FEUP Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

PAREDES DE ALVENARIA DO PORTO

TIPIFICAÇÃO E CARATERIZAÇÃO EXPERIMENTAL

Celeste Maria Nunes Vieira de Almeida

2013

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil

Orientador: João Paulo Miranda Guedes (Professor Auxiliar)
Coorientador: Aníbal Guimarães da Costa (Professor Catedrático)

POPH PROGRAMA OPERACIONAL POTENCIAL HUMANO
QREN QUADRO DE REFERÊNCIA ESTRATÉGICO NACIONAL PORTUGAL 2007.2013
UNIÃO EUROPEIA Fundo Social Europeu

Ao António
Leonor e Guilherme

"Quem vive no passado mata o presente.
Quem estuda o passado constrói o futuro."

Índice Geral

Índice Geral.....i

Resumo.....iii

Abstract.....v

Agradecimentos.....vii

Índice de Texto.....ix

Índice de Figuras.....xv

Índice de Tabelas.....xxxv

Capítulo 1: Introdução.....1.1

Capítulo 2: Estado do Conhecimento na Caraterização de Alvenarias Antigas.....2.1

Capítulo 3: Tipificação de Alvenarias Baseada em Índices. Aplicação a Casos de Estudo.....3.1

Capítulo 4: Caraterização Geométrica, Material e Mecânica de Paredes Reais em Alvenaria de Granito de Folha Única. Caso de Estudo: Edifício de António Carneiro.....4.1

Capítulo 5: Programa Experimental em Paredes Construídas em Laboratório. Parametrização Geométrica e Caraterização Material.....5.1

Capítulo 6: Ensaios de Compressão Uniaxial.....6.1

Capítulo 7: Ensaios Cíclicos de Corte no Plano com Compressão.....7.1

Capítulo 8: Proposta de Melhoramento do Comportamento Mecânico de Paredes de Alvenaria do Porto.....8.1

Capítulo 9: Comentários Finais e Desenvolvimentos Futuros.....9.1

Referências Bibliográficas.....R.1

Anexos.....A.1

Resumo

A reabilitação de edifícios antigos, inicialmente dirigida para construções com particular valor histórico ou patrimonial, abrange hoje em dia edifícios correntes que constituem maioritariamente os designados centros históricos. A complexidade inerente a este tipo de construções, a par da necessidade de encontrar técnicas de intervenção mais adequadas e sustentáveis, faz da reabilitação de edifícios antigos um tema que continua a despertar particular interesse no seio da comunidade científica.

Neste contexto, a presente tese pretende dar um contributo para uma melhor compreensão do funcionamento estrutural de paredes em alvenaria de granito de pano único, presentes na maioria dos edifícios antigos do centro histórico da cidade do Porto. Sendo as paredes em alvenaria um dos principais elementos de suporte destas construções, a caraterização geométrica, material e mecânica destas estruturas consiste numa etapa essencial de investigação nesta área.

Tendo como referência procedimentos de análise desenvolvidos em Itália, é proposta uma metodologia de classificação de alvenarias baseada na observação visual de paredes reais, procurando também relacionar a geometria em alçado com as propriedades mecânicas sob ações verticais e ações horizontais no seu plano.

A partir da identificação das tipologias mais frequentes são definidos e quantificados índices de irregularidade associados à forma e à dimensão das pedras, bem como à organização das mesmas segundo alinhamentos horizontais e verticais. Este processo conduziu à proposta de três classes de irregularidade às quais foram associadas intervalos de valores definidos de acordo com os resultados obtidos em levantamentos geométricos de paredes pertencentes a edifícios considerados como casos de estudo.

Num dos edifícios analisado, para além da caraterização geométrica e recolha de materiais, foi possível extrair e transportar para o laboratório painéis de paredes para serem submetidos a ensaios de compressão uniaxial, de compressão diagonal e de corte no plano sob tensão vertical contante. Tais ensaios permitiram estimar as propriedades mecânicas de paredes reais e serviram como referência aos trabalhos a desenvolver, que envolveram a construção em laboratório de quatro modelos de paredes definidos de acordo com as classes de irregularidade propostas.

Assim, no âmbito da atividade experimental em laboratório, foram realizados ensaios de compressão uniaxial em doze painéis e ensaios cíclicos de corte para três níveis de força axial em outros doze painéis. Os resultados obtidos por tipologia permitiram quantificar diversos parâmetros mecânicos, avaliar a influência da geometria na resposta das paredes e procurar estabelecer relações entre as propriedades mecânicas estimadas e o índice de irregularidade correspondente. Foi também efetuada

uma análise numérica dos painéis submetidos a ensaios de compressão para uma melhor compreensão dos fenómenos envolvidos.

Face aos resultados anteriores foram estudadas duas propostas para o melhoramento do comportamento estrutural de paredes típicas de edifícios antigos da cidade do Porto, representada por uma das tipologias analisada. A primeira proposta é dirigida a casos de reconstrução e consiste na alteração do processo construtivo (nomeadamente pela não utilização de calços de assentamento), enquanto a segunda consiste numa solução de reforço por injeção de argamassa a aplicar a paredes existentes. Deste modo, foram construídos dois novos modelos de paredes (seis painéis de parede por modelo) que foram submetidos ao mesmo programa de ensaios dos modelos iniciais, isto é, ensaios de compressão uniaxial e ensaios de corte cíclicos no plano sob esforço axial constante. Os resultados obtidos foram devidamente analisados e comparados com os encontrados no modelo não intervencionado, concluindo-se que as duas soluções apresentadas (apropriadas para diferentes cenários de reabilitação) melhoram muito significativamente o desempenho estrutural deste tipo de alvenarias.

Palavras-chave: alvenaria de pedra, caraterização geométrica, caraterização material, catalogação por índices, ensaios experimentais, consolidação.

Abstract

The rehabilitation of old constructions, although first directed towards historical and heritage constructions, is currently a matter of particular concern also for common buildings, which constitute the so-called historical urban centres. Moreover, the call for suitable and sustainable intervention techniques, along with the inherent complexity of these constructions, makes it a topic that is drawing considerable attention and interest around the scientific community.

In this context, this thesis aims to contribute for a better knowledge about the structural behaviour of one-leaf granite masonry walls, which are present in most of the older buildings of the historical centre of Porto, Portugal. Since masonry walls are one of the main load bearing elements of these constructions, their geometrical, material and mechanical characterization are essential tasks of the research in this domain.

A comprehensive methodology is proposed herein for the characterization of real masonry walls using as a background reference several analysis procedures developed in Italy that were complemented with new tools and criteria. The core objective is, therefore, to determine a relation between the lateral height wise configuration of the wall and the mechanical properties of the masonry when it is subjected to in-plane vertical and horizontal loading.

The identification of the most frequent typologies of walls was based on the visual observation and the photographic record of structural walls from several case studies. The corresponding classification was defined using the definition and quantification of irregularity indices associated with the stones' shape, dimensions and position relative to horizontal and vertical alignments. The proposed wall classification defines three irregularity levels graded according to ranges of the above mentioned indices.

Aside from the geometric characterization and material sampling, panels from a wall meant to be demolished were able to be extracted from one of the studied buildings. These panels were then transported to the laboratory for testing under uniaxial compression, diagonal compression and shear-compression tests. The results obtained allowed estimating the mechanical properties of real walls (namely the strength, elastic modulus, ductility and damping) and served as reference for the subsequently developed studies, which involved the construction of four wall models defined according to the proposed irregularity levels.

Under the experimental activity in laboratory, uniaxial compression tests were made on twelve panels and shear-compression tests with constant vertical force in another twelve panels. The results obtained allowed quantifying various mechanical parameters and assessing the influence of the type of geometry on the structural response of the wall, thus contributing for finding some relationship

between the obtained mechanical properties and the irregularity index of that wall typology. It was also performed a numerical analysis of the panels subjected to compression tests for a better understanding of the phenomena involved.

Following the results obtained from uniaxial compression and shear-compression tests, two proposals were studied for the structural behaviour improvement of typical masonry walls of Porto old buildings (or similar ones). The first proposal is suitable for cases where walls' reconstruction is the option considered for the rehabilitation, since it includes modifications of the construction process of the wall (e.g. by avoiding the use of wedges); the second one consists on the strengthening solution by mortar injection of existing walls. From the three typologies previously considered, only one was considered for this part of the study, for which two other wall models were built (leading to six panels for each model). The so-obtained twelve wall panels were subjected to the same experimental programme as for the previous ones, namely uniaxial compression tests (three per wall model) and shear-compression tests under the same vertical stress as mentioned above. The obtained results were analysed and compared with those from the original model (with no strengthening intervention), which allowed concluding that both interventions (suitable for different rehabilitation scenarios) were found to improve very significantly the structural performance of this type of masonry under vertical and horizontal in-plane loading.

Keywords: Stone masonry, geometric characterization, material characterization, cataloging by indexes, experimental testing, consolidation.

Agradecimentos

Ao terminar este trabalho gostaria de deixar expresso o meu profundo e sincero agradecimento a todas as pessoas e entidades que tornaram possível a concretização de mais um objetivo na minha vida, nomeadamente:

- Ao Professor João Paulo Miranda Guedes pelo empenho e dedicação no acompanhamento do trabalho, pela amizade, e também pelo entusiasmo e otimismo que sempre estiveram presentes ao longo do desenvolvimento da tese.

- Ao Professor Aníbal Costa pelo incentivo, pela visão objetiva e prática das questões e pela troca de ideias que enriqueceram o trabalho. O interesse pelas construções antigas nasceu por sua iniciativa durante a tese de Mestrado. Muito obrigado pelos ensinamentos transmitidos desde essa altura.

- Ao Professor António Arêde como responsável do LESE, pela forma como articulou os trabalhos experimentais, pela total disponibilidade de meios e pessoal que tornaram possível a realização de um vasto programa de ensaios.

- À Fundação para a Ciência e Tecnologia, pelo apoio financeiro concedido através da bolsa individual de doutoramento SFRH/DB/45500/2008.

