text{espessura} = 89.7 / 0.75 = 119.6 \text{ kN/m}^2 = 0.12 \text{ MPa}$$

- Peso próprio + sobrecarga de utilização:

$$p_k = p_{pp} + 2 \times (1.5 \times 2.3) = 96.6 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_k = p_{pp} / \text{espessura} = 96.6 / 0.75 = 129 \text{ kN/m}^2 = 0.13 \text{ MPa}$$

- **Janelas 3 e 4:**

- Peso próprio:

$$p_{pp} = 0.2 \times 2.3 / \cos 18^\circ + 0.2 \times 2.3 + 18 \times [0.70 \times (2.9 - 0.8) + 0.50 \times 2.3] = 48.1 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_k = p_{pp} / \text{espessura} = 48.1 / 0.70 = 68.7 \text{ kN/m}^2 = 0.069 \text{ MPa}$$

- Peso próprio + sobrecarga de utilização:

$$p_k = p_{pp} + 1.5 \times 2.3 = 51.5 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_k = p_{pp} / \text{espessura} = 56.8 / 0.70 = 73.6 \text{ kN/m}^2 = 0.074 \text{ MPa}$$

## Resultados da inspeção com macacos planos simples

### Janela 1:

A Figura 5.35 representa o andamento dos deslocamentos relativos em função dos valores de pressão lidos no manómetro dos macacos planos.

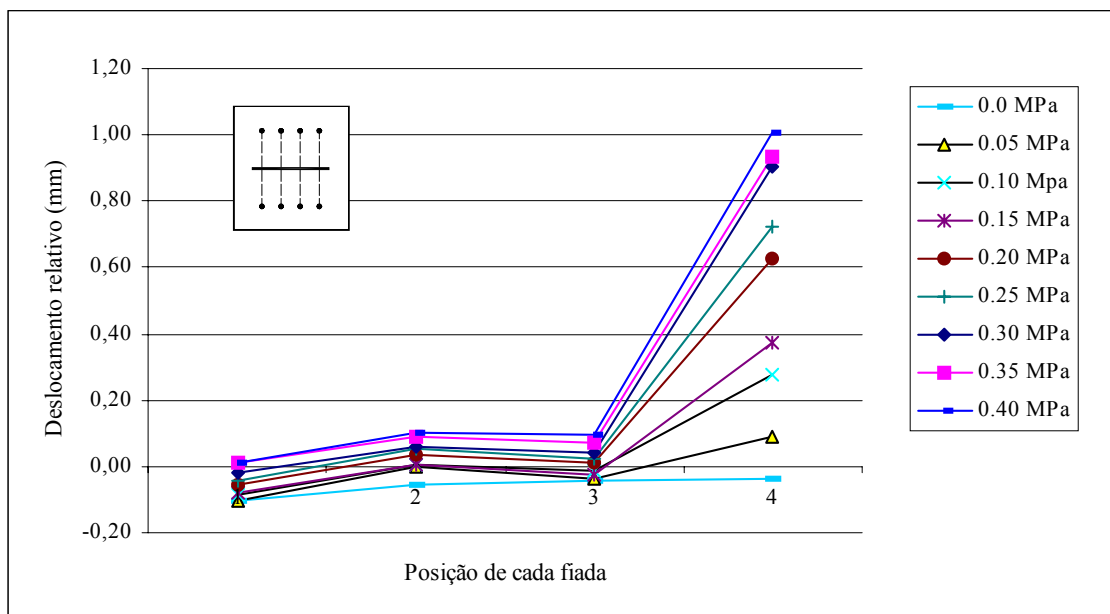


Figura 5.35 – Relação dos deslocamentos relativos, em cada fiada, com a pressão no macaco (janela1).

Procedendo à correcção dos valores de pressão instalados no macaco, com  $K_a = 0.70$  e  $K_{m2} = 0.78$  (macaco plano 2), obtém-se:

$$\sigma_{instalada} = K_m \cdot K_a \cdot p = 0.55 p \text{ [MPa]}$$

O gráfico da Figura 5.36 representa agora a relação dos deslocamentos relativos entre miras com as tensões instaladas na parede (valores corrigidos).

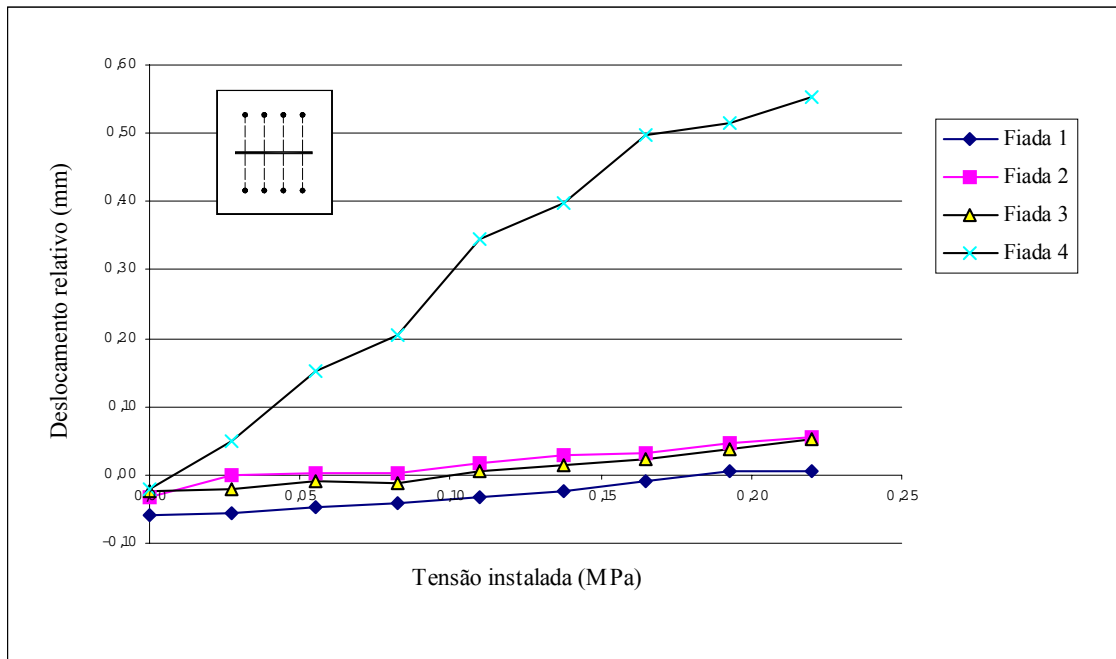


Figura 5.36 - Andamento dos deslocamentos relativos entre miras em função da tensão instalada (janela 1).

Os resultados da fiada 4, parecem não ser representativos do comportamento da parede, pois afastam-se significativamente dos restantes. Com efeito, sobre este alinhamento existe uma maior concentração de argila nas juntas que parece conferir menor rigidez local à parede (e menor resistência à deformação do macaco).

A análise dos resultados permite concluir, como era expectável, que face à heterogeneidade material e morfológica, a distribuição de tensões na secção da parede não é uniforme (Figura 5.35 e Figura 5.36). No entanto, o valor médio da tensão que parece restituir a distância inicial entre miras situa-se entre 0,07 MPa e 0,19 MPa (correspondentes a pressões no macaco de 0,12 MPa e 0,35 MPa), pelo que se considera instalada uma tensão de 0,13 MPa (correspondente à pressão de 0,24 MPa no macaco).

**Janela 2:**

O gráfico da Figura 5.37 representa o andamento dos deslocamentos relativos em função dos valores de pressão no macaco plano.

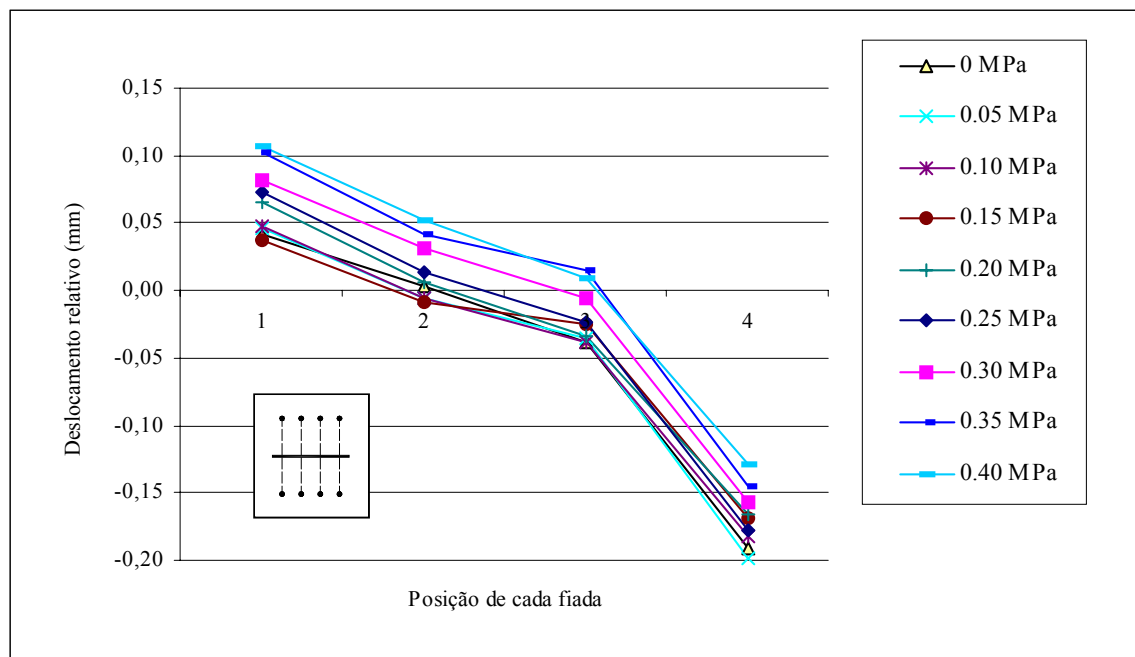


Figura 5.37 - Relação deslocamentos relativos em cada fiada com a tensão instalada (janela 2).

Procedendo à correcção dos valores de pressão instalados no macaco, com  $K_a = 0.73$  e  $K_{m2} = 0.78$  (macaco plano 2) obtém-se a estimativa da tensão instalada na parede ( $\sigma_{instalada}$ ):

$$\sigma_{instalada} = K_m \cdot K_a \cdot p = 0.57 p \text{ [MPa]}$$

O gráfico da Figura 5.38 representa agora a relação dos deslocamentos relativos entre miras com as tensões instaladas na parede (valores corrigidos).

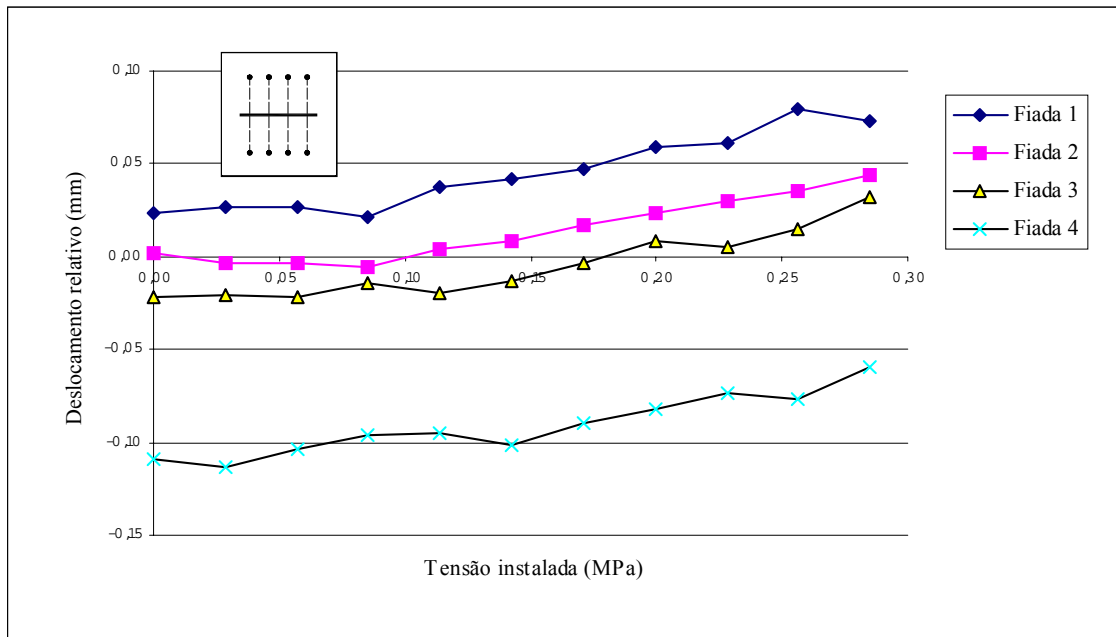


Figura 5.38 - Andamento dos deslocamentos relativos em função dos valores de tensão instalada (janela 2).

Por razões opostas, os resultados da fiada 1 e da fiada 4, parecem não ser representativos do comportamento da parede. O cruzamento das curvas (Figura 5.37) é um indício de que terá ocorrido durante o ensaio um movimento relativo entre as unidades de alvenaria, associado a uma rotação local na zona de influência do macaco. Uma assimetria na rigidez relativa da alvenaria da zona da fiada 1 para a fiada 4 está, presumivelmente, na origem do fenómeno.

A análise dos resultados permite concluir, como era expectável, que face à heterogeneidade material e morfológica, a distribuição de tensões na secção da parede não é uniforme (Figura 5.38). No entanto, o valor médio da tensão que parece restituir a distância inicial entre miras situa-se entre 0,06 MPa e 0,14 MPa (correspondentes a pressões no macaco de 0,12 MPa e 0,25 MPa), pelo que se considera instalada uma tensão de 0,11 MPa (correspondente à pressão de 0,19 MPa no macaco).

**Janela 3:**

A Figura 5.39 representa o andamento dos deslocamentos relativos entre miras em função dos valores de pressão no macaco plano.

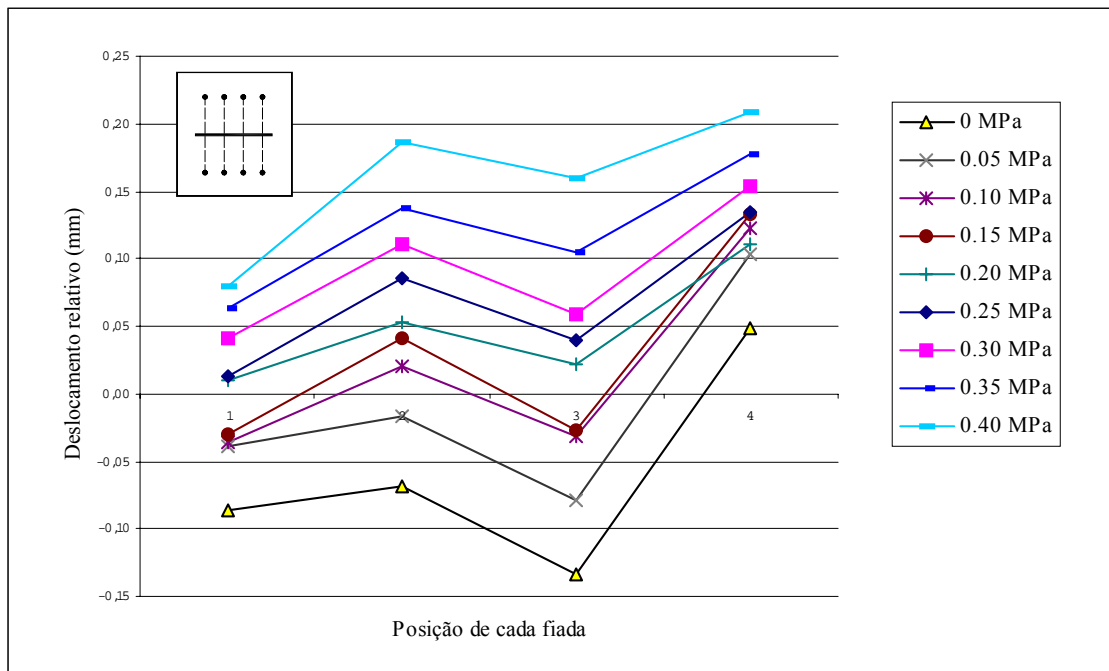


Figura 5.39 - Relação entre os deslocamentos relativos de cada fiada com a tensão no macaco (janela3).

Procedendo à correcção dos valores de pressão instalados no macaco, com  $K_a = 0.71$  e  $K_{m2} = 0.80$  (macaco plano 1), obtém-se:

$$\sigma_{instalada} = K_m \cdot K_a \cdot p = 0.57 p \text{ [MPa]}$$

O gráfico da Figura 5.40 representa agora a relação dos deslocamentos relativos entre miras com as tensões instaladas na parede (valores corrigidos).

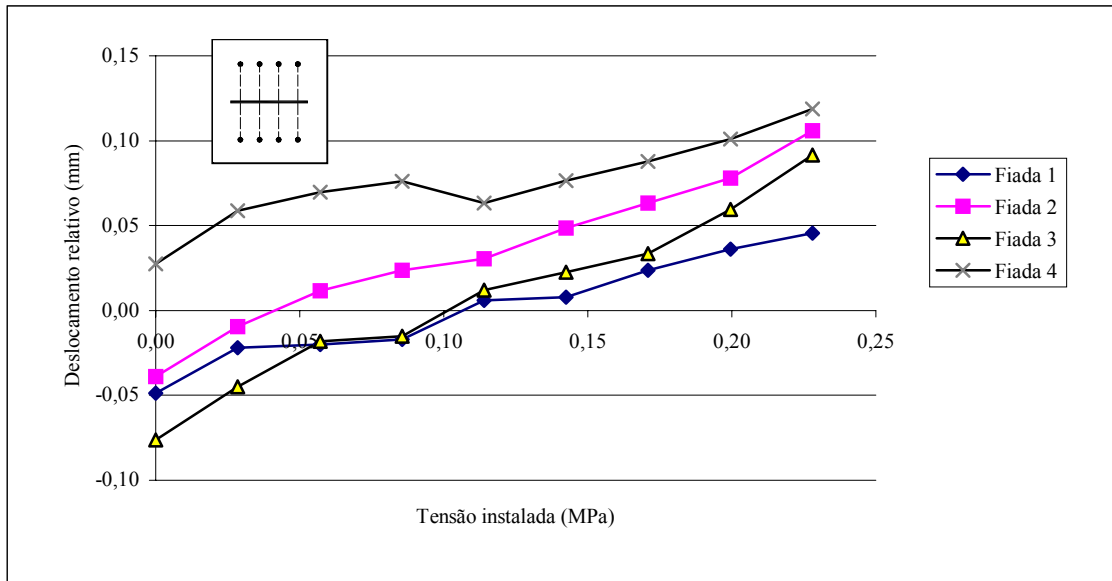


Figura 5.40 - Andamento dos deslocamentos relativos em função dos valores de tensão instalada (janela 3).

Também aqui os resultados da fiada 4 parecem não ser representativos do comportamento da parede, pois afastam-se significativamente dos restantes. Uma plausível explicação poderá estar no facto de neste alinhamento existir uma maior concentração de largas juntas de barro, afectadas com movimentos de afastamento relativo, entre as respectivas miras, durante a operação de introdução dos macacos e das chapas de ajustamento.

A análise dos resultados permite concluir, como era expectável, que face à heterogeneidade material e morfológica, a distribuição de tensões na secção da parede não é uniforme (Figura 5.39 e Figura 5.40). O valor médio da tensão instalada que parece restituir a distância inicial entre as miras situa-se entre 0,05 MPa e 0,10 MPa (correspondentes a pressões no macaco de 0,09 MPa e 0,18 MPa), pelo que se considera instalada uma tensão de 0,08 MPa (correspondente à pressão de 0,14 MPa no macaco).

#### Janela 4:

Não foi possível a realização do ensaio com macacos plano em virtude da fraca coesão e debilidade apresentada tornar inviável a abertura de rasgos.

### Conclusões

As tensões instaladas, estimadas com os ensaios de macacos planos, são da ordem dos valores previstos. A semelhança entre as tensões estimadas e as tensões medidas é um bom indício de que a distribuição de tensões na secção é aproximadamente uniforme.

Refere-se, no entanto, que as tensões estimadas com macacos planos podem não ser representativas das tensões efectivamente instaladas na alvenaria se estivermos na presença de uma assimétrica distribuição de tensões na parede. Com efeito, sendo as paredes elementos altamente hiperestáticos, podem estabelecer-se, por diversas razões, caminhos preferenciais de carga, com a consequente concentração de tensões, em detrimento de outras zonas, onde as tensões são aliviadas.

Localização	Tensões estimadas [MPa]	Tensões medidas [MPa]
Janela 1	0.12	0.07 - 0.19 (0.13)
Janela 2	0.12	0.06 - 0.16 (0.11)
Janela 3	0.07	0.05 - 0.10 (0.08)
Janela 4	0.07	-

Tabela 5.1 – Comparação entre valores de tensão estimados e valores de tensão medidos nos ensaios.

### **Macacos planos duplos**

Os procedimentos e dificuldades de ensaio com macacos duplos foram idênticos aos já referidos para os ensaios com macacos simples.

Os ensaios de macacos planos duplos foram executados com incrementos de pressão até ocorrer a rotura da alvenaria (manifestada pela ausência de reacção à aplicação de tensão no macaco).

#### **Janela 1:**

O aspecto geral das condições do ensaio é representado na figura seguinte (Figura 5.41).



Figura 5.41 - Aspecto das condições do ensaio com macacos planos duplos na janela 1.

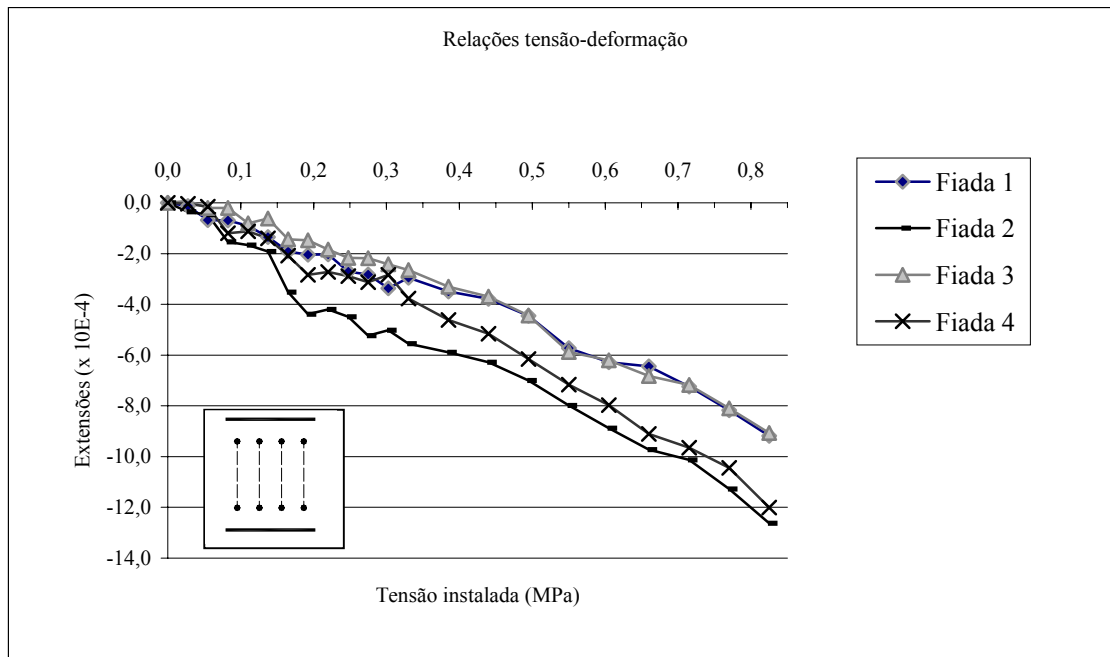


Figura 5.42 - Relações tensão-deformação da alvenaria avaliadas na janela 1.

As relações tensão-deformação obtidas do ensaio (valores de tensão corrigidos por  $K_a \cdot K_m = 0.55$ ) (Figura 5.42) permitem estimar dois parâmetros mecânicos da alvenaria:

- (i) o módulo de elasticidade (E);
- (ii) a tensão de rotura à compressão (f).

De acordo com os resultados do ensaio, pode ser estimado um módulo de elasticidade (E) para cada fiada:

Fiada 1:  $E \approx 0.53$  GPa

Fiada 2:  $E \approx 0.30$  GPa

Fiada 3:  $E \approx 0.58$  GPa

Fiada 4:  $E \approx 0.47$  GPa

Assim, estima-se que o módulo de elasticidade e a tensão de rotura, à compressão, da alvenaria na janela 1 se situem, respectivamente, no intervalo:

$$0.30 < E < 0.60 \text{ GPa}$$

$$0.70 < f < 0.80 \text{ MPa}$$

**Janela 2:**

O aspecto geral das condições do ensaio é representado na Figura 5.43.



Figura 5.43 - Aspecto das condições do ensaio com macacos planos duplos na janela 2.

As relações tensão-deformação obtidas do ensaio (valores de tensão corrigidos por  $K_a \cdot K_m = 0.57$ ) (Figura 5.44) permitem estimar dois parâmetros mecânicos da alvenaria:

- i) o módulo de elasticidade (E);
- ii) a tensão de rotura à compressão (f).

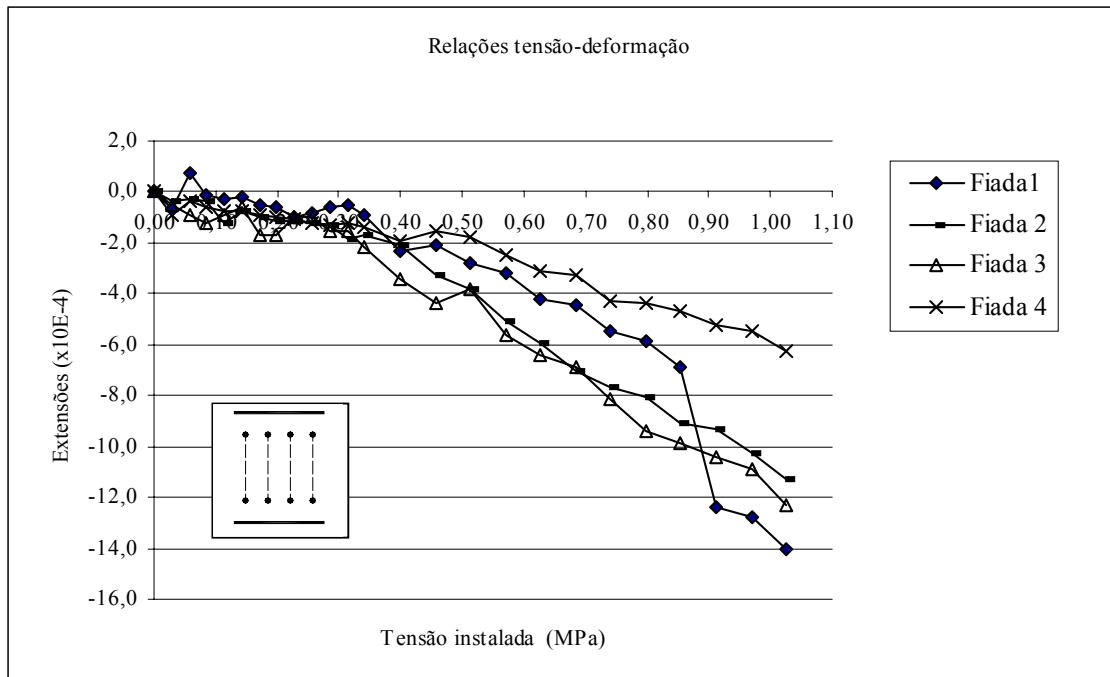


Figura 5.44 - Relações tensão-deformação da alvenaria avaliadas na janela 2.

De acordo com os resultados do ensaio, pode ser estimado um módulo de elasticidade (E) para cada fiada:

$$\text{Fiada 1: } E \approx 3.6 \times 0.57 = 2.1 \text{ GPa}$$

$$\text{Fiada 2: } E \approx 2.2 \times 0.57 = 1.3 \text{ GPa}$$

$$\text{Fiada 3: } E \approx 2.9 \times 0.57 = 1.7 \text{ GPa}$$

$$\text{Fiada 4: } E \approx 3.9 \times 0.57 = 2.2 \text{ GPa}$$

Assim, estima-se que o módulo de elasticidade e a tensão de rotura, à compressão, da alvenaria na janela 2, se situem, respectivamente, no intervalo:

$$1.50 < E < 2.2 \text{ GPa}$$

$$0.80 < f < 1.0 \text{ MPa}$$

**Janela 3:**

O aspecto geral das condições do ensaio é representado na figura seguinte (Figura 5.45).



Figura 5.45 - Aspecto das condições do ensaio com macacos planos duplos na janela 3.

As relações tensão-deformação obtidas do ensaio (valores de tensão corrigidos por  $K_a \cdot K_m = 0.57$ ) (Figura 5.46) permitem estimar dois parâmetros mecânicos da alvenaria:

- i) o módulo de elasticidade (E);
- ii) a tensão de rotura à compressão ( $f_{ck}$ ).

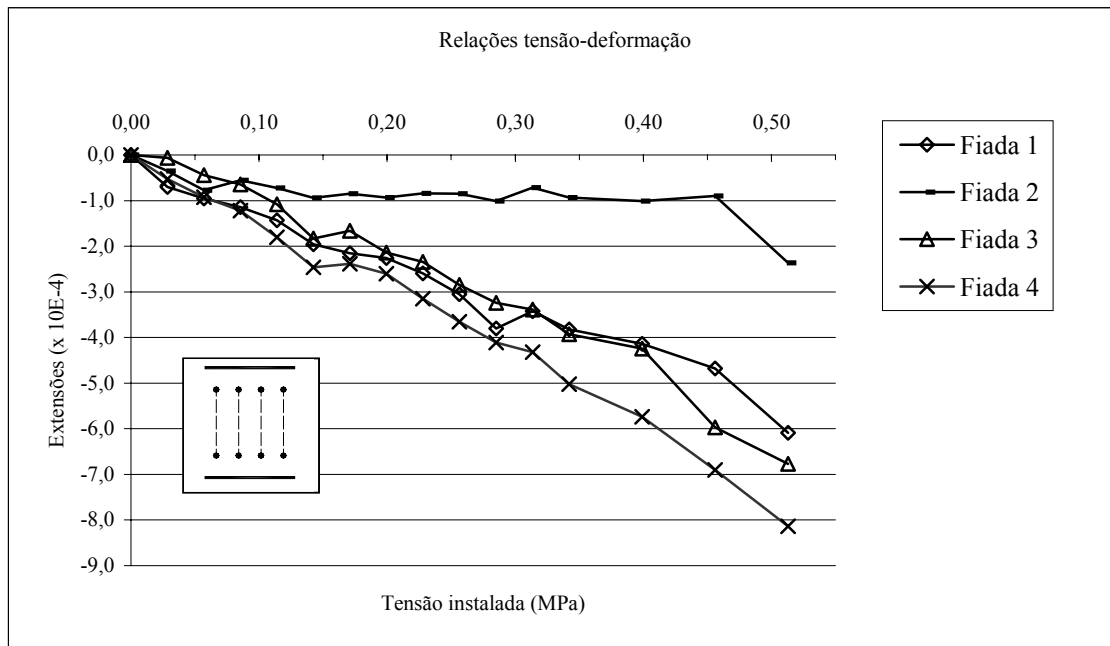


Figura 5.46 - Relações tensão-deformação da alvenaria avaliadas na janela 3.

De acordo com os resultados do ensaio, pode ser estimado um módulo de elasticidade (E) para cada fiada:

$$\text{Fiada 1: } E \approx 0.96 \times 0.57 = 0.55 \text{ GPa}$$

Fiada 2:  $E \approx 8.6 \text{ GPa}$  (este valor deve ser ignorado uma vez que nesta fiada o(s) macaco(s) não terá ficado bem ajustado(s))

$$\text{Fiada 3: } E \approx 0.83 \times 0.57 = 0.47 \text{ GPa}$$

$$\text{Fiada 4: } E \approx 1.3 \times 0.57 = 0.74 \text{ GPa}$$

Assim, estima-se que o módulo de elasticidade e a tensão de rotura, à compressão, da alvenaria na janela 3, se situem, respectivamente, no intervalo:

$$0.50 < E < 0.75 \text{ GPa}$$

$$0.40 < f < 0.50 \text{ MPa}$$

**Janela 4:**

Não houve ensaio pelas razões já referidas para o ensaio de macacos planos simples.

**Conclusões**

A análise de resultados permite confirmar aquilo que a inspeção visual parecia prever. Com efeito, a parede do rés-do-chão, entre os eixos 4 e 5, apresenta melhores características mecânicas que os outros casos inspeccionados (ver Tabela 5.2). Na tabela apresentam-se ainda os valores médios, a considerar como referência, na falta de melhor informação, em intervenções no Centro Histórico de Bragança.

Tabela 5.2 - Resumo das propriedades mecânicas estimadas para a alvenaria das paredes da habitação em estudo.

Janela	$\sigma_{\text{instalada}}$ [MPa]	$f_{\text{rotura}}$ [MPa]	E [GPa]
1	0.13	0.70 - 0.80	0.30 - 0.60
2	0.11	0.80 - 1.00	1.50 - 2.20
3	0.08	0.40 - 0.50	0.50 - 0.75
Valores médios	-	0.60 - 0.80	0.80 - 1.20

Os valores de tensão instalados são moderados face às características mecânicas evidenciadas pela alvenaria das paredes. Com efeito, os valores estimados para a tensão de rotura permitem concluir que a capacidade resistente da alvenaria à compressão, é, sob a acção do peso próprio, **5 a 8** vezes superior aos valores da tensão instalada. A segurança da alvenaria das paredes, como material, para tensões verticais parece ser aceitável. No entanto, a estabilidade global das paredes não está assegurada, pelo que deve ser acautelada a possibilidade de mecanismos de desagregação interna, de rotura local, associada ao impulso das vigas dos pavimentos/cobertura, ou mesmo de instabilidade global por derrube.

### 5.2.5. Caracterização das fundações

Para caracterizar as fundações foi escavado um poço, adjacente ao paramento interior da parede de empena, junto ao eixo 2. Conforme se esperava as fundações estão realizadas directamente sobre rocha, sem qualquer envasamento ou escavação, a uma profundidade de cerca de 0.40 cm abaixo do pavimento (Figura 5.47). Com efeito, também as sondagens arqueológicas realizadas na área central do rés-do-chão encontraram solo rochoso a escassos centímetros do pavimento.



Figura 5.47 - Aspecto do poço, localizado junto à parede de empena sul, para inspecção das fundações (Fotografias 14).

### 5.3. Diagnóstico

#### Aplicação ao edifício dos métodos simplificados de avaliação sísmica

Atendendo a que as paredes estruturais de contraventamento não se desenvolvem em toda a altura do edifício parece razoável fazer a aplicação destes métodos ao nível de cada pavimento. Os resultados desta análise expedita apresentam-se nas Tabelas 5.2 e 5.3.

Tabela 5.3 - Resumo das características geométricas, em planimetria e altimetria, das paredes estruturais.

Nível	$h_{med}$ (m)	S (m <sup>2</sup> )	$A_p$ (m <sup>2</sup> )	Peso (MN)	$h_{equiv}$ (m)	$A_{px}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{py}$ (m <sup>2</sup> )
Fundações	8,5	89,8	29,5	5,2	8,9	12,0	21,6
Piso 1	5,2	89,8	23,2	2,6	5,7	2,3	19,1
Piso 2	2,3	89,8	21,2	1,2	2,8	5,4	16,9

Tabela 5.4 - Resultados da aplicação dos métodos simplificados de avaliação sísmica.