- Ao Instituto da Construção da Faculdade de Engenharia do Porto por todo o apoio durante a realização da tese.

- À Arquiteta Adriana Florêt pela disponibilidade e amabilidade na cedência de diversos edifícios para serem utilizados como casos de estudo.

- À Engenheira Ana Velosa da Universidade de Aveiro pelos conhecimentos transmitidos e pela realização dos ensaios de caraterização de argamassas antigas.

- À SRU, Porto, nomeadamente ao Engenheiro Ricardo Silva, Arquiteta Joana Fernandes e Arquiteto José Cunha, pelo interesse e amabilidade na procura de edifícios que pudessem ser utilizados como casos de estudo.

- À SRU, Gaia, em particular à Arquiteta Joana Boaventura e à Arquiteta Ana Viegas por permitirem o acesso a edifícios antigos na zona da ribeira de Gaia.

- À Câmara Municipal do Porto, nomeadamente à Doutora Isabel Osório e à Arquiteta Manuela Juncal da divisão do Património Cultural, por facultarem as plantas topográficas digitalizadas do centro histórico do Porto.

- À empresa Mota-Engil por todo o apoio prestado durante as operações de extração e transporte de paredes do edifício de António Carneiro para o LESE.

- Ao Senhor Domingos Martins e à Empresa 3M2P pelo apoio concedido durante a execução dos trabalhos em obra do edifício de António Carneiro.

- À empresa Fassa Bortolo pela cedência de argamassa para a construção dos modelos de parede em laboratório.

- À empresa Lucios, em particular ao Engenheiro Pedro Sepedo pelo acompanhamento durante diversas visitas à obra dos edifícios do quarteirão do Corpo da Guarda.

- À empresa ERI, nomeadamente ao Engenheiro Leonel Viana por permitir a visita a diversos edifícios em fase de reabilitação na zona da Alfândega do Porto.

- À empresa BRITALAR e ABB, nomeadamente ao Engenheiro Nuno Lurdes e ao Senhor Joaquim Soares por permitir a visita ao edifício na rua Calçada da Serra em Vila Nova de Gaia durante a fase de demolição.

- À empresa STAP, em particular ao Engenheiro Miguel Santos e ao Senhor Pedro Paulo pela disponibilidade e apoio na realização dos trabalhos de injeção das paredes.

- Ao Senhor Valdemar, ao André e à Paula Silva por toda a ajuda no decurso dos trabalhos experimentais.

- À Engenheira Patrícia e ao Fernando do LEMC, pelo apoio durante a realização dos ensaios de compressão das paredes.

- À Marta, funcionária da secção de estruturas da FEUP, pela disponibilidade permanente.

- Aos colegas e amigos que fazem ou fizeram parte da sala H304, onde sempre imperou a boa disposição, bom ambiente de trabalho e companheirismo: Joana Delgado, Catarina Costa, Joana Oliveira, Joel Carvalho, Boy Berawi, Nuno Martins, Gustavo Oliveira, Weihua Hu, Shunxian Hong e Luís Miranda.

- A todos os colegas e amigos pelo apoio, pelas trocas de ideias e conhecimentos muito úteis no decurso do trabalho, em particular: Esmeralda Paupério, Alexandre Costa, Ana Gomes, Xavier Romão, Bruno Silva e Valter Lopes.

- À Universidade Fernando Pessoa, na pessoa do Diretor da Faculdade de Ciência e Tecnologia, Professor Álvaro Monteiro, pela compreensão e apoio em momentos decisivos. Aos meus colegas João Guerra, José Pimentel e Leonel Ramos pelo espírito de entreajuda.

- Aos meus familiares e amigos pelas palavras de incentivo e alento durante este período.

- Aos meus pais, pelo exemplo de vida que me deixaram.

- Em especial, aos três elementos essenciais da minha vida, António, Leonor e Gui. Obrigado pela vossa paciência, compreensão, apoio e amor incondicional.

Índice de Texto

Capítulo 1: Introdução

1.1 Enquadramento geral....1.1
1.2 A reabilitação como forma de salvaguarda do edificado....1.3
1.3 Arquitetura tradicional portuguesa....1.5
1.4 Casa antiga do Porto....1.7
1.5 Objetivos da dissertação....1.9
1.6 Organização da dissertação....1.10

Capítulo 2: Estado do Conhecimento na Caraterização de Alvenarias Antigas

2.1 Introdução....2.1
2.2 Generalidades sobre alvenarias de edifícios antigos....2.1
2.3 Caraterização geométrica e material de alvenarias: metodologias....2.4
2.4 Classificação e avaliação da qualidade de paredes em alvenaria de pedra....2.10
2.4.1 Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios em alvenaria (GNDT/CNR)....2.13
2.4.2 Ábacos associados à ficha *Agilità e danno nell"emergenza Sismica* (AeDES)....2.15
2.4.3 Ficha de avaliação da qualidade murária – *Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica* (Projeto Reluis)....2.18
2.4.3.1 Método de avaliação do Índice de Qualidade da Alvenaria de Pedra (I.Q.M.)....2.18
2.4.3.2 Método de avaliação da Linha Mínimo Traçado (LMT)....2.21
2.5 Caraterização mecânica de alvenarias....2.22
2.5.1 Ensaios *in situ*....2.22
2.5.2 Ensaios em laboratório....2.24
2.5.3 Aplicação de expressões empíricas e tabelas....2.26
2.6 Comentários finais....2.30

Capítulo 3: Tipificação de Alvenarias Baseada em Índices. Aplicação a Casos de Estudo

3.1 Introdução....3.1
3.2 Alvenarias da cidade do Porto....3.2
3.3 Quantificação de parâmetros de irregularidade em paredes de alvenaria de pedra....3.4
3.3.1 Considerações gerais....3.4
3.3.2 Índice de irregularidade associado à forma da pedra (I_{FP})....3.6
3.3.3 Índice de irregularidade associado ao alinhamento horizontal (I_{AH})....3.11
3.3.4 Índice de irregularidade associado ao alinhamento vertical (I_{AV}))....3.11

3.3.5 Índice de irregularidade associado à dimensão das pedras (I_{DP}).....3.12
3.3.6 Índice de irregularidade global (I_{FG}).....3.13
3.4 Caracterização de paredes pertencentes a casos de estudo).....3.13
3.4.1 Edifício do Largo do Lóios (LL)).....3.15
3.4.2 Edifício da rua da Ponte Nova (PN).....3.17
3.4.3 Edifício do quarteirão Porto Vivo (PV).....3.20
3.4.4 Edifícios do quarteirão do Corpo da Guarda (CG) 3.22
3.4.5 Edifício do quarteirão da Feitoria Inglesa (FI) 3.25
3.4.6 Edifício da rua D. Hugo (DH) 3.27
3.4.7 Edifício de Vila Nova de Gaia (VG) 3.29
3.4.8 Edifício da Sé (SE) e Muralha Fernandina (MF) 3.31
3.4.9 Síntese do levantamento geométrico e material das paredes dos casos de estudo.....3.32
3.5 Quantificação de índices de irregularidade nos casos de estudo.....3.33
3.6 Comentários finais.....3.41

Capítulo 4: Caracterização Geométrica, Material e Mecânica de Paredes Reais em Alvenaria de Granito de Folha Única. Caso de Estudo: Edifício de António Carneiro

4.1 Introdução.....4.1
4.2 Descrição do edifício.....4.2
4.3 Caracterização de paredes de alvenaria.....4.4
4.3.1 Caracterização geométrica.....4.4
4.3.2 Índice de irregularidade.....4.7
4.3.3 Caraterização material.....4.8
4.3.3.1 Pedra.....4.8
4.3.3.2 Argamassa.....4.10
4.4 Extração de painéis de parede para ensaios em laboratório.....4.13
4.5 Estudo experimental de paredes de folha única.....4.16
4.6 Ensaios de compressão.....4.17
4.6.1 Programa de ensaio.....4.17
4.6.2 Análise dos resultados das paredes no estado original.....4.19
4.6.2.1 Painéis PP1 e PP2.....4.19
4.6.2.2 Painel PP3.....4.22
4.6.3 Análise dos resultados da paredes PP3 após injeção.....4.24
4.6.3.1 Injeção de argamassa.....4.24
4.6.3.2 Análise de resultados após injeção.....4.25
4.7 Ensaio de compressão diagonal.....4.27
4.7.1 Programa de ensaio.....4.27
4.7.2 Análise dos resultados.....4.29
4.7.2.1 Painel PP4-1.....4.29

4.7.2.2 Painel PP4-2....4.32
4.8 Ensaio de corte-deslizamento no painel PP4-2....4.33
4.8.1 Programa de ensaio....4.33
4.8.2 Análise de resultados....4.34
4.9 Ensaio de corte com compressão....4.35
4.9.1 Programa de ensaio....4.35
4.9.2 Módulo de elasticidade sob carga vertical....4.39
4.9.3 Previsão do mecanismo de rotura no ensaio cíclico....4.39
4.9.4 Mecanismo de rotura....4.42
4.9.5 Comportamento histerético....4.46
4.9.5.1 Diagramas força-deslocamento....4.49
4.9.5.2 Diagramas equivalentes e ductilidade....4.53
4.9.5.3 Degradação da rigidez....4.55
4.9.5.4 Energia de dissipação e coeficiente de amortecimento....4.56
4.10 Síntese de resultados....4.60
4.10.1 Parâmetros geométricos e mecânicos das alvenarias de António Carneiro....4.60
4.10.2 Aplicação de expressões empíricas na quantificação de parâmetros mecânicos....4.61
4.11 Comentários finais....4.62

Capítulo 5: Programa Experimental em Paredes Construídas em Laboratório. Parametrização Geométrica e Caraterização Material