Nível	K1	K2	K3	$A_{px}/A_p$	$A_{py}/A_p$	Método 1		Método 2		Método 3	
						$\gamma_{1x}$	$\gamma_{1y}$	$\gamma_{2x}$	$\gamma_{2y}$	$\gamma_{3x}$	$\gamma_{3y}$
Fundações	0,33	5,64	6,06	0,41	0,73	0,13	0,24	2,29	4,13	2,47	4,44
Piso 1	0,26	8,83	6,06	0,10	0,82	0,03	0,21	0,88	7,27	0,6	4,99
Piso 2	0,24	17,80	6,06	0,25	0,80	0,06	0,19	4,54	14,19	1,54	4,83

Da análise dos resultados pode concluir-se que, se para a direcção longitudinal (y) os indicadores são aceitáveis, para a direcção transversal (x) são insuficientes. Com efeito, na direcção transversal (x), e com especial relevância para os resultados correspondentes ao nível do piso 1, todos os indicadores (a sombreado na tabela) indiciam resistência horizontal inadequada, pelo que se deverá proceder a um aumento da área das paredes nesta direcção.

### **Análise integrada da informação**

Uma análise integrada de toda a informação obtida parece permitir concluir que para o actual estado das paredes contribuiu uma combinação de factores tais como: (i) infiltrações de água, nomeadamente ao nível da cobertura e das fundações, com o conseqüente amolecimento e lavagem da argamassa de barro que terão conduzido ao aparecimento de deformações e à separação dos paramentos da parede; (ii) descompressões localizadas da parede, subjacentes ao apoio de vigas do pavimento, associadas à degradação da madeira das padieiras das janelas; (iii) impulsos horizontais da cobertura. A acção combinada destes factores, eventualmente, agravada pela inclinação da fundação, de acordo com o declive do terreno, parece ter contribuído para movimentos horizontais, para o exterior, das vigas de madeira dos pavimentos e da cobertura, arrastando consigo as paredes de empena onde apoiam.

A elevada amplitude das deformações da parede de empena, parece justificar-se pela ausência de paredes de contraventamento, entre a fachada principal e a fachada de tardoz, numa extensão aproximada de 15 metros, num processo lento, mas gradual, com sucessivos e intermédios estados de equilíbrio.

A parede frontal apresenta os efeitos do movimento horizontal relativo entre as paredes de empena, com evidência de fendas de separação. Uma justificação plausível para o grande gradiente de deformações se concentrar, entre o rés-do-chão e o primeiro piso, poderá estar relacionado com a excessiva concentração de deformação ao longo do eixo 2. Com efeito, um acentuado movimento das vigas deste alinhamento, parece ter provocado a distorção do quadro de paredes de alvenaria, no rés-do-chão, entre os eixos A-B e 1-2. Nos pisos superiores, a menor rigidez de distorção, pela ausência da paredes transversais parece não afectar tanto a parede de empena, que evidencia um desaprumo gradual até atingir no topo, sob o eventual impulso da viga de cobertura, valores máximos da ordem dos 26 cm.

Por último refere-se o mau estado da parede de empena interior, com grandes deformações e zonas em desagregação.

Aspectos chave do estado actual das paredes:

- Empenos das fachadas, com especial incidência junto aos apoios das vigas dos pavimentos/cobertura;

- O desaprumo da parede de empena assume um valor médio de 2 centímetros por metro de desenvolvimento em altura;
- Fendilhação das fachadas;
- Grande extensão da parede de empena (cerca de 15 metros) sem paredes de contraventamento;
- Sinais de “arrasto” da parede junto aos apoios das vigas dos pavimentos na parede de empena meeira;
- Vigas de madeira dos pavimentos e da cobertura em bom estado aparente;

As inspeções/ensaios realizadas permitiram concluir que:

- As fundações são superficiais sobre o afloramento de rocha, mas o assentamento das paredes é feito sobre uma camada de regularização em argamassa à base de barro com cerca 10 centímetros de espessura;
- Alvenaria da parede de empena muito desagregada, interiormente, nas zonas adjacentes aos apoios das vigas dos pavimentos;
- As paredes encontram-se, na generalidade, em boas condições de estabilidade interna e as tensões instaladas são moderadas comparadas com as suas características mecânicas. É no entanto de recear o seu colapso por derrubamento, face ao desaprumo evidenciado, e/ou por desagregação local da alvenaria na zonas dos apoios.

Face aos resultados do diagnóstico, apresentam-se na secção seguinte um conjunto de recomendações e uma proposta de reabilitação estrutural.

#### **5.4. Proposta de reabilitação estrutural**

Face ao exposto, a proposta de reabilitação visa melhorar a integridade estrutural e corrigir degradações localizadas da alvenaria das paredes mestras. Entre as possíveis soluções escolheu-se a que melhor parece cumprir os requisitos de economia e facilidade de execução. As medidas propostas compreendem:

Encamisamento, em ambas as faces, da parede de empena, abaixo do piso 1 e entre os eixos 1 e 2 (Figura 5.48a). Deve ser executado com a aplicação de uma camada de betão armado, em ambas as faces, com a espessura mínima de 10 centímetros,

reforçado com malha de aço ligada transversalmente através de pregagens ( por exemplo “gatos metálicos”) (Figura 5.50);

- Reforço do contraventamento das paredes de empena com o prolongamento, em alvenaria de tijolo maciço com argamassa tradicional (ou em alvenaria de pedra), (Figura 5.48b e Figura 5.48c, Figura 5.51 e Figura 5.53), das paredes transversais existentes no rés-do-chão;
- Rigidificação dos pavimentos no seu plano com a colocação de uma camada de betão, com 5 centímetros de espessura, reforçada com malha de aço, sobre o soalho de madeira (Figura 5.49);
- Pregagens empena-contraventamentos, aplicadas no eixo das novas paredes transversais e realizados com varões de aço, com tratamento anti-corrosão, e com ancoragens de porca e anilha (Figura 5.51 e Figura 5.53 - Pregagens A) (admitiu-se, por hipótese, a impossibilidade de executar ancoragens na habitação contígua);
- Pregagens de solidarização das paredes com os pavimentos realizadas com varões de aço com tratamento anti-corrosão. Consoante o sistema de ancoragem utilizado podem distinguir-se dois tipos de pregagens (Figura 5.49 e Figura 5.55):
  - - Pregagens B: com ancoragem exterior, de porca e anilha, e interior por amarração, com um mínimo de 60 centímetros, na camada de betão do pavimento;
  - Pregagens C: ancoradas à parede existente por amarração, em furos injectados (com calda de argamassa tradicional compatível) e na camada de betão do pavimento.
- Injecção localizada das paredes na zona adjacente aos apoios das vigas.

As pregagens destinam-se a solidarizar a estrutura do edifício contrariando a, eventual, tendência para o afastamento relativo das paredes. A sismicidade local (zona D:  $\beta = 0.066$ ), por si só, não justifica a aplicação destas pregagens.

Apesar de menor importância para a estabilidade estrutural recomenda-se a substituição, ou reforço, das padieiras de madeira degradadas.

As Figura 5.48 a Figura 5.56 ilustram as principais soluções de intervenção propostas.

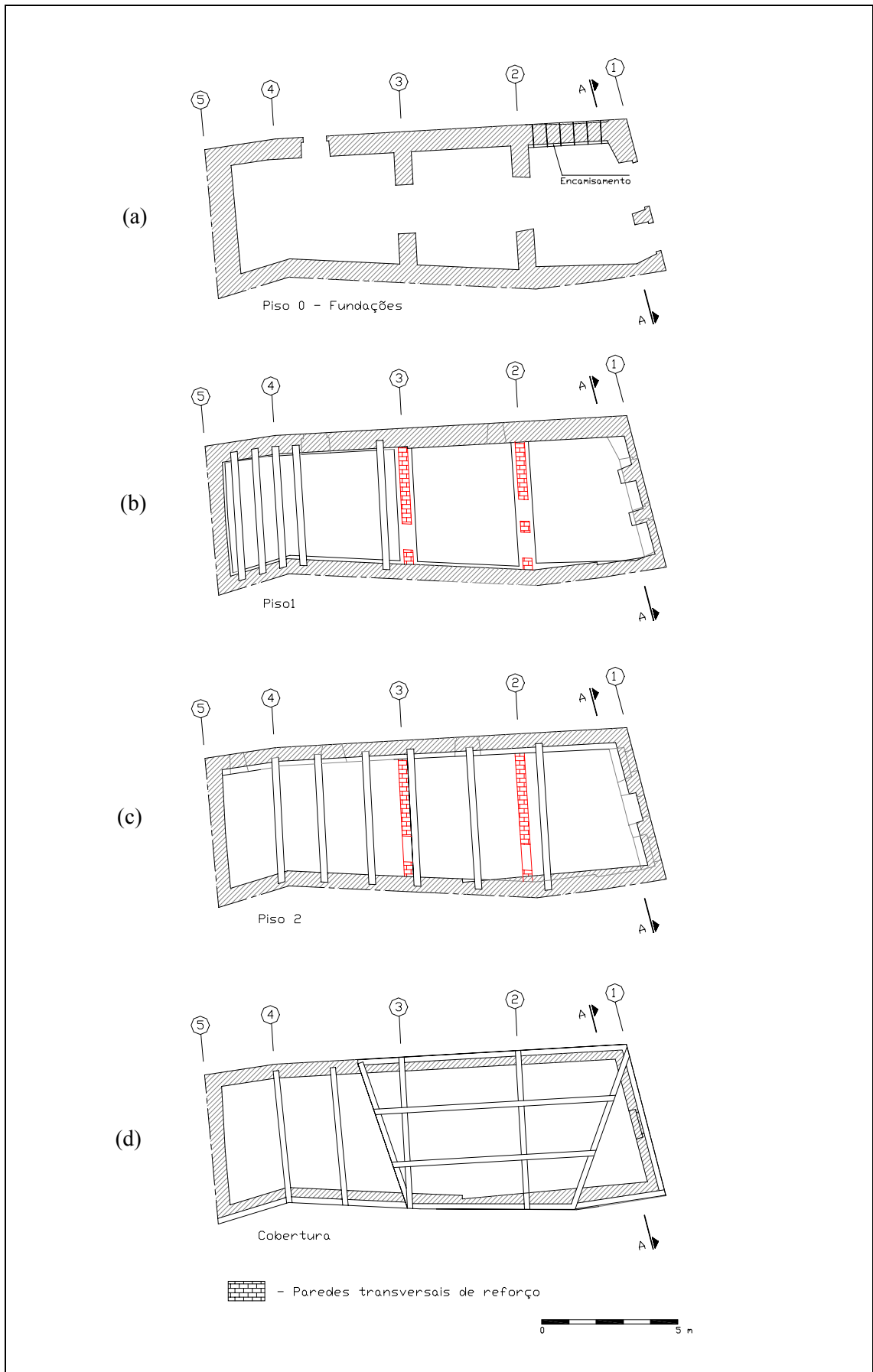


Figura 5.48 - Plantas estruturais. Paredes, pavimentos e cobertura.

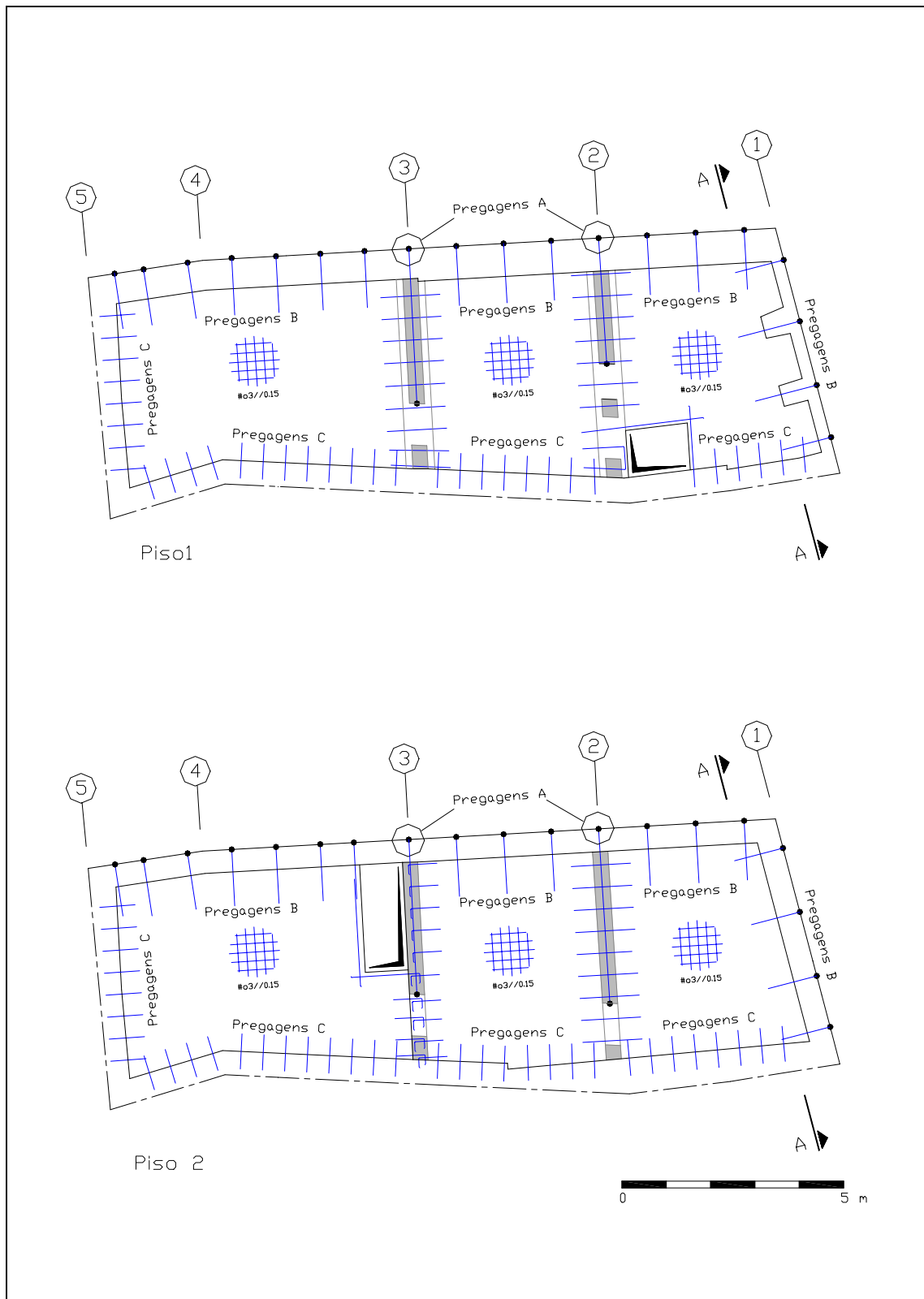


Figura 5.49 - Rigidez dos pavimentos com camada de betão armado. Armaduras e pregagens com as paredes.

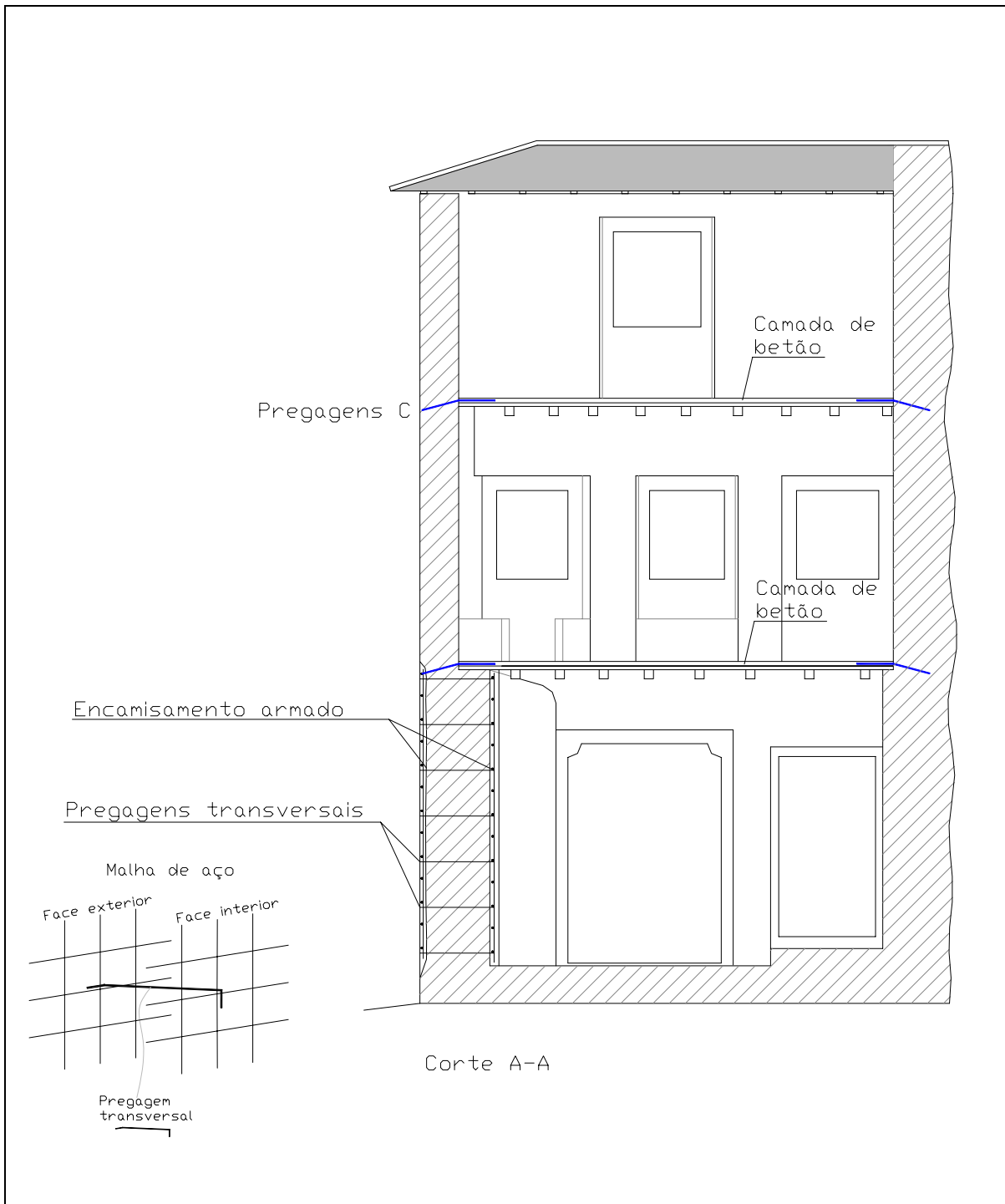


Figura 5.50 - Encamisamento local da empena e pregagens transversais. Pregagens C.

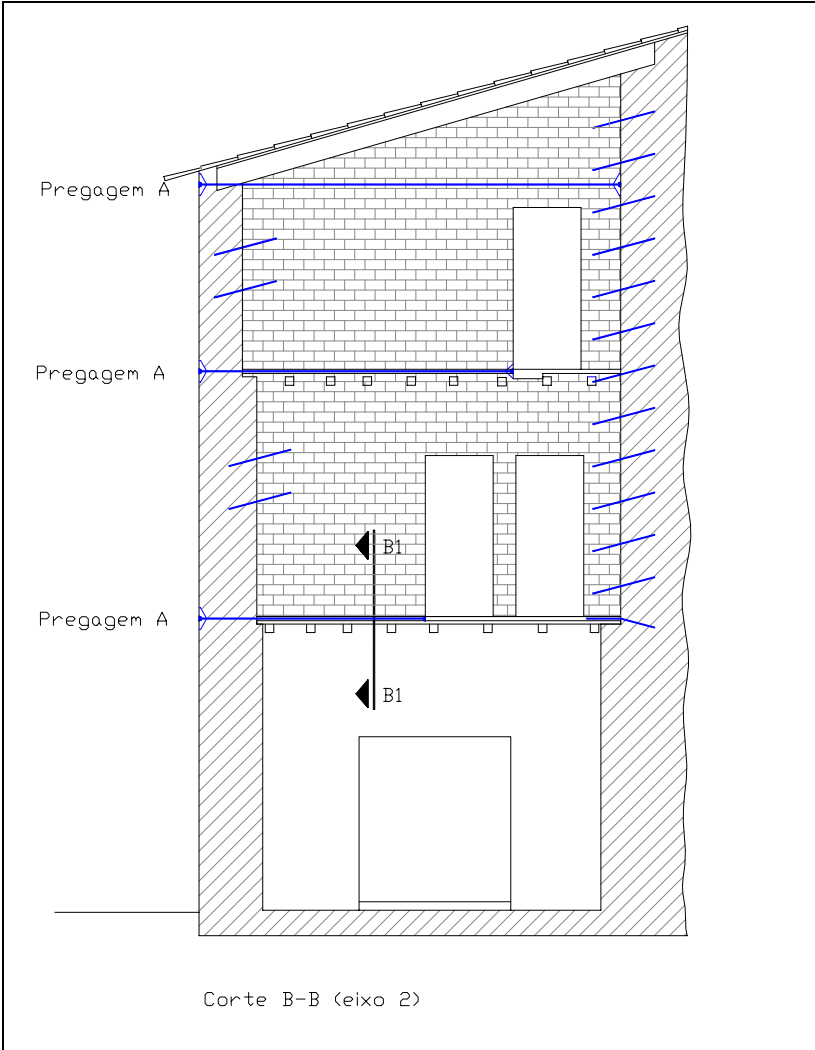


Figura 5.51 - Parede transversal de contraventamento. Pregagens empena-contraventamento.

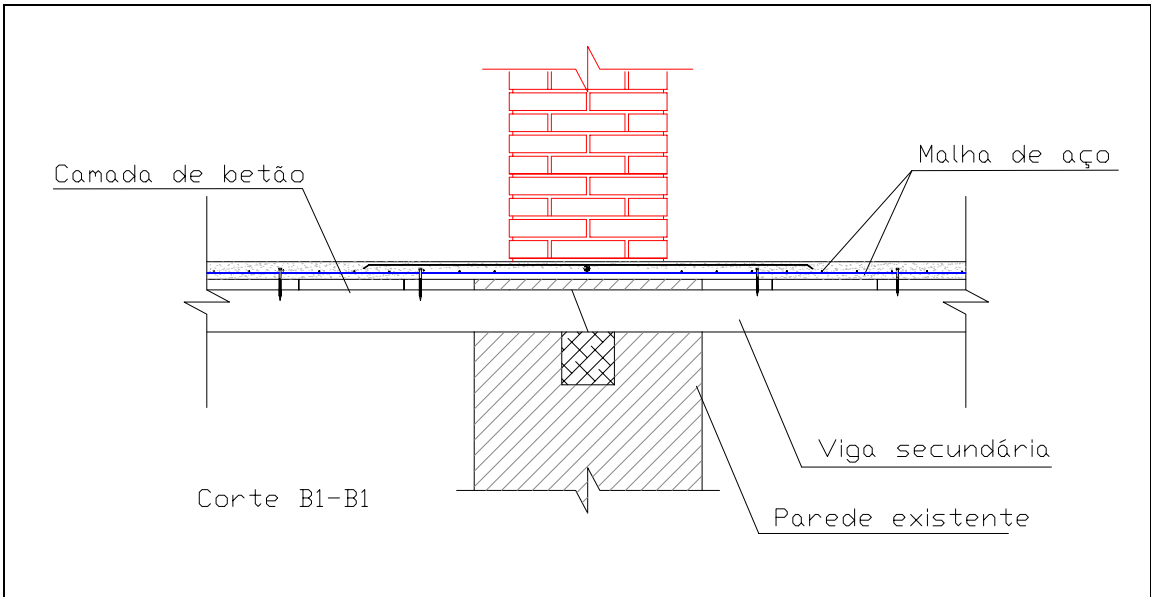


Figura 5.52 - Pormenor da ligação entre pavimentos e paredes de contraventamento.

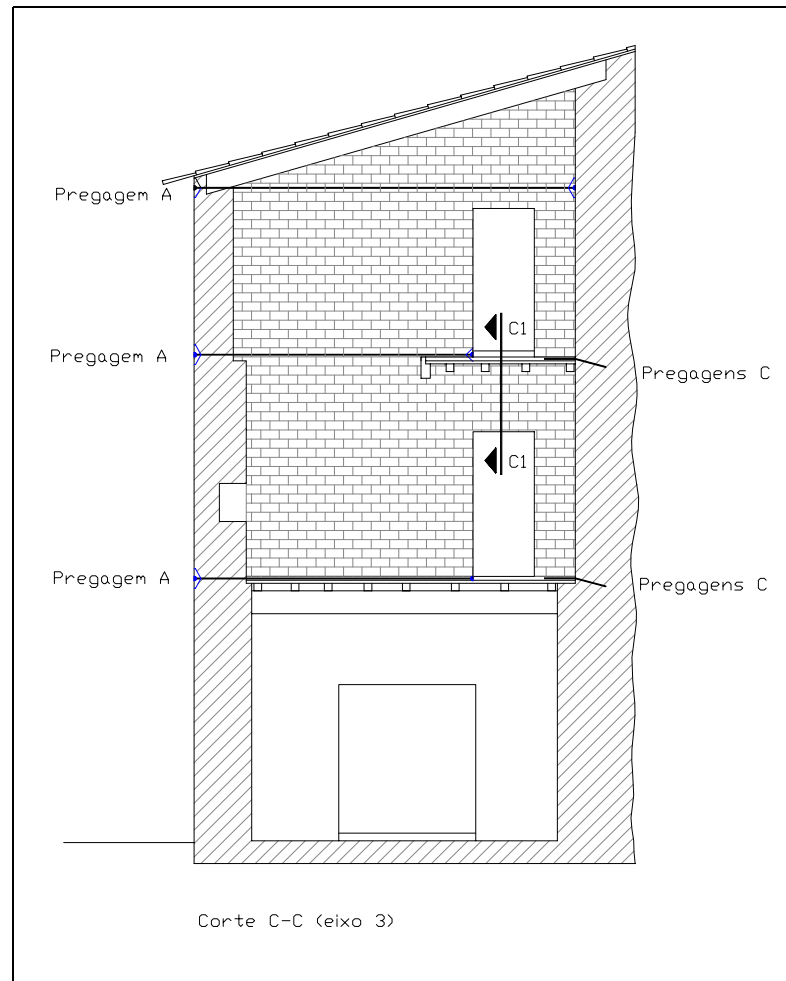


Figura 5.53 - Parede transversal de contraventamento. Pregagens empena-contraventamento.

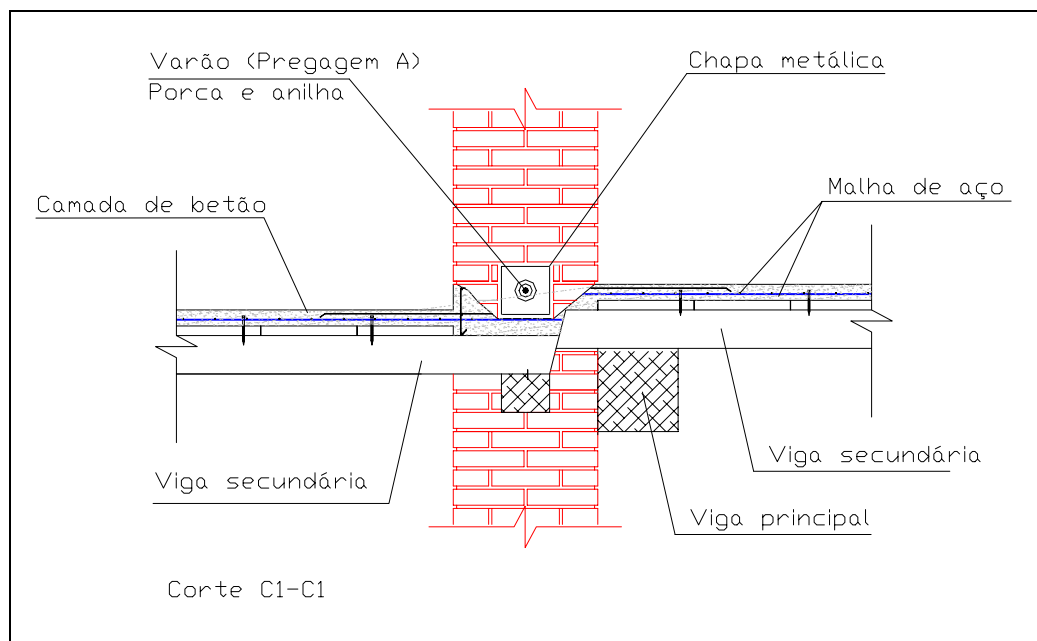


Figura 5.54 - Ligação entre pavimentos e paredes de contraventamento. Ancoragem interior da pregagem A.

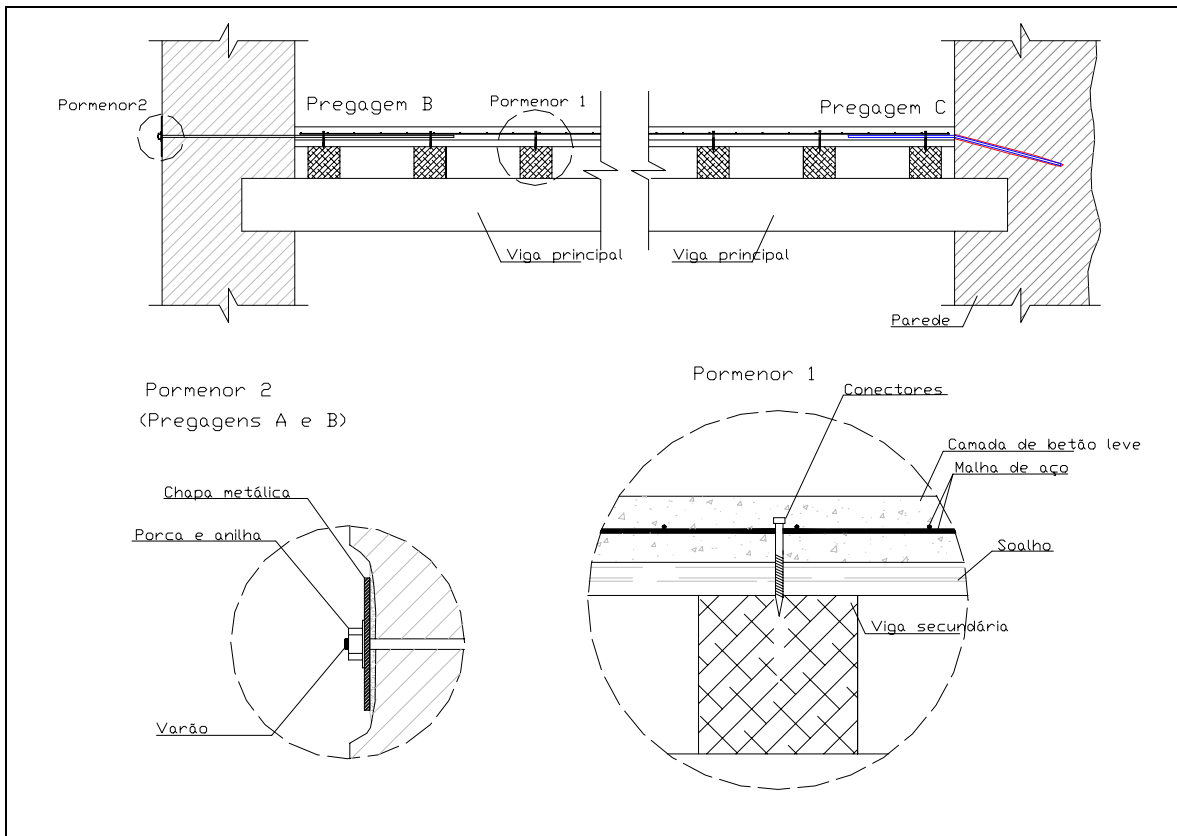


Figura 5.55 - Pregagens. Pormenores.

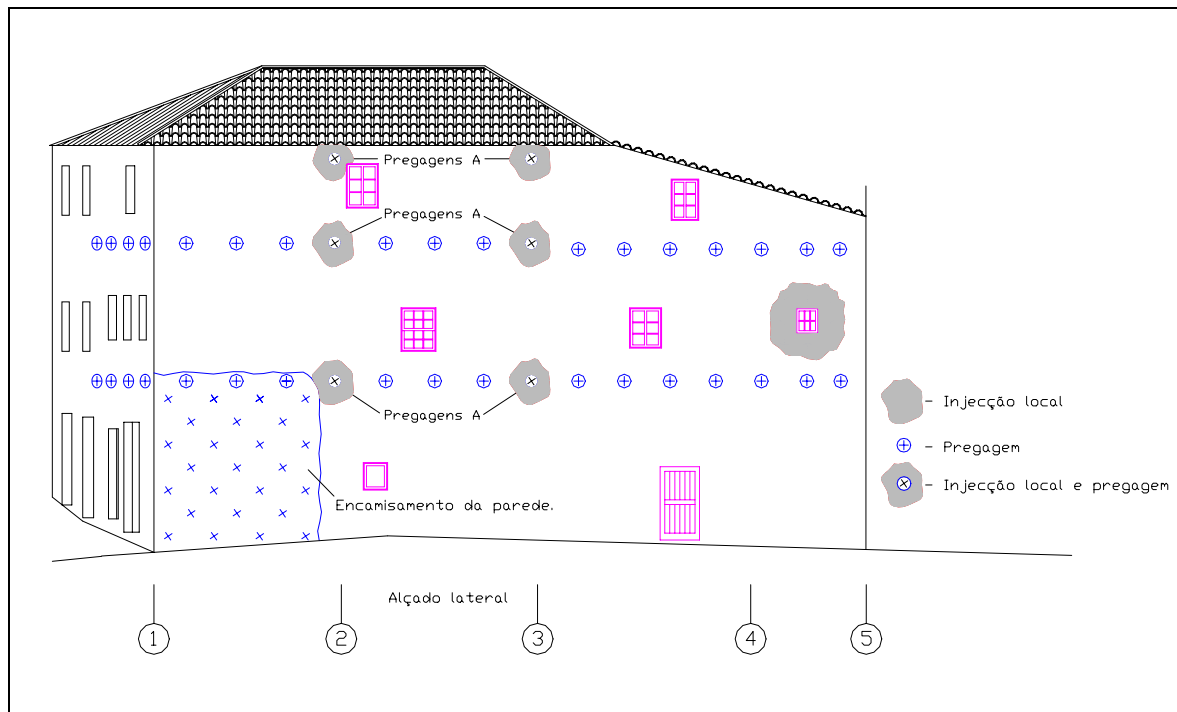


Figura 5.56 - Parede de empena. Localização e representação das intervenções propostas.

## 6. Conclusões

Neste trabalho realça-se a importância da caracterização da tipologia das paredes e das fundações, em estruturas antigas de alvenaria, como forma de melhor compreender o seu comportamento mecânico e a origem de muitas das suas patologias e, finalmente, como forma de facilitar a sua intervenção, com a escolha adequada de técnicas e materiais.

É necessário apostar na prevenção como a melhor, mais eficiente e garantida forma de preservar o património arquitectónico-cultural. Como importante contributo, nesta matéria, salienta-se a utilização de métodos simplificados expeditos na avaliação da segurança sísmica das construções históricas e na definição de prioridades de intervenção.

A aplicação destes métodos à amostra de estudo permitiu concluir que, num erro dos construtores antigos, as características arquitectónico-estruturais das igrejas nacionais e, por extrapolação, das construções históricas, são, regra geral, independentes da sismicidade do local, pelo que as estruturas nas zonas sísmicas A e B são as que apresentam maior vulnerabilidade. Salienta-se, no entanto, a importância de complementar estes resultados, relativos à situação nacional, estabelecendo valores de referência para a esbelteza de paredes, com diferentes condições de apoio. A complementaridade dos resultados deve estabelecer indicadores, ainda que simplificados, mais representativos das vulnerabilidades das construções e auxiliares na previsão dos potenciais mecanismos de dano.