5.1 Introdução....5.1
5.2 Programa experimental e sistema de controlo….....5.2
5.3 Modelos de paredes....5.5
5.4 Parametrização geométrica dos modelos experimentais....5.10
5.4.1 Levantamento geométrico e análise da secção transversal....5.11
5.4.2 Quantificação do índice de irregularidade....5.13
5.4.2.1 Índice de irregularidade da forma da pedra (I_{FP}) 5.13
5.4.2.2 Índice de irregularidade do alinhamento horizontal (I_{AH}) 5.15
5.4.2.3 Índice de irregularidade do alinha vertical (I_{AV}) 5.16
5.4.2.4 Índice de irregularidade da dimensão da pedra (I_{DP}) 5.17
5.4.2.5 Índice de irregularidade final (I_{FG}) 5.17
5.4.3 Evolução dos índices de irregularidade com a percentagem de materiais....5.18
5.5 Caraterização mecânica dos materiais....5.19
5.5.1 Pedra....5.19
5.5.2 Argamassa....5.22
5.6 Identificação dinâmica dos modelos experimentais....5.25
5.7 Comentários finais....5.29

Capítulo 6: Ensaios de Compressão Uniaxial

6.1 Introdução....6.1
6.2 Aspetos gerais do programa experimental….6.2
6.3 Análise dos resultados....6.4
6.3.1 Modos de rotura....6.5
6.3.2 Quantificação de parâmetros mecânicos dos modelos experimentais....6.8
6.3.2.1 Ensaio de compressão monotónico....6.8
6.3.2.2 Ensaio de compressão cíclico....6.9
6.3.2.3 Síntese de resultados....6.10
6.3.3 Quantificação da deformabilidade das juntas....6.13
6.4 Índices de irregularidade e capacidade resistente à compressão....6.16
6.5 Avaliação do comportamento à compressão dos modelos experimentais através de modelação numérica....6.18
6.5.1 Descrição dos modelos numéricos....6.19
6.5.2 Simulação numérica em regime linear....6.20
6.5.2.1 Propriedades dos materiais e calibração do modelo....6.20
6.5.2.2 Relação entre a deformabilidade das paredes e a dos elementos constituintes por tipologia....6.22
6.5.3 Simulação numérica em regime não linear....6.30
6.5.3.1 Leis de comportamento dos materiais....6.30
6.5.3.2 Análise dos resultados....6.33
6.6 Comentários finais....6.37

Capítulo 7: Ensaios Cíclicos de Corte no Plano com Compressão

7.1 Introdução....7.1
7.2 Aspetos gerais do programa experimental....7.2
7.3 Avaliação do módulo de elasticidade....7.6
7.4 Previsão do mecanismo de rotura....7.7
7.5 Mecanismo de dano....7.8
7.5.1 Tipologia regular (R)....7.9
7.5.2 Tipologia parcialmente regular (PR) 7.12
7.5.3 Tipologia irregular (IR) 7.16
7.5.4 Tipologia muito irregular ++ (IR++)....7.18
7.6 Análise do comportamento estrutural....7.21
7.6.1 Tipologia regular (R)....7.22
7.6.2 Tipologia parcialmente regular (PR) 7.29
7.6.3 Tipologia irregular (IR) 7.35
7.6.4 Tipologia muito irregular ++ (IR++)....7.41
7.6.5 Síntese de resultados e análise comparativa entre tipologias....7.46

7.6.5.1 Resposta global: forças e deslocamentos....7.46
7.6.5.2 Degradação de rigidez e ductilidade....7.50
7.6.5.3 Energia de dissipação e amortecimento....7.52
7.7 Aplicação de índices de irregularidade na avaliação da capacidade resistente….....7.54
7.8 Comentários finais....7.57

Capítulo 8: Proposta de Melhoramento do Comportamento Mecânico de Paredes de Alvenaria do Porto

8.1 Introdução....8.1
8.2 Modelos de paredes....8.2
8.3 Caraterização geométrica e mecânica dos painéis....8.5
8.3.1 Levantamento geométrico da secção transversal....8.5
8.3.2 Quantificação de índices de irregularidade....8.6
8.3.3 Propriedades dos materiais....8.7
8.3.3.1 Pedra....8.7
8.3.3.2 Argamassa....8.7
8.3.4 Identificação dinâmica....8.10
8.4 Ensaios de compressão....8.11
8.4.1 Aspetos gerais do programa experimental....8.11
8.4.2 Dano e modos de rotura....8.12
8.4.3 Quantificação de parâmetros de resistência e de deformabilidade....8.13
8.4.4 Análise comparativa....8.15
8.5 Ensaios de corte com compressão....8.18
8.5.1 Análise e interpretação dos resultados....8.18
8.5.1.1 Avaliação do módulo de elasticidade....8.18
8.5.1.2 Dano e mecanismos de rotura....8.19
8.5.1.3 Avaliação da capacidade histerética das paredes....8.21
8.5.2 Análise comparativa entre as paredes melhoradas e as paredes originais....8.29
8.5.2.1 Diagramas força-deslocamento e avaliação da capacidade resistente....8.29
8.5.2.2 Rigidez, *drift* e ductilidade....8.30
8.5.2.3 Energia de dissipação e coeficiente de amortecimento....8.32
8.5.2.4 Síntese de resultados....8.34
8.6 Comentários finais....8.35

Capítulo 9: Comentários Finais e Desenvolvimentos Futuros

9.1 Comentário finais....9.1
9.2 Desenvolvimentos futuros....9.5

Referências Bibliográficas.....R.1

Anexos

Anexo A: Fichas tipo aplicadas na caraterização de alvenarias antigas.....A.1

Anexo B: Quantificação de índices de irregularidade de paredes dos casos de estudo.....B.1

Anexo C: Quantificação dos índices de irregularidade e caraterização mecânica da pedra e da argamassa de um edifício real.....C.1

Anexo D: Modelos Experimentais: levantamento geométrico de paredes quantificação dos índices de irregularidade e caraterização mecânica da pedra e da argamassa.....D.1

Anexo E: Ensaios de compressão uniaxial dos modelos experimentais: padrão de fissuração e formulação empírica.....E.1

Anexo F: Ensaio de corte cíclico no plano com compressão: curvas experimentais e equivalentes; capacidade de dissipação de energia.....F.1

Anexo G: Paredes melhoradas: levantamento geométrico; índice de irregularidade e caraterização mecânica da pedra e da argamassa.....G.1

Índice de Figuras

Capítulo 1: Introdução

Figura 1.1: Casas em alvenaria de pedra típicas do Norte. 1.6

Figura 1.2: Imagens de casas tipo popular burguesa da cidade do Porto. 1.7

Figura 1.3: Planta e alçado de casas tipo popular burguesa da cidade do Porto (Fernandes, 1999). 1.8

Figura 1.4: Exemplares de casas tipo nobre da cidade do Porto. 1.8

Figura 1.5: Elementos pertencente ao sistema construtivo de edifícios antigos da cidade do Porto: (a) parede interior em tabique; (b) vigamento de madeira do piso e (c) vigas perna da escada em madeira.....1.9

Capítulo 2: Estado do Conhecimento na Caraterização de Alvenarias Antigas

Figura 2.1: Exemplos de ligações entre pedras: (a) cavilha em forma de rabo de andorinha; (b) aplicação de gatos com barra em ferro e (c) encaixe por entalhe da pedra. 2.2

Figura 2.2: Diferentes tipos de alvenarias em função do aparelho: (a) cantaria; (b) alvenaria de pedra aparelhada e (c) alvenaria ordinária. 2.4

Figura 2.3: Ábacos de paredes em alvenaria de pedra (Giuffré, 1993): (a) classificação das paredes pela análise da textura exterior e secção transversal e (b) avaliação da capacidade resistente à flexão função do número e distância entre travadouros (b1-paredes de folha dupla e b2-paredes de folha tripla).....2.5

Figura 2.4: Alvenarias de pedra de Itália: (a) exemplo de levantamento geométrico e material de uma secção transversal (Binda *and* Cardani, 2008) e (b) evolução da percentagem de materiais pela análise da secção transversal de alvenarias de diferentes regiões (adaptado de Binda *et al*., 1999).. .....2.6

Figura 2.5: Levantamento geométrico e material de paredes na Vila de Tentúgal (Pagaimo, 2004): (a) imagem de parte da base de dados e (b) representação gráfica do tipo de aparelho e de secção transversal predominante. 2.10

Figura 2.6: Classificação de paredes em alvenaria de pedra nas diferentes categorias A, B e C (Borri, 2005): (a) para ação horizontal fora do plano e (b) para ação horizontal no plano. 2.18

Figura 2.7: Exemplo de aplicação do conceito da Linha do Mínimo Traçado (LMT) num painel de parede (Binda *et al*. 2009).....2.22

Figura 2.8: Imagem dos ensaios *in situ*: (a) compressão uniaxial (Chiostrini *et al.*, 2003); (b) ensaio de corte-compressão (Corradi *et al.*, 2003) e (c) ensaio compressão diagonal (Corradi *et al.*,2003). 2.23

Figura 2.9: Caraterização mecânica de alvenarias de três folhas (Binda *et al*., 2004): (a) modelos experimentais; (b) ensaio de compressão uniaxial e (c) injeção de painéis com argamassa. 2.24

Figura 2.10: Mecanismo rotura fora do plano (EC6, CEN 2005): (a) fissuração paralela ao plano das juntas e (b) fissuração perpendicular ao plano das juntas e em escada. 2.27

Capítulo 3: Tipificação de Alvenarias Baseada em Índices. Aplicação a Casos de Estudo

Figura 3.1: (a) Plantas, alçados e corte da casa típica burguesa (Fernandes, 1999); (b) maquete com esquema estrutural de pavimentos e cobertura (Teixeira, 2004) e (c) pormenor asnas em madeira com estrutura da claraboia (Teixeira, 2004). 3.2

Figura 3.2: Diferentes texturas de paredes de alvenaria de pedra. 3.3

Figura 3.3: Tipologias de secção transversal: (a) pano simples e (b) pano duplo. 3.4

Figura 3.4: Parede de fachada típica de edifícios antigos da cidade do Porto (Teixeira, 2004): (a) corte transversal global e (b) pormenor junto aos vãos. 3.4