O diagnóstico efectuado sobre uma habitação do Centro Histórico de Bragança permitiu estimar as características mecânicas da alvenaria das suas paredes estruturais. Na ausência de melhor informação, estes resultados devem constituir uma referência para futuras intervenções nesta zona. Refere-se ainda que, a obtenção de valores mais representativos, para aquelas características mecânicas, exige uma campanha experimental mais abrangente, que extravasa o âmbito do presente trabalho.

### **Sugestões para futuros desenvolvimentos**

Como já referido, este trabalho evidencia a necessidade de estabelecer valores de referência, para a esbelteza das paredes, como importante complemento aos métodos simplificados apresentados para a avaliação preliminar, mas que se pretende representativa, da segurança sísmica dos edifícios com paredes estruturais em alvenaria antiga.

Na sequência destes desenvolvimentos e com o objectivo de estabelecer um mapa de vulnerabilidade sísmica nacional, relativo aos edifícios históricos, seria desejável que se obtivessem indicadores (síntese dos indicadores sugeridos) para todos os edifícios classificados.

Seria interessante desenvolver a nível nacional, por zona sísmica e dentro desta por centro histórico, um exaustivo trabalho de levantamento das características tipológicas e caracterização mecânica das alvenarias das construções históricas que conduzisse, a médio prazo, ao desenvolvimento de uma base de dados com possibilidade de contínua actualização e confronto de informações. Para organizar os dados recolhidos identificar-se-iam tantos grupos homogêneos de tipologias quanto os resultados da sua incidência o justificassem. Com base nestes dados poder-se-ia estudar a possibilidade de correlacionar as características tipológicas, dos grupos de alvenarias identificados, com as suas características mecânicas, com as vantagens daí decorrentes. A disponibilidade deste tipo de informação permitiria, desde logo, por exemplo, verificar a validade da hipótese assumida, neste trabalho, na aplicação dos métodos simplificados, ao considerar idênticas características para alvenarias de diferentes regiões ou zonas sísmicas.

## 7. Bibliografia

**Appleton, J.**, “Tecnologias de intervenção em edifícios antigos. Consolidação de estruturas”. Contribuição para um curso de introdução à reabilitação urbana. CCRLVT, Lisboa, Março 1993.

**ASTM**, “In-situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flat-jack method”. ASTM Standard C 1196-91, 1991.

**ASTM**, “In-situ measurement of masonry deformability properties using flat-jack method”. ASTM Standard C 1197-91, 1991.

**Avorio, A.; Borri, A.**, “Problemi di collegamento tra materiali FRP e strutture murarie”. Meccanica delle strutture in muratura rinforzate con FRP - materials, ATTI del Convegno Nacional Venecia, 7-8 Dicembre 2000, IUAV, pp. 179-188.

**Baronio, G.; Binda, L.**, “Curabilità di strutture murarie in mattoni pieni”. Recuperare 2:4, 1983.

**Baronio, G.; Binda, L.**, “Caratterizzazione di malte prelevate da edifici esistenti: definizione di una procedura di indagine experimental”. Proc. 5° Convegno Nazionale Ingegneria Sísmica in Italia, Palermo, 1991, pp. 1239-1252.

**Berkowski, P.; Dmochowski, G.**, “Examples of strengthening of main walls in old buildings”. Historical Constructions 2001: Possibilities of numerical and experimental techniques. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 7-8-9 Novembro 2001, pp.1033-1037.

**Binda, L.; Baronio G.; Fontana A.**, “Strengthening and durability of decayed brick-masonry repaired by injections”. Fifth North American Masonry Conference, Vol.II, University of Illinois, June 3-6, 1990.

**Binda, L.; Baronio, G.; Modena, C.**, “Strengthening of masonries by injection technique”. The Sixth North American Masonry Conference, Philadelphia, Pennsylvania, June 6-9, 1993, pp. 1-15.

**Binda, L.; Mirabella, G.; Tiraboschi, C.**, “Problemi di misura dei parametri meccanici della muratura e di suoi componenti”. Atti del Convegno Nazionale “La meccanica delle murature tra teoria e progetto”. Messina, 1996, pp. 4-54.

**Binda, L.** “Sperimentazione di tecniche di intervento di miglioramento strutturale su edifici in muratura nei centri storici: caratterizzazione meccanica delle murature in pietra della Lunigiana e verifica sperimentale dell’efficienza delle tecniche d’intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici in muratura”. Convenzione di studio tra la Regione Toscana e il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano, 1998.

**Binda, L.**; Modena C.; Valluzzi M., “Bed joints reinforcement in historic structures”. CIB W23 - Wall Structures , 36<sup>th</sup> Commission Meeting, Porto, Portugal, September 23-24, 1999a.

**Binda, L.**, et al., “Caratterizzazione di murature in pietra in zona sismica: Data-base sulle sezioni murarie e indagini sui materiali”. 9<sup>th</sup> Convegno Nazionale Ingegneria Sismica, Torino, CD-ROM, 1999b.

**Binda, L.**; Penazzi, D., “Classification of masonry cross sections and of typologies of historic buildings”. Book of Commissione RILEM MMM, to appear 2000.

**Briccoli, S.**; Rotunno, T., “Environmental durability of the bond between the CFRP composite materials and masonry structures”. Historical Constructions 2001: Possibilities of numerical and experimental techniques. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 7-8-9 Novembro 2001, pp.1039-1045.

**Branco, P.**, “Manual do Pedreiro”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1981.

**Carocci, C.**, “Guidelines for the safety and preservation of historical centres in seismic areas”. Historical Constructions 2001: Possibilities of numerical and experimental techniques. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 7-8-9 Novembro 2001 pp.145-165.

**CEN**, “Eurocódigo 6 - Projecto de estruturas de alvenaria”, 1996.

**CEN**, “Eurocódigo 8 - Disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes”, 1998.

**Cosenza, E.**, et al., “Behaviour between tuff masonry and FRP fabrics”. Meccanica delle strutture in muratura rinforzate con FRP - materials, ATTI del Convegno Nacional Venecia 7-8 Dicembre 2000, IUAV, pp. 99-108.

**Costa, J.**; Ripper, T.; Mesquita, C., “Reabilitação estrutural de uma cúpula do século XVI sujeita a sério risco de ruína”. Ingenium, 2<sup>a</sup> série, N<sup>o</sup>53, Novembro de 2000, pp. 81-85.

**Drysdale, R.**; Hamid, A.; Baker, L., “Masonry Structures. Behaviour and Design”. The Masonry Society. Second edition, 1999.

**Ferreira, J.**; Appleton, J., “Reforço e reabilitação estrutural de um edifício de habitação do século XVIII”. Ingenium, 2<sup>a</sup> série, N<sup>o</sup>65, Fevereiro 2002, pp. 67-72

**Ganz, H. R.**, “Post-tensioned masonry structures”. VSL Report Series, 2, VSL International, Berne, Switzerland, 1990.

**Garrity, S.**, “Retro-reinforcement of existing masonry structures”. 10<sup>th</sup> IB<sup>2</sup>MaC Calgary, Canada, July 5-7, 1994.

- Gelmi, A.**, et al., "Mechanical characterization of stone masonry structures in old urban nuclei". The Sixth North American Masonry Conference, Philadelphia, Pennsylvania, June 6-9, 1993, pp. 505- 516.
- Gettu, R.**, et al., "Utilización de materiales compuestos en la reparación y el refuerzo". Evaluación y rehabilitación estructural de edificios. Posibilidades de las técnicas numéricas y experimentales. Monografía CIMNE, Nº 65, 3-5 Abril 2002, pp.179-192.
- Giuffrè, A.**, "Lecture sulla meccanica delle murature antiche", Edizione Kappa, 1991.
- Giuffrè, A.**, "Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici. Il caso de Ortigia". Codice di pratica per gli interventi antisismici nel centro storico. Editori Laterza, 1993.
- Giuffrè, A.**, "L'intervento strutturale quale atto conclusivo di un approccio multidisciplinare". Quaderni ARCo – Restauro, Roma , 1995.
- GNDT (Grupo Nazionale per la Difesa dai Terramoti)**, "Danno sismico e vulnerabilità delle chiese dell'Umbria", CD-ROM, Itália, (s.d).
- GNDT (a cura di Francesco Doglioni et al.)**, "Le chiese et il terremoto". Edizioni Lint Trieste, Itália, 1994.
- Guerreiro, L.; Azevedo, J.** (1998), "Reabilitação e reforço da torre do relógio em Santarém". Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas – JPEE 98, pp.507-515.
- Hamid, A.; Mahmoud, A.; Sherif, E.** , "Strengthening and repair of masonry structures: state of the art". 10<sup>th</sup> International brick and block masonry conference, Calgary, Canada, University of Calgary, July 5-7, 1994, pp. 485-494.
- Hamid, A.; El-Sayed, T.; Salama, A.**, "Seismic retrofit of historic multiwythe stone masonry walls". 8<sup>th</sup> North American Masonry Conference, Austin, Texas, USA, 1999 (CD-ROM).
- Henriques, F.**, "A conservação do património histórico edificado". LNEC, Memória Nº 775, Lisboa, 1991.
- Hill, P. R.; David, J. C.**, "Practical Stone Masonry". Donhead, London, 1995.
- Huerta, Santiago**, "Mechanics of masonry vaults: The equilibrium approach". Historical Constructions 2001. Possibilities of numerical and experimental techniques. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 7-8-9 Novembro 2001, pp.47-70.
- ICOMOS (International Scientific Committee for analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage)**, "Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage". Paris, September 2001.
- Laefer, D.**, et al., "Measurement of grout injection efficacy for stone masonry walls". Seventh North American Masonry Conference, Vol. I, University of Notre Dame, Indiana, USA, 2-5 June 1996, pp. 484-496.

**Leitão, L.**, “Curso Elementar de Construções”. Escola Central da Arma de Engenharia, Estado Maior do Exército, Lisboa, 1896.

**Lorenzis, L.**; Tinazzi, D., Nanni, A., “Near-Surface Mounted FRP rods for Masonry Strengthening: Bond and Flexural Testing”. *Meccanica delle strutture in muratura rinforzate con FRP-materials*, ATTI del Convegno Nacional Venecia 7-8 Dicembre 2000, IUAV, pp.7-18.

**Lourenço, P.**, Gregorczyk, P., “Review on Flat-Jack Testing”. *Revista do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho*, nº 9, Guimarães, 2000.

**Lourenço, P.**, “Relatório do Mosteiro de Salzedas em Tarouca”. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Dezembro 2000.

**Lourenço, P.**, Oliveira, D., Mourão, S., “Estudo sobre a estabilidade da Igreja de Santo Cristo em Outeiro”, Relatório 99-DEC/E-2, Universidade do Minho, Guimarães, 1999, 32 pp.

**Luso, E.**, “Contribuição para intervenções no centro histórico de Bragança”, Tese de mestrado, Universidade do Minho, 2002.

**Meli, R.**, “Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos”. Fundación ICA, México, 1998.

**Miltiadou, A. E.**, “Contribution à l'étude des coulis hydrauliques por la réparation et le renforcement des structures et des monuments historiques en maçonnerie”. Thèse de Doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1990.

**Mingo, S. et al.**, “Bond of CFRP strips on damaged masonry structures”. CCC 2001-International Conference Composites in Construction, Porto, Portugal, 10-12 October 2001, pp.601-606.

**Modena, C.**; Valluzzi, M.; Franchetti, P., “Experiences on strengthening of masonry buildings in Italy”. *Evaluación y rehabilitación estructural de edificios. Posibilidades de las técnicas numéricas y experimentales*. Monografía CIMNE, Nº 65, 3-5 Abril 2002, pp.275-288.

**Modena, C.**; Valluzzi, M., “Experimental analysis and modeling of masonry structures strengthened by FRP”. University of Padua (Italy), CIB - Wall Structures, 36<sup>th</sup> Commission Meeting, Porto, Portugal, September 23-24, 1999.

**Moreira, V. J.**, “Sismotectónica de Portugal Continental e Região Atlântica Adjacente”, Separata da revista do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, Lisboa, Março 1982.

**Moreira, V. J.**, “Sismicidade Histórica de Portugal Continental”, Separata da revista do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, Lisboa, Março 1984.

- Moreira, V. J.**, “Contribuição para o Conhecimento da Sismicidade Histórica de Portugal Continental”. Separata da revista do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, vol. 2, nºs 3 e 4, Lisboa, Julho/Dezembro, 1979.
- Nadal Aixalá, J.**, et al., “P.I.E.T.70 - Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja”, 1970.
- Piccirilli, C.**, “Consolidamento Critico. Premesse Storico-Strutturali”. Università degli Studi di Roma “La Sapienza”. Bonsignori Editore, 1996.
- Pinho, F.**, “Sistematização do estudo sobre paredes de edificios antigos”. Ingenium, 2º série, Nº19, Julho 1997, pp. 49-59.
- RSA (Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes) (Dec.-Lei nº 235/83 de 31 de Maio)**, Porto Editora.
- Rodríguez Ortiz, J.**, “Refuerzo de cimentaciones”. Evaluación y rehabilitación estructural de edificios. Posibilidades de las técnicas numéricas y experimentales. Monografía CIMNE, Nº 65, 3-5 Abril 2002 pp.207-220.
- Santos, P.; Mun, M.**, “Métodos de avaliação da resistência mecânica das alvenarias em edificios antigos”. Encontro sobre conservação e reabilitação de edificios. 2º ENCORE, LNEC, Lisboa, 27 de Junho a 1 de Julho de 1994, pp. 153-161.
- Segurado, J.**, “Alvenaria, cantaria e betão”. Biblioteca de Instrução Profissional, Livraria Bertrand, Lisboa, 1908.
- Stratford, T.**, et al., “Shear Strengthening of Masonry Panels With GFRP: Preliminary experimental results”. Meccanica delle strutture in muratura rinforzate con FRP-materials, ATTI del Convegno Nacional Venecia 7-8 Dicembre 2000, IUAV, pp.19-30.
- Tegola, A.; Lorenzis, L.; Micelli, F.**, “Confinamento di pilastri in muratura mediante barre e nastri in FRP”. Meccanica delle strutture in muratura rinforzate con FRP materials, ATTI del Convegno Nacional Venecia, 7-8 Dicembre 2000, IUAV, pp.41-52.
- Teves, P. C.**, “Os sismos como fenómeno”. 1º Seminário de Engenharia Civil da Escola Superior de Tecnologia de Bragança, Bragança, Novembro de 1997, pp. 17-32.
- Tomazevic, M.**, “Repair and strengthening of masonry buildings”. Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, 1999.
- Tomazevic, M.**, “Historic urban and rural masonry houses: Criteria for seismic rehabilitation and redesign”. Slovenian National and Civil Engineering Institute, Ljubljana, Slovenia, 2001.
- Valluzzi, M.**, “Comportamento meccanico di murature consolidate con materiali e tecniche a base di calce”. Università di Padova, Italy, 2000.

**Veiga, M.**, “Evolução com o tempo das características mecânicas de redes de fibra de vidro utilizadas como armadura de argamassa de revestimento de paredes”. Encontro sobre conservação e reabilitação de edifícios. 2º ENCORE, LNEC, Lisboa, 27 de Junho a 1 de Julho de 1994, pp. 673-684.

**Vermeltfoort, T.**, “CFRP rods to reinforce masonry”. Seventh North American Masonry Conference, Vol. II, University of Notre Dame, Indiana, USA, 2-5 June 1996.

## **Anexo I**

### **Descrição das igrejas da amostra de estudo**

## **Anexo I**

### **Descrição das igrejas da amostra de estudo**



## Zona sísmica A

### A1- Igreja de Santa Cruz. Almodôvar – Beja

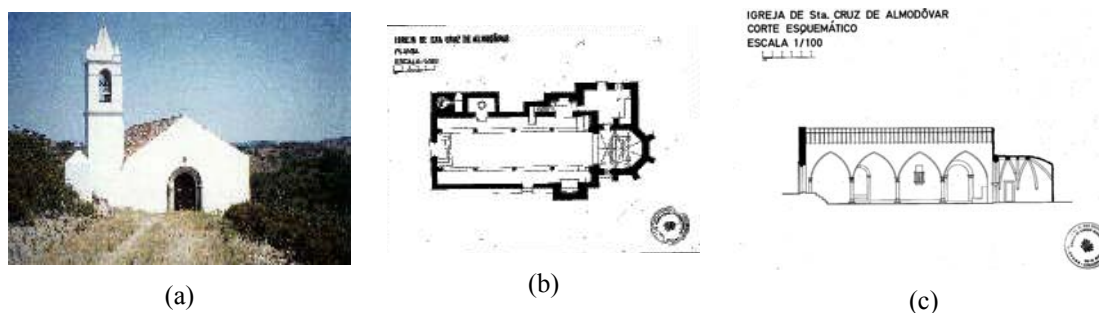


Figura A1 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) planta; (c) corte longitudinal.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XVI, XVII, XVIII (provável início no ano de 1501 e provável inauguração em 1740, data inscrita na soleira da porta da sacristia)

Descrição: Planta longitudinal composta por nave rectangular com pequenas capelas laterais, torre sineira de planta quadrangular, adossada à esquerda, ábside poligonal e sacristia rectangular à esquerda. Volumes escalonados com cobertura diferenciada em telhado de duas águas, sobre a igreja, e em coruchéu prismático, sobre a torre sineira. Fachada principal de pano único, rematado em empena, rasgado por portal de verga redonda com três arquivoltas de colunelos torsos. Torre sineira lateral de dois registos, rasgada superiormente por ventanas de verga redonda. Fachada posterior marcada pelo volume mais baixo da capela-mor, facetada, com contrafortes escalonados.

Interior com três naves, de quatro tramos, , separadas por arcos quebrados sobre colunas de cantaria. A nave central, três vezes maior que as laterais, possui tecto de madeira em masseira. Arco triunfal quebrado sobre colunas. Capela-mor com cobertura em abóbada estrelada apoiada em mísulas.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra rebocada. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

É possível, que possa ter sido atingida por alguns abalos de intensidade elevada (como por exemplo o sismo de 1755) que não se encontram documentados, uma vez que Santa Cruz é uma povoação rural isolada de diminuta população e reduzida importância regional.

Desde 1962 a DGEMN tem realizado pequenas obras de conservação e beneficiação.

### A3 - Igreja de Santo Amaro – Beja

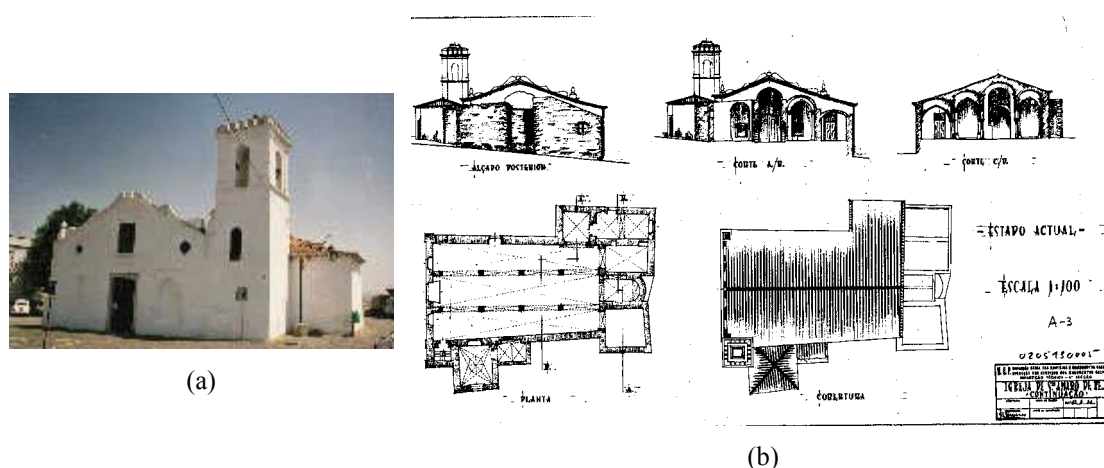


Figura A2 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia da fachada; (b) planta, alçados e cortes.

Protecção: MN

Época de construção: séc. V, VI, XIV, XVI, XVII (início provável em finais do séc. V inícios do Séc. VI, posteriores acrescentos, readaptações e reconstruções)

Descrição:

Igreja de planta trapezoidal com três naves de quatro tramos, cabeceira tripartida, formada pela ábside (capela-mor) e dois absídiolos laterais rectangulares a que se adossam capelas, anexos. A torre sineira, de secção quadrangular, encosta-se ao alçado lateral direito. As naves são separadas arcos redondos, de volta perfeita, assentes sobre colunas de cantaria de fuste cilíndrico. A transição da nave central para a ábside faz-se por arco triunfal de volta perfeita. Cobertura em abóbada de berço sobre cimalkas. Capela-mor e absídiolos igualmente com abóbadas de berço. Capelas laterais

sul cobertas por abóbada estrelada e abóbada de arestas de dois tramos. A capela lateral norte é coberta com abóbada de nervuras.

Paredes em alvenaria de pedra. Colunas e molduras de vãos em cantaria. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados, além dos sismos de 1356, 1531, 1858 e 1755 que destruiu parte da estrutura. Recentemente, também sofreu danos com o sismo de 2 de Fevereiro de 1969.

### *A3 - Igreja da Misericórdia de Beja – Beja*

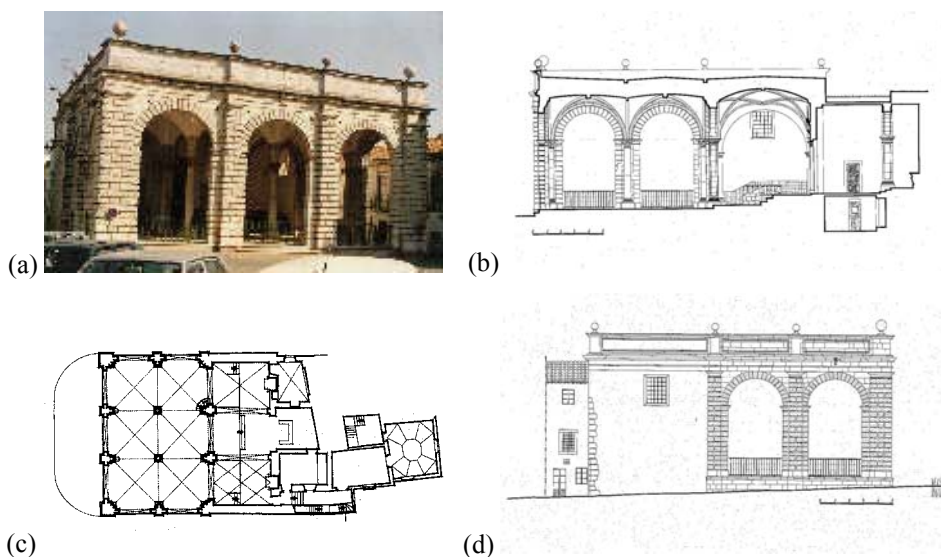


Figura A3 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia da fachada; (b) planta; (c) corte longitudinal; (d) alçado lateral.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XVI (sofreu posteriores readaptações de geometria e de uso)

Descrição:

Igreja de planta composta pelo corpo quadrangular da galilé a que se adossam, a norte, os corpos rectangulares irregulares da capela-mor e dos anexos. Voltada a sul, a fachada é caracterizada por três arcos redondos sobre pilastras com arquitrave encimada por murete. No interior da galilé distinguem-se três naves: as duas primeiras

correspondem ao espaço rasgado por arcadas, com três tramos de planta quadrada com abóbadas de cruzaria de ogivas sobre colunas de fuste cilíndrico; a terceira nave, transversal, é separada das anteriores por arcos de pleno-centro sobre pilastras, com três tramos rectangulares cobertos por abóbadas de nervuras assentes em mísulas e pilastras. Um portal de vão rectangular moldurado, com frontão triangular, rasga a parede de fundo no acesso à capela-mor, coberta por abóbada de berço. Idêntica cobertura possui a capela à sua direita. A capela oposta tem cobertura em abóbada de cruzaria de ogivas.

É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados, além dos sismos de 1858 e 1755. Recentemente, também foi abalada com o sismo de 2 de Fevereiro de 1969.

*A4 - Igreja da Misericórdia das Entradas. Castro Verde – Beja*

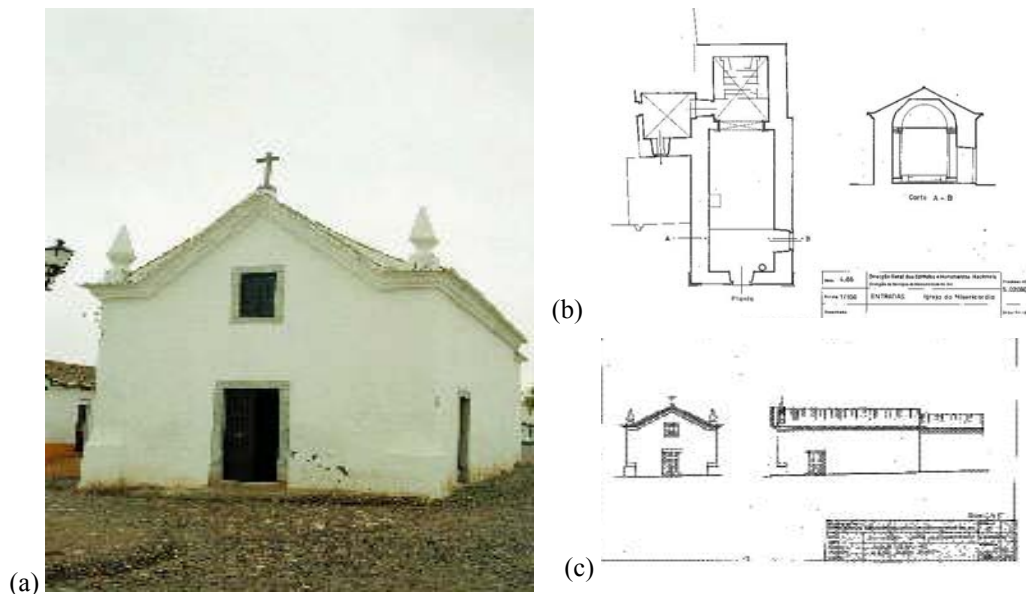


Figura A4 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia da fachada; (b) planta e corte transversal; (c) alçados.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XVI / XVII / XVIII

## Descrição:

Igreja de planta constituída pela nave e capela-mor, rectangulares, e sacristia do lado esquerdo. Volumes escalonados com com cobertura em telhado de duas águas. Transição da nave para a ábside por arco triunfal de volta perfeita. Nave com cobertura em telhado de duas águas e capela-mor com abóbada de berço. Campanário plano elevado, com olhal em arco de volta perfeita, sobre porta exterior da sacristia.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra e tijolo maciço. Cunhais reforçados com cantaria de granito. Arcos em pedra mármore e cantaria.

É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados, além dos sismos de 1755 e 1858. Recentemente, foi abalada com o sismo de 2 de Fevereiro de 1969.

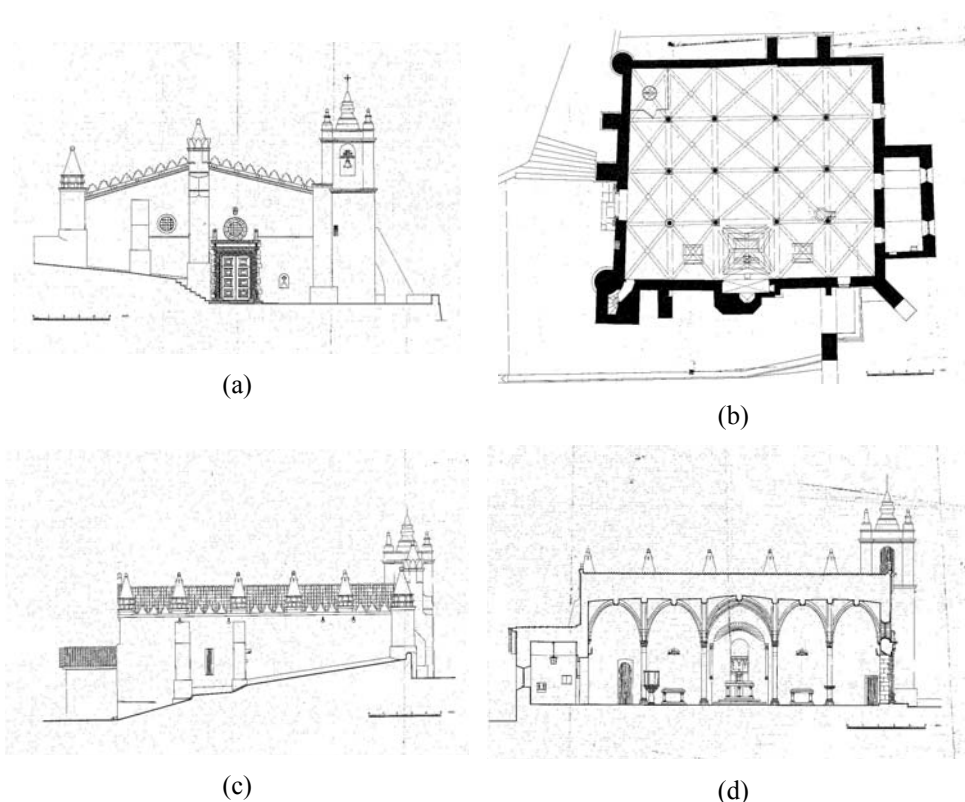
*A5 - Igreja Matriz de Mértola – Beja*

Figura A5 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) alçado frontal; (b) alçado lateral; (c) planta; (d) corte longitudinal.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XII, XIII, XV, XVI, XVII e XVIII. Provável construção, como mesquita, no final do séc. XII. Sofre, no entanto, algumas adaptações com a conversão para a Igreja Cristã e posteriores modificações, como o abobadamento da cobertura no séc. XVI.

Descrição:

Igreja de planta composta por nave, quadrangular de grande superfície (cerca de 360 m<sup>2</sup>), e um pequeno anexo rectângular na fachada posterior. Fachada voltada a sul com portal de vão rectângular. Eixo médio marcado por contraforte de três níveis, e contraforte cilíndrico no cunhal sudoeste. Torre sineira de planta quadrada adossada ao canto sueste. Além dos contrafortes do alçado principal, outros reforçam os alçados laterais, um deles disposto na diagonal, um outro vazado em arcobotante. Cobertura em telhado de duas águas, sobre a igreja e anexos, e em corochéu sobre a torre.

Espaço interior constituído por cinco naves de quatro tramos cobertos por abóbada de cruzaria de ogivas suportada por colunas de fuste cilíndrico e mísulas nas paredes.

Alvenaria de pedra rebocada nas paredes e abóbadas. Cobertura em telhado com estrutura de madeira sobre extradorso das abóbadas.

É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados, além dos sismos de 1356 e 1755. Recentemente, sofreu danos causados pelo sismo de 2 de Fevereiro de 1969.

## A6 – Igreja Matriz de Entradas – Beja

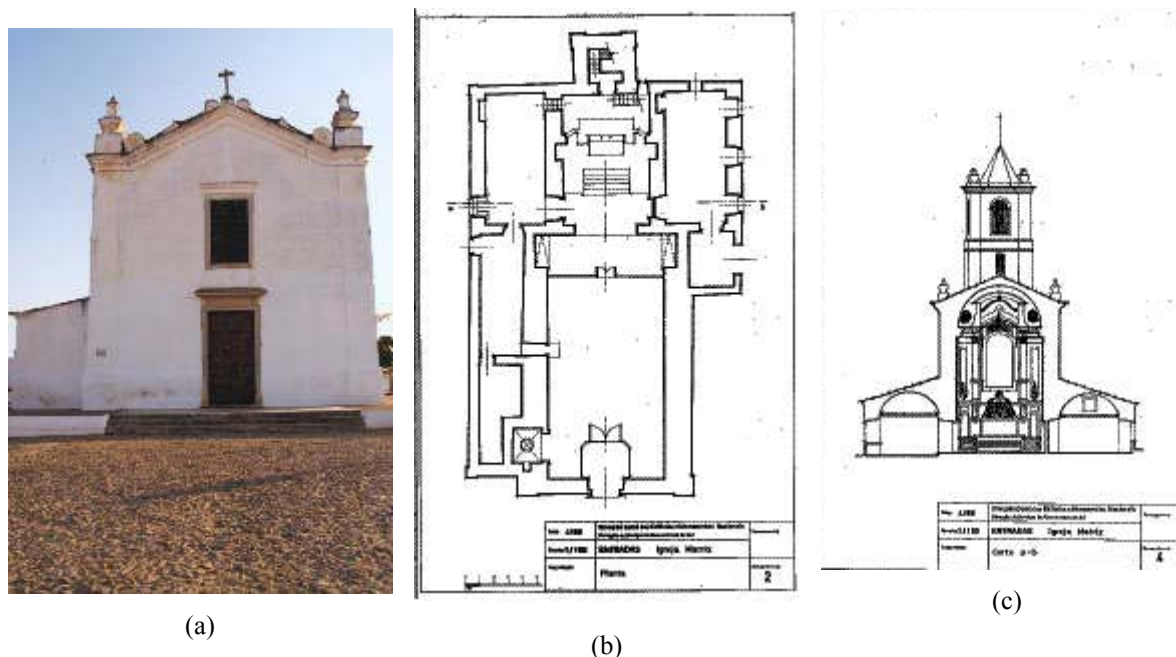


Figura A6 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia da fachada; (b) planta; (c) corte transversal.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XVIII (provável início da construção em 1745)

Descrição:

Igreja de arquitectura popular com planta longitudinal composta por nave e capela-mor, rectangulares, com anexos de planta quadrangular e torre sineira, centrada atrás capela-mor. Volumes escalonados com coberturas diferenciadas em telhado de duas águas, sobre a igreja e anexos, e em coruchéu prismático, sobre a torre sineira. Fachada principal, orientada a nordeste, rematada em empena angular. Fachada posterior marcada pelo volume da torre sineira, de forma quadrangular, rasgada por ventanas de verga redonda.

Interior de uma nave, coberta por abóbada de berço redondo sobre cimalha envolvente. Dois meios arcos sobre pilastras rasgam-se nos alçados laterais junto à parede da capela-mor. Arco triunfal redondo sobre pilastras. Capela-mor coberta por abóbada de berço redondo.

Paredes resistentes e abóbadas em alvenaria de pedra rebocada. Cantaria em molduras dos vãos. Cobertura em telhado com estrutura de madeira sobre o extradorso das abóbadas.

Foi abalada, em pelo menos uma ocasião, com a intensidade de VI -VII correspondente ao sismo de 1858. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados. Sofreu danos causados pelo sismo de 2 de Fevereiro de 1969.

### *A7 - Igreja Matriz de Vila do Bispo – Faro*

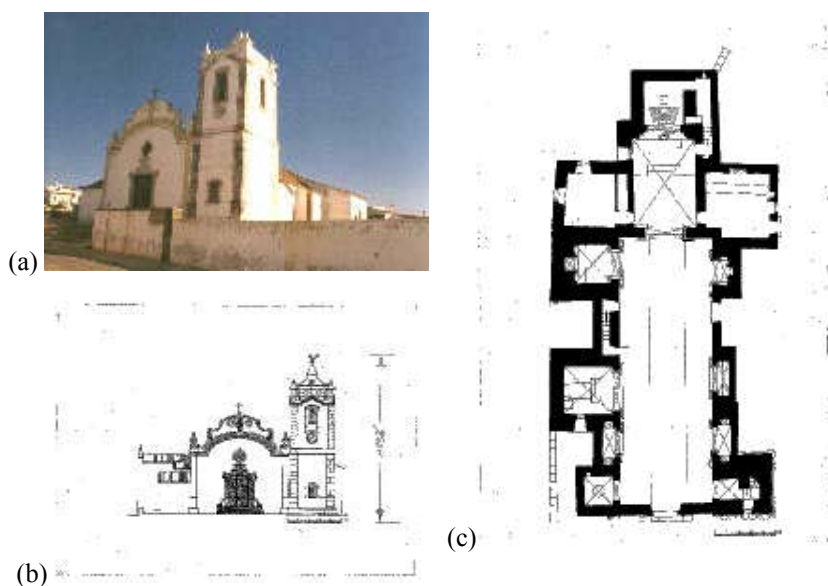


Figura A7 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) planta.

Protecção: IIP

Época de construção: finais séc. XVII, inícios do XVIII

Descrição:

Igreja com planta longitudinal de nave única, capela-mor irregular, sacristia, rectangular, a sul. A norte anexa-se, uma dependência de planimetria semelhante. Coberturas em telhado de duas águas. Fachada principal, orientada a oeste, sem embasamento no pano correspondente à nave, rematada por frontão misto, portal

rematado por um frontão de lanços encimado por óculo trevado. A sul, torre sineira quadrangular anexa com proeminente embasamento.

Interior de espaço unificado, iluminado pelo óculo da fachada principal, coberto por tecto de masseira. Capela-mor, com dois planos, separados por dois degraus, e cobertura em canhão. Na parede sul da nave na sequência da torre de base quadrangular, estão implantados três altares; na parede oposta abrem-se três capelas quadrangulares e um altar.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra rebocada. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi atingida pelos sismos de 1722, 1755 e 1858 com intensidades locais, respectivamente, de VII-VIII, X e VII. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados. Sofreu danos causados pelo sismo de 2 de Fevereiro de 1969.

#### A8 - Igreja da Luz. Lagos – Faro

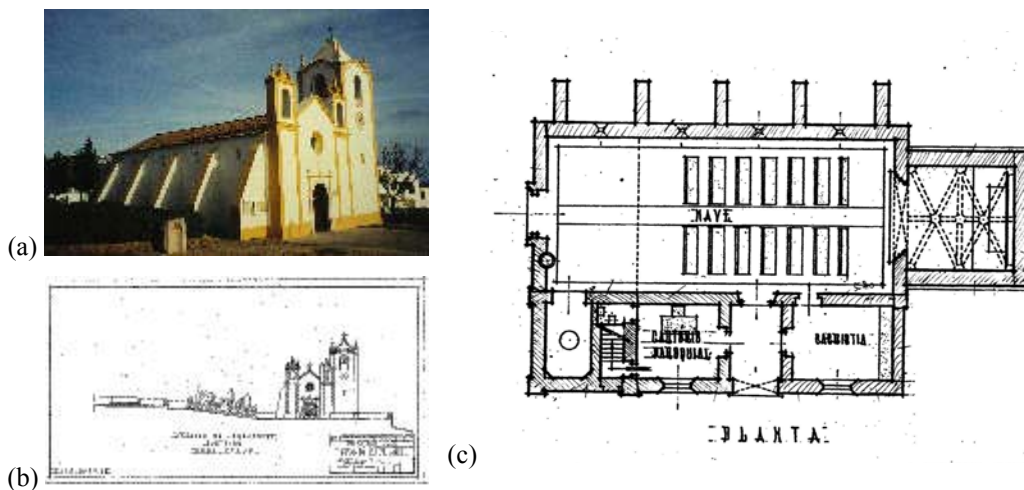


Figura A8 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) planta.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XVI (ano de 1521 inscrito na cruz da igreja), XVIII

Descrição:

Igreja de planta longitudinal, composta por nave rectângular e capela-mor quadrangular. Torre sineira e sacristia anexos a sul. Fachada principal em empena, voltada a Oeste, ladeada por dois campanários elevados. Torre sineira quadrangular adossada ao lado direito. Alçados rematados por cornija encimada por merlões. Alçado norte com cinco contrafortes de largura variável.

Interior de nave única. Arco triunfal quebrado. Capela-mor com tecto em abóbada de nervuras com cadeia longitudinal.

Paredes, contrafortes e abóbadas em alvenaria de pedra rebocada. Cantaria em molduras e nervuras das abóbadas. Cobertura da nave em telhado de duas águas, com estrutura de madeira. Terraço sobre a capela mor.

Foi atingida pelos sismos de 1722, 1755 e 1858, com intensidades locais, respectivamente, de VII-VIII, X e VII. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados.. Sofreu danos causados pelo sismo de 2 de Fevereiro de 1969.

Desde de 1947 que a DGEMN tem efectuado obras de conservação e restauro, com reparações e reconstruções.

#### *A9 - Igreja Matriz de Loulé – Faro*

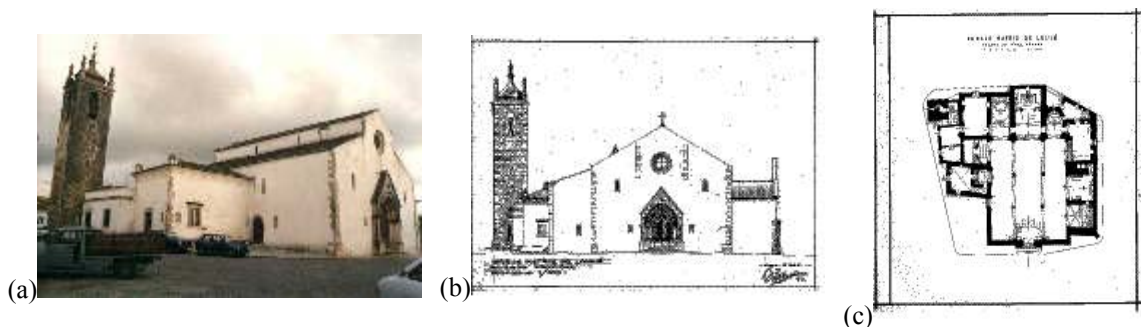


Figura A9 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) planta.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XIII, XVI e XVII

**Descrição:**

Planta longitudinal de três naves, com capelas laterais, e capela-mor rectangular ladeada por dois absidíolos, um rectangular outro poligonal, com os quais comunica por arcos laterais. Outras dependências de implantação quadrangular e rectangular adjacentes à cabeceira tripartida. Fachada principal, sem embasamento, rematada por uma empena de duas águas, com três panos marcados pelos cunhais e pilastras. O pano central é rasgado por portal, em arco quebrado sobre um gablete, encimado por óculo. Os alçados laterais realçam a proeminência da nave central em relação às laterais. Frestas ao nível do clerestório. No lado esquerdo, depois do portal lateral, erguem-se dependências anexas de diferentes perfis e a torre sineira, de base quadrada, não rebocada, e rematada por um cupulim. A torre é um elemento emblemático da cidade. As coberturas são em telhado de duas águas na nave central e de uma água nas laterais.

Interior com naves divididas por pórticos de três tramos de arcos quebrados onde apoiam a cobertura e os tectos em madeira. A primeira capela do lado direito, de quem entra, é coberta por uma abóbada artesoada, enquanto, a do lado oposto possui cúpula.

Supõe-se que tenha sido atingida em mais que uma ocasião por abalos sísmicos de intensidade elevada, como os de 1587 e 1722, 1755, e 1858. Os de 1587 e 1722 foram os mais intensos. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados. Sofreu danos causados pelo sismo de 2 de Fevereiro de 1969. , os mais intensos

Desde de 1939 que a DGEMN tem efectuado diversas obras de restauro e reabilitação.

*A10 – Sé Catedral de Silves – Faro*

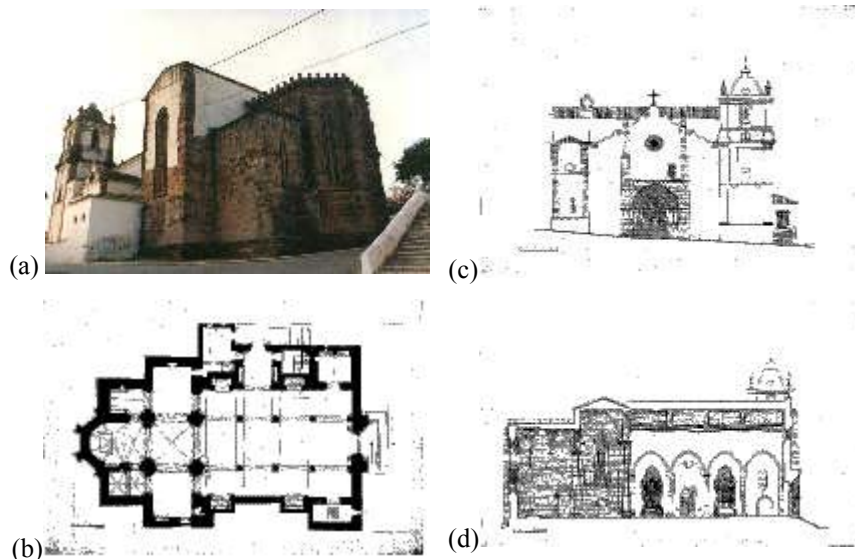


Figura A10 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia; (b) planta; (c) alçado frontal; (d) corte longitudinal.

Proteção: MN

Época de construção: séc. XIII, XIV, XV, XVI e XVIII

Descrição:

Planta longitudinal de três naves, com transepto saliente e cabeceira tripartida, constituída pela ábside (capela-mor) poligonal e dois absidiolos rectangulares. Sacristia rectangular anexa do lado Sul. Fachada principal, rematada em empena, com cinco panos marcados por pilastras e pelas torres laterais. O central é rasgado pelo portal em arco quebrado. A torre do lado Norte, de dois registos, não sobressai em altura na fachada, enquanto a sua homónima a Sul, com mais um registo, ocupado pela sineira, é rematada por um cupulim.

O alçado posterior mostra a cabeceira colada ao braço do transepto, marcado nos ângulos por cunhais em cantaria com gárgulas. Topos do transepto com embasamento proeminente assim como, a ábside e absidiolos. Paredes rasgadas por frestas. Ábside (capela mor) coroada de ameias, facetada, com contrafortes escalonados nos ângulos.

Coberturas em telhado a uma água, nas naves laterais, a duas águas, na nave central, transepto e absídiolos, a três águas, na sacristia, a quatro águas, na torre do lado norte e na capela-mor. Torre sul coberta por cupulim.

Os quatro tramos da nave são marcados por colunas oitavadas capitelizadas onde nascem arcos de perfil quebrado que suportam a cobertura e os tectos em madeira, de três águas, na nave central, e de uma água, nas naves laterais. Transepto com tramo central abobadado em cruzaria de ogivas, apoiada em grossos pilares cruciformes e abóbada de berço quebrado nos tramos laterais. Absídiolos comunicantes entre si através de arcos ogivais. Coberturas em abóbadas artesoadas.

Paredes em alvenaria de pedra aparelhada e cantaria (grés de Silves). Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

A Catedral foi afectada por um grande terramoto (1352-1353). No séc. XVIII, três terramotos afectam o edifício, sendo o de 1755 aquele que maiores estragos terá provocado. Foram então realizadas várias obras. Recentemente, sofreu danos causados pelo sismo de 2 de Fevereiro de 1969.

Diversas obras de manutenção têm, desde 1931, sido realizadas pela DGEMN.

*A11 - Igreja de São João Baptista / Igreja Matriz de Alcochete. Setúbal.*

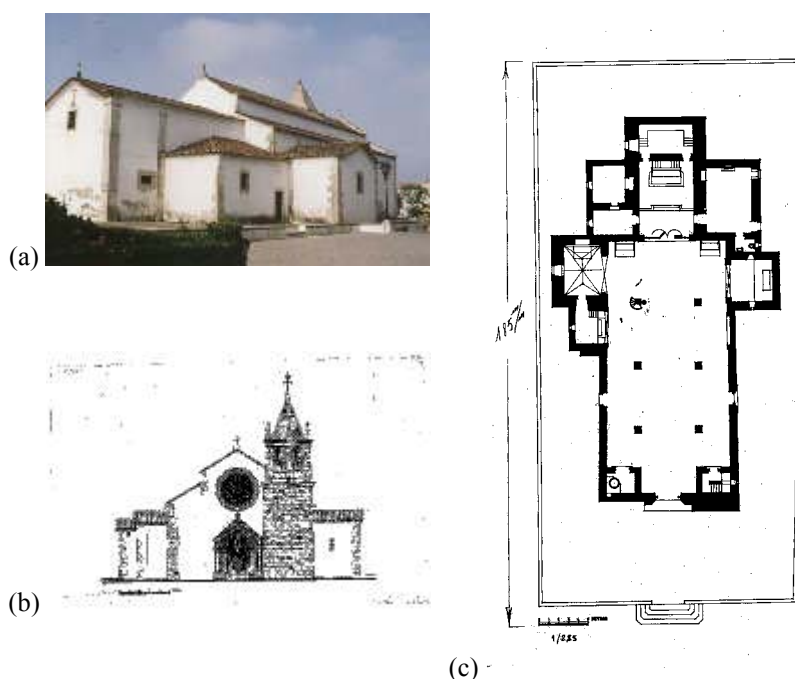


Figura A11 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal (Oeste); (c) planta.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XIV (conjectural), XVI, XVII, XVIII

Descrição:

Planta longitudinal composta pelos rectângulos justapostos da nave e da capela-mor, de menores dimensões. À nave adossam-se capelas laterais de planta rectangular, duas a norte e uma a sul. À capela-mor adossam-se dois anexos a norte e um a sul. Torre sineira anexa ao cunhal sudoeste. Volumes articulados com coberturas diferenciadas em telhado de uma, duas e três águas sobre a nave, capela-mor e anexos, e em coruchéu sobre a torre sineira. Cunhais em cantaria rematados por pináculos. Fachada principal com empena triangular, marcada pelo volume prismático quadrangular da torre sineira. O portal rasgado em corpo saliente com gablete triangular, de vão em arco ligeiramente apontado rodeado por arquivoltas sobre colunelos, é encimado por rosácea de grandes dimensões. Um portal idêntico, mas de menores dimensões, com o vão rematado por rendilhado, rasga a fachada sul.

No interior, as três naves, de quatro tramos, são cobertas por tecto em madeira, de dois e três planos, e separadas por arcos levemente apontados sobre colunas. Capela lateral norte, com arco quebrado e cobertura em abóbada artesoada. Capela do lado sul, com acesso por arco redondo sobre pilastras coberta por abóbada de berço. A capela-mor, com abóbada de berço redondo, comunica com a nave central por arco triunfal quebrado sobre colunas.

Foi atingida por abalos de intensidade elevada correspondentes aos sismos de 1531, 1755, 1858 e 1909. O sismo de 1755 provocou diversos danos. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados. Mais recentemente, sofreu danos causados pelo sismo de 2 de Fevereiro de 1969.

Desde 1940 que a DGEMN tem levado a cabo diversos trabalhos de conservação e reabilitação.

*A12 - Igreja do Antigo Mosteiro de Jesus. Setúbal.*

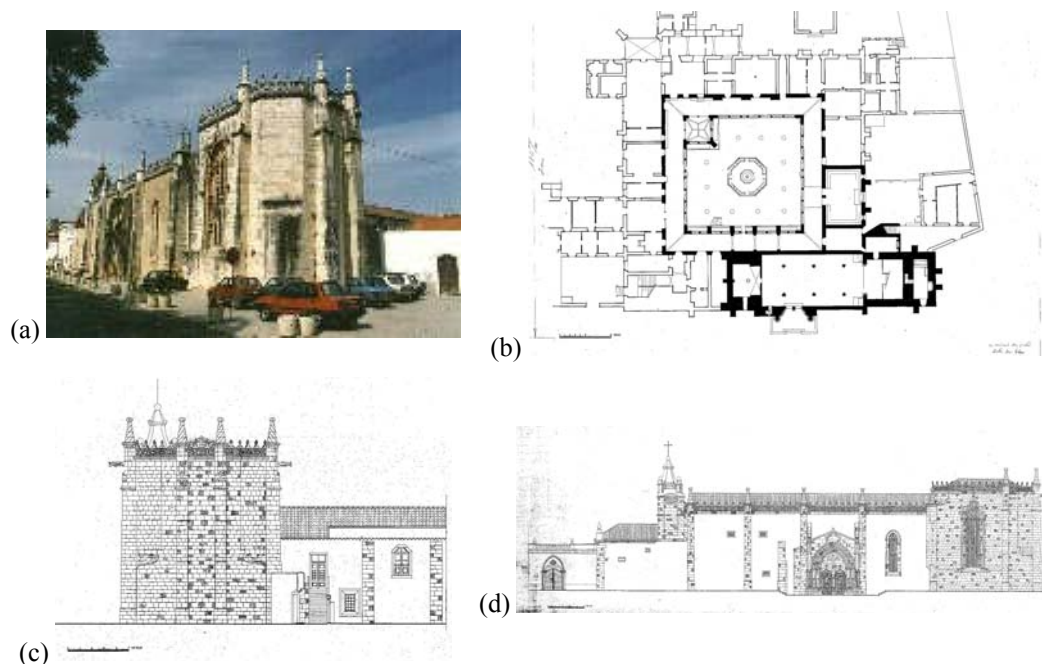


Figura A12 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia; (b) planta; (c) alçado posterior; (d) alçado principal (sul).

Protecção: MN

Época de construção: finais do séc. XV, XVI (construção de uma nova cabeceira, em substituição da primeira e abobadamento da nave), XVII

Descrição:

Igreja de planta longitudinal composta por três rectângulos justapostos, correspondentes à capela-mor, à nave e ao coro. Volumes articulados com coberturas diferenciadas em telhado de duas águas, sobre a nave e coro, e facetado a oito águas sobre a capela-mor. Fachada principal, virada a sul, marcada por contrafortes escalonados, rematados por pináculos torsos. Portal inscrito em gablete, com arquivoltas em arco levemente quebrado, vão mainelado de verga em arco policêntrico. A Este, a cabeceira, mais elevada, com chanfros em papo de rola nas arestas, transformando a base rectangular num octógono. Um janelão na nave, outro na capela-mor, de vão mainelado. A Oeste, sobre o antecoro, o volume prismático da torre sineira.

Interior com três naves, de três tramos e meio, separadas por arcos quebrados sobre altas colunas torsas. Cobertura em abóbada de cruzaria de ogivas sobre a nave principal e de meio berço, apoiada em mísulas, sobre as laterais. Uma parede transversal, rasgada por vãos quadrangulares, antecedida por varandim separa a nave do coro-alto. Sub-coro, menos profundo que o coro-alto, coberto por abóbada de berço abatido. Coro-alto com três tramos separados das naves por arcos a pleno centro sobre colunas oitavadas e cobertos por abóbada de berço. Capela-mor, mais elevada que as naves, de dois tramos, com abóbada estrelada apoiada em mísulas. Ábside facetada.

Paredes de cantaria e alvenaria de pedra (calcário e mármore da Arrábida) reforçadas com cinta em betão armado. Cobertura em telhado com estrutura de madeira sobre o extradorso das abóbadas.

Sofreu abalos de elevada intensidade, em mais que uma ocasião, correspondentes aos sismos de 1531, 1755, 1858 e 1909. O terramoto de 1755 provocou diversos danos, em especial nas abóbadas do coro. Mais recentes são os danos causados pelo sismo de 2 de Fevereiro de 1969.

Desde 1930 que DGEMN tem efectuado trabalhos de conservação.

*A13 - Igreja de Santa Maria do Castelo / Igreja Matriz de S. Salvador. Sines – Setúbal.*

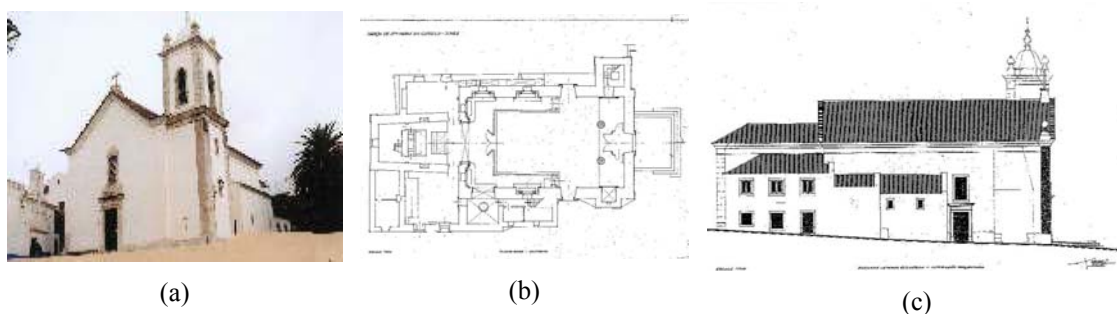


Figura A13 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia; (b) planta; (c) alçado lateral esquerdo

Protecção: em vias de classificação.

Época de construção: séc. XVIII (reconstrução sobre templo existente no ano de 1730)

**Descrição:**

Planta longitudinal, composta por nave, capela-mor, mais estreita, dependências anexas, todas com formas rectangulares, e a torre sineira. Volumes escalonados com coberturas diferenciadas em telhado de duas águas na nave, na sacristia e nas dependências anexas, de três águas na capela-mor. Cúpula na torre sineira. Fachada principal orientada a Oeste, de um pano definido por pilastras, rematado por empena triangular. Portal e janelão de verga recta adintelada com molduras de cantaria. Do lado direito eleva-se a torre sineira, quadrangular, com dois pisos separados por cornija de cantaria, com cunhais-pilastra de cantaria, olhal em arco de volta perfeita assente em pilastras com moldura de cantaria, cúpula octogonal.

Nos alçados laterais destacam-se os volumes das dependências anexas e os portais laterais em cantaria, de verga recta adintelada, sobrepujados por janelões. No alçado lateral Sul destaca-se ainda o volume da torre. Fachada posterior com três panos separados por cunhais-pilastra de cantaria.

Interior de nave única com guarda-vento, coro alto, resguardado por balaustrada de madeira, assente em colunas de cantaria onde se inserem pias de água-benta circulares. Cobertura da nave em abóbada de berço apoiada na cornija. Arco triunfal de volta perfeita assente em pilastras de cantaria. Cobertura em abóbada de berço apoiada na cornija.

Paredes de alvenaria de pedra e cal, rebocadas. Cobertura em telhado com estrutura de madeira sobre o extradorso das abóbadas. Moldura de vãos em cantaria. Pavimentos de tijoleira e lajes de pedra.

Destaca-se a qualidade da concepção global e o rigor no desenho dos elementos de cantaria [DGEMN].

Sofreu abalos de elevada intensidade, em mais que uma ocasião, correspondentes aos sismos de 1755, 1858 e 1909. Sofreu danos causados pelo sismo de 2 de Fevereiro de 1969, obrigando a obras de recuperação.

*A14 - Igreja de S. Lourenço. V. Nogueira de Azeitão – Setúbal*

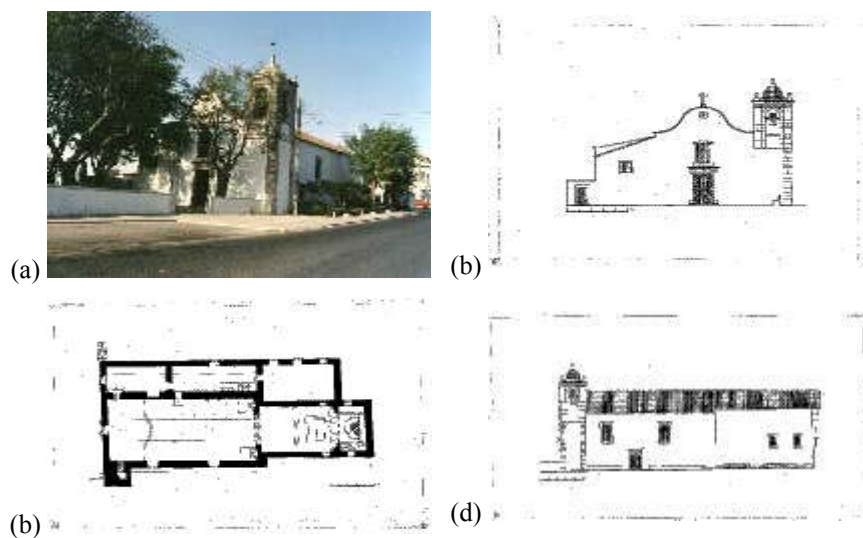


Figura A14 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) planta; (d) alçado lateral direito.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XVI (edificada sobre templo medieval, de meados do séc. XIV)

Descrição:

Planta longitudinal composta por dois rectângulos, o da nave e o da capela-mor, de menores dimensões, aos quais se encostam, a Norte, os anexos paroquiais, de planta rectangular, e a Sul, a torre sineira, quadrangular, marcada por cunhais em cantaria. Volumes simples de fachadas rectilíneas, articulados com coberturas diferenciadas em telhado de duas águas sobre a igreja e com cúpula sobre a torre. Fachada principal com empena contracurvada rasgada por portal rectangular com frontão rectilíneo encimado por janelão moldurado de verga em arco segmentar. Fachada Sul marcada pelo corpo saliente da torre e pelos panos desiguais da nave (com portal e 2 janelões) e da capela-mor (com 2 janelas). Fachada Norte rasgada, de forma irregular, por vãos. Fachada posterior em empena triangular com cunhais em cantaria.

Interior de nave única, coberta por tecto em madeira de três planos, e capela-mor, mais baixa e estreita, com abóbada de berço rebaixado. Arco triunfal de volta redonda sobre pilastras.

Paredes resistentes em alvenaria rebocada, de pedra calcária (brecha da Arrábida) e cantaria. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi abalada com elevada intensidade pelos sismos de 1755, 1858 e 1909. Sofreu danos causados pelo sismo de 2 de Fevereiro de 1969.

Desde 1947 que DGEMN tem realizado diversos trabalhos restauro, reparação e consolidação.

*A15 – Igreja da N. Sr<sup>a</sup> da Assunção / Antiga Igreja de Palhais. Barreiro – Setúbal*

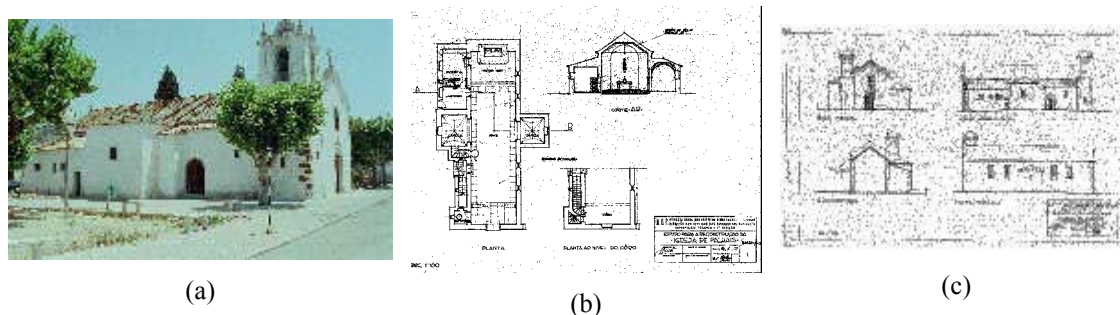


Figura A15 – Peças desenhadas [DGEMN].: (a) fotografia; (b) planta e corte transversal; (c) alçados.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XV (fundada no ano de 1497), XVI

Descrição:

Planta longitudinal, simples, rectângular, com capelas laterais e torre adossadas. Volumes articulados em disposição horizontal com cobertura exterior em telhado de uma, duas, três, e quatro águas, e em domo sobre a torre sineira, quadrangular. Fachada principal, orientada a Oeste, de um pano rematado em empena, entre pilastras, rasgado por portal com lintel trabalhado, sobrepujado por janelão, moldurado, com verga de arco abatido. Adossada ao frontispício, do lado esquerdo, torre sineira com cunhais de alvenaria, com campanário de quatro vãos moldurados, de arco pleno, com dois pisos

marcados por moldura continuada. As restantes fachadas com exiguidade de aberturas, são rematadas à face por empenas simples.

Interior de nave única. Anexas ao corpo da igreja, transversalmente, duas capelas laterais opostas e profundas. Tecto em madeira de perfil trapezoidal. Nave e capela-mor sem separação marcada. À entrada, à esquerda, abre-se o baptistério em arco pleno simples. Coro-alto em madeira.

Paredes em alvenaria mista de pedra, cantaria, barro e cal. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi abalada por alguns sismos de elevada intensidade como os de 1531, 1755 e 1858 entre outros, eventualmente, não documentados. Sofreu danos causados pelo terramoto de 1531, após o que se terá efectuado a primeira ampliação (1531–1534) com elevação das paredes e acrescento, ao corpo da igreja, do baptistério e da sacristia. O terramoto de 1755 provoca-lhe sérios danos. Mais recentemente foi abalada com elevada intensidade pelo terramoto de 1969.

No início do século a igreja estava abandonada, em estado de ruína. Após a DGEMN ter reconhecido o seu interesse, procedeu-se à sua restauração em 1950.

*A16 - Igreja de S. Quintino. Sobral de M<sup>te</sup> Agraço – Lisboa*

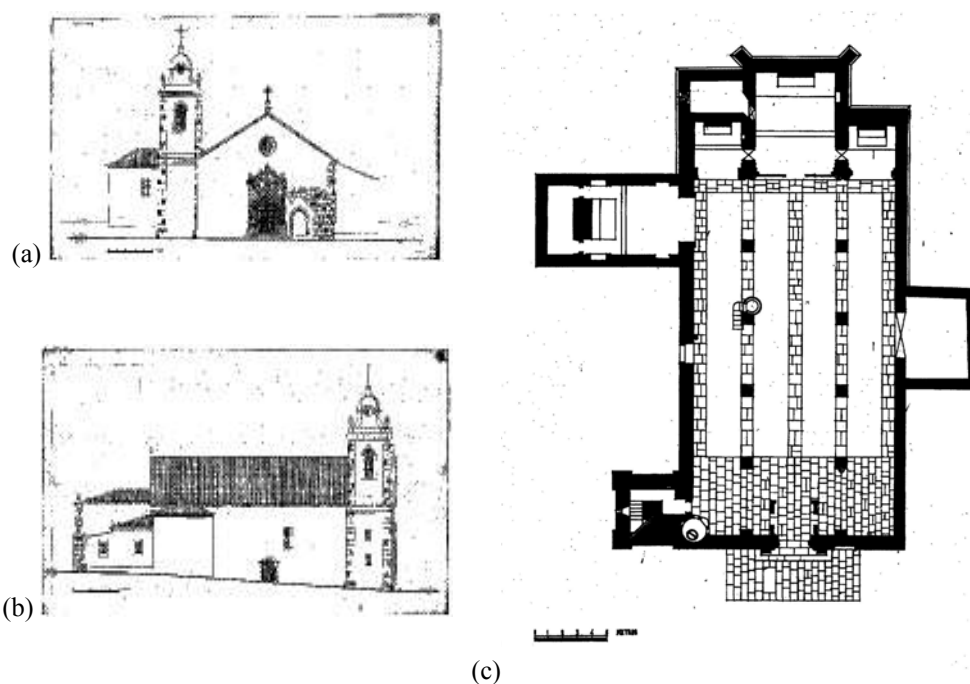


Figura A16 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) alçado frontal; (b) alçado lateral; (c) planta.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XVI

Descrição:

Igreja de características rurais com planta longitudinal de três naves com duas capelas laterais adossadas, uma a Norte outra a Sul, e cabeceira tripartida com capelas escalonadas e comunicantes. Adossada ao alçado Norte, junto à fachada, a torre sineira de forma quadrangular. Volumes articulados cobertos por telhados de uma, duas e três águas. Frontespício rematado em empena, tendo ao centro portal manuelino em arco polilobado enquadrado por pilastras e encimado por óculo; à direita vão cego de arco quebrado, de hipotética origem medieval. Torre sineira quadrangular de dois registos com quatro sineiras de arco pleno, rematada por cúpula bolbosa. Ábside reforçada nos cunhais por contrafortes oblíquos escalonados.

Naves divididas por pórtico de cinco tramos com arcos formeiros a pleno centro sobre colunas. Guarda-vento à entrada onde assenta coro-alto. Cobertura com tecto de masseira. As naves laterais comunicam com os absidiolos através de arcos quebrados. Arco triunfal quebrado. Capela-mor e absidiolos cobertos com abóbadas polinervadas sobre mísulas. Capelas laterais abóbadas.

Paredes e elementos estruturais em alvenaria de pedra rebocada, e cantaria calcária.

Supõe-se que tenha sido atingida por abalos de intensidade elevada como os de 1531, 1755, 1858 e 1909 entre outros que, eventualmente, não se encontram documentados. No século XVIII houve obras de vulto para apear e reconstruir as fachadas Este e Sul, provavelmente danificadas pelo sismo de 1755. Em 1969 a igreja estava em mau estado, daí que eventuais danos causados pelo sismo não sejam referidos.

Desde 1934, a DGEMN tem realizado diferentes intervenções de conservação.

*A17 - Igreja Paroquial de Cheleiros. Mafra – Lisboa*

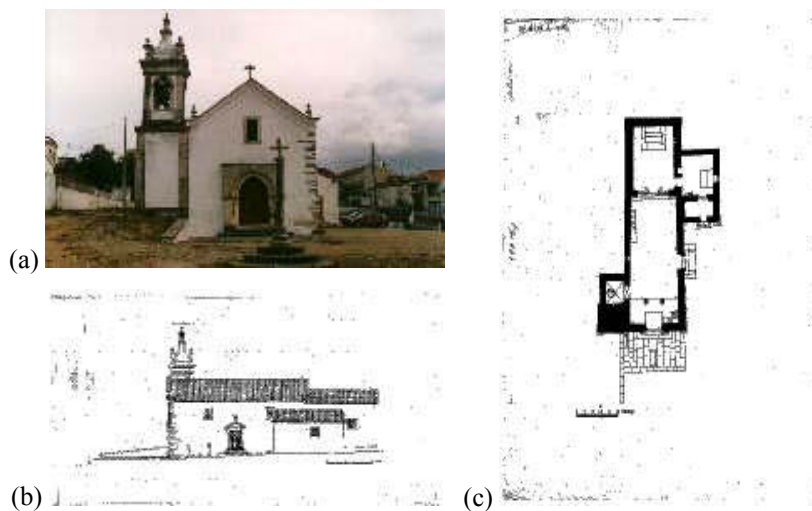


Figura A17 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia da fachada; (b) alçado lateral direito; (c) planta.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XII, provável construção da primeira igreja, de reduzidas dimensões; séc. XVI, reconstrução da capela-mor; séc. XVII, séc. XVIII, anexação da torre sineira.

Descrição:

Igreja de feição simples, com vestígios dos diferentes períodos construtivos. Planta longitudinal regular composta por nave única e capela-mor, rectangulares, dependências laterais de apoio, mais baixas, e torre sineira. Volumes articulados horizontais, exceptuando a torre, com cobertura em telhado a uma e duas águas. Frontespício terminado em empena, com portal em arco quebrado sobre colunas encimado por janela rectangular. Torre sineira adossada à esquerda, de dois registos, quadrangular, com quatro sineiras em arco pleno e cúpula bolbosa.

Nave única, com coro-alto sobre colunas à entrada. Cobertura em tecto de masseira. Arco triunfal de duplo arco abatido. Capela-mor com abóbada de nervuras de dois tramos.

Paredes resistentes em alvenaria rebocada de pedra e cantaria calcária. Pavimento de madeira e cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi atingida por abalos de intensidade elevada, como os dos terremotos de 1344, 1531, 1755, 1858, 1909 e 1969 entre outros que, eventualmente, não se encontrem documentados.