Figura 3.5: Exemplos de figuras regulares. 3.5

Figura 3.6: Esquema representativo do retângulo envolvente (R_{env}) e equivalente (R_{eq}) sobre o polígono irregular. 3.7

Figura 3.7: Esquema representativo da área da real da pedra, do retângulo envolvente (ilustrado a azul) e do retângulo homotético (ilustrado a vermelho) 3.8

Figura 3.8: Esquema representativo da medição dos desvios ao longo das quatro faces de uma pedra (Sousa, 2010) 3.9

Figura 3.9: Exemplo de aplicação do procedimento em MatLab na quantificação do índice I_{FP}: (a) modelo geométrico; (b) índices quadráticos por pedra e representação do retângulo perfeito associado e (c) índice final do painel (I_{FP} = 7.951). 3.10

Figura 3.10: Esquema representativo da marcação dos caminhos horizontais ao longo das juntas num painel de alvenaria de pedra (neste exemplo foram traçados cinco caminhos). 3.11

Figura 3.11: Esquema representativo da marcação dos caminhos verticais ao longo das juntas num painel de alvenaria de pedra (neste exemplo foram traçados cinco caminhos). 3.12

Figura 3.12: Esquema representativo da marcação das pedras para análise. 3.12

Figura 3.13: Vista aérea sobre parte do centro histórico do Porto e de Vila Nova de Gaia, com numeração das zonas de estudo [1]. 3.15

Figura 3.14: Edifício LL: (a) vista do alçado principal, (b) arquitetura do alçado principal (extraído de Costa *et al.*, 2007) e (c) planta do 1º piso (extraído de Costa *et al.*, 2007). 3.16

Figura 3.15: Vista do interior do edifício durante as obras de reabilitação. 3.16

Figura 3.16: Levantamento geométrico de panos de parede do edifício LL: (a) LL1 e (b) LL2. .....3.17

Figura 3.17: Amostras de materiais de LL: (a) pedras recolhidas no local; (b) carotes de pedra a ensaiar e (c) duas amostras de argamassa a analisar. 3.17

Figura 3.18: (a) Assinalada a localização da rua da Ponte Nova na planta do Porto de Telles Ferreira (1892) (Porto Vivo-SRU-Ponte Nova, 2006) e (b) atual configuração do quarteirão da Ponte Nova, onde se assinala o edifício em estudo [1]. 3.18

Figura 3.19: Edifício PN: (a) arquitetura do alçado principal visto da rua da Ponte Nova (assinalado o edifício em estudo) (Porto Vivo-SRU-Ponte Nova, 2006) e (b) vista da fachada principal. 3.18

Figura 3.20: Edifício PN: (a) Localização das janelas de observação no piso 1 e (b) abertura PN1 e (c) abertura PN2. .....3.19

Figura 3.21: Edifício PN: (a) Localização das janelas de observação no piso 3; (b) levantamento geométrico da janela PN3 e (c) levantamento geométrico da janela PN4. .....3.19

Figura 3.22: Amostra de argamassa da PN a analisar. 3.20

Figura 3.23: Alçado principal da rua Mouzinho da Silveira (assinalado a vermelho o edifício PV em estudo) (Porto Vivo-SRU-Porto Vivo, 2007).....3.20

Figura 3.24: Edifício do PV: (a) vista do alçado principal; (b) interior durante as obras de reabilitação e (c) pormenor de ligação das vigas de madeira às paredes. 3.21

Figura 3.25: Levantamento geométrico da parede PV1. .....3.21

Figura 3.26: Amostras de materiais do edifício PV: (a) carotes de pedra e (b) amostra de argamassa a analisar. 3.22

Figura 3.27: Alçado principal dos edifícios visto da Rua Mouzinho da Silveira (assinalado a vermelho os edifícios em estudo) (Porto Vivo-SRU-Corpo da Guarda, 2007).....3.22

Figura 3.28: Identificação das parcelas visitadas (Porto Vivo-SRU-Corpo da Guarda, 2007). 3.23

Figura 3.29: Obras de reabilitação em edifícios do Corpo da Guarda. 3.23

Figura 3.30: Edifícios do quarteirão do Corpo da Guarda, planta ao nível do 1º piso, com numeração indicativa da localização das paredes em estudo (adaptado de Porto Vivo-SRU-Corpo da Guarda, 2007; Sousa, 2010).....3.24

Figura 3.31: Levantamento geométrico de paredes do edifício do Corpo da Guarda (CG): a) CG1 (rés-do-chão); b) CG2 (1ºpiso); c) CG3 (1º piso); d) CG4 (2º piso); e) CG5 (2º piso) e f) CG6 (3º piso). 3.24

Figura 3.32: Amostra de argamassa dos edifícios CG a analisar..... 3.25

Figura 3.33: Edifício da FI: (a) arquitetura do alçado principal visto da rua Mouzinho da Silveira (assinalado a vermelho o edifício em estudo) (Porto Vivo-SRU-Feitoria Inglesa, 2008) e (b) vista da fachada principal à data do estudo..... 3.25

Figura 3.34: Edifício da FI, planta ao nível do 1º piso do, com indicação da localização em planta das paredes em estudo (adaptado de Porto Vivo-SRU-Feitoria Inglesa, 2008; Sousa, 2010). 3.26

Figura 3.35: Levantamento geométrico de paredes do edifício FI: a) FI1 (1ºpiso); b) FI2 (2ºpiso) e c) FI3 (3º piso)..... 3.27

Figura 3.36: Edifício DH: (a) vista do alçado principal; (b) vista do alçado lateral e (c) interior do edifício..... 3.27

Figura 3.37: Levantamento geométrico de paredes do edifício DH: a) DH1 (1º piso); b) DH2 (2º piso) e c) DH3 (2º piso)..... 3.28

Figura 3.38: Edifício VG: (a) vista do geral do edifício; (b) desenho de arquitetura da empena direita e da fachada principal facultado pela SRU, Gaia..... 3.29

Figura 3.39: Levantamento geométrico de paredes do edifício VG: (a) identificação das zonas analisadas; (b) VG1 (alçado); b) VG2 (alçado) e c) VG3 (secção transversal). 3.30

Figura 3.40: Caraterização material do edifício VG: (a) provetes de pedra e (b) amostra de argamassa. 3.31

Figura 3.41: (a) Vista do Terreiro da Sé com identificação do edifício em estudo (SE1) e (b) vista da zona da muralha Fernandina com identificação do edifício em estudo (MF1) (http://www.bing.com/maps/; Sousa, 2010)..... 3.31

Figura 3.42: Levantamento geométrico de paredes: (a) edifício na Sé (SE1) e (b) edifício na muralha Fernandina (MF1) (Sousa, 2010). 3.32

Figura 3.43: Síntese do levantamento material do alçado de paredes pertencentes a casos de estudo. 3.33

Figura 3.44: Avaliação da dimensão das pedras em alçado de paredes pertencentes a casos de estudo. 3.33

Figura 3.45: Evolução dos índices por painel delimitação dos intervalos por classe (R, PR e IR): (a) I_{FP}; (b) I_{AH}; (c) I_{AV}; (d) I_{DP}. 3.39

Figura 3.46: Evolução do índice final (I_{FG}) por painel e delimitação dos intervalos por classe de irregularidade (*c.R, c.PR e c.IR*)..... 3.40

Figura 3.47: Comparação entre a evolução do índice final (I_{FG}) e a percentagem de pedra e argamassa. 3.41

Capítulo 4: Caracterização Geométrica, Material e Mecânica de Paredes Reais em Alvenaria de Granito de Folha Única. Caso de Estudo: Edifício de António Carneiro

Figura 4.1: Edifício António Carneiro (AC): (a) planta de localização e (b) fachada principal. 4.2

Figura 4.2: Desenho de arquitetura do edifício de António Carneiro (AC), extraído de (IC-FEUP, 2007): (a) alçado principal e (b) configuração em planta. 4.3

Figura 4.3: Vista do interior do edifício: (a) após a retirada do soalho; (b), (c) e (d) após a retirada da maioria das vigas de madeira do piso e asnas da cobertura; (e) alvenaria da parede da fachada posterior e (f) parede interior a demolir. 4.3

Figura 4.4: Localização das paredes a estudar: (a) parede C e D no piso -1 e (b) parede E no piso 1..4.4

Figura 4.5: Levantamento geométrico em alçado e na secção transversal da parede E: (a) E1, (b) E2 e (c) E3.....4.5

Figura 4.6: Levantamento geométrico da secção transversal da parede D: (a) D1, (b) D2, (c) D3 e parede C: (d) C1, (e) C2 e (f) C3. .....4.5

Figura 4.7: Evolução da percentagem de material para diferentes espessuras de pano de parede. 4.6

Figura 4.8: (a) Amostras de pedra da parede interior C; (b) extração de carotes cilíndricas e (c) aspeto final do bloco de pedra.....4.8

Figura 4.9: Ensaio compressão uniaxial: (a) esquema do ensaio; (b) aspeto final de amostras ensaiadas e (c) diagrama força-deslocamento. 4.9

Figura 4.10: (a) Ensaio do módulo de elasticidade e (b) ensaio de tração indireto.....4.9

Figura 4.11: Amostras de argamassas extraídas da parede interior (piso -1): AC1 e AC2. .....4.10

Figura 4.12: Curva granulométrica das amostras AC2 e CG1. .....4.11

Figura 4.13: Resultados da espectrometria de fluorescência de raios X (FRX).....4.13

Figura 4.14: Avaliação mecânica da argamassa original: (a) encabeçamento da amostra com argamassa de cimento e (b) ensaio de compressão da argamassa original. 4.13

Figura 4.15: Identificação em planta e em alçado dos troços de parede a extrair. 4.14

Figura 4.16: Corte de troços de parede.....4.14

Figura 4.17: Estrutura de acondicionamento das paredes, projeto da Doka-Cofragens: (a) corte transversal; (b) vista em alçado para os painéis de 1.20m de largura e (c) vista em alçado para os painéis de 1.60m de largura. 4.15