Desde 1944, a DGEMN tem realizado diferentes intervenções de conservação.

*A18 - Igreja de S<sup>ta</sup> Maria. Sintra – Lisboa*

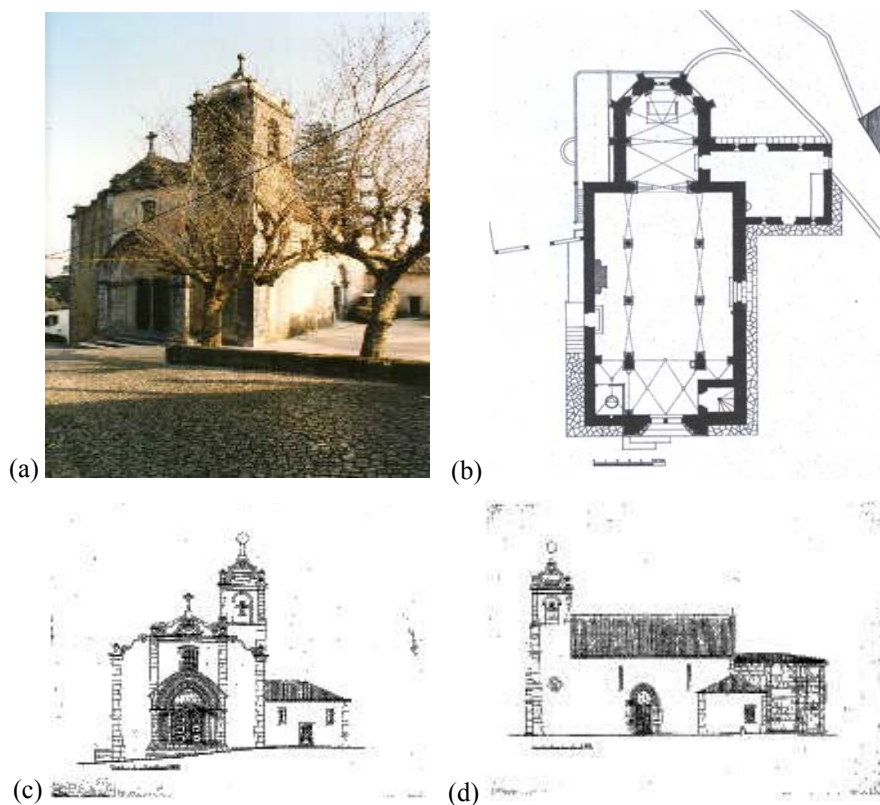


Figura A18 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia; (b) planta; (c) alçado frontal; (d) alçado lateral.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XIII, XIV

Descrição:

Planta longitudinal, composta por três naves rectangulares, ábside (capela-mor) poligonal com cinco panos, reforçados por contrafortes chanfrados, sacristia rectangular anexa ao lado direito e torre sineira. Coberturas diferenciadas com telhados a duas e a

três águas. Frontespício em empena, orientado a oeste, com torre sineira, quadrangular, incorporada do lado direito, com cúpula bolbosa. Portal de arcos conopíais, com três arquivoltas sobre colunelos, sobrepujado por janela rectângular de moldura recortada. Portal lateral sul, de arco conopial integrado num arco quebrado sobre colunelos.

Interior de três nave, com a central mais alta e separada das colaterais por arcadas, de quatro tramos, em arco quebrado sobre finas colunas. Cobertura com tecto de madeira. Coro-alto abobadado. Arco triunfal sobre colunas. Ábside com abóbada de cruzaria de ogivas.

Paredes e abóbadas em alvenaria rebocada de pedra e cantaria calcária. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi provavelmente abalada por vários sismos de intensidade elevada como os de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo de 1969. O terramoto de 1 Novembro 1755 causa-lhe avultados danos. Em 1761 já estava reedificada e melhorada. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1932 que a DGEMN, tem realizado trabalhos de conservação.

*A19- Igreja de Sto. André. Mafra – Lisboa*

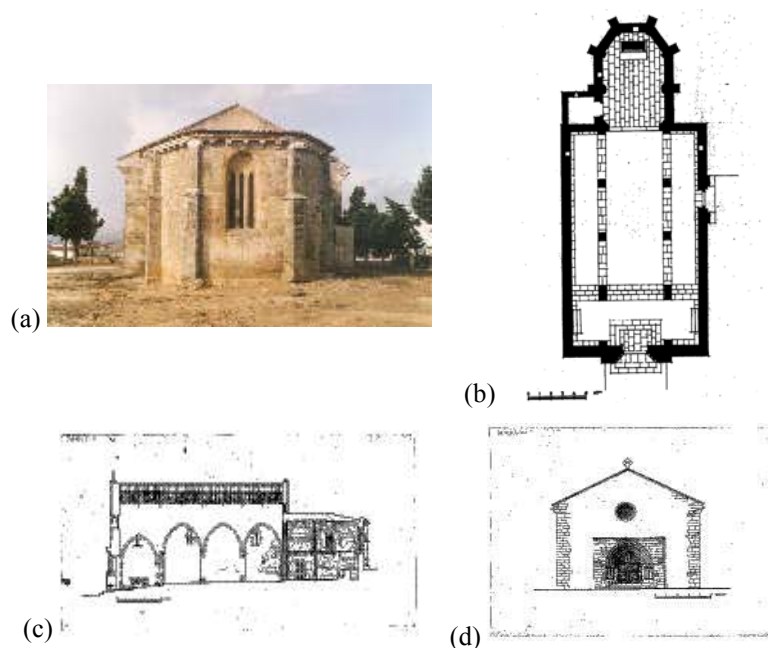


Figura A19 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia; (b) planta; (c) corte longitudinal; (d) alçado frontal

Protecção: MN

Época de construção: séc. XIII, XIV

Descrição:

Igreja de planta longitudinal rectângular, composta de três naves e ábside de capela poligonal. Volumes articulados com cobertura em telhado de duas águas. Frontespício terminado em empena, orientado a oeste, rasgado por pórtico de arcos quebrados sobre colunas, encimado por rosácea. Na fachada lateral sul, pórtico rasgado com arcos quebrados sobre colunas. Ábside facetada reforçada nos ângulos por contrafortes escalonados.

Interior de feição muito simples, com naves separadas por pórticos com quatro tramos de arcos quebrados sobre colunas monolíticas. Cobertura em tecto de madeira. Arco triunfal quebrado. Capela-mor de dois tramos, um rectângular e outro trapezoidal, com cobertura em abóbada de arestas sobre mísulas decoradas.

Paredes de e abóbadas em alvenaria e cantaria calcária. Cobertura em telhado com estrutura de madeira. Pavimento em madeira.

Foi provavelmente abalada por vários sismos de intensidade elevada como os de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Em 1940, encontrava-se abandonada e muito degradada, tendo-se dado início a obras de restauro com demolição dos corpos anexos e da torre sineira, separada da igreja; apeamento dos contrafortes sobrepostos às fachadas laterais; assentamento das colunas da nave; reintegração do pórtico principal; cintagem das paredes; reconstrução da parte superior das empenas de cantaria e telhado, etc. Entretanto foram realizadas outras intervenções de conservação.

*A20 - Igreja Matriz da Lourinhã / Igreja do Castelo. Lourinhã – Lisboa*

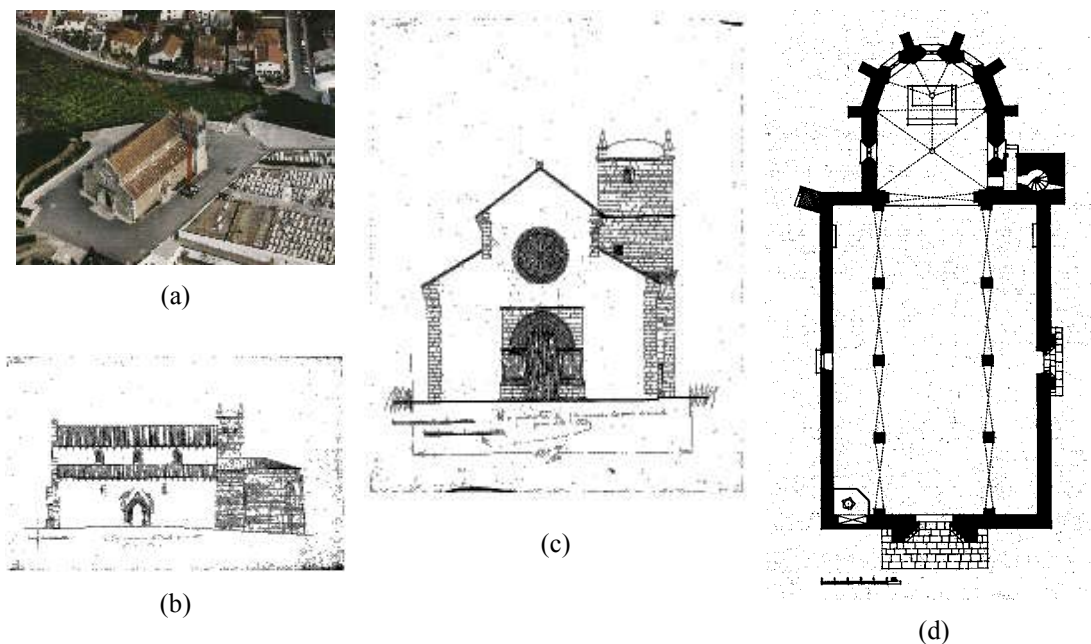


Figura A20 – Peças desenhadas [DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado lateral; (c) alçado frontal; (d) planta.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XIV, XVII, XX

Descrição:

Templo de planta longitudinal simples, rectângular com três naves de quatro tramos, ábside (capela-mor) prismática com abóbada de ogivas e torre sineira. Volumes escalonados com coberturas em telhado diferenciadas a uma, duas e cinco águas. Fachada principal escalonada, orientada a oeste, delimitada por cunhais de cantaria e rematada por empena triangular. Portal de cinco arquivoltas sobre colunelos, inscrito em ressalto rectangular, encimado por rosácea rendilhada. Articulada ao cunhal sudoeste sobressai torre sineira quadrangular.

Interior de três naves, com quatro tramos, divididas por pórticos de quatro arcos quebrados chanfrados sobre colunas monolíticas. A nave central é mais alta. Cobertura em tecto de madeira. Ábside prismática, reforçada por seis contrafortes, com tecto em abóbada de ogivas de grossas nervuras, chanfradas sobre mísulas.

Paredes resistentes em alvenaria e cantaria calcária. Reforços em betão. Pavimento de pedra. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Sofreu abalos de intensidade elevada como os correspondentes aos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, ao de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Entre 1931 e 1935 a DGEMN leva a cabo o restauro do templo libertando-o dos ocultamentos e entaipamentos realizadas no séc. XVII e refaz o que havia sido destruído, ou acrescentado, sem razão aparente. A partir de então, têm-se realizado varias obras de recuperação e conservação.

*A21 - Igreja Matriz de Loures / Igreja de santa Maria. Loures – Lisboa*

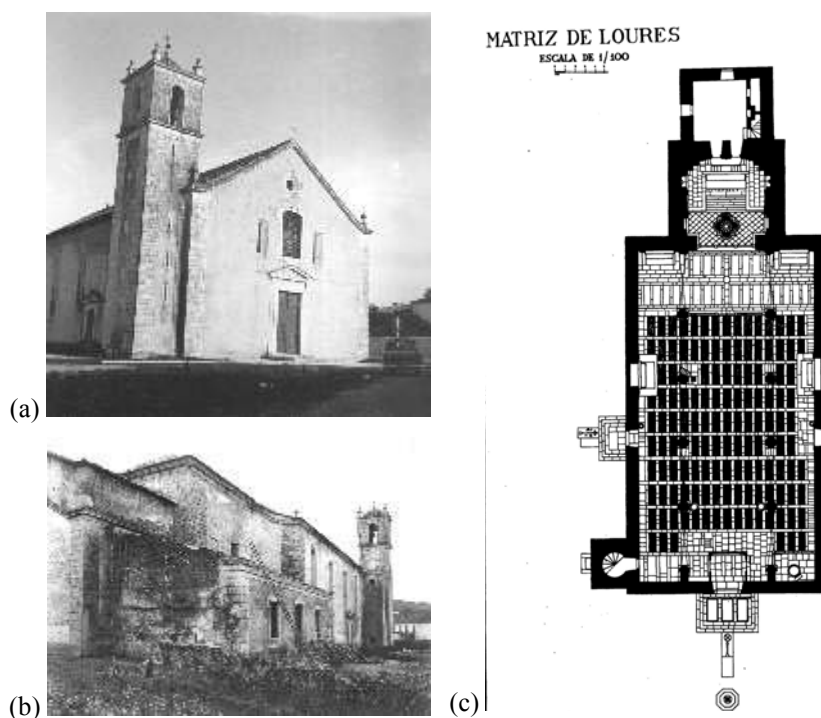


Figura A21 – Peças desenhadas [Fonte:DGEMN]: (a) e (b) fotografias; (c) planta

Protecção: MN

Época de construção: séc. XVI, XVII (a torre data de 1620)

Descrição:

Planta longitudinal, composta por três naves, capela-mor rectangular, com anexo posterior, e torre sineira. Volumes articulados com coberturas escalonadas a duas e a três águas. No prolongamento da fachada, junto ao alçado esquerdo, adossa-se a torre, quadrangular, com cobertura cónica. Frontispício terminado em empena, cunhais de cantaria, portal de verga recta encimado por frontão triangular e óculo. Fachadas laterais com altas frestas e portal de frontão triangular.

Naves de cinco tramos separadas por pórticos de arcos plenos sobre colunas. Coro-alto à entrada. Tectos em madeira de perfil semi-circular. Arco triunfal pleno. Capela-mor com cobertura em abóbada artesoadada.

Paredes resistentes em alvenaria de cantaria silharada. As paredes foram reconstruídas em 1937.

Foi abalada por alguns sismos de intensidade elevada como os de 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo de 1969. É possível que possa ter sido atingida por outros abalos que não se encontrem documentados.

Desde 1937 que tem sido alvo de diversos trabalhos de conservação.

*A22 - Igreja Paroquial de S. Cristóvão. Lisboa*

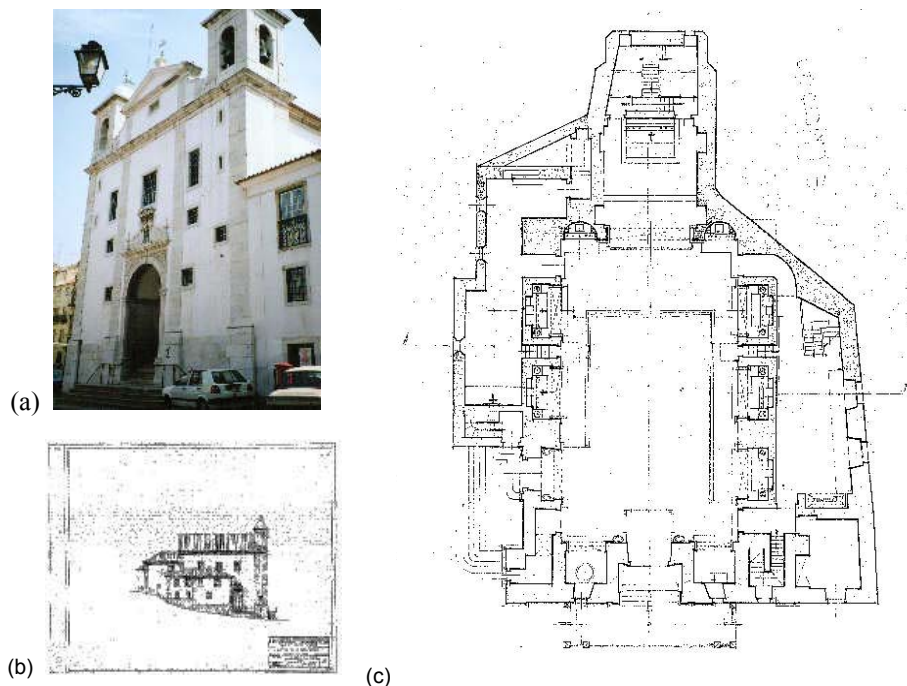


Figura A22 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado lateral; (c) planta.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XVI

Descrição:

Igreja de planta longitudinal, composta por nave única, capela-mor, corpos anexos laterais (cartório, sacristia, e capelas mortuárias), mais baixos, e duas torres sineiras. Volumes escalonados com cobertura em telhado a duas águas, no corpo da igreja, e a três e quatro águas, nos anexos. Fachada principal de acentuada verticalidade, robusta e de linhas simples, dividida por cunhais e pilastras, formando três panos. No pano central, abre-se uma galilé com pórtico emoldurado em cantaria e inscrito em arco pleno. As torres, quadrangulares, incorporadas nos panos laterais são rasgadas por sineiras e coroadas por cúpula.

Interior de nave única, iluminada por várias janelas rectangulares de diferentes dimensões. Sob o coro, abaulado e de balaustrada em madeira, dois arcos, ladeando a galilé da entrada, dão acesso a duas capelas. Sobre as capelas laterais ( três no lado direito e duas no lado esquerdo) abrem-se, de cada lado, quatro varandas com janelas iluminantes, que correspondem a uma galeria interior circulatória. Um arco pleno dá acesso à capela-mor. O tecto da nave em madeira, ligeiramente abaulado, e o da capela-mor em abobadilha de arestas.

Paredes resistente e abóbadas em alvenaria e cantaria. Soco e cunhais em cantaria. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Sofreu alguns abalos de elevada intensidade correspondentes aos sismos de 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, ao de 1969. O terramoto de 1 de Novembro de 1755, o mais violento, causou poucos estragos, tendo afectado predominantemente as torres.

Desde 1926 a Câmara Municipal de Lisboa, e a partir de 1953 a DGEMN realizaram vários trabalhos de conservação.

A24 - Igreja da Terrugem. Sintra – Lisboa

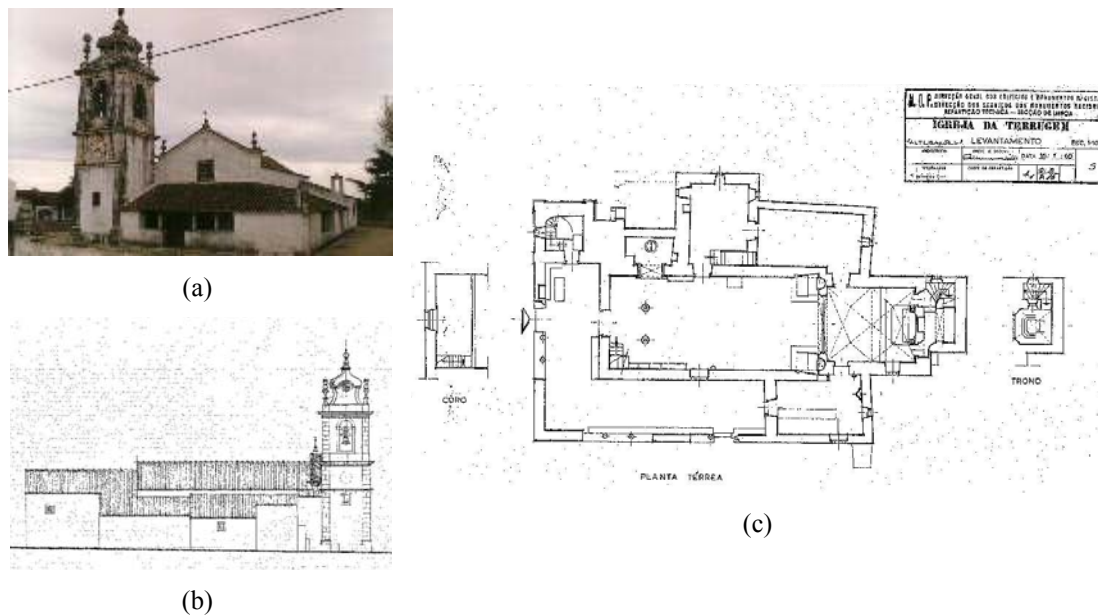


Figura A23 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado lateral; (c) planta.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XVI (a torre sineira é construção posterior, provavelmente no século XVII)

Descrição:

Igreja com planta longitudinal, composta por nave e capela-mor, rectangulares, alpendre que contorna o flanco direito e a fachada, até à sua extremidade esquerda, onde se eleva torre sineira. No flanco esquerdo anexam-se outras dependências de apoio. Volumes articulados com coberturas em telhado diferenciadas a uma e duas águas. Frontespício, terminado em empena, rasgado por portal em arco quebrado sobrepujado por janela rectangular. Alpendre com vãos separados por colunas sobre muro. No seu alinhamento, sensivelmente avançada em relação à fachada da igreja, surge a torre sineira, quadrangular, rasgada por quatro sineiras com cúpula vazada por olhos de boi.

Interior de nave única com cobertura em tecto de masseira. Coro-alto à entrada. Capela-mor, de dois tramos, coberta por abóbada de cruzaria.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra rebocada e cantaria. Cobertura em e telhado com estrutura de madeira.

Sofreu alguns abalos de elevada intensidade correspondentes aos sismos de 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, ao de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

*A25 - Igreja Matriz de Arruda dos Vinhos. Arruda dos Vinhos – Lisboa*

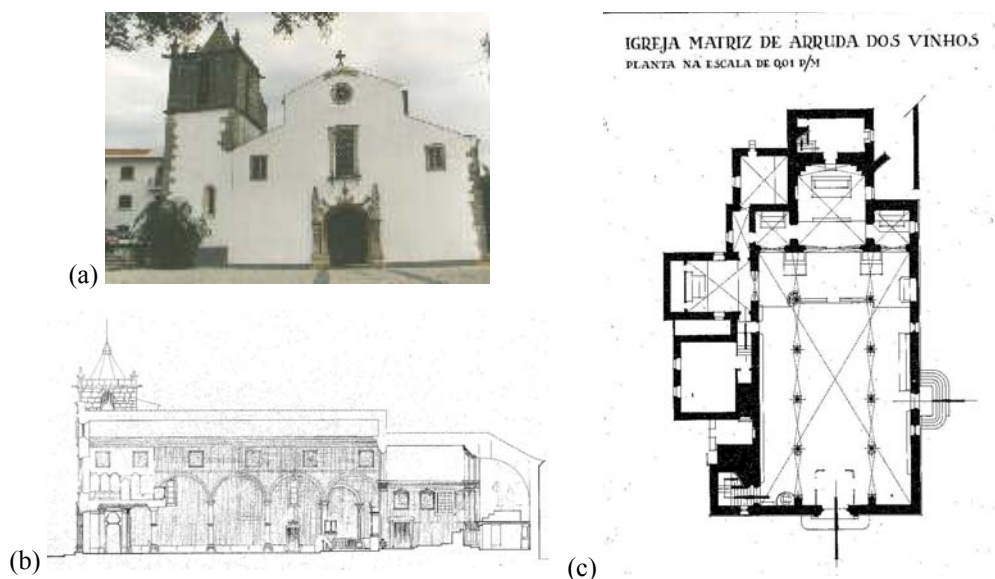


Figura A24 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) corte longitudinal; (c) planta.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XVI

Descrição:

Planta longitudinal, sem transepto, composta pelo corpo rectangular da igreja de três naves, cabeceira com ábside rectangulares e dois absidiolos quadrangulares. A norte, lateralmente à nave anexam-se dependências de planta rectangular e, no alinhamento da fachada, a torre sineira. Volumes articulados horizontalmente, com excepção da torre, com coberturas diferenciadas em telhados a uma e a duas águas, na igreja e anexos, e em coruchéu piramidal sobre a torre. Frontispício, orientado a Oeste, escalonado em correspondência com a divisão espacial interna e a diferença de altura das naves. Portal de arco conopial encimado por janela, com moldura em arco rebaixado, sobre mísulas. Óculo rasgado superiormente junto ao remate em empena da

fachada. Torre, quadrangular, rasgada no registo superior por quatro sineiras em arco festonado.

Espaço interior diferenciado. Naves de diferente altimetria separadas por pórticos de cinco tramos com colunas de apoio a arcos formeiros de volta perfeita. Coro-alto de estrutura ondulante com balaustrada, suportado pelo primero par de colunas e por meias-colunas. Coberturas em tecto de madeira, sendo o central em berço. No último tramo, mais curto, os arcos formeiros apoiam-se em mísulas laterais ao arco triunfal a pleno centro. Capela-mor com cobertura em abóbada de berço. Atrás do altar, porta para anexo e acesso ao trono. Os absidiolos, mais baixos, abrem para as naves em arcos plenos e para a capela-mor em arcos rectos, sendo cobertos por abóbadas polinervadas, estreladas, com nervuras salientes apoiadas em mísulas cantonais. A Norte, sacristia abobadada com nervuras facetadas cruzadas.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra rebocada e cantarias de calcário. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Sofreu alguns abalos de elevada intensidade correspondentes aos sismos de 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, ao de 1969. O terramoto de 1755 destruiu parcialmente a capela-mor, a torre e a parte superior da fachada. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1950 que a DGEMN tem realizado diversos trabalhos de conservação e consolidação estrutural (cintagem de paredes com betão armado, etc.).

## Zona sísmica B

### B1 - Igreja de Santa Clara. Santarém

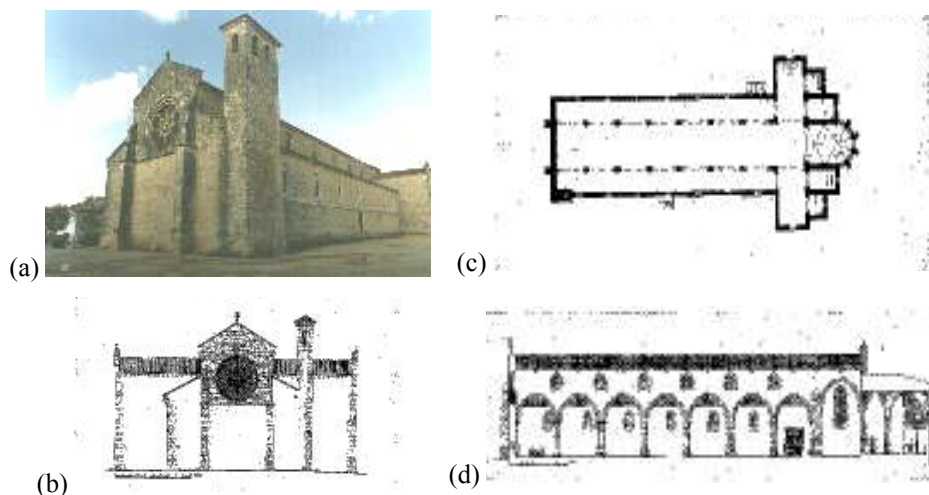


Figura B1 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) corte longitudinal.

Protecção: MN

Época de construção: Séc. XIII/ XIV / XVI / XVII / XVIII / XIX / XX

Descrição:

Igreja de planta longitudinal, composta pela nave, torre sineira, transepto saliente e cabeceira escalonada, com ábside poligonal e absidiolos, rectangulares e quadrangulares. As naves laterais, mais baixas, permitem o clerestório. Volumes articulados horizontalmente. Fachada principal, orientada a oeste, sem portal, de três panos. Pano central, de dois registos rematado em empena, delimitado por contrafortes e rasgado superiormente por rosácea. Torre sineira de base rectangular incorporada na parede da fachada lateral sul, junto ao cunhal sudoeste, rasgada por duas sineiras em arco de volta perfeita. Fachadas laterais, ao nível do clerestório, rasgadas por janelas em arco quebrado. Ábside rasgada por três lumes em arco quebrado entre os contrafortes de ângulo. Fenestração idêntica à da ábside nos topos do transepto e nos absidiolos.

Interior de três naves, de oito tramos cada, separadas por pórticos com pilares quadrangulares e colunas adossadas, suportando arcos quebrados. Ábside de dois

tramos, o primeiro rectângular e segundo poligonal. Cobertura com tectos de madeira, nas naves e transepto, de abóbada de nervuras, na ábside, e de abóbada de berço, nos absidiolos.

Paredes resistentes e abóbadas em cantaria de pedra calcária. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi, provavelmente, abalada por sismos de intensidade elevada como os de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Em 1940 a DGEMN procedeu a trabalhos de restauro. Entretanto, outros trabalhos de conservação foram realizados.

### *B2 - Igreja Matriz da Golegã. Golegã – Santarém*

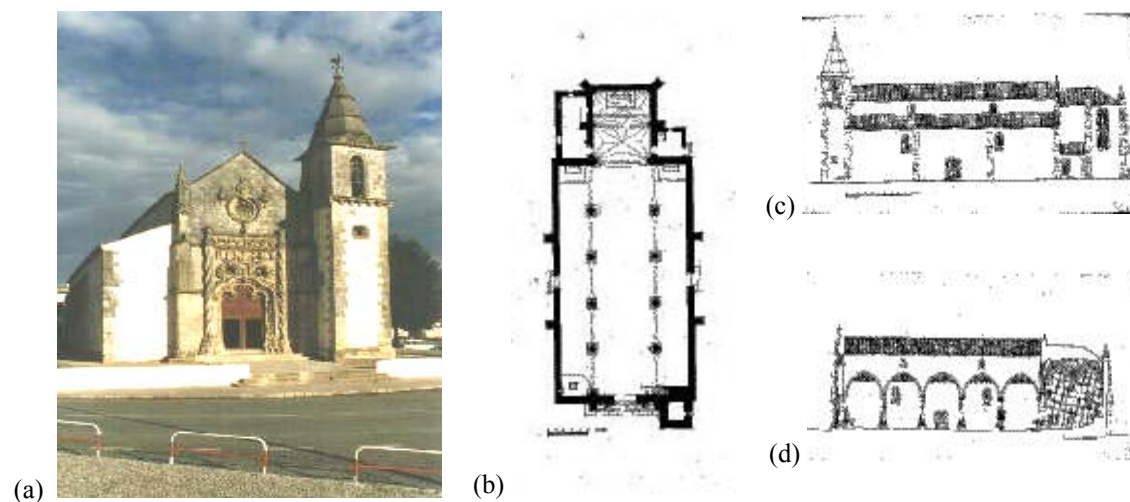


Figura B2 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) planta; (c) alçado lateral; (d) corte longitudinal.

Protecção: MN

Época de construção: Séc. XVI, XVIII, XIX

Descrição:

Igreja de planta longitudinal composta por três naves, ábside rectângular e absidiolos, à esquerda rectângular e à direita quadrado. Volumes articulados, com torre

sineira. Fachada principal de pano único delimitado por contrafortes laterais ao pórtico de arco duplos policêntricos, inscrito em alfiz, encimado por pequena rosácea. Torre sineira, quadrangular, saliente anexa à parede da fachada em interrupção do contraforte direito. Fachadas laterais de vários panos, marcados por contrafortes, rasgados, a nível do clerestório, por janela colocada sobre o eixo dos arcos, e, ao nível das naves, por duas janelas em arco quebrado, descentradas em relação aos panos. Cabeceira reforçada com contrafortes laterais e de ângulo, nos cunhais.

Interior de três naves, com a central mais elevada, de cinco tramos cada, separadas por pórticos de pilares cruciformes lobulados de apoio a arcadas quebradas. Cobertura com tectos de madeira. Arco triunfal quebrado de várias arquivoltas. Ábside rectangular, de dois tramos, com cobertura em abóbada estrelada.

Paredes resistentes e abóbadas em alvenaria e cantaria de pedra. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Sofreu alguns abalos de elevada intensidade correspondentes aos sismos de 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, ao de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1930, a DGEMN tem procedido a trabalhos de conservação.

### *B3 - Igreja Matriz de Arronches. Arronches – Portalegre*

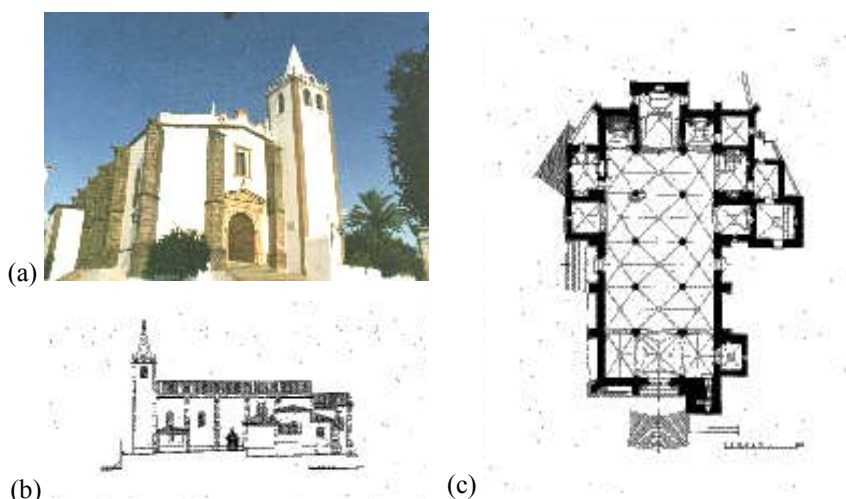


Figura B3 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) alçado da fachada; (b) corte longitudinal e (c) planta.

Protecção: MN

Época de construção: Séc. XVI

Descrição:

Igreja de planta longitudinal irregular, composta pela nave rectângular, a cabeceira tripartida e anexos, mais baixos, à esquerda e à direita em disposição e irregular. Volumes articulados, em disposição horizontal sobre terreno inclinado, com cobertura em telhado de duas águas. Frontaria voltada a Oeste, antecedida de escadaria, com portal em arco redondo, frontão triangular encimado por janelão. O conjunto é ladeado por dois contrafortes e pela torre sineira, saliente em relação ao plano da fachada, de secção quadrada, com seis olhais e cobertura em coruchéu piramidal. Fachadas com embasamento e contrafortes rematados com gárgulas. Fachadas da cabeceira escalonadas, com contrafortes e cunhais de silharia.

Transposta a porta principal e a do guarda-vento, encontramos sob a abóbada rebaixada e nervurada do coro alto. O corpo da igreja apresenta três naves, com a central mais larga, separada da colaterais por duas filas de quatro grossas colunas de apoio à cobertura de abóbada de ogivas uniforme. A cabeceira apresenta a capela-mor entre duas capelas colaterais, ambas a abrir para as naves laterais com arcos redondos. A capelas colaterais cobertas por abóbadas nervuradas, rebaixadas. Às naves colaterais anexam-se capelas e salas contíguas, que se dispõem paralelamente à nave da igreja.

Paredes resistentes e abóbadas em alvenaria de pedra (granito) e tijolo. Argamassa de cal e de cimento. Pavimento das naves em tijoleira rústica antiga circunscrita por reticulado de blocos de granito colocados ao cutelo. Cobertura em telhado com estrutura de madeira apoiada no extradorso das abóbadas.

Foi abalada por sismos de intensidade elevada como os de 1755, 1858 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1937, a DGEMN tem procedido a diferentes trabalhos de reconstrução e conservação.

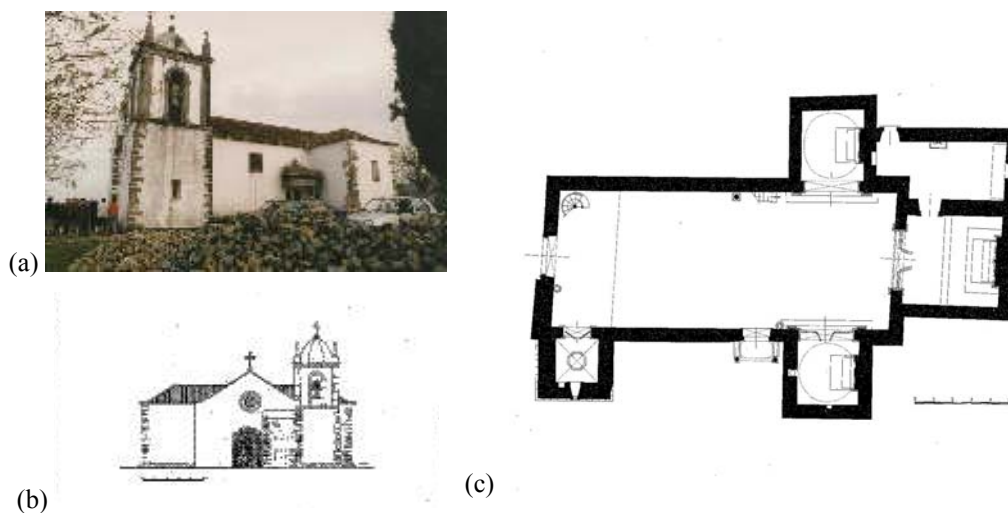
*B4 - Igreja Matriz da Redinha. Pombal – Leiria*

Figura B4 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) planta

Protecção: IIP

Época de construção: final do séc. XV / séc. XVII (data provável da torre sineira)

Descrição:

Igreja com planta composta pela nave, rectangular, com duas capelas laterais opostas, capela-mor com sacristia anexa e torre sineira. Volumes articulados com telhados diferenciados a uma água na sacristia, a duas águas, na nave e capela-mor, e a três águas nas capelas laterais. Fachada principal, rematada em empena triangular, rasgada por portal de arco policêntrico, encimado por óculo., anexa a sul,. Fachada sul marcada pela torre sineira, quadrangular, anexa junto à fachada e pela porta de verga golpeada ao fundo da galilé, assente em colunas e coberta por zimbório cimentado.

Interiormente, nave e capela-mor cobertas com tectos em madeira de três planos. Capelas laterais cobertas cúpulas de caixotões de pedraria. Coro-alto em madeira sobre a porta principal.

Paredes resistentes em alvenaria e cantaria de pedra calcária. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi, provavelmente, abalada por sismos de intensidade elevada como os de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. É possível,

que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

No período de 1954-1959, a DGEMN efectuou diversos trabalhos de demolição, construção e reconstrução.

*B5 - Igreja Matriz de S. João Baptista. Moura – Leiria*

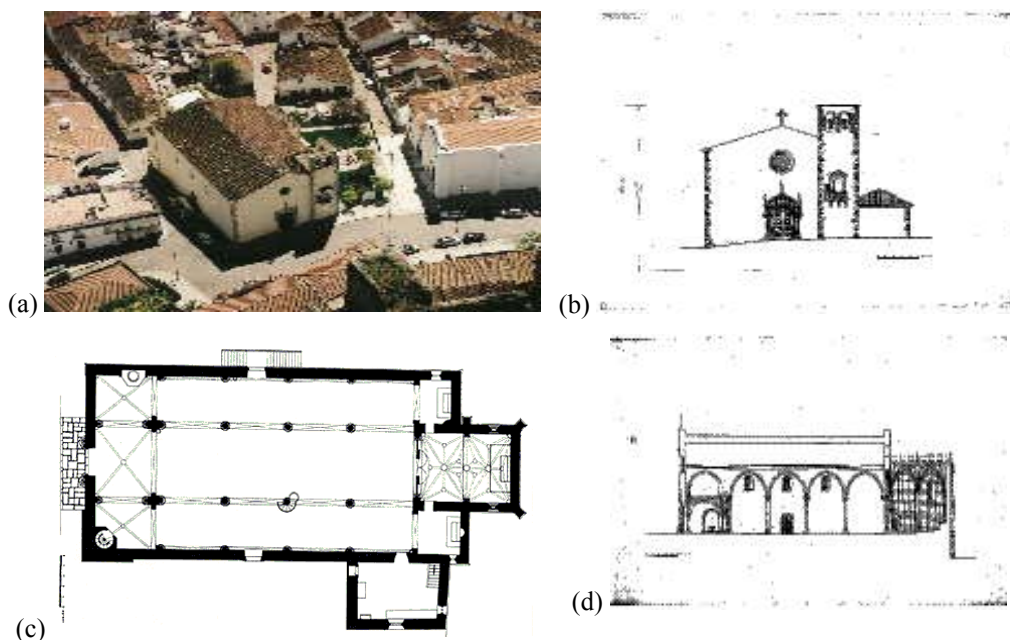


Figura B5 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado da fachada principal; (c) planta e (d) corte longitudinal.

Protecção: MN

Época de construção: finais do séc. XV, XVI, XVII

Descrição:

Planta longitudinal, composta pela nave, rectângular de grande superfície (torre sineira incluída) a que se justapõem a capela-mor, no topo, ladeada por duas capelas quadrangulares e a sacristia, anexa à nave a sul. Volumes escalonados com coberturas diferenciadas em telhado, sobre a nave e anexos, e em terraço, sobre a capela-mor. Fachada principal, em empena triangular, rasgada por portal de verga em arco segmentar encimado por óculo. À direita, torre sineira prismática quadrangular, com

---

célula campanária de quatro ventanas. Fachadas laterais rasgadas por janelas de verga redonda e por portais, a norte, em arco quebrado e, a sul, por arco contracurvado. Fachada posterior marcada por contrafortes escalonados, com chanfros em papo de rola.

Interior de três naves de igual altura, com cinco tramos, separadas por pórticos de arcos quebrados sobre pilares de fustes octogonais. Arcadas falsas, de igual molduração, nos alçados laterais cobertas por abóbada de berço sobre cimalha envolvente. Coro-alto no primeiro tramo, à entrada, sobre abóbadas de cruzaria. Arcos redondos, sobre pilastras, rasgam as capelas colaterais com coberturas em abóbadas de berço. Arco triunfal quebrado. Capela-mor, mais baixa, rectângular de dois tramos, coberta por abóbada estrelada sobre mísulas.

Paredes resistentes e abóbadas em alvenaria de pedra e tijolo ou cantaria. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi, provavelmente, abalada por sismos de intensidade elevada como os de 1531, 1755, 1858, 1909. Mais recentemente, o sismo de 1969 causou danos que obrigaram a intervenção de consolidação estrutural. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1935 que a DGEMN tem procedido a trabalhos de reparação. A torre sineira, que era rematada por coruchéu, foi apeada na altura do restauro, por ameaçar a segurança da nave lateral sul.

*B6 - Igreja de S. Pedro. Leiria*

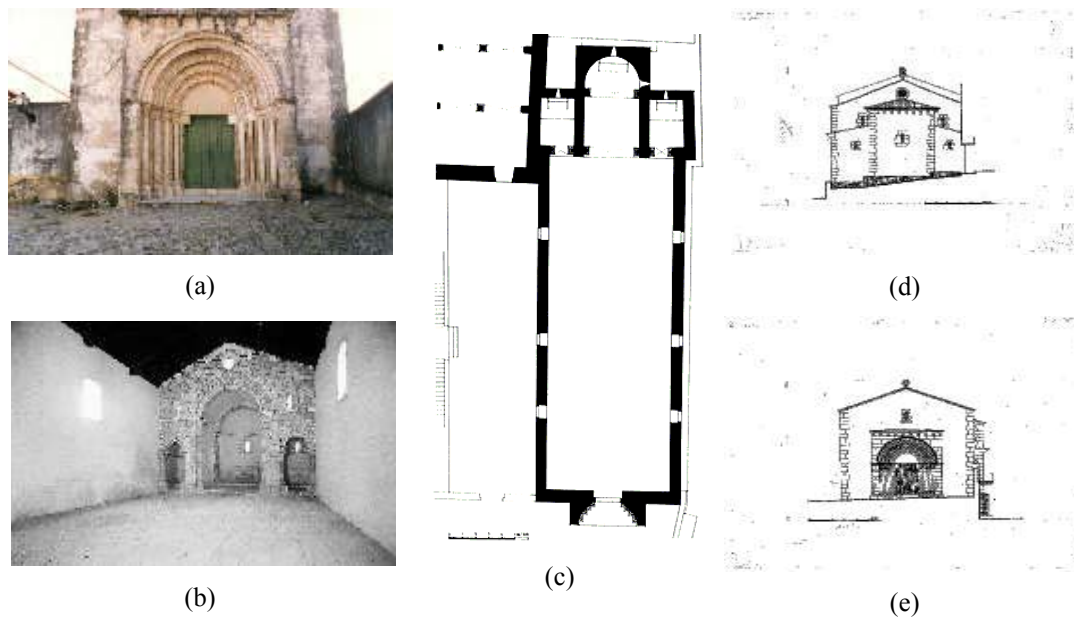


Figura B6 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia do frontespício; (b) fotografia no interior da nave; (c) planta; (d) alçado posterior e (e) alçado frontal.

Protecção: MN

Época de construção: finais do séc. XII, XVIII (a nave é aumentada em comprimento e a torre sineira é apeada).

Descrição:

Planta longitudinal composta pela nave rectangular e cabeceira tripartida, com a capela-mor e dois absidiolos, rectangulares. Fachada principal, de empena triangular, rasgada por arco a pleno centro, com quatro archivolts assentes em colunas, em alfiz rematado por cimalha sobre cachorrada. Fresta sobre o portal. Cabeceira escalonada.

Interiormente, a nave é coberta por tecto em madeira, de dois planos, e iluminada por janelas laterais de verga barroca, em arco segmentar e pelo óculo, com forte enxalço, sobre o arco triunfal. A capela-mor e os absidiolos abrem para a nave por arcos de volta perfeita. Ábside de dois tramos, o primeiro, rectângular, é coberta por abóbada de berço, o segundo semicircular é rematado por cúpula em quarto de esfera. Absidiolos cobertos por abóbada de berço.

Paredes em alvenaria de pedra e cantaria calcária. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Sofreu alguns abalos de elevada intensidade correspondentes aos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, ao de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados.

No período de 1933-1937 a DGEMN procedeu à consolidação das paredes da nave e da ábside, bem como da abóbada desta última. Entretanto, outros trabalhos de reparação foram executados.

### *B7 - Igreja Matriz da Batalha. Batalha – Leiria*

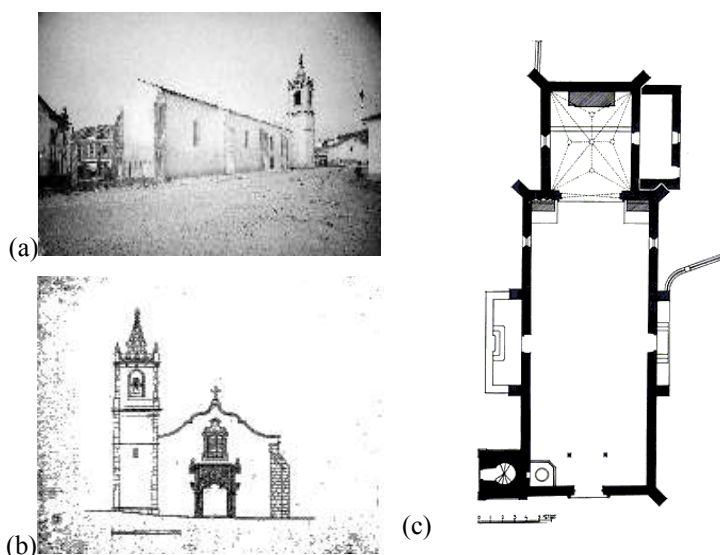


Figura B7 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal (Oeste); (c) planta.

Protecção: MN

Época de construção: finais do séc. XVI, XX

Descrição:

Igreja paroquial com planta longitudinal composta por justaposição dos rectângulos correspondentes à nave e à capela-mor, de menores proporções, ladeada, á direita, pela sacristia. Torre quadrangular, de quatro sineiras, adossada no alçado lateral

direito, junto à fachada. Volumes articulados com coberturas diferenciadas em telhado de duas águas, sobre a nave e a capela-mor, de uma água, sobre a sacristia e em coruchéu facetado sobre a torre sineira. Fachada principal orientada a oeste, encimada por frontão contracurvado, com torre sineira do lado norte. Rasga a fachada um portal, inscrito em alfiz, com arco conopial de recorte quebrado, arquivolta e pilastras laterais encimado por janelão com frontão contracurvado. Fachadas laterais rasgadas por duas portas travessas golpeadas. Contrafortes lisos, ou escalonados, reforçam as paredes da nave e da cabeceira.

Interiormente, a nave é coberta por tecto em madeira, de três planos. Coro-alto em madeira sobre a porta axial. A nave abre para a capela-mor por arco trilobado. Capela-mor coberta por abóbada estrelada apoiada em mísulas.

Paredes resistentes e abóbadas em alvenaria de pedra e cantaria calcária. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi, provavelmente, abalada por sismos de intensidade elevada como os de 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados.

Desde 1933 tem sido executadas diversas intervenções de consolidação, construção e reconstrução.

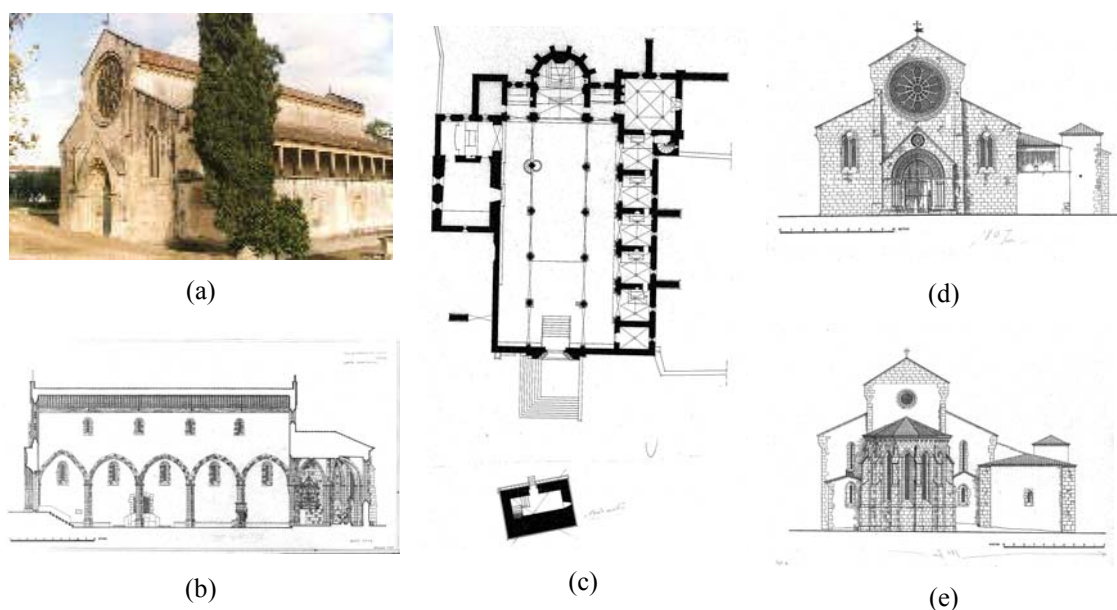
*B8 - Igreja de Santa Maria dos Olivais. Tomar – Santarém*

Figura B8 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) corte longitudinal; (c) planta; (d) alçado frontal; (e) alçado posterior

Protecção: MN

Época de construção: séc. XIII, XIV, XVI, XVII, XIX

Descrição:

Igreja com planimetria longitudinal composta por três naves, rectangulares, cabeceira tripartida, com absidiolos quadrados e ábside rectângular de dois tramos, no alinhamento da nave central. Volumes articulados com coberturas em telhado. Fachada principal escalonada, reflectindo a maior altura da nave central, rasgada por grande rosácea sobre o pórtico de entrada, de arquivoltas quebradas assentes em colunelos, munido de gablete com pequeno óculo no tímpano. Fachada Este rasgada, ao nível das naves, por janelas trabalhadas e, ao nível do clerestório, por frestas em arco de volta perfeita. Fachada Oeste com alpendrada sobre as capelas adjacentes à nave direita. Cabeceira escalonada, com ábside facetada e reforçada por contrafortes, escalonados nos ângulos, e absidiolos colaterais, mais baixos. Faces da ábside rasgadas por lumes em lanceta. Torre sineira, de base rectangular, isolada em viés com o frontespício.

Interior de três naves, separadas por pórticos de cinco tramos de arcadas quebradas sobre pilares cruciformes. Arcos quebrados no acesso às capelas da cabeceira. Cobertura com tectos de madeira, nas naves e absidiólos, e em abóbada polinervada, na ábside.

Paredes resistentes e abóbadas em cantaria. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Sofreu alguns abalos de elevada intensidade como os correspondentes aos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontram documentados.

No período 1930-1940 a DGEMN procedeu à demolição e reconstrução de paredes e abóbadas, apeamento e reconstrução de coberturas, da parede oeste incluindo rosácea, da colunata lateral sul e substituição de cantaria mutilada. Entretanto outros trabalho de manutenção e melhoria tem sido executados.

*B9 - Igreja da Atalaia. Tomar – Santarém*

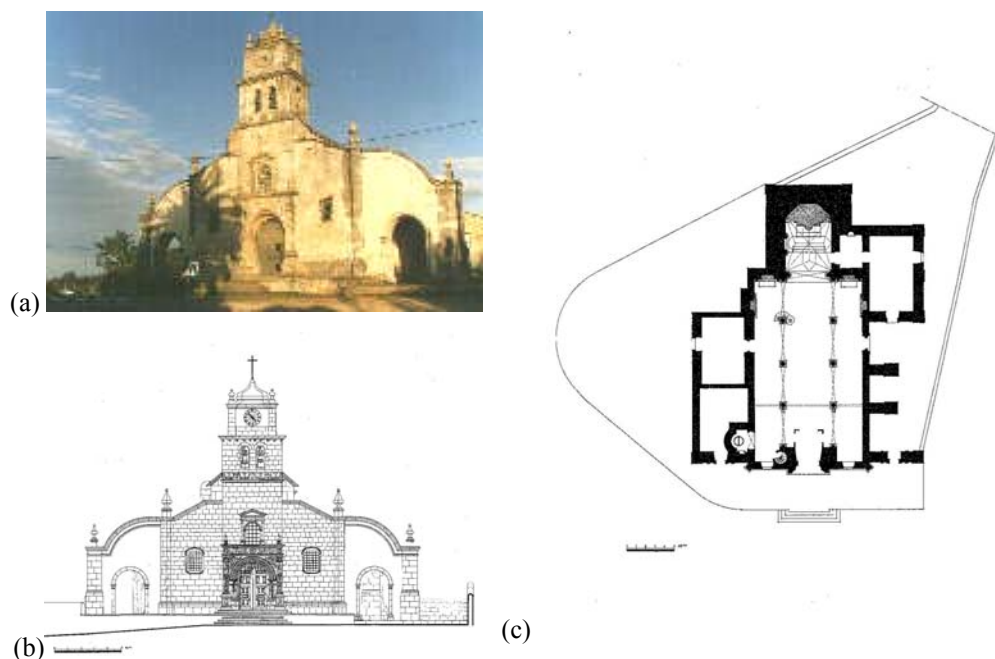


Figura B9 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) planta.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XVI, XVIII

Descrição:

Planta longitudinal composta por três naves, ábside, absidiolo lateral direito com sacristia adossada, torre sineira e anexos, rectangulares, adjacentes à nave esquerda. Cobertura em telhado de duas águas, na nave central, e de uma água, nas laterais, mais baixas. Fachada voltada a Oeste de cinco panos, definidos por cunhais e pilastras rematados por pináculos. Os panos de extremidade com arco de passagem de volta perfeita, rematados em empena curva apoiada em cunhais. Nos panos médios rasgam-se a meia altura dois janelões de verga em arco conopial. O corpo central, de quatro registos, é destacado em ressaltos dos panos laterais e apresenta pórtico com entablamento, sobre o qual assentam as ombreiras, do janelão, que se lhe sobrepõem. Os dois últimos registos são constituídos pelo corpo prismático rectangular da torre sineira, com célula campanária, vazada por cinco aberturas sineiras, e cúpula de cobertura.

Interior de três naves separadas por quatro tramos de arcadas de volta perfeita sobre colunas pórtico. O primeiro tramo é mais curto. No último as colunas encontram a parede Este e as jambas do arco triunfal, pleno. Cobertura com tecto de madeira em trapézio, nas naves laterais e central. Ábside, de dois tramos, com o primeiro rectangular, e o segundo, semicircular, cobertos por abóbada de cruzaria de ogivas. Paredes e abóbadas em cantaria. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi abalada por sismos de intensidade elevada como os de 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1936 a DGEMN tem procedido a diversos trabalhos de beneficiação e conservação.

*B10 - Igreja de Santa Cruz. Santarém*

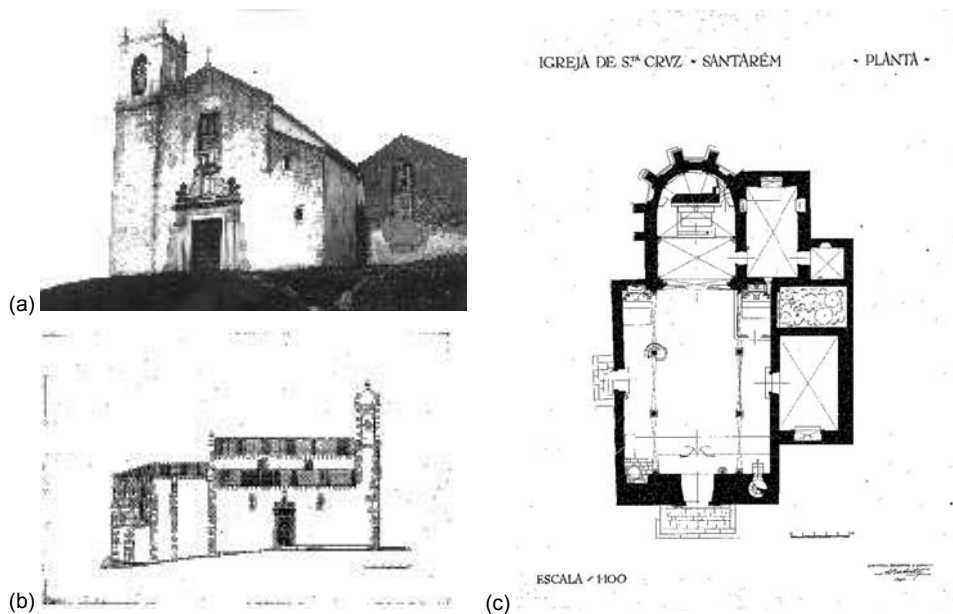


Figura B10 – Peças desenhadas: (a) fotografia; (b) alçado lateral; (c) planta [Fonte: DGEMN].

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XIII, XIV, XVI, XVII e XVIII (construção da sala anexa no ano de 1715 e da torre em 1733 ).

Descrição:

Planta longitudinal composta pela nave rectangular, com torre sineira incorporada, anexo rectangular adossado do lado direito e ábside poligonal contrafortado. Volumes escalonados com coberturas diferenciadas em telhado, sobre a igreja e anexo, e com domo sobre a torre. Fachada principal em empena angular, voltada a oeste, de dois registos rasgada por portal, de quatro arquivoltas em arco quebrado sobre colunas, e por óculo de duas arquivoltas. À esquerda torre sineira, rasgada por ventanas em arco redondo. Fachada lateral sul em parte tapada pelo volume prismático da sala anexa. Sala rasgada por portal rectângular no alçado Este. Na fachada posterior capela-mor prismática, de nove panos delimitados por contrafortes escalonados. Acima dela a empena angular da nave, vazada por óculo.

Interior de três naves, com três tramos separados por colunas de capitéis toscanos. Cobertura em tecto de madeira trapezoidal, na nave central, a mais alta, e de um plano nas laterais. Coro-alto pouco profundo, com guarda em madeira. Capela-mor de dois tramos, o primeiro quadrangular, e o segundo pentagonal, coberta por abóbada de cruzaria sobre meias colunas embutidas. Arco triunfal quebrado. Sala anexa com abóbada de berço sobre sanca envolvente.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra. Cantaria em molduras, colunas e pavimento. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi abalada por sismos de intensidade elevada como os de 1356, 1531, 1755, 1858 e 1909. Recentemente, o sismo de 1969 causou-lhe vários danos. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1955 a DGEMN tem procedido a diversos trabalhos de beneficiação e conservação.

### *B11 – Sé Catedral de Évora. Évora*

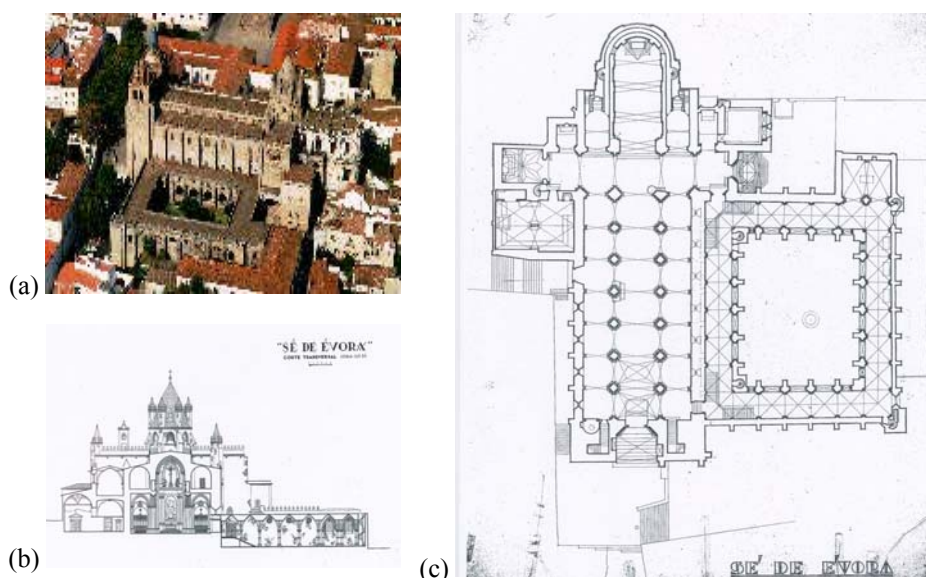


Figura B11 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado da fachada (c) planta.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XIII, XIV, XV, XVI, XVII e XVIII

Descrição:

Planta longitudinal composta pelo corpo da nave, rectangular, torreões laterais à frontaria, transepto, ábside, construções térreas, salas capitulares, sacristias, envolvendo os braços do transepto, e claustro a sul da nave. Fachada principal de dois registos, defendida por dois sólidos torreões laterais quadrangulares, mas, desiguais. O nártex, apertado entre os torreões, com cobertura em abóbada ogival, de um só tramo, abre para o exterior com amplo vão de arco quebrado. Fachadas laterais e torreão direito reforçados por contrafortes. Cruzeiro rematado por zimbório de tambor octagonal, com sólidos contrafortes nas arestas, rasgado por janelas nas oito faces e rematado por coruchéu em cone, com efeitos escamados rodeado por pináculos de fuste sextavado e coroa de pináculos cónicos. O conjunto, com cúpula ogival de marcadas nervuras, está circunscrito no torreão quadrangular da lanterna que gravita sobre o tramo central do transepto.

Fachada de tardoz definida pela projecção da ábside sobre os braços do transepto, cegos, com delicadas rosáceas nos topos. Cabeceira de planta poligonal, flanqueada por absidiolos. Ábside, rectangular e com cabeceira arredondada, em silharia de mármore branco de Estremoz.

Interior de três naves, a central mais larga e elevada, de sete tramos rectangulares definidos pelos imponentes pilares que levantam os arcos torais sobre os quais repousa a abóbada de berço de arco quebrado. O trifório contínuo acompanha os braços do transepto, abrindo-se em varandins e arcos de volta perfeita. Naves laterais com cobertura em abóbadas de arestas de ogivas e arcos torais apoiados nos pilares centrais e em colunelos embebidos nas empenas laterais. Paredes laterais rasgadas por amplas e profundas frestas de arco redondo. Braços do transepto de dois tramos, definidos por arcos torais iguais aos da nave, cobertos por abóbada de berço em arco quebrado. Arco triunfal simples em arco quebrado com encontro nas ombreiras dos vãos do transepto. Capela-mor de três tramos a que se adossa ainda o testeiro de planta semicircular. Cobertura em abóbada de canhão rematada na testeira com semicúpula esférica. O coro-alto ocupa os dois primeiros tramos da nave central e é suportado por dois tramos de abóbada ogival nervurada de arco abatido. O claustro, de planta sensivelmente quadrada, mais alongada no eixo este-oeste, é rematado por pequenos cubelos nos cunhais, simulando castelo.

Paredes em cantaria de granito e pedra mármore de Estremoz. Cobertura em telhado com estrutura de madeira sobre extradorso das abóbadas.

Foi abalada por sismos de intensidade elevada como os de 1356, 1531, 1755 e 1858. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados. Mais recentemente, o sismo de 1969 causou-lhe vários danos.

Desde 1937 a DGEMN tem procedido a diversos trabalhos de conservação.



## Zona sísmica C

### C1 - Igreja de S. Tiago. Coimbra.

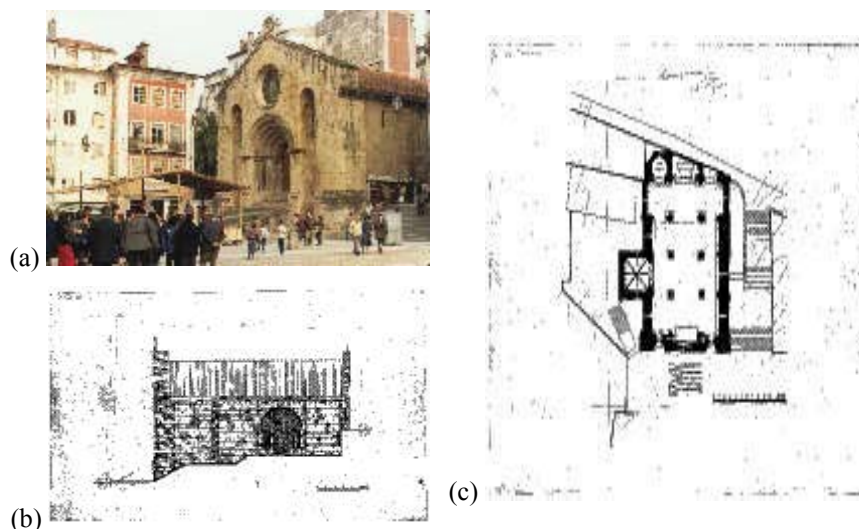


Figura C1 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado lateral; (c) planta.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XII, XVI e XVIII

Descrição:

Igreja de aspecto robusto e maciço, com planta longitudinal composta por corpo de três naves e cabeceira tripartida com ábside e dois absídiolos, um deles semicircular. Cobertura em telhado a duas águas. Fachada principal, orientada a oeste, com escada de acesso ao portal, ladeado por frestas de iluminação, e aberto num corpo avançado limitado por gigantes, encimado por óculo. Remate em empena triangular. Na fachada sul três lanços de escada acompanham a parede contrafortada. No terceiro lanço abre-se um portal. Na fachada Norte salienta-se o volume anexo da capela e a marcação do transepto. Fachada posterior com capela norte poligonal.

Interior de três naves, com três tramos cada, falso transepto, originado pela diferente espessura das paredes laterais e pela demarcação de desnível no pavimento. Colunas cilíndricas e pilares, com colunas adossadas, suportam directamente o vigamento de madeira da cobertura. No tramo médio da nave esquerda surge uma

capela de planta quadrada com tecto abobadado de arcos cruzados e portal de arco composto apoiado em colunas. Na cabeceira salienta-se o absidíolo norte, semicircular e abobadado em quarto de esfera.

Paredes resistentes e abóbadas em alvenaria e cantaria de pedra. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Os grandes terramotos que abalaram o país fizeram-se sentir com moderada intensidade em Coimbra. É o caso dos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858 (um com epicentro no vale do tejo, outro com epicentro em Moncorvo), 1909 e, mais recentemente, o sismo de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1928 a DGEMN tem procedido a diversos trabalhos de beneficiação e conservação.

### *C2 - Igreja Matriz de Vouzela. Vouzela – Viseu*

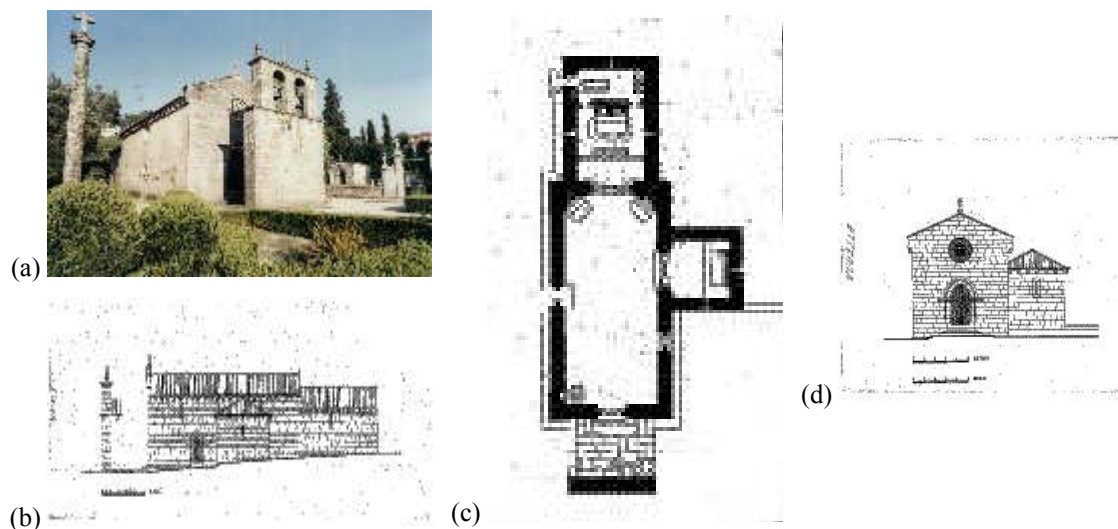


Figura C2 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado lateral; (c) planta; (d) alçado frontal.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XI, XV, XVI e XVII

## Descrição:

Planta longitudinal regular, composta por dois rectângulos justapostos, correspondentes à nave e à cabeceira. Anexa à nave, a sul, uma capela, mais baixa, de planta quadrada. A oeste, defronte à fachada, campanário isolado. Volumes articulados horizontalmente com coberturas diferenciadas de telhados a duas águas, sobre nave e cabeceira, e a quatro águas, sobre a capela. Fachada principal virada a oeste, antecedida de patamar e três degraus, dividida em dois registos. No primeiro, portal de duas arquivoltas de arco quebrado e, no segundo, pequena rosácea de moldura circular. Remate em empena, com cruz vazada no topo. Fachada sul com dois registos, o primeiro com porta em arco quebrado e duas frestas no segundo. Remate em cornija sobre cachorrada. Corpo da capela saliente. Remate da cabeceira com cornija sobre cachorrada.

Interior de nave única com cobertura em abóbada polinervada sobre mísulas. Cobertura em tecto de madeira com asnas à vista. Parede norte com porta lateral em arco rebaixado sob rosácea e duas frestas. Arco triunfal com duas arquivoltas de arco quebrado encimado por fresta. Capela-mor desnivelada por quatro degraus. Cobertura em tecto de caixotões com painéis pintados. Atrás da capela-mor, a Sacristia, rectangular com dois pisos. Defronte da fachada principal, a seis metros, campanário composto por parede paralelepípedica encimada por balcão saliente para Este, com varandim gradeado, servido por escada de ferro a sul, onde assentam duas sineiras em arcos de volta inteira rematados.

Paredes resistentes em alvenaria e cantaria de pedra granítica. Abóbada de pedra granítica na capela. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi abalada, com intensidade moderada, pelos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. Supõe-se que o abalo de maior intensidade, com grau VI, corresponda ao sismo de 1858, com epicentro em Moncorvo. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1949 a DGEMN tem procedido a diversos trabalhos de reconstrução e conservação.