Figura 4.18: Operação de montagem e fixação da estrutura de confinamento, elevação e colocação da parede no veículo de transporte. 4.15

Figura 4.19: Tratamento pontual da parede PP1 em laboratório: (a) fase inicial ainda com o sistema de cofragem; (b) retirada do sistema de cofragem e destacamento pontual de pedras dos bordos; (c) recolocação de pedras e (d) aparência final..... 4.16

Figura 4.20: Argamassa de reparação pontual das paredes: (a) molde com amostra de argamassa, (b) ensaio à flexão e (c) ensaio à compressão. 4.16

Figura 4.21: Ensaio de compressão do painel PP1: (a) prensa com capacidade máxima de 3MN do LEMC; (b) pormenor da estrutura metálica de confinamento e (c) detalhe da manga plástica preenchida com calda de cimento. 4.17

Figura 4.22: Pormenor da viga de repartição colocada no topo das paredes ensaiadas à compressão. 4.18

Figura 4.23: Ensaio de compressão uniaxial no LEMC: (a) parede preparada para ser ensaiada e b) localização da instrumentação sobre um dos alçados da parede. 4.18

Figura 4.24: (a) Diagrama tensão-deformação do painel PP1 e PP2 e (b) diagrama tensão-deformação local e global do painel PP2. ..... 4.20

Figura 4.25: Painel PP1 após o ensaio: a) alçado principal, b) alçado posterior e c) secção transversal. 4.21

Figura 4.26: Painel PP2 após o ensaio: (a) alçado principal, (b) alçado posterior e (c) secção transversal. 4.22

Figura 4.27: Diagrama tensão-extensão para PP3 no estado original e (b) comparação dos diagramas tensão-extensão de PP1, PP2 e PP3 para as mesmas condições de confinamento. 4.23

Figura 4.28: Ensaio com duplos macacos planos na parede D, no piso 0 (Miranda, 2011): (a) esquema de ensaio e (b) diagrama tensão vertical versus extensão. 4.23

Figura 4.29: Execução da argamassa de injeção. 4.24

Figura 4.30: Preparação do painel PP3 para a injeção de argamassa: (a) introdução dos tubos de plástico em furos e (b) selagem das juntas. 4.25

Figura 4.31: Injeção de argamassa por nível e de baixo para cima. 4.25

Figura 4.32: Resultados do painel PP3: (a) diagrama tensão-extensão após injeção e (b) comparação entre diagramas antes e após injeção da argamassa. 4.26

Figura 4.33: Padrão de fissuração do painel PP3 injetado após o ensaio: (a) alçado principal, (b) alçado posterior e (c) secção transversal..... 4.27

Figura 4.34: Operação de corte do painel PP4. ..... 4.28

Figura 4.35: (a) Esquema inicial do ensaio diagonal segundo norma e (b) imagem da peça metálica a aplicar nos cantos da parede. 4.29

Figura 4.36: Ensaio de compressão diagonal da parede PP4-1: (a) imagem inicial e (b) esquema de instrumentação. 4.29

Figura 4.37: Evolução do padrão de fissuração ao longo do ensaio do painel PP4-1. .....4.30

Figura 4.38: Ensaio de compressão diagonal do painel PP4-1; diagrama força vs deformação em V1, H1, H2 e H3. .....4.30

Figura 4.39: Evolução do padrão de fissuração ao longo do ensaio do painel PP4-2. .....4.33

Figura 4.40: Ensaio de corte-deslizamento da junta no painel PP4-2: (a) imagem do ensaio e (b) esquema de instrumentação. 4.34

Figura 4.41: Ensaio de corte-deslizamento da junta no painel PP4-2: (a) diagrama tensão tangencial *vs* deslocamento tangencial no ensaio de corte e deslizamento; (b) painel no final do ensaio.....4.34

Figura 4.42: (a) Vista geral do esquema do ensaio de corte com compressão e (b) pormenor do sistema de travamento fora do plano. 4.36

Figura 4.43: Esquema do ensaio de corte com compressão: (a) vista do painel PG1 e (b) identificação da instrumentação adotada. 4.37

Figura 4.44: Diagrama ($\sigma_{c,}$ ε_V) na fase de aplicação da pré-compressão da parede PG1 e PG2. .....4.39

Figura 4.45: Modos de rotura de paredes sujeitos a ações verticais e horizontais no plano, adaptado de (Calderini *et al.,* 2009): (a) flexão, (b) deslizamento horizontal e (c) corte diagonal. 4.40

Figura 4.46: Critério de rotura de Manner *and* Müller (1982), adaptado de (da Porto, 2005). 4.40

Figura 4.47: Influência da tensão vertical no modo de rotura dos painéis PG1 (σ_0 =0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2). 4.42

Figura 4.48: Ensaio de corte com compressão do painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2): (a) evolução do dano e (b) marcação das linhas de rotura predominantes. 4.43

Figura 4.49: Ensaio de corte com compressão do painel PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) evolução do dano e (b) marcação das linhas de rotura predominantes. 4.43

Figura 4.50: Marcação da força de fendilhação (H_{cr}) e da força máxima (H_{max}) em conjunto com a previsão do mecanismo de rotura dos painéis PG1 (σ_0 =0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2). 4.43

Figura 4.51: Registo da deformação lateral ao longo do ensaio de corte: (a) painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e (b) painel PG2 (σ_0=0.4N/mm^2). 4.44

Figura 4.52: Análise dos deslocamentos verticais ao longo das juntas da secção transversal: (a) esquema da instrumentação de PG1e PG2; (b) deslocamentos para ciclos positivos das duas paredes e (c) deslocamentos para ciclos negativos das duas paredes. 4.45

Figura 4.53: Diagrama idealizado bilinear a partir da curva experimental (Tomazevic, 1999). 4.47

Figura 4.54: Diagrama idealizado correspondente aos quatro ramos (da Porto, 2005).....4.48

Figura 4.55: Diagrama força-deslocamento: (a) painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e (b) painel PG2 (σ_0=0.4N/mm^2). 4.49

Figura 4.56: Diagramas força-deslocamento experimental e envolventes para o painel o PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2) por ciclo de deslocamentos: (a) 1ºciclo, (b) 2ºciclo e (c) 3ºciclo. 4.50

Figura 4.57: Diagramas envolventes para os ciclos positivos (ENV+) e negativos (ENV-) e diagramas envolventes médios para: (a) painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e (b) PG2 (σ_0=0.4N/mm^2). 4.51

Figura 4.58: Gráficos de: (a) variação da força lateral nas quatros fases e (b) relação entre H_{cr}/H_{max} e H_{dmax}/H_{max}. 4.51

Figura 4.59: Gráficos de: (a) variação do deslocamento horizontal nas quatros fases e (b) relação entre d_{cr}/d_{max} e d_{Hmax}/d_{max}. 4.51

Figura 4.60: (a) Diagrama envolvente médio das paredes PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2) e (b) evolução da tensão tangencial máxima com a tensão vertical nas paredes reais. 4.52

Figura 4.61: Diagramas bilineares para o ciclo positivo e negativo: (a) painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e (b) painel PG2 (σ_0=0.4N/mm^2). 4.53

Figura 4.62: Diagrama bilinear final para parede PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2). 4.53

Figura 4.63: Diagrama bilinear obtido da curva envolvente média para parede PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2). 4.54

Figura 4.64: Diagrama equivalente de quatro ramos para a parede PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) demarcação da curva equivalente sobre a curva experimental e (b) diagramas finais. 4.55

Figura 4.65: Comparação dos diagramas idealizados para o painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2), segundo a formulação bilinear e de quatro ramos. 4.55

Figura 4.66: Degradação da rigidez secante (K) em função do *drift* para as paredes as PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) valores nominais e (b) rigidez normalizada e curva de ajuste. 4.56

Figura 4.67: Avaliação da energia num ciclo de deslocamento (adaptado de Vasconcelos, 2005): (a) energia dissipada (E_{diss}) e (b) energia de entrada (E_{inp}). 4.57

Figura 4.68: Evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos: (a) painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e (b) PG2 (σ_0=0.4N/mm^2). 4.58

Figura 4.69: Evolução da energia dissipada da parede PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift* e (b) energia dissipada acumulada por nível de *drift*. 4.58

Figura 4.70: Razão E_{diss}/E_{inp} para as paredes PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) evolução segundo o nível de *drift* e (b) valores correspondentes às quatro fases limite. 4.59

Figura 4.71: Amortecimento viscoso (ξ) para as paredes PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) evolução segundo o nível de *drift* e (b) valores correspondentes às quatros fases limite.....4.59

Capítulo 5: Programa Experimental em Paredes Construídas em Laboratório. Parametrização Geométrica e Caraterização Material

Figura 5.1: Pórtico metálico para realização dos ensaios: (a) desenhos de projeto, (b) montagem dos perfis metálicos e (c) pórtico finalizado com a colocação de atuadores. 5.3

Figura 5.2: Atuadores aplicados no ensaio de compressão uniaxial. 5.4

Figura 5.3: Sistema de aplicação da carga vertical aplicado no primeiro ensaio. 5.4

Figura 5.4: Sistema do ensaio de corte com compressão; (a) vista geral; (b) ligação rotulada na base e topo do pórtico e (c) viga de travamento para fora do plano com guiamento mediante rótulas esféricas. 5.5

Figura 5.5: Esquema representativo da disposição das pedras nos modelos concebidos em laboratório: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR); (d) parede muito irregular (IR++). 5.6

Figura 5.6: (a) Montagem da armadura na base; (b) betonagem da base e (c) assentamento das paredes sobre a base em betão. 5.6

Figura 5.7: Granitos aplicados na construção dos modelos experimentais: (a) parede R e (b) paredes PR, IR e IR++. 5.7

Figura 5.8: Faseamento construtivo do modelo de parede regular (R). 5.7

Figura 5.9: Faseamento construtivo dos modelos das paredes: (a) parcialmente regular (PR); (b) irregular (IR) e (c) muito irregular (IR++).....5.8