C3 - Igreja de N. Sra da Fresta. Trancoso – Guarda

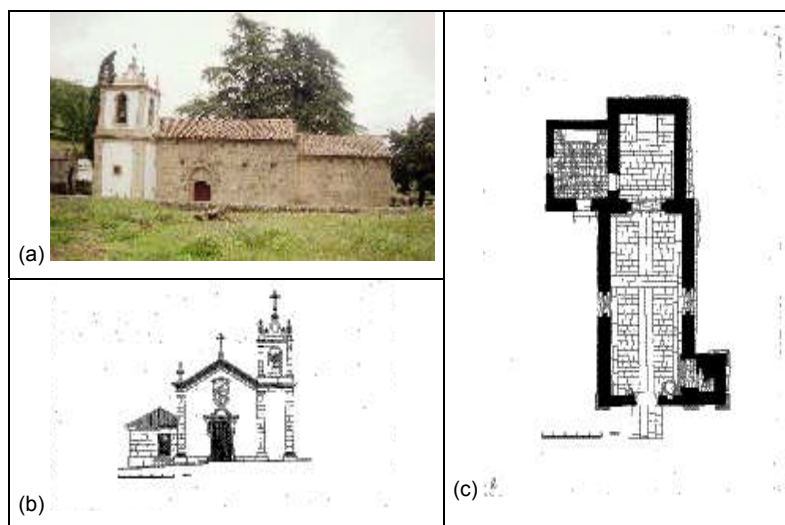


Figura C3 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) planta.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XII e XVIII

Descrição: com portais laterais em arco quebrado

Planta longitudinal composta pelos rectângulos justapostos, da nave e da capela-mor, a que se anexam a torre sineira e a sacristia, com plantas quadradas. Cobertura em telhado de duas águas, na igreja, e de quatro, na sacristia. Fachada principal, orientada a Este, dominada pelo portal em arco abatido, encimado por frontão curvilíneo e por óculo oval. Ao lado direito salienta-se a torre sineira, quadrangular, de dois registos, com quatro sineiras, uma por face, e com cobertura piramidal. No alçado sul destaca-se portal em arco quebrado, com tímpano liso. O alçado norte integra um portal em arco quebrado com duas arquivoltas e tímpano decorado. Alçados laterais da capela-mor abre-se uma fresta em arco pleno e a cornija assenta em cachorrada decorada.

O interior, de nave única, com pavimento lajeado e a cobertura em tecto trapezoidal. Coro-alto em madeira. Arco triunfal quebrado, exibindo quatro arquivoltas.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra rebocada e cantaria de granito. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi abalada, com intensidade moderada, pelos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. Supõe-se que o abalo de maior

intensidade, com grau VI, corresponda ao sismo de 1858, com epicentro em Moncorvo. É possível que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1950 a DGEMN tem procedido a diversos trabalhos de restauro e consolidação (como, por exemplo, a cintagem das paredes com betão armado, no ano de 1950).

#### *C4 - Igreja de S. Pedro. Arganil – Coimbra*

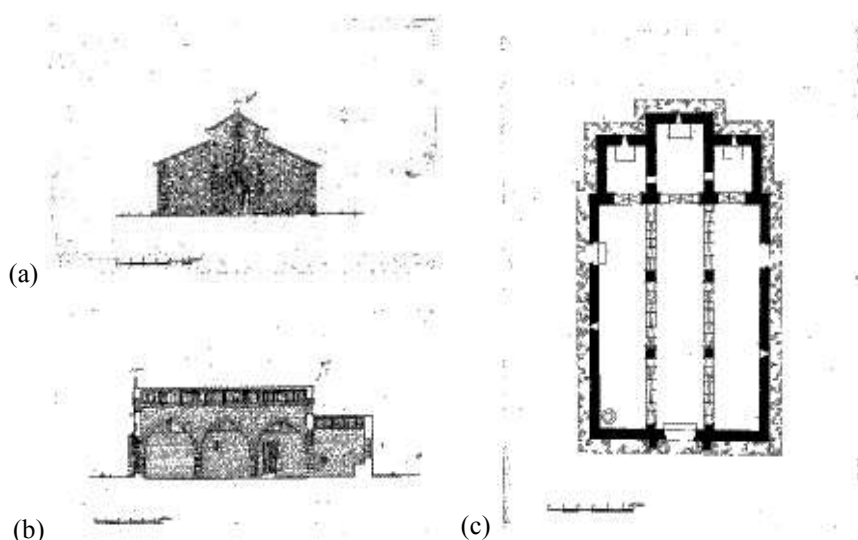


Figura C4 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) alçado frontal; (b) corte longitudinal; (c) planta.

Proteção: MN

Época de construção: segunda metade do séc. XIII

Descrição:

Igreja maciça, de grande simplicidade planimétrica e formal. Planta longitudinal composta por três naves, ábside e dois absidiolos colaterais rectangulares. Volumes articulados com coberturas em telhado a duas águas, na nave central, e a uma água, nas laterais. Fachada principal escalonada, em correspondência com a diferente altimetria das naves, e rematada por empena triangular, mais elevada que as naves laterais. Portal central de arco quebrado com arestas cortadas, ladeado por dois rudes cunhais de

cantaria e encimado por fresta. Fachadas laterais com uma porta de arco quebrado, mais simples.

No interior, as naves são separadas por duas arcadas de arcos quebrados largos apoiados em pilares de secção quadrada. Três arcos quebrados, com o mesmo tipo de apoio, abrem-se para a ábside e absidíolos. Cobertura em tecto de madeira nas naves e na cabeceira.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra irregular argamassada. Arcos e cunhais em cantaria. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Os grandes terramotos que abalaram o país fizeram-se sentir com moderada intensidade em Coimbra. É o caso dos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858 (um com epicentro no vale do tejo, outro com epicentro em Moncorvo), 1909 e, mais recentemente, o sismo de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Em 1935 a DGEMN procedeu a restauro integral. Entretanto, outros trabalhos de conservação e beneficiação foram realizados.

## C5 - Igreja da Sé Velha. Coimbra

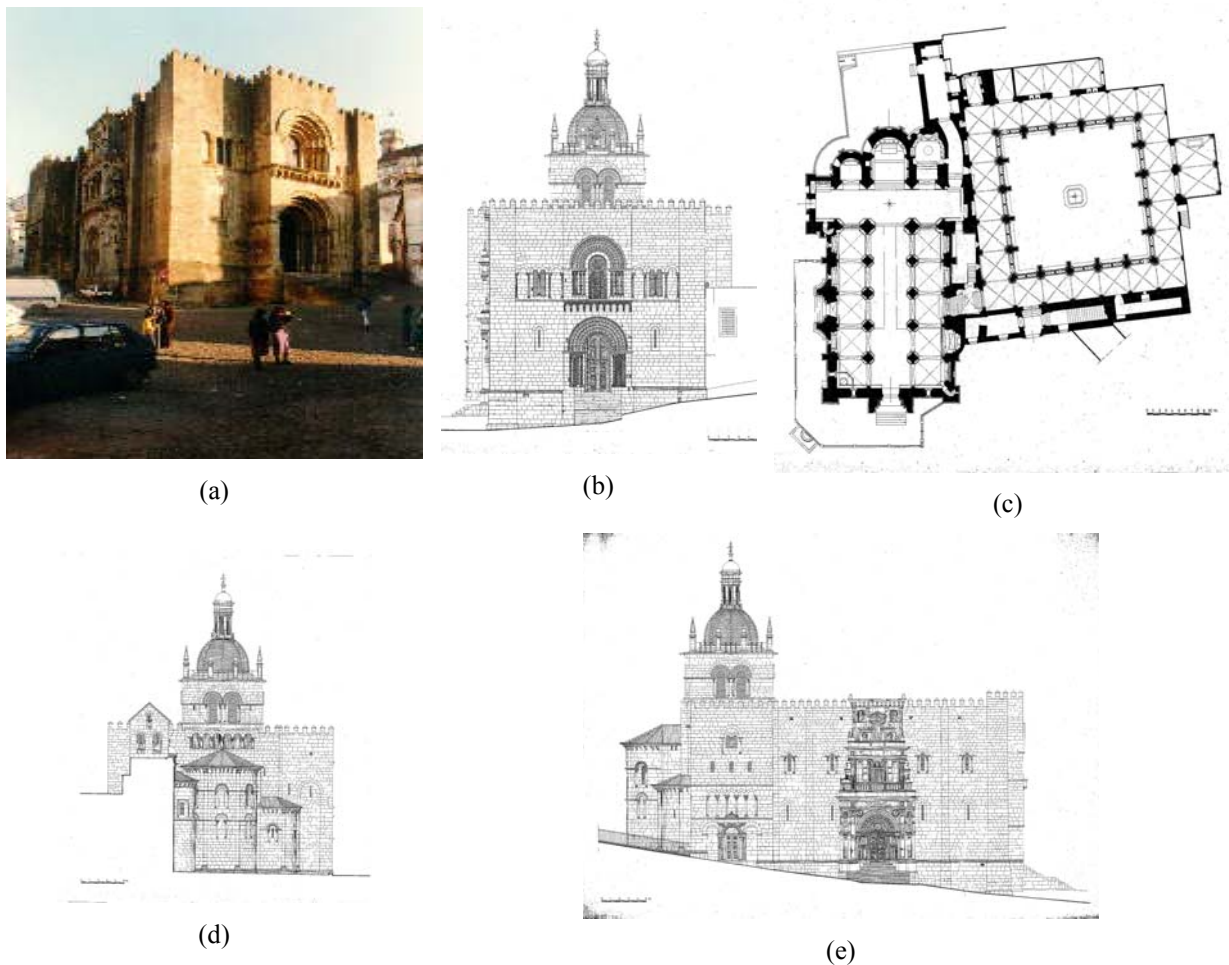


Figura C5 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) planta; (d) alçado posterior; (e) alçado lateral.

Protecção: MN

Época de construção séc. XII, XIII, XVI, XVIII, XIX, XX

Descrição:

Planta longitudinal composta por três naves, transepto e cabeceira tripartida, com ábside e dois absidiolos. Volumes articulados. Massa paralelepípedica dominante rematada por merlões tipo castelo. Cobertura exterior diferenciada em terraço, sobre as naves, em telhado sobre a cabeceira e com domo sobre o cruzeiro. Fachada principal orientada a oeste, de dois registos separados por cornija, com corpo médio avançado,

onde se abre portal reentrante de arcos apoiados em colunas de capitéis decorados, sobrepujado por janelão do mesmo tipo com patamar exterior prolongado pela cornija divisória dos registos, apoiada em cachorros ornados. Nos panos laterais, com contrafortes nos cunhais, abrem-se frestas simples em baixo e janelas geminadas em cima, acompanhadas dos lados por um arco cego com dois colunelos. Na fachada lateral norte salientam-se dois corpos marcados pelo portal e pelo braço do transepto. Corpo da igreja marcado por 2 contrafortes lisos. O transepto, pouco saliente, divide-se em três registos marcados por cornijas. A fachada sul é delimitada pelo claustro e construções anexas. A fachada posterior marcada pelo volumes, mais baixos, da ábside e das absidiólas, de cimalha sustentada por cachorros ornados, cortadas por contrafortes-colunas. Encostado à absidióla sul ergue-se campanário, de empena triangular com três vãos sineiros, e a fachada norte da sacristia.

Espaço interior diferenciado em três naves de cinco tramos definidos por arcos torais de volta perfeita apoiados em pilares de secção quadrada com base octogonal. Cobertura em abóbada de berço, na nave principal e braços do transepto, e de arestas nas colaterais, mais baixas, com galerias superiores abertas para a nave central, através do trifório, em sucessão de cinco pares de arcos duplos, um par por cada tramo, assentes em colunelos. As paredes dos topos do transepto possuem arcadas cegas sob a estreita galeria do trifório, com o mesmo número de arcos. Sobre o cruzeiro, a torre-lanterna, quadrangular, coberta por abóbada de nervuras simples apoiada em quatro grandes mísulas. Capela-mor, de planta rectangular e cabeceira semi-circular, com tectos em abóbada de meio canhão e quarto de esfera, respectivamente.

Paredes resistentes e abóbadas em alvenaria e cantaria de pedra calcária.

Os grandes terramotos que abalaram o país fizeram-se sentir com moderada intensidade em Coimbra. É o caso dos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858 (um com epicentro no vale do tejo, outro com epicentro em Moncorvo), 1909 e, mais recentemente, o sismo de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1936 que a DGEMN tem realizado pequenos trabalhos de conservação e beneficiação. Em Julho de 2000 o IPPAR abriu concurso público para intervenção de conservação e restauro da porta especiosa (restauro da pedra e refecimento das juntas).

*C6 - Igreja de S. Pedro / Igreja Matriz de Lourosa. Oliveira do Hospital – Coimbra*

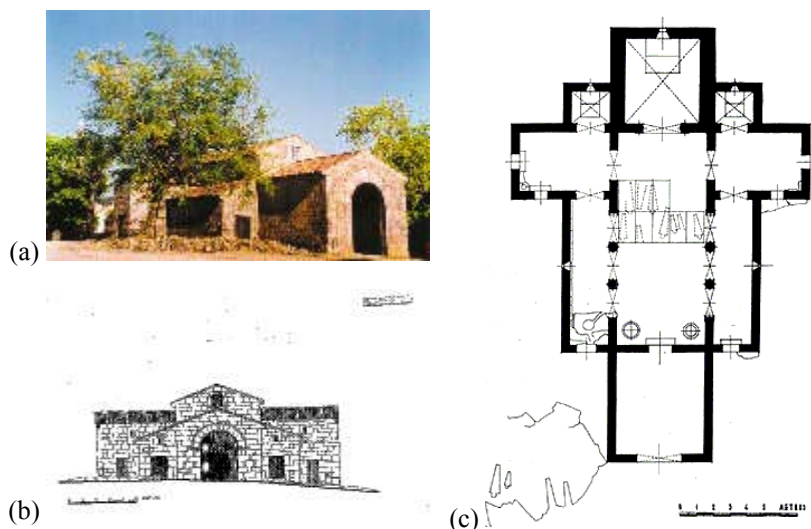


Figura C6 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado da fachada (c) planta

Protecção: MN

Época de construção: séc. X, XII, XIV, XV, XVI e XVIII

Descrição:

Igreja de planta longitudinal, composta por átrio rectangular (galilé), que antecede três naves, coro-alto, transepto saliente, capela-mor e dois absidiolos, no alinhamento das naves laterais. Cobertura diferenciada em telhados de duas águas, na nave central, e uma água, nas laterais. Frontaria com galilé saliente, rasgada por arco de entrada de volta perfeita. Remates em empena triangular. Naves laterais com portas rectangulares de acesso. Portas nos topos do transepto. Nos topos da nave central, por cima da galilé e da capela-mor, abrem-se frestas geminadas.

Interiormente a nave central articula-se com as laterais através de arcos ultrapassados, sob altas paredes cegas, apoiados em colunas cilíndricas. Cobertura com tectos de madeira. Transepto dividido em três partes, com a central, correspondente ao cruzeiro, separada das laterais através de arcos. Ligação com as naves laterais através do mesmo tipo de arcos. Cabeceira formada por três capelas, com as laterais a abrirem para o transepto por arcos ultrapassados.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra de granito. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Os grandes terramotos que abalaram o país fizeram-se sentir com moderada intensidade em Coimbra. É o caso dos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858 (um com epicentro no vale do tejo, outro com epicentro em Moncorvo), 1909 e, mais recentemente, o sismo de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

No período 1927-1947 a DGEMN procedeu ao restauro integral e a algumas reconstruções. Entretanto foram realizados outros trabalhos de conservação e beneficiação.

*C7 - Igreja Matriz da Tocha / Igreja de N. Sra da Tocha. Cantanhede – Coimbra*

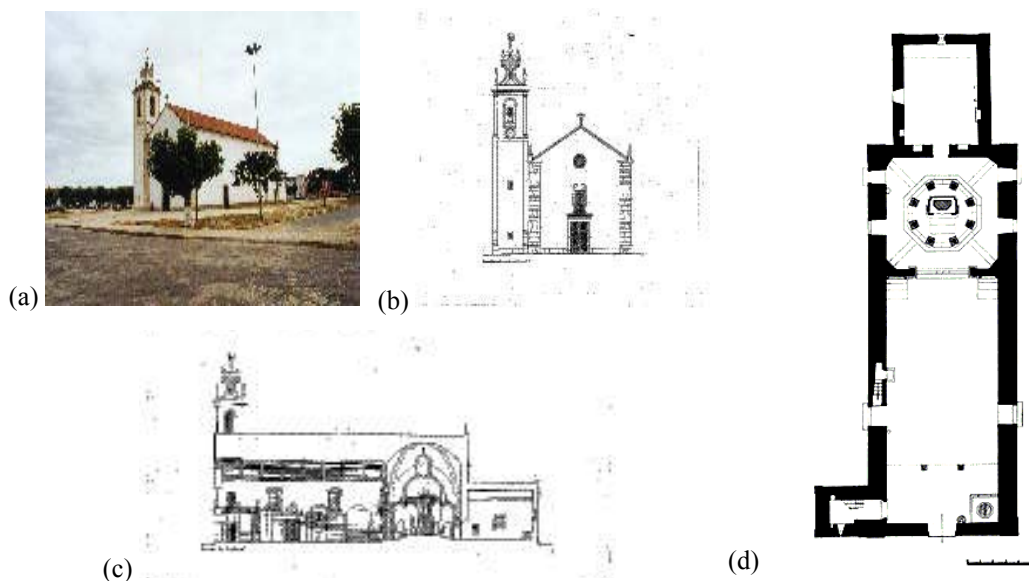


Figura C7 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado da fachada (c) corte longitudinal; (e) planta.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XVII

**Descrição:**

Planta longitudinal composta de nave única, capela-mor, sacristia e torre sineira. Volumes articulados em disposição horizontal, excepto a torre, com cobertura em telhado de duas águas. Fachada principal de empena triangular, orientada a Este, com pano único, enquadrado por cunhais e rasgada ao centro por portal de verga recta e cornija que apoia um janelão rectangular, correspondente ao coro-alto. Óculo redondo na base da empena. A torre sineira, quadrangular, de dois registos, com quatro aberturas sineiras, uma por face, encosta-se ao lado esquerdo.

A nave, rectangular, é bem iluminada por duas janelas altas, uma de cada lado, e pelo janelão e pelo óculo da frontaria. Um arco cruzeiro redondo separa a nave da capela-mor. No centro da capela-mor, quadrada, com cobertura em abóbada, eleva-se um templete circular constituído por oito colunas, cúpula e lanternim, ligado aos ângulos das paredes por arcobotantes.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra rebocada. Pavimento em lajes de cantaria. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Os grandes terramotos que abalaram o país fizeram-se sentir com moderada intensidade em Coimbra. É o caso dos sismos de 1755, 1858 (um com epicêntro no vale do tejo, outro com epicêntro em Moncorvo), 1909 e, mais recentemente, o sismo de 1969. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1937 a DGEMN tem procedido a pequenas obras de reparação e beneficiação.

C8- Igreja Paroquial de Figueiró dos Vinhos. Leiria

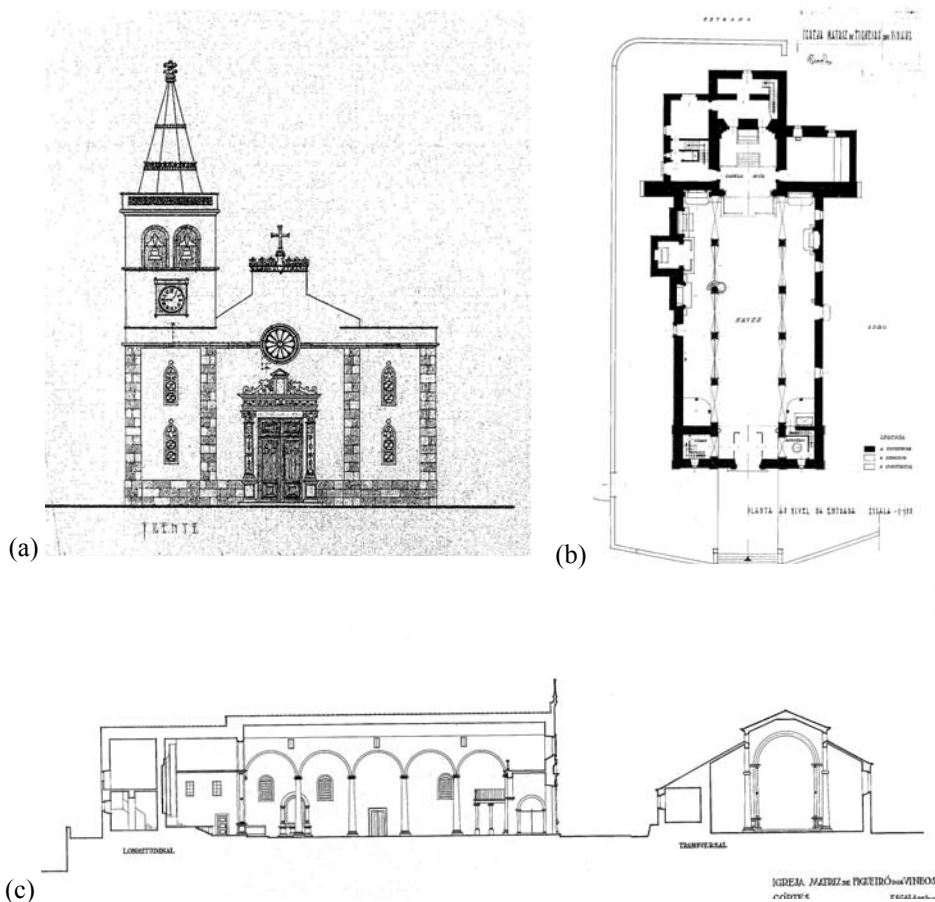


Figura C8 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) alçado frontal; (b) planta; (c) cortes.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XVI, XIX (reconstrução da fachada)

Descrição:

Planta longitudinal, composta pelos rectângulos das naves, da ábside e dos corpos laterais que a ladeiam. Duas torres sineiras. Volumes articulados com coberturas em telhado de duas águas, sobre as nave central e ábside, e a uma água sobre as naves laterais e sacristias. Fachada principal enquadrada pelas duas torres, quadrangulares, sendo a do lado norte, mais elevada, dotada de sineiras e coruchéu piramidal de cobertura. A empena da fachada é rematada com corpo rectangular. Um portal sobrepujado por frontão é ladeado, por janelas molduradas, e encimado por óculo.

No interior, as três naves são separadas por pórticos de cinco tramos de arcos plenos apoiados em colunas graníticas. Tecto trapezoidal em madeira, na nave principal, a mais elevada, e de um plano nas laterais. O coro-alto está assente em arco rebaixado, entre as duas torres, que comunicam lateralmente com a nave por arcos plenos. A capela-mor, coberta por abóbada de berço, comunica com a nave por arco pleno, assente em pilastras, sobre pedestais.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra rebocada. Pavimento em lajes de cantaria. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi abalada com intensidade elevada pelos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. Supõe-se que o terramoto de 1531 tenha sido o mais violento com grau VIII. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1949 que se tem realizado obras de conservação, beneficiação e consolidação estrutural, como a cintagem das paredes em betão armado e o recalçamento das fundações.

### C9 - Igreja de S. João de Tarouca. Tarouca – Viseu

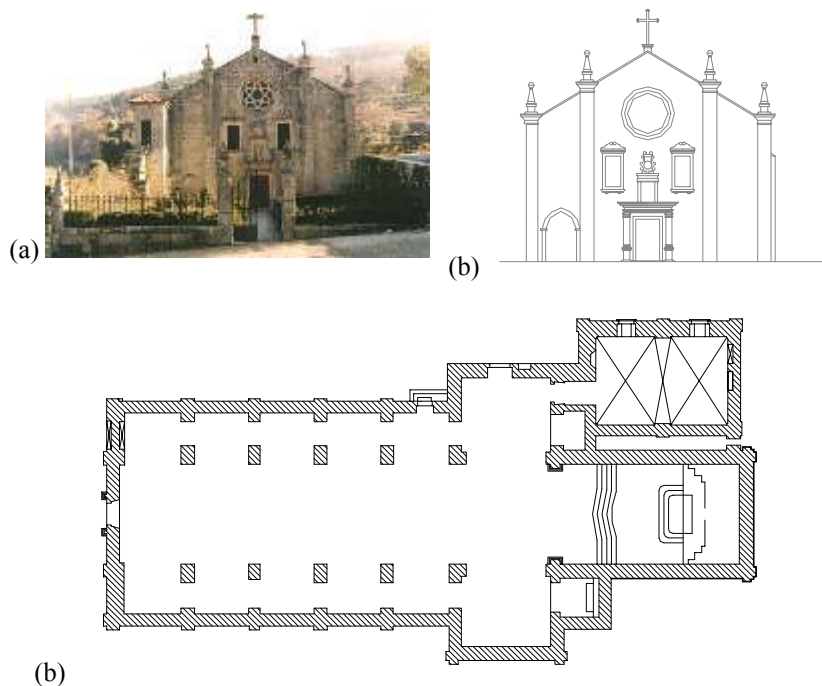


Figura C9 – Peças desenhadas: (a) fotografia [DGEMN]; (b) alçado frontal e (c) planta [Fonte: Dep. Engenharia Civil da Universidade do Minho].

Descrição:

Planta cruciforme composta de três naves, sendo a central mais elevada, transepto, ábside rectângular, e pequenos absidiolos quadrangulares.. Volumes articulados com coberturas em telhado de duas águas. Fachada principal com três panos divididos por duas pilastras salientes, coroadas por pináculos assentes em capiteis, e rematada por outras idênticas nos cunhais. No pano central abre-se portal de verga recta encimado por duas janelas e óculo com rosáea. Empena triangular rematada por cruz pétreia.

No interior, as naves laterais comunicam os seus tramos por estreitas portas ogivadas. Nave central, com abóbada em arco ogivado, separada das laterais por pórticos de cinco tramos com arcos ogivados. Ábside com cobertura em abóbada. Absidiolos com cobertura em abóbada de berço. Braços do transepto salientes.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra e cantaria granito. Cobertura em telhado com estrutura de madeira sobre o extradorso das abóbadas.

Foi abalada, com intensidade moderada, pelos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. Supõe-se que o abalo de maior intensidade, com grau VI, corresponda ao sismo de 1858, com epicêntro em Moncorvo. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1936 que se tem realizado obras de restauro (como a reconstrução da torre sineira), consolidação estrutural (como o refechamento das juntas das paredes e o recalçamento das fundações) e beneficiação.

## C10 - Igreja da Mesericórdia do Sabugal. Sabugal – Guarda

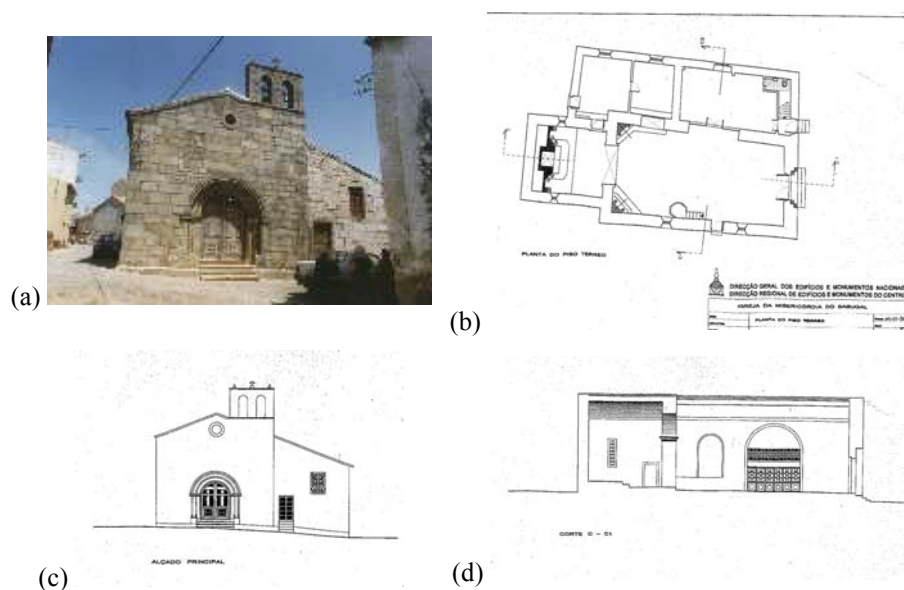


Figura C10 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) planta; (c) alçado frontal e (d) corte longitudinal.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XIII -XIV

Descrição:

Igreja de planta longitudinal composta pelos rectângulos justapostos da nave, da capela-mor, mais baixa e estreita, e dos anexos laterais. Fachada principal rasgada por portal em arco pleno com arquivoltas apoiadas em colunelos e encimado por óculo circular. Remate em empena com cornija assente em cachorrada decorada por motivos geométricos. Campanário lateral com duas sineiras em arco pleno. Embasamento proeminente. Coberturas diferenciadas a duas águas.

Interior de nave única com cobertura em estrutura de madeira. Arco triunfal de volta perfeita. Capela-mor, iluminada por duas janelas laterais, com cobertura em madeira, em falsa abóbada de berço. Pavimento lajeado e tijoleira no centro.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra e cantaria de granito. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

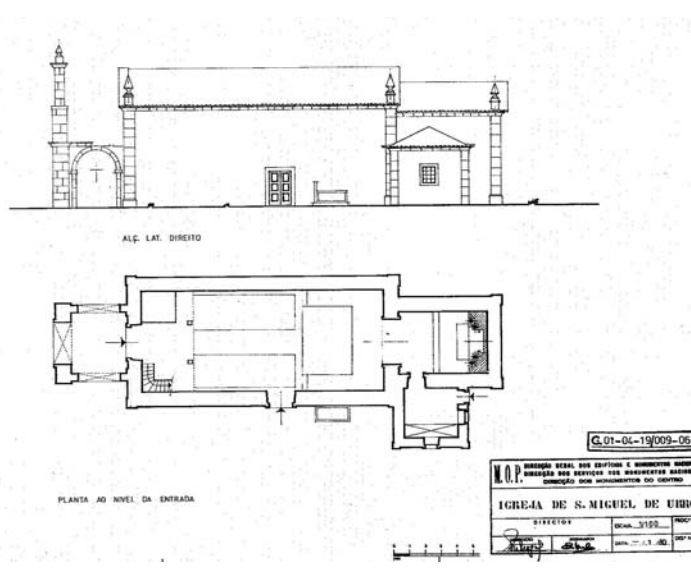
Foi abalada, com intensidade moderada, pelos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. Supõe-se que o abalo de maior intensidade, com grau VI, corresponda ao sismo de 1858, com epicêntrico em Moncorvo. É possível que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1979 que a DGEMN tem realizado pequenas obras de reparação e beneficiação.

*C11 - Igreja de S. Miguel do Urrô. Arouca – Aveiro*



(a)



(b)

Figura C11 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado lateral e planta.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XVI, XVII, XVIII

Descrição:

Igreja de planta rectangular constituída por nave, capela–mor e sacristia. Volumes articulados com coberturas diferenciadas em telhados de duas águas. Fachadas simples, com cunhais em cantaria, rematados superiormente por pináculos piramidais. Frestas rectangulares, uma na fachada e duas na capela mor. O campanário liga-se à fachada por intermédio de um nártex, sem cobertura, constituído por dois arcos laterais arquivoltados, com dois registos arquivoltados. Sob o campanário, rasgado por dois

vãos de remate circular onde se cravam dois sinos, abre-se um arco de volta perfeita, igual aos laterais.

Interior de nave única, coro-alto assente em duas colunas, tecto trapezoidal com caixotões simples. Sacristia ao lado direito da capela mor.

Paredes resistentes em alvenaria de pedra rebocada. Vãos, cunhais e campanário em cantaria de granito. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi abalada com intensidade elevada pelo terramoto de 1755, com grau VII, e, mais recentemente, pelo de 1969, com grau VI. Com menor intensidade, foi ainda abalada pelos sismos de 1858, um com epicentro no vale do Tejo e outro em Moncorvo. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade elevada, que não se encontram documentados.

Desde 1939, a DGEMN tem realizado obras de restauro, consolidação e beneficiação.



## Zona sísmica D

### D1- Igreja da Misericórdia. Freixo de Espada a Cinta – Bragança

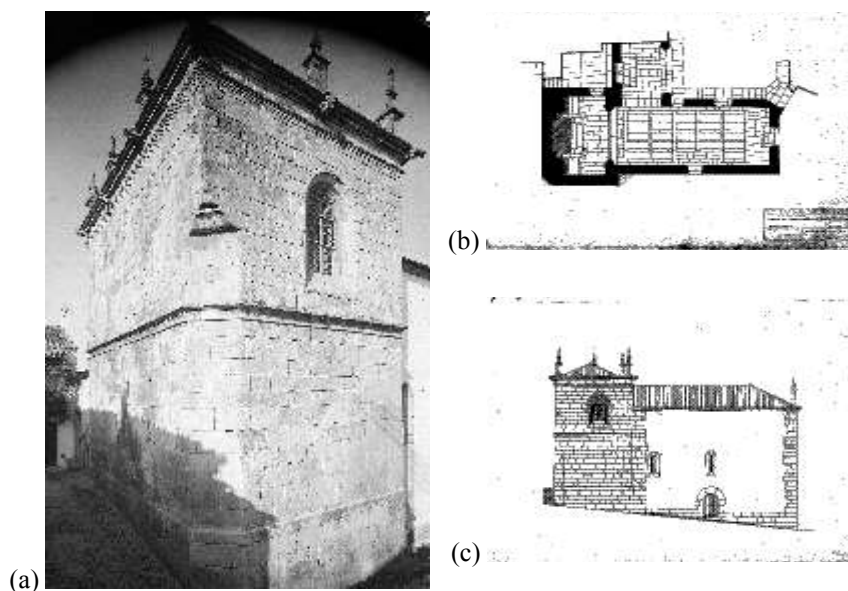


Figura D1 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia da cabeceira; (b) planta; (c) alçado lateral sul.

Protecção: IIP

Época de construção: sec. XVI (provável conclusão no ano de 1527)

Descrição:

Planta longitudinal composta pela nave, capela-mor rectangular e sacristia anexa. Volumes escalonados com coberturas diferenciadas em telhados de quatro águas. A fachada principal, em cantaria de granito, é rasgada por portal em arco pleno com grossas aduelas. Superiormente é encimado por vão abocinado. Cornija simples com pequena sineira. À direita foi edificada outra porta de arco pleno que dá acesso ao Lar dos Idosos. O alçado sul, em alvenaria rebocada, rasgada por porta de arco pleno encimada por duas frestas. A capela-mor, toda em cantaria de aparelho "vittatum", é mais saliente. Moldura marca o segundo registo onde se inscreve janelão de arco pleno com vitral. O cunhal sudoeste chanfrado marca início de um progressivo alargamento até à base. O alçado norte, com demarcação nítida da capela-mor, apresenta duas portas de arco abatido.

Interior de uma só nave de grande simplicidade arquitectónica. Apresenta do lado da epístola uma capela lateral separada por arco pleno albergando no seu interior um altar. A capela-mor, muito curta mas bastante larga, é coberta por abóbada de nervuras apoiadas em mísulas lavradas. O arco triunfal é de volta perfeita.

Paredes em alvenaria de cantaria de granito argamassado com barro. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Supõe-se que tenha sofrido abalos sísmicos de moderada intensidade (grau V-VI) em, pelo menos, duas ocasiões associadas aos sismos de 1751 e 1858, ambos com epicêntrico em Moncorvo.

### D2- Igreja de Algosinho. Mogadouro – Bragança

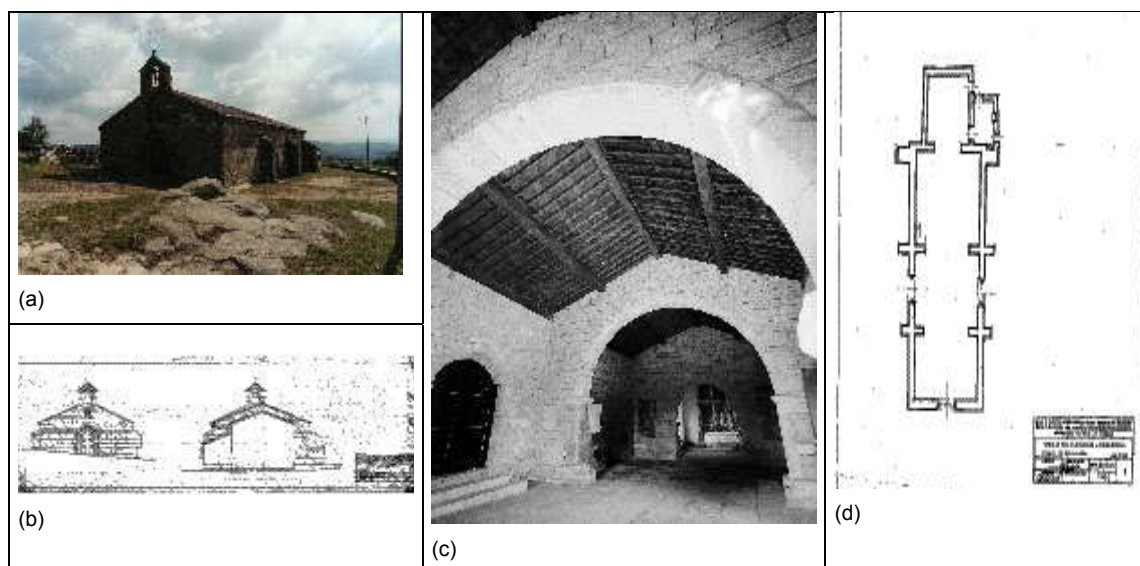


Figura D2 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal e posterior; (c) vista interior (c) planta.

Protecção: IIP

Época de construção: séc. XIII (provável construção da igreja), séc. XVIII (reconstrução da capela-mor).

Descrição:

Igreja de feição rude com planta longitudinal composta por nave, capela-mor e sacristia, rectangulares. Volumes articulados com acentuada horizontalidade.

---

Coberturas diferenciadas em telhado de duas águas. A fachada, tal como todo o templo, apresenta um perfil baixo no que é acompanhado pelos contrafortes laterais. Construída com aparelho "quadratum" é rasgada por portal em arco quebrado de duas arquivoltas que assentam em duas impostas lisas e chanfradas. Por cima da porta surge uma zona reentrante marcada por fina moldura e que alberga um hexalfa, ou estrela de seis pontas, sobre um pequeno triângulo invertido ladeado por dois óvulos. Remate em empena truncada por sineira simples de arco pleno encimado por cruz. O alçado sul, à esquerda, é marcada por porta de arco quebrado e três contrafortes. Alçado norte semelhante, com porta em arco pleno. Cornija assente numa fiada de cachorros. A capela-mor existente substituiu a primitiva.

Interior com nave de três tramos separados por arcos, no alinhamento dos contrafortes. O primeiro tramo é preenchido, quase por completo, pela escadaria de acesso ao templo. O segundo tramo alberga as portas laterais opostas. O terceiro tramo com pavimento coberto de sepulturas e púlpito, com a data de 1797, no lado do evangelho. Arco triunfal. Tectos com a estrutura da cobertura à vista.

Paredes em alvenaria de cantaria de granito argamassado com barro. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Supõe-se que tenha sofrido abalos sísmicos de moderada intensidade (grau V-VI) em, pelo menos, duas ocasiões associadas aos sismos de 1751 e 1858, ambos com epicentro em Moncorvo. É possível, que possa ter sido atingida por anteriores abalos de intensidade mais elevada que não se encontrem documentados.

Desde 1954, a DGEMN tem efectuado diversos trabalhos de conservação.

*D3- Igreja Paroquial do Tabuado / Igreja do Salvador.*

*Marco de Canaveses – Porto*

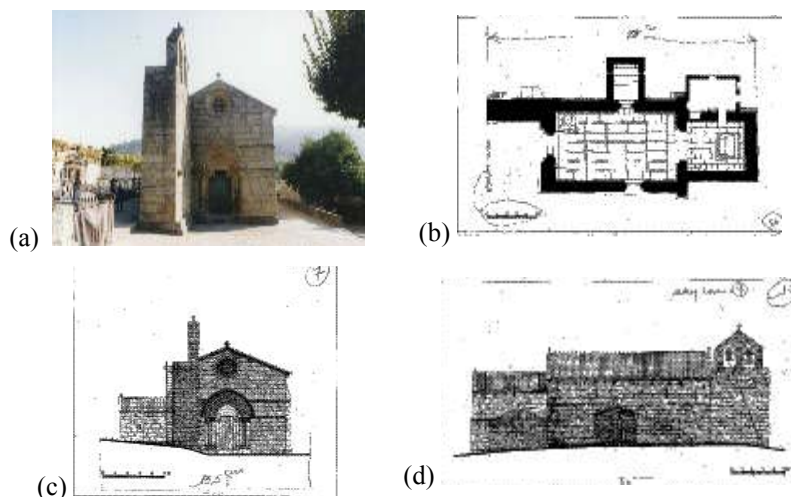


Figura D3 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) planta; (c) alçado frontal; (d) alçado lateral.

Proteção: IIP

Época de construção: séc. XIII, XV

Descrição:

Planta composta por nave única e capela-mor rectangulares, capela e sacristia lateral anexa a norte. Volumes articulados com coberturas diferenciadas em telhados de duas águas, na igreja, e três águas, na sacristia. A fachada principal, orientada a oeste, é flanqueada a norte por um campanário, rasgado na parte superior por duas sineiras de arco quebrado. É rematada em empena e apresenta um portal de três arquivoltas, cujos arcos assentam em colunas com capitéis. Sobre o portal, uma rosácea com sete óculos e uma moldura torada. Na fachada sul, sob uma cimalha corrida de cachorros lisos, abre-se um portal lateral com duas arquivoltas de arco ogival. Tecto da nave e capela lateral em madeira. No espaço interior da cabeceira destaca-se o arco triunfal de dupla arquivolta e capitéis lavrados. Os dois alçados são percorridos por friso sob as frestas.

Paredes resistentes em cantaria de granito. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Supõe-se que tenha sofrido abalos sísmicos de moderada intensidade (grau V-VI) em, pelo menos, três ocasiões associadas aos sismos de 1751 e 1858, ambos com epicentro em Moncorvo, e ao terramoto de 1755. É possível que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade mais elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1954, a DGEMN tem efectuado diversos trabalhos de conservação.

*D4- Igreja Matriz de Armamar / Igreja de S. Miguel. Armamar – Viseu*

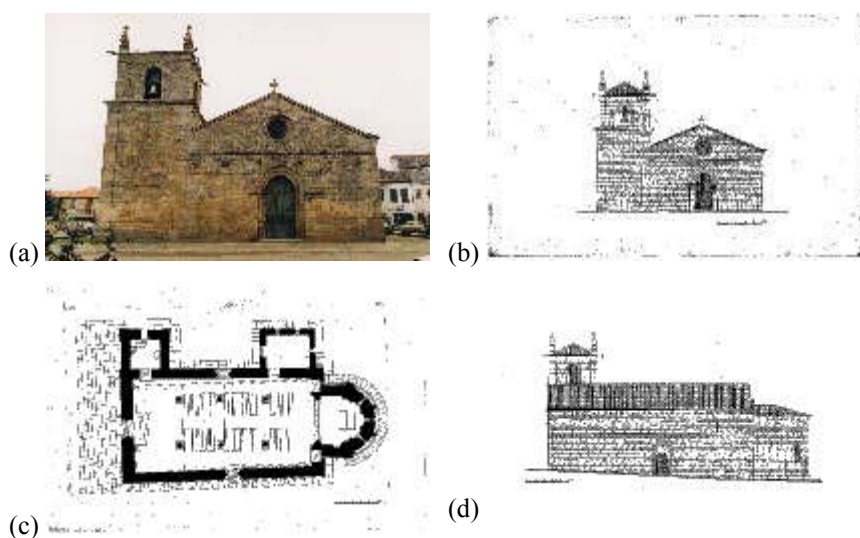


Figura D4 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) planta; (d) alçado lateral

Protecção: MN

Época de construção: séc. XII (conjectural), XVII, XVIII

Descrição:

Planta longitudinal regular, composta pelo corpo da igreja rectangular, cabeceira com ábside de dois tramos, o primeiro rectangular e segundo semi-circular, torre sineira, de secção quadrada, e sacristia rectangular. Volumes articulados, em disposição horizontal, excepto a torre, com cobertura com telhados a duas águas, no corpo da igreja, a cinco, na cabeceira, a três, na Sacristia e a quatro águas, na torre. Fachada principal orientada a Oeste, com dois registos separados por friso; no primeiro, portal em arco quebrado com duas arquivoltas; no segundo, óculo de moldura circular. Remate

em empena. Torre sineira, anexa à esquerda, com dois pisos marcados por cornija: o primeiro, sem vãos, e o segundo, recuado, preenchido por aberturas sineiras em arco pleno nas quatro faces. Fachada sul com portal em arco quebrado. Na fachada posterior, cabeceira com tramo contrafortado e hemicíclo de três panos separados por colunas com embasamento. Fachada norte marcada pelos volumes salientes da sacristia e pelo portal em arco quebrado.

Interior desnivelado, por quatro degraus, à entrada, e por dois, no pavimento das naves. Espaço diferenciado com três naves separadas por três pares de colunas. Arco triunfal de volta perfeita sobre meias-colunas, encimado por óculo. Tecto de madeira com vigamento apoiado nas colunas. Capela-mor com cobertura em abóbada de berço com  $\frac{1}{4}$  de esfera.

Paredes em alvenaria de granito argamassado com barro. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi abalada, com intensidade moderada, pelos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. Supõe-se que o abalo de maior intensidade, com grau VI, corresponda ao sismo de 11 de Novembro de 1858, com epicêntrico em Moncorvo. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1954, a DGEMN tem efectuado diversos trabalhos de conservação.

*D5 - Igreja de N. Sra. da Orada. Melgaço – Viana do Castelo*

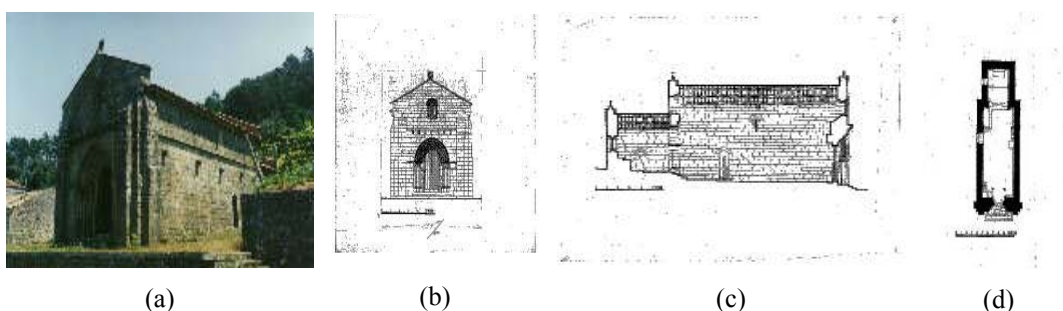


Figura D5 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) corte longitudinal; (d) planta.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XII, XVII, XVIII

Descrição:

Igreja de planta longitudinal composta por uma só nave, rectangular, e ábside quadrada. Volumes articulados com cobertura de telha a duas águas. Frontespício enquadado, lateral e frontalmente, por contrafortes e terminado em empena. Portal de três arquivoltas sobre imposta corrida e esculpida assente em colunas com capitéis. Fachadas laterais corridas por friso, fresta central, cornija sobre cachorros esculpidos e portais laterais. Ábside com cornija sobre cachorros esculpidos e fresta na parede testeira, abrindo para fora em arco quebrado.

Interior com tectos em madeira. Arco cruzeiro quebrado com duas arquivoltas: a exterior com friso esculpido sobre imposta e a interior sobre colunas com capitéis quadrangulares. Capela-mor com pavimento elevado.

Paredes resistentes em alvenaria de granito (com aparelho "vittatum") e pavimento em lajes de granito. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

A avaliar pelos registos de informação sobre a sismicidade histórica nacional, supõe-se que o abalo de maior intensidade corresponda ao, recente, sismo de 1969, com grau VI. É possível que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Desde finais dos anos 30 que a DGEMN tem efectuado diversos trabalhos de conservação.

*D6 - Igreja de S. Miguel do Castelo. Guimarães – Braga*

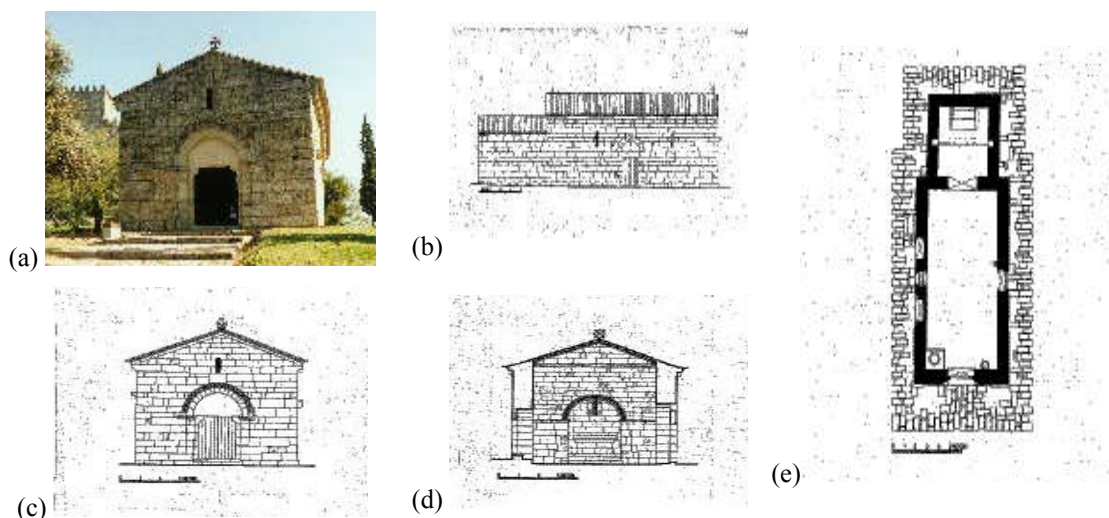


Figura D6 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (c) alçado lateral; (d) corte transversal e (d) planta.

Protecção: MN

Época de construção: Séc. XIII

Descrição:

Igreja de grande simplicidade arquitectónica e decorativa, construída dentro da antiga cerca baixa do castelo de Guimarães, com o qual se relacionava intimamente. A planta é composta por nave longitudinal e capela-mor, ambas rectangulares. Volumes escalonados com coberturas diferenciadas em telhados de duas águas. Fachada principal rematada em mpena com portal com duas arquivoltas de arco quebrado e tímpano liso. Nave única com duas portas laterais. Fachadas rematadas por cornijas simples. Junto à entrada, no interior do lado esquerdo, tem uma pia baptismal em granito, onde, segundo a tradição, teria sido baptizado D. Afonso Henriques. O pavimento é lajeado com estelas funerárias decoradas. Arco triunfal simples de volta redonda.

Paredes resistentes em alvenaria e silharia de granito. Pavimento em lajes de granito. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

A avaliar pelos registos de informação sobre a sismicidade histórica nacional, supõe-se que o abalo de maior intensidade corresponda ao, recente, sismo de 1969, com

grau VI. É possível que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

*D7 - Igreja de Sta. Maria de Almacave. Lamego – Viseu*

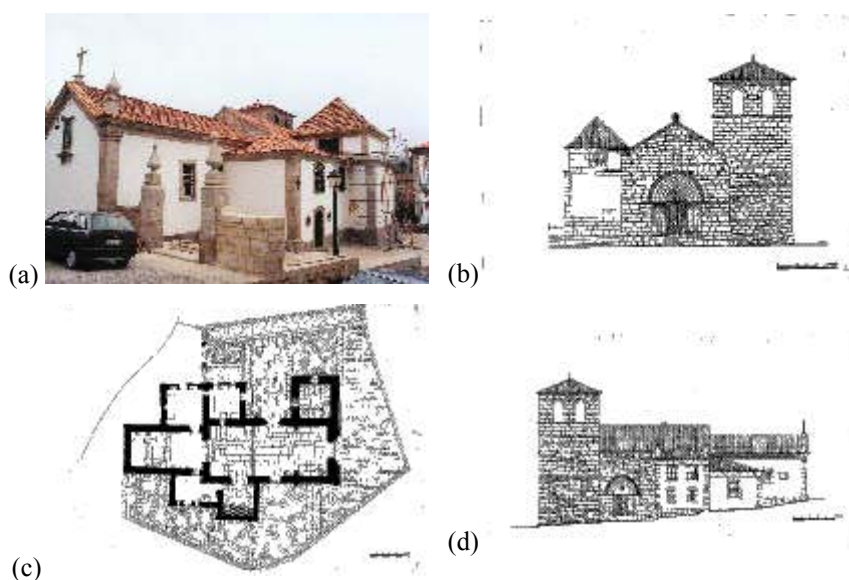


Figura D7 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) alçado frontal (Oeste); (c) planta; (d) alçado lateral .

Protecção: MN

Época de construção: séc. XII, XVIII

Descrição:

Igreja com planta longitudinal composta por nave, ábside, mais estreita e baixa, sacristia, capela, torre sineira e anexos em ambos os alçados laterais. Volumes escalonados, articulados em disposição horizontal, com coberturas em telhados diferenciados a duas, a três e a quatro águas. Alçados em alvenaria aparente, excepto os volumes anexos e a capela-mor, rebocados e pintados. Fachada principal, voltada a Oeste, rasgada por portal em arco apontado de quatro arquivoltas assentes em oito colunelos, encimado por janela rectangular. Remate em empena, com cruz no vértice. No lado direito, torre sineira quadrangular com célula campanária de duas aberturas sineiras por face. Alçados laterais dos anexos e capela-mor, com cunhais apilastrados com remates em friso e cornija. Fachada sul marcada pelor um contraforte e por pórtico

de duas arquivoltas, assentes em impostas lisas e tímpano com cruz vazada. Alçado de tardo de rematado em empena. Alçados laterais marcados por portal em arco abatido, volumes dos anexos dois contrafortes e contrafortes no corpo da nave.

Interior rebocado com tectos de madeira em caixotões, na nave, e em falsa abóbada de berço de madeira sobre a cornija, na capela-mor. Coro-alto com balaustrada apoiado em arco abatido. Arco triunfal a pleno centro. Capela-mor com portas de acesso às divisões laterais. Capela lateral esquerda com tecto octogonal e telhado exterior de quatro águas.

Paredes resistentes em alvenaria de granito. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi abalada, com intensidade moderada, pelos sismos de 1356, 1531, 1755, 1858, 1909 e, mais recentemente, pelo sismo de 1969. Supõe-se que o abalo de maior intensidade, com grau VI, corresponda ao sismo de 1858, com epicentro em Moncorvo. É possível, que possa ter sido atingida por outros abalos de intensidade elevada, que não se encontrem documentados.

Durante a década de 40 a DGEMN efectuou diversos trabalhos de conservação. Em 1997, o Instituto do Emprego e Formação Profissional procedeu a restauros nos alçados laterais.

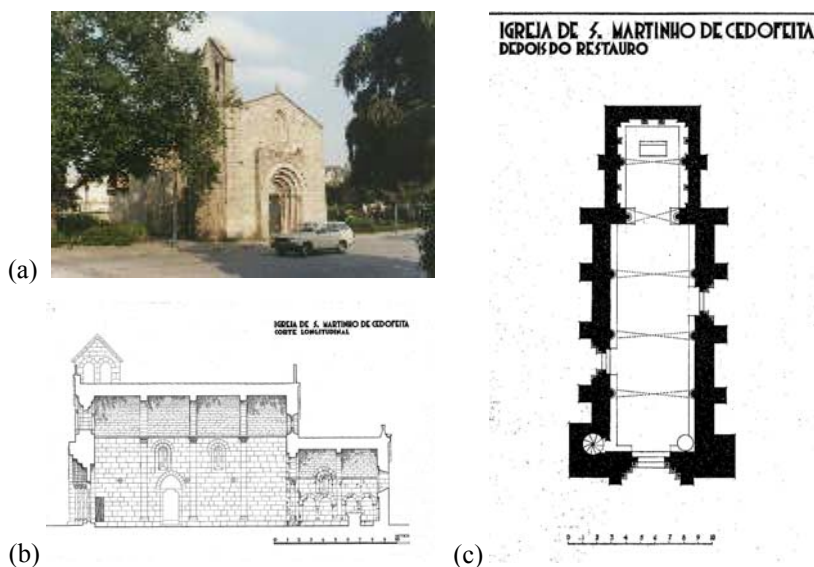
*D8 - Igreja de S. Martinho de Cedofeita. Porto*

Figura D8 – Peças desenhadas [Fonte: DGEMN]: (a) fotografia do alçado frontal (Oeste); (b) corte longitudinal e (c) planta.

Protecção: MN

Época de construção: Séc. XIII

Descrição:

Igreja com planta longitudinal composta por nave e capela-mor, rectangulares. Volumes articulados com coberturas diferenciadas em telhados de duas águas. Fachada principal, orientada a oeste, com portal, inscrito em alfiz, de três arquivoltas sobre colunelos. Sobre o portal rasga-se uma fresta de arco pleno, com toro reentrante, sustentada por colunas. À fachada norte, junto ao cunhal noroeste, anexa-se, sobre a linha do telhado, campanário com dupla sineira. As fachadas laterais exteriores são reforçadas por pesados contrafortes, alguns escalonados, para compensar os impulsos do abobadamento da nave.

O interior é um caso único na região de Entre-Douro-e-Minho, com uma só nave completamente abobadada, com abóbada quebrada assente em três arcos torais. Capela-mor, de dois tramos, com quatro arcadas cegas em faces opostas e três na cabeceira. Arco triunfal assente em dois capitéis de calcário, de aspecto cúbico.

Paredes resistentes em alvenaria e cantaria de granito. Cobertura em telhado com estrutura de madeira sobre o extradorso das abóbadas.

Supõe-se que tenha sofrido abalos sísmicos de moderada intensidade (grau V-VI) em, pelo menos, três ocasiões associadas aos sismos de 1751 e 1858, ambos com epicêntrico em Moncorvo, e ao terramoto de 1755. É possível que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade mais elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1930 que a DGEMN efectua diversos trabalhos de restauro e conservação.

*D9- Igreja de Santo Cristo de Outeiro. Vimioso – Bragança*

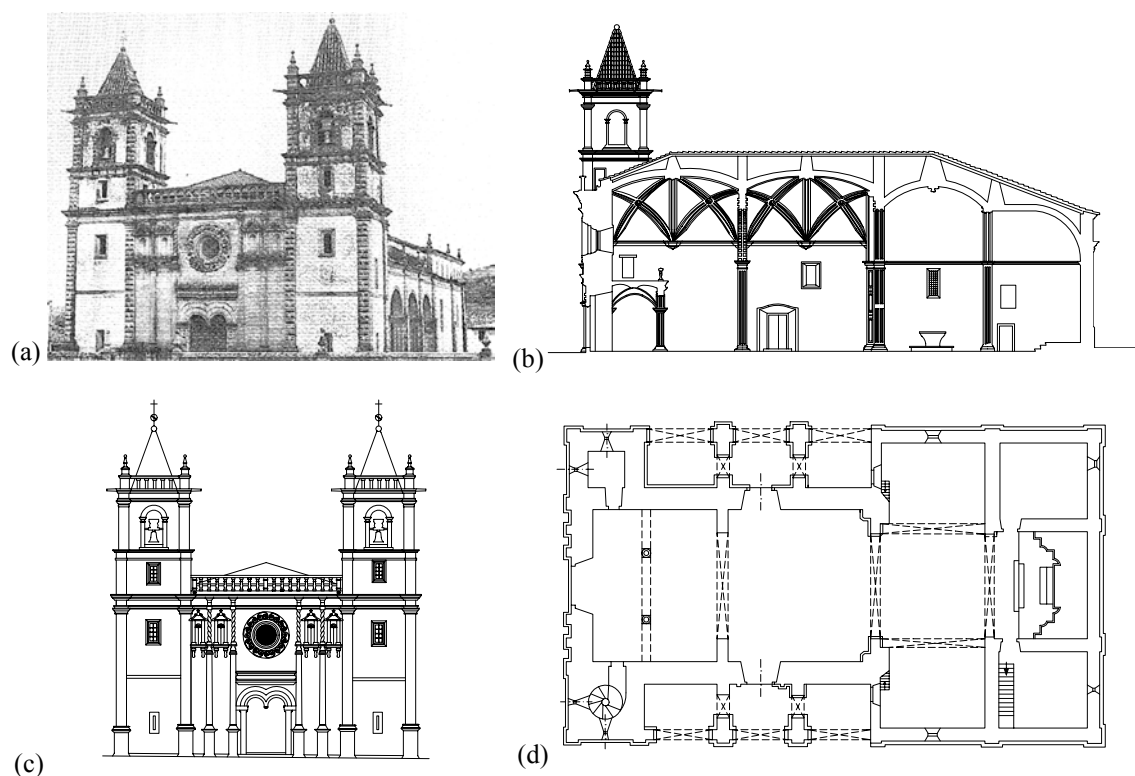


Figura D9 – Peças desenhadas [DEC,UM]: (a) fotografia; (b) alçado frontal; (b) corte longitudinal e (c) planta.

Protecção: MN

Época de construção: séc. XVII-XVIII (iniciada em 1698 e aberta ao culto em 1713)

## Descrição:

A igreja de planta retangular com dimensões de 22x38 m<sup>2</sup> e altura interior de 13 metros. É constituída por nave única, transepto e cabeceira tripartida, com capela-mor e dois absidiolos. Fachada principal com cinco panos definidos por pilastras em cantaria. Os panos laterais extremos são constituídos pelas duas torres sineiras, de forma quadrangular, com aberturas de reduzidas dimensões e células campanárias, com quatro aberturas sineiras, cobertas por pirâmides quadrangulares telhadas. O pano central, com revestimento em cantaria, possui um pórtico de arcos geminados encimado por um óculo de grandes dimensões. A fachada é rematada, entre as torres, com balaustrada.

Os alçados laterais possuem galerias porticadas, ou galilés, que formam três capelas comunicantes entre si por uma porta transversal, e dois panos de alvenaria com janelas de reduzidas dimensões que dão luz para o cruzeiro e para as sacristias.

Interiormente, o templo tem uma só nave, em planta de cruz latina, dividida em três tramos por dois arcos de meio ponto de volta plena muito aberta. Estes arcos e as abóbadas são sustentadas pelas paredes exteriores e pelas paredes de separação entre as três capelas das galilés, que funcionam como contrafortes de grande dimensão. A cobertura da nave é em abóbada de cruzaria. Coro-alto assente sobre nartéx, formado por três arcos dispostos perpendicularmente à nave, suportados por esbeltas colunas, que por sua vez sustentam outros tantos arcos paralelos aos arcos diafragama, que suportam entre si abóbadas de cruzaria. As abóbadas dos braços são em forma de dossel e a abóbada do centro do cruzeiro em forma de cúpula de meia laranja com arcos de cruzaria dispostos em forma de raios.

Paredes resistente em alvenaria de xisto argamassado. Cunhais e pilastras em pedra granítica. Arcos em cantaria granítica e abóbadas em alvenaria de tijolo. Cobertura em estrutura de madeira sobre o extradorso das abóbadas.

Supõe-se que foi atingida por sismos de intensidade VI em pelo menos duas ocasiões (sismos de 1751 e 1858 com epicênro em Moncorvo). É possível, que possa ter sido atingida por abalos de intensidade mais elevada que não se encontram documentados, uma vez que Outeiro é uma povoação rural isolada de diminuta população e reduzida importância regional.

*D10- Igreja de N. Sra da Azinheira. Chaves – Vila Real*

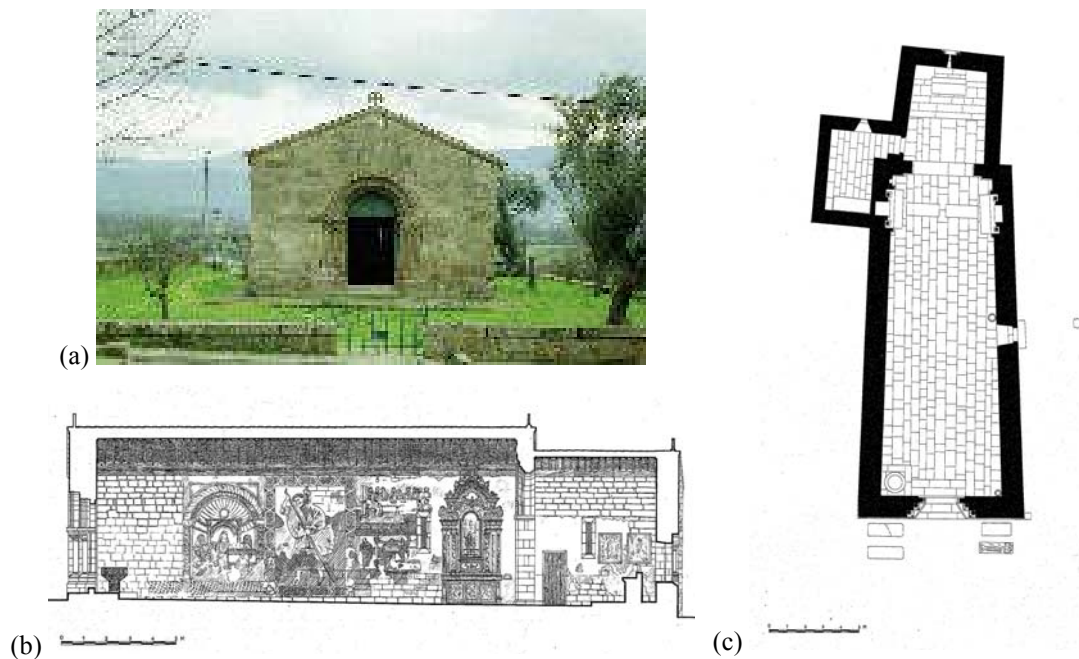


Figura D10 – Peças desenhadas [Fonte:DGEMN]: (a) fotografia do frontespício; (b) corte longitudinal; (c) planta.

Protecção: IIP

Época de construção: finais do séc. XIII

Descrição:

Igreja românica de estrutura muito simples. Planta longitudinal composta pela nave e capela-mor com sacristia anexa a Norte. Volumes articulados com coberturas diferenciadas em telhados de duas águas. Fachada principal em empena, orientada a Oeste, rasgada por pórtico de volta inteira, com duas arquivoltas assentes em impostas sobre dois pares de colunas. Toda a igreja e a sacristia é percorrida por cachorrada.

No interior, as paredes da nave e capela-mor estavam integralmente revestidas com pinturas murais. Arco triunfal de volta perfeita moldurada. Tectos com a estrutura em madeira da cobertura à vista.

Paredes e arcos em alvenaria de granito. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

Foi abalada com moderada intensidade (grau V) pelos sismos de 1755 e 1969. Supõe-se que os terramotos de 1751 e 1858, ambos com êpicentro em Moncorvo,

tenham correspondido aos abalos de maior intensidade, com grau VI. É possível, que possa ter sido atingida por abalos de intensidade mais elevada que não se encontrem documentados.

Desde 1937 que a DGEMN tem efectuado alguns trabalhos de conservação. As obras de restauro realizadas, nos anos 30, ao removerem a sineira e rematarem a fachada por empena simples adulteraram a tipologia da igreja.

*D11- Igreja de S. Fins de Friestas. Valença - Viana do Castelo*

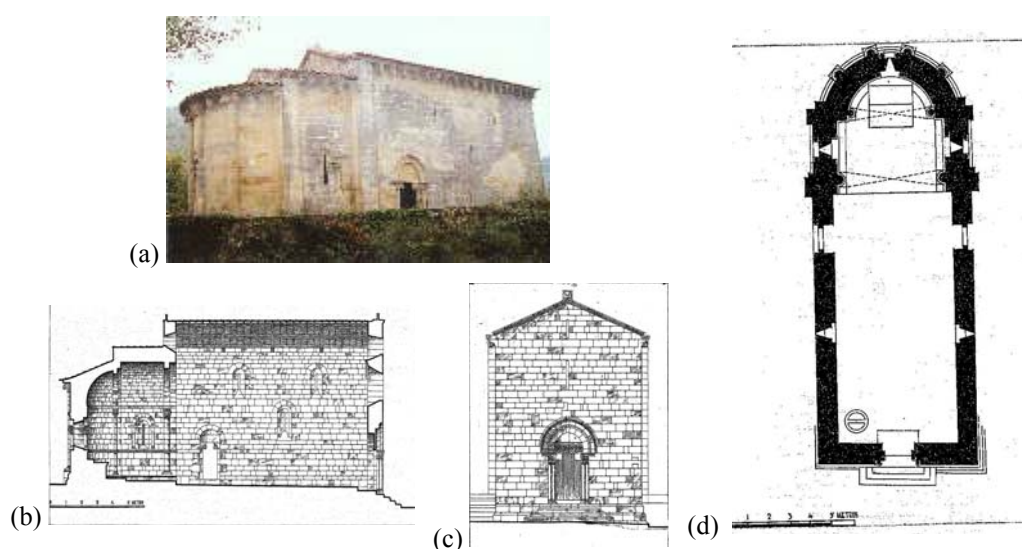


Figura D11 – Peças desenhadas[Fonte: DGEMN]: (a) fotografia; (b) corte longitudinal; (c) alçado frontal; (d) planta.

Protecção: MN

Época de construção: Séc. XII / XIII (conjectural), XVIII

Descrição:

Igreja de planta longitudinal composta por nave única e cabeceira contrafortada de dois tramos, o primeiro rectangular, com a mesma largura da nave, e o segundo semicircular. Volumes articulados com coberturas escalonadas cobertas por telhados de duas águas. Fachada principal orientada a sul, rematada em empena com cornija; portal em arco pleno com três arquivoltas, encimado por duas frestas sobrepostas. Fachadas laterais com dois contrafortes, um de cada lado, na transição da nave para a capela-mor,

e portais em arco pleno com duas arquivoltas. A cabeceira tem o primeiro tramo contrafortado e o segundo ritmado por colunas com grandes capitéis.

Interiormente a nave é estreita, quase com a mesma largura da capela-mor, e de grande altura. Espaço vazio com tecto da nave em madeira. A iluminação é feita por dois níveis de frestas rasgados nas paredes. Arco triunfal pleno sobre colunas. Capela-mor coberta por abóbada de berço, no primeiro tramo, e em concha, no segundo.

Paredes em cantaria de granito. Pavimento em lajes de pedra. Cobertura em telhado com estrutura de madeira.

A avaliar pelos registos de informação sobre a sismicidade histórica nacional, supõe-se que o abalo de maior intensidade corresponda ao, recente, sismo de 1969, com grau VI. É possível que possa ter sido atingida por outros abalos, de intensidade mais elevada, que não se encontrem documentados.

Desde 1930 que a DGEMN tem efectuado alguns trabalhos de conservação.