Figura 5.10: Alçado dos modelos das paredes antes e após a colocação de argamassa: (a) parcialmente regular (PR); (b) irregular (IR); (c) muito irregular (IR++).....5.9

Figura 5.11: Corte da parede IR++ e aparência final do painel. 5.9

Figura 5.12 Painéis individualizados em alçado e secção transversal: (a) parede regular R3; (b) parede irregular IR4; (c) parede muito irregular IR1++. 5.10

Figura 5.13: Levantamento geométrico em alçado (1.80m de altura por 1.20m de largura) e secção transversal (0.28m de espessura) dos painéis individualizados dos modelos de parede: (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++. 5.11

Figura 5.14: Exemplo do levantamento geométrico e material da secção transversal dos painéis de: (a) parede R; (b) parede PR; (c) parede IR e (d) parede IR++. 5.12

Figura 5.15: Variação da percentagem de materiais na seção transversal por tipologia. 5.13

Figura 5.16: Índice de irregularidade da forma da pedra, I_{FP}: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++)..... 5.14

Figura 5.17: Índice de irregularidade I_{FP} por painel relativo à tipologia IR++ (valor médio I_{FP}=6.161 e índice total I_{FP}=6.528). 5.14

Figura 5.18: Alinhamento horizontal para a quantificação do índice I_{AH}: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++). 5.15

Figura 5.19: Alinhamento vertical para a quantificação do índice I_{AV}: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++)..... 5.16

Figura 5.20: Identificação das pedras na avaliação do índice I_{DP}: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++)..... 5.17

Figura 5.21: Variação dos índices de irregularidade parciais por tipologia. 5.18

Figura 5.22: Evolução do índice de irregularidade final I_{FG} por tipologia com: (a) a variação da percentagem de pedra e enchimento no plano e (b) a variação da dimensão das pedras. 5.19

Figura 5.23: Caraterização mecânica da pedra: (a) ensaio de compressão; (b) ensaio para a avaliação do módulo de elasticidade e (c) ensaio de compressão diametral (ensaio brasileiro). 5.20

Figura 5.24: Valores médios da resistência à compressão (f_{cb}), do módulo de elasticidade (E_{cb}) e da resistência à tração (f_{tb}) por tipologia. 5.21

Figura 5.25: Valores médios das propriedades mecânicas da pedra nos modelos experimentais e casos reais: resistência à compressão (f_{cb}), módulo de elasticidade (E_{cb}) e resistência à tração (f_{tb}). ... 5.21

Figura 5.26: Valores médios da relação E_{cb}/f_{cb} nos modelos experimentais e casos reais. 5.21

Figura 5.27: Curva granulométrica do agregado em amostras de argamassa original e do saibro aplicado na argamassa concebida em laboratório. 5.22

Figura 5.28: Amostras de argamassa por tipologia: (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++. 5.23

Figura 5.29: Preparação, encabeçamento e ensaio de amostras de argamassa de dimensão não normalizada. 5.23

Figura 5.30: Ensaio de amostras de argamassa: (a) flexão; (b) compressão e (c) pós ensaio de compressão. 5.23

Figura 5.31: Resultados dos ensaios de compressão em amostras de argamassa por idade de cura: (a) parede R; (b) parede PR; (c) parede IR e (d) parede IR++..... 5.24

Figura 5.32: Resultados dos ensaios em amostras de argamassa por tipologia e idade de cura: (a) resistência à flexão (f_{fa}) e (b) resistência à compressão (f_{ca}). 5.25

Figura 5.33: (a) Equipamento utilizado no ensaio e (b) registo das acelerações no programa Labview. 5.26

Figura 5.34: Esquema tipo de colocação dos acelerómetros por tipologia: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede irregular ++ (IR++)....5.26

Figura 5.35: Ensaio de identificação dinâmica dos painéis por tipologia (R, PR, IR e IR++): (a) primeiro ensaio e (b) segundo ensaio.....5.27

Figura 5.36: Função densidade espectral de potência para a parede R5 (ARTeMIS Extrator, 2011).5.28

Figura 5.37: Modelação numérica no Cast3M: (a) malha; (b) 1º modo vibração fora do plano; (c) 1º modo vibração no plano e (c) 1º modo de vibração vertical.....5.28

Figura 5.38: Relação entre frequências experimentais e numéricas por tipologia. 5.29

Capítulo 6: Ensaios de Compressão Uniaxial

Figura 6.1: (a) Pórtico de ensaio do LESE e (b) prensa de 10MN do LEMC.....6.3

Figura 6.2: Esquema do ensaio à compressão por tipologia: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++). 6.3

Figura 6.3: Modos de rotura das paredes da tipologia R: (a) R1, (b) R2 e (c) R3. .....6.5

Figura 6.4: Aparência da argamassa no final do ensaio dos painéis regulares.....6.6

Figura 6.5: Exemplo de padrão de fissuração de paredes por tipologia: (a) parcialmente regular, PR1; (b) irregular, IR3 e (c) muito irregular, IR1++. 6.7

Figura 6.6: Tensões de compressão correspondente às primeiras fissuras (σ_{cr}) por tipologia. 6.7

Figura 6.7: Diagrama (σ_c-ε_v) no ensaio monotónico dos painéis: (a) R1, PR1, IR1e IR1++ e (b) PR1, IR1 e IR1++. 6.8

Figura 6.8: Diagrama (σ_c-ε_v) para o ensaio cíclico e rotura: (a) parede R2e R3; (b) PR2 e PR3; (c) IR2 e IR3; (d) IR2++ e IR3++. 6.9

Figura 6.9: (a) Comparação entre f_{cp} (N/mm^2) e σ_{cr} (N/mm^2) para todas as tipologias e (b) σ_{cr}/ f_{cp} (%). 6.11

Figura 6.10: Análise comparativa entre painéis: (a) resistência à compressão (f_{cp}) e (b) módulo de elasticidade (E_{cp}). 6.12

Figura 6.11: (a) Evolução da relação entre a deformabilidade e a resistência dos painéis ensaiados e (b) valores médios do coeficiente de Poisson por tipologia. 6.12

Figura 6.12: (a) Valores do módulo de elasticidade (E_{cp}) obtidos no ensaio de compressão e no ensaio dinâmico e (b) comparação entre f_{cp} e E_{cp} dos modelos e das paredes reais do edifício AC (capítulo 4). 6.13

Figura 6.13: Instrumentação das juntas por tipologia, vista em alçado e secção transversal: (a) painel regular R1; painel parcialmente regular PR1; (c) painel irregular IR2 e (d) painel muito irregular (IR++)..... 6.14

Figura 6.14: Diagrama tensão vs deslocamento ao nível das juntas para a tipologia: (a) R, (b) PR, (c) IR e (d) IR++. 6.14

Figura 6.15: Variação da rigidez normal (k_n): (a) de recarga e de carga e (b) para as tipologias R, PR, IR e IR++..... 6.16

Figura 6.16: Discretização numérica das paredes. Imagem de uma parede tipo e malha de elementos finitos para: (a) R1, R2 e R3; (b) PR1, PR2 e PR3; (c) IR1, IR2 e IR3 e (d) IR1++, IR2++ e IR3++. 6.20

Figura 6.17: 1º modo de vibração horizontal no plano da parede: (a) R1; (b) PR1; (c) IR1 e (d) IR1++. 6.21

Figura 6.18: 1º modo de vibração vertical: (a) R1; (b) PR1; (c) IR1 e (d) IR1++..... 6.21

Figura 6.19: Módulo de elasticidade das paredes (E_{parede}) fazendo variar a rigidez do enchimento ($E_{enchimento}$) e considerando E_{pedra}= 40kN/mm^2: (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++. 6.24

Figura 6.20: Módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) fazendo variar a rigidez do enchimento ($E_{enchimento}$) e considerando diferentes valores para a rigidez da pedra (E_{pedra}): (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++. 6.24

Figura 6.21: Acréscimo do módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) considerando como referência os valores para $E_{enchimento}$ de 14kN/mm^2, fazendo variar a rigidez do enchimento ($E_{enchimento}$): (a) E_{pedra}= 20kN/mm^2 e (b) E_{pedra}= 40kN/mm^2. ..... 6.25

Figura 6.22: Módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) fazendo variar a rigidez da pedra (E_{parede}) e considerando $E_{enchimento}$=1kN/mm^2: (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++. 6.26

Figura 6.23: Módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) fazendo variar a rigidez da pedra (E_{pedra}) e considerando diferentes valores para a rigidez do enchimento ($E_{enchimento}$): (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++..... 6.26

Figura 6.24: Expressões empíricas para a quantificação do E_{parede} na tipologia R: (a) aproximação polinomial da variação do módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) com o do enchimento ($E_{enchimento}$) para E_{pedra} de 20, 40 e 65kN/mm^2 e (b) aproximação polinomial na calibração das constantes A, B e C. 6.28

Figura 6.25: Módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) determinado através da formulação empírica e da modelação numérica, considerando E_{pedra}=20kN/mm^2: (a) parede R; (b) parede PR; (c) parede IR e (d) parede IR++. 6.29

Figura 6.26: Relação entre o módulo de elasticidade numérico e empírico da parede (E_{parede}) para todas as tipologias e considerando E_{pedra} de 15, 20, 40 e 65kN/mm^2. ..... 6.30

Figura 6.27: Leis de comportamento da pedra para as diferentes tipologias: (a) à tração e à compressão e (b) à tração.....6.31

Figura 6.28: Leis de comportamento do enchimento para as diferentes tipologias: (a) à tração e à compressão e (b) à tração.....6.32

Figura 6.29: Tipologia R; modelo experimental após o ensaio e marcação das linhas de rotura no esquema da parede e mapa de danos do modelo numérico da parede total e nos blocos de pedra em três fases do carregamento: (a) R1; (b) R2 e (c) R3.....6.34

Figura 6.30: Modelo experimental após o ensaio e marcação das linhas de rotura no esquema da parede e mapa de danos do modelo numérico da parede total e nos blocos de pedra: (a) PR1; (b) IR1 e (c) IR1++.....6.35

Figura 6.31: Diagrama tensão-extensão obtida pela via experimental e numérica da tipologia R: (a) R1; (b) R2 e (c) R3. .....6.35

Figura 6.32: Diagrama tensão-extensão obtida pela via experimental e numérica da parede: (a) PR1; (b) IR1 e (c) IR1++. 6.36

Capítulo 7: Ensaio Cíclicos de Corte no Plano com Compressão

Figura 7.1: Instrumentação no ensaio corte com compressão por tipologia: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++).7.4

Figura 7.2: Fissuração da argamassa e rotura em pedras após a aplicação da carga vertical (assinaladas na figura as zonas críticas: (a) IR5++ e (b) IR6++. 7.6

Figura 7.3: Previsão do mecanismo de rotura dos painéis: (a) R, (b) PR e IR e (c) IR++. 7.7

Figura 7.4: Ensaio de corte com compressão da parede R4 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 7.10

Figura 7.5: Ensaio de corte com compressão da parede R5 (σ_0=0.8N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 7.11

Figura 7.6: Ensaio de corte com compressão da parede R6 (σ_0=1.2N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 7.12

Figura 7.7: Ensaio de corte com compressão da parede PR4 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final

do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 7.13

Figura 7.8: Ensaio de corte com compressão da parede PR5 (σ_0=0.8N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 7.14

Figura 7.9: Ensaio de corte com compressão da parede PR6 (σ_0=1.2N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 7.15

Figura 7.10: Ensaio de corte com compressão da parede IR4 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 7.16

Figura 7.11: Ensaio de corte com compressão da parede IR5 (σ_0=0.8N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 7.17

Figura 7.12: Ensaio de corte com compressão da parede IR6 (σ_0=1.2N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 7.18

Figura 7.13: Ensaio de corte com compressão da parede IR4++ (σ_0=0.4N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 7.19

Figura 7.14: Ensaio de corte com compressão da parede IR5++ (σ_0=0.8N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 7.20

Figura 7.15: Ensaio de corte com compressão da parede IR6++ (σ_0=1.2N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos+; (d) perfil da deformada para ciclos-; (e) comportamento das juntas para ciclos+ e (f) para ciclos -. 7.21

Figura 7.16: Diagramas força-deslocamento da tipologia R; curvas envolventes para ciclos positivos e negativos e curva envolvente média: (a) R4 (σ_0=0.4N/mm^2); (b) R5 (σ_0=0.8N/mm^2) e (c) R6 (σ_0=1.2N/mm^2). 7.23

Figura 7.17: Diagramas força-deslocamento da tipologia R: (a) curvas envolventes médias e (b) curvas equivalentes.....7.24

Figura 7.18: Variação da rigidez secante na tipologia R: (a) evolução da degradação da rigidez com o nível de *drift*; (b) rigidez para as quatro fases do ensaio e (c) evolução da rigidez normalizada, $K/K_{max,}$ com o nível de *drift*. 7.25

Figura 7.19: Parede R4: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. 7.26

Figura 7.20: Parede R5: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. 7.26

Figura 7.21: Parede R6: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. 7.26

Figura 7.22: Tipologia R: (a) razão E_{diss}/E_{inp} e (b) amortecimento viscoso equivalente (ξ). 7.27

Figura 7.23: Tipologia R: (a) evolução da tensão horizontal com a tensão vertical e (b) identificação do mecanismo de rotura. 7.28

Figura 7.24: Diagramas força-deslocamento da tipologia PR; curvas envolventes para ciclos positivos e negativos e curva envolvente média: (a) PR4(σ_0=0.4N/mm^2); (b) PR5 (σ_0=0.8N/mm^2) e (c) PR6 (σ_0=1.2N/mm^2). 7.29

Figura 7.25: Diagramas força-deslocamento da tipologia: PR (a) curvas envolventes médias e (b) curvas equivalentes. 7.30

Figura 7.26: Variação da rigidez secante na tipologia PR: (a) evolução da degradação da rigidez com o nível de *drift*; (b) rigidez para as quatro fases do ensaio e (c) evolução da rigidez normalizada, $K/K_{max,}$ com o nível de *drift*. 7.31

Figura 7.27: Parede PR4: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. 7.32

Figura 7.28: Parede PR5: (a) evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. ...7.32

Figura 7.29: Parede PR6: (a) evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. ...7.32

Figura 7.30: Tipologia PR: (a) razão E_{diss}/E_{inp} e (b) amortecimento viscoso equivalente (ξ). 7.33

Figura 7.31: Tipologia PR: (a) evolução da tensão horizontal com a tensão vertical e (b) identificação do mecanismo de rotura. 7.34

Figura 7.32: Diagramas força-deslocamento da tipologia IR; curvas envolventes para ciclos positivos e negativos e curva envolvente média: (a) IR4 (σ_0=0.4N/mm^2); (b) IR5 (σ_0=0.8N/mm^2) e (c) IR6 (σ_0=1.2N/mm^2). 7.35

Figura 7.33: Diagramas força-deslocamento da tipologia IR: (a) curvas envolventes médias e (b) curvas equivalentes. 7.36

Figura 7.34: Variação da rigidez secante na tipologia IR: (a) evolução da degradação da rigidez com o nível de *drift*; (b) rigidez para as quatro fases do ensaio e (c) evolução da rigidez normalizada, $K/K_{max,}$ com o nível de *drift*. 7.37

Figura 7.35: Parede IR4: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. 7.38

Figura 7.36: Parede IR5: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. 7.38

Figura 7.37: Parede IR6: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. 7.38

Figura 7.38: Tipologia IR: (a) razão E_{diss}/E_{inp} e (b) amortecimento viscoso equivalente (ξ). 7.39

Figura 7.39: Tipologia IR: (a) evolução da tensão horizontal com a tensão vertical e (b) identificação do mecanismo de rotura. 7.40

Figura 7.40: Diagramas força-deslocamento da tipologia IR++; curvas envolventes para ciclos positivos e negativos e curvas envolventes médias: (a) IR4++ (σ_0=0.4N/mm^2); (b) IR5++ (σ_0=0.8N/mm^2) e (c) IR6++ (σ_0=1.2N/mm^2). 7.41

Figura 7.41: Diagramas força-deslocamento da tipologia IR++: (a) curvas envolventes médias e (b) curvas equivalentes. 7.42

Figura 7.42: Variação da rigidez secante na tipologia IR++: (a) evolução da degradação da rigidez com o nível de *drift*; (b) rigidez para as quatro fases do ensaio e (c) evolução da rigidez normalizada, $K/K_{max,}$ com o nível de *drift*. 7.43

Figura 7.43: Parede IR4++: (a) evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. 7.44

Figura 7.44: Parede IR5++: (a) evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. 7.44

Figura 7.45: Parede IR6++: (a) evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*. 7.44

Figura 7.46: Tipologia IR++: (a) razão E_{diss}/E_{inp} e (b) amortecimento viscoso equivalente (ξ). 7.45

Figura 7.47: Tipologia IR++: (a) evolução da tensão horizontal com a tensão vertical e (b) identificação do mecanismo de rotura. 7.46

Figura 7.48: Diagramas força-deslocamento de todas as tipologias para σ_0=0.4N/mm^2: (a) curva envolvente média e (b) diagrama equivalente.....7.47

Figura 7.49: Diagramas força-deslocamento de todas as tipologias para σ_0=0.8N/mm^2: (a) curva envolvente média e (b) diagrama equivalente.....7.47

Figura 7.50: Diagramas força-deslocamento de todas as tipologias para σ_0=1.2N/mm^2: (a) curva envolvente média e (b) diagrama equivalente.....7.47

Figura 7.51: Análise comparativa entre tipologias: (a) variação de H_f, H_{cr}, H_{dmax} e H_{max} e (b) variação de d_f, d_{cr}, d_{Hmax} e d_{max}.....7.48

Figura 7.52: Análise comparativa entre tipologias: (a) relação H_{cr}/H_{dmax} e H_{dmax}/H_{max} e (b) relação d_{cr}/d_{Hmax} e $d_{Hmax}/d_{max.}$ 7.48

Figura 7.53: Análise comparativa da rigidez secante para σ_0=0.4N/mm^2: (a) evolução de K/K_{cr} com o nível de *drift* e (b) valor associado às quatro fases do ensaio. 7.50

Figura 7.54: Análise comparativa da rigidez secante para σ_0=0.8N/mm^2: (a) evolução de K/K_{cr} com o nível de *drift* e (b) valor associado às quatro fases do ensaio. 7.51

Figura 7.55: Análise comparativa da rigidez secante para σ_0=1.2N/mm^2: (a) evolução de K/K_{cr} com o nível de *drift* e (b) valor associado às quatro fases do ensaio. 7.51

Figura 7.56: Análise comparativa da: (a) ductilidade para as paredes por tipologia e considerando diferentes níveis de tensão vertical e (b) variação do nível de *drift* para as paredes por tipologia e considerando diferentes níveis de tensão vertical. 7.52

Figura 7.57: Análise comparativa entre tipologias e para diferentes níveis de tensão vertical para : (a) razão E_{diss}/E_{inp} e (b) coeficiente de amortecimento equivalente (ξ). 7.53

Figura 7.58: Estimativa da coesão e do coeficiente de atrito por tipologia: (a) no início da fendilhação (H_{cr}) e (b) na força máxima ($H_{máx}$). 7.55

Capítulo 8: Proposta de Melhoramento do Comportamento Mecânico de Paredes de Alvenaria do Porto

Figura 8.1: Modelo geométricos das paredes: (a) PR_SC e (b) PR_INJ.....8.3

Figura 8.2: Faseamento construtivo da parede PR_SC. 8.3

Figura 8.3: Construção do painel PR_SC: (a) Faseamento construtivo e (b) alçado antes e após a colocação da argamassa. 8.3

Figura 8.4: Injeção da parede PR_INJ: (a) inserção dos tubos na parede; (b) operação de injeção e (c) painel após a injeção. 8.4

Figura 8.5: Corte das paredes: (a) PR_SC e (b) PR_INJ.....8.4

Figura 8.6: Análise da secção transversal da tipologia PR para diferentes processos construtivos: (a) original, PR2, (b) sem calços PR_SC2 e (c) após injeção, PR_INJ4. ..... 8.5

Figura 8.7: Índice de irregularidade da forma da pedra (I_{FP}): (a) parede PR_SC e (b) parede PR_INJ. 8.6

Figura 8.8: Marcação dos caminhos para a quantificação do índice de irregularidade do alinhamento horizontal (I_{AH}) e vertical (I_{AV}): (a) parede PR_SC e (b) parede PR_INJ. 8.6

Figura 8.9: Identificação das pedras para a quantificação do índice de irregularidade da dimensão da pedra (I_{DP}): (a) parede PR_SC e (b) parede PR_INJ. 8.6

Figura 8.10: (a) Sacos de 30 kg da argamassa 'Malta de Alletamento 770' e (b) provetes prismáticos de argamassa (4x4x16 cm^3), identificados por S..... 8.8

Figura 8.11: (a) Sacos de 30 kg da argamassa 'Legante Iniezioni 790' e (b) provetes prismáticos de argamassa (4x4x16 cm^3), identificados por J. 8.9

Figura 8.12: Esquema geral do ensaio de identificação dinâmica aplicado ao painel PR_SC1. ..... 8.10

Figura 8.13: Ensaio à compressão dos painéis melhorados, PR_SC e PR_INJ: (a) no LESE para módulo de elasticidade, (b) no LEMC para rotura e (c) esquema geral de monitorização da parede. 8.11

Figura 8.14:Modo de rotura das paredes: (a) PR_SC2 e (b) PR_INJ1. ..... 8.12

Figura 8.15:Tensão de compressão para as primeiras fissuras (σ_{cr}) nas paredes PR_SC e PR_INJ. . 8.13

Figura 8.16: Desmonte da parede PR_INJ1 e observação do interior da parede ao longo de vários níveis de assentamento. Avaliação da penetração da argamassa de injeção (com tonalidade mais clara e homogénea que a original)..... 8.13

Figura 8.17: Diagrama (σ_c-ε_V) no ensaio LESE: (a) PR_SC e (b) PR_INJ. 8.14

Figura 8.18: Diagrama (σ_c-ε_V) no ensaio LEMC: (a) PR_SC e (b) PR_INJ..... 8.14

Figura 8.19: Ensaio de compressão das paredes PR_SC e PR_INJ: (a) comparação entre f_{cp}(N/mm^2) e σ_{cr}(N/mm^2) para todas as tipologias e (b) σ_{cr}/ f_{cp} (%)..... 8.15

Figura 8.20: Análise comparativa entre as tipologias PR, PR_SC e PR_INJ: (a) evolução de σ_{cr}(N/mm^2), f_{cp}(N/mm^2) e ε_{cu}(‰); (b) σ_{cr}/ f_{cp}(%); (c) variação entre Ecp_{carga}(kN/mm^2) e $Ecp_{recarga}$(kN/mm^2) e (d) variação entre k_{carga} e $k_{recarga}$ (fator E_{cp}/f_{cp})..... 8.16

Figura 8.21: Relação entre as propriedades mecânicas da parede PR das paredes PR_SC e PR_INJ, relativamente à parede PR..... 8.16

Figura 8.22: (a) Esquema de ensaio da parede PR_SC4 e (b) instrumentação da parede PR_SC4.... 8.18

Figura 8.23: Ensaio de corte com compressão da parede PR_SC5 (σ_0=0.8N/mm^2): (a) identificação da instrumentação e marcação das linhas de rotura (base); (b) imagem da parede para os

deslocamentos máximos; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 8.20

Figura 8.24: Ensaio de corte com compressão da parede PR_SC6 (σ_0=1.2N/mm^2): (a) identificação da instrumentação e marcação das linhas de rotura; (b) imagem da parede para os deslocamentos máximos; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -. 8.21

Figura 8.25: Diagramas força-deslocamento das paredes PR_SC e PR_INJ e curvas envolventes: (a)σ_0=0.4N/mm^2; (b) σ_0=0.8N/mm^2 e (c) σ_0=1.2N/mm^2. .....8.22

Figura 8.26: Curvas envolventes para os ciclos de deslocamentos positivos e negativos e curvas médias finais: (a) paredes PR_SC e (b) paredes PR_INJ.....8.23

Figura 8.27: Diagramas equivalentes para as quatro fases do ensaio: (a) paredes PR_SC e (b) paredes PR_INJ.....8.23

Figura 8.28: Variação da rigidez secante na tipologia PR_SC e PR_INJ: (a) evolução da degradação da rigidez com o nível de *drift*; (b) rigidez para as quatro fases do ensaio e (c) evolução da rigidez normalizada, $K/K_{cr,}$ com o nível de *drift*. 8.25

Figura 8.29: Evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada para as paredes PR_INJ e PR_SC: (a) σ_0=0.4N/mm^2; (b) σ_0=0.8N/mm^2 e (c) σ_0=1.2N/mm^2.....8.26

Figura 8.30: Evolução da energia dissipada por nível de *drift* (média dos três ciclos de deslocamento para o mesmo nível de *drift*): (a) PR_SC e (b) PR_INJ. 8.26

Figura 8.31: Evolução da razão E_{diss}/E_{inp} por nível de *drift* (média dos três ciclos de deslocamento para o mesmo nível de *drift*): (a) PR_SC e (b) PR_INJ. 8.27

Figura 8.32: Evolução do amortecimento (ξ) por nível de *drift* para as paredes: (a) PR_SC e (b) PR_INJ. 8.27

Figura 8.33: Diagramas força-deslocamento obtidos das curvas envolventes médias para as paredes PR_SC, PR_INJ e PR considerando: (a) σ_0=0.4N/mm^2; (b) σ_0=0.8N/mm^2 e (c) σ_0=1.2N/mm^2. 8.29

Figura 8.34: Análise comparativa entre as paredes PR_SC, PR_INJ e PR: (a) variação da força lateral nas quatro fases do ensaio e (b) variação do deslocamento nas quatro fases do ensaio. 8.30

Figura 8.35: Análise da degradação de rigidez ao longo do ensaio e para as quatro fases do ensaio: 8.31

Figura 8.36: Análise de parâmetros na fase da força máxima (H_{max}) e do deslocamento máximo (d_{max}) para as paredes PR_SC, PR_INJ e PR, considerando diferentes níveis de tensão vertical: (a) evolução da ductilidade e (b) evolução do *drift*. 8.32

Figura 8.37: Análise da evolução da razão E_{diss}/E_{inp} das diversas paredes; valores associados às quatro fases do ensaio: (a) σ_0=0.4N/mm^2; (b) σ_0=0.8N/mm^2 e (c) σ_0=1.2N/mm^2. .....8.33

Figura 8.38: Análise da evolução do coeficiente de amortecimento das diversas paredes; valores associados às quatro fases do ensaio: (a) σ_0=0.4N/mm^2; (b) σ_0=0.8N/mm^2 e (c) σ_0=1.2N/mm^2. ..... 8.34

Figura 8.39: Variações de parâmetros analisados entre as paredes PR_SC e PR_INJ, relativamente às paredes PR..... 8.35

Figura 8.40: Relação entre as propriedades das paredes melhoradas relativamente à parede PR para σ_0=0.4N/mm^2: (a) PR_SC e (b) PR_INJ. 8.37

Índice de Tabelas

Capítulo 2: Estado do Conhecimento na Caraterização de Alvenarias Antigas

Tabela 2.1: Classificação de paredes de edifícios antigos de acordo com natureza e tipo de aparelho 2.3

Tabela 2.2: Classificação das secções das paredes de alvenaria de pedra (adaptado de Binda *and* Saisi, 2002). 2.7

Tabela 2.3: Comportamento mecânico para diferentes tipologias de secção transversal (adaptado de Binda *et al*., 2009).....2.8

Tabela 2.4: Classificação das alvenarias de pedra quanto ao aparelho e assentamento (Binda *et al.*, 2009). 2.9

Tabela 2.5: Ficha Alvenaria, GNDT/CNR (adaptado de Molise, 2006). 2.11

Tabela 2.6: Classificação de paredes em termos de tipologia e de qualidade, GNDT/CNR (DGPA/SSR, 2003).....2.14

Tabela 2.7: Ábaco do 1º nível de conhecimento, baseado sobre o paramento externo (adaptado de GNDT, 2000; Sousa, 2010). 2.16

Tabela 2.8: Ábaco do 1º, 2º e 3º nível de conhecimento, sobre alvenaria irregular (A1) (adaptado de GNDT 2000); Sousa, 2010). 2.17

Tabela 2.9: Parâmetros das regras de arte: qualidade da argamassa (MA); presença de travadouros (P.D.); forma do elemento (F.EL.); dimensão do elemento resistente (D.EL.) (Binda *et al*., 2009; Borri 2006a). 2.19

Tabela 2.10: Parâmetros das regras de arte: desfasamento entre juntas verticais (S.G.), presença de fiadas horizontais (O.R.) e qualidade do elemento resistente (RE.EL) (Binda *et al*., 2009; Borri 2006a). 2.20

Tabela 2.11: Pesos atribuídos as parâmetros de acordo com a ação solicitante (Binda *et al.*, 2009)..2.20

Tabela 2.12: Categoria de acordo com a ação solicitante (Borri, 2006b). 2.21

Tabela 2.13: Níveis de vulnerabilidade e de imbricamento da alvenaria de pedra para LMT_n (adaptado de Binda *et al.*, 2009). 2.21

Tabela 2.14: Propriedades mecânicas à compressão de alvenarias ensaiadas em laboratório no estado original e após reforço. 2.25

Tabela 2.15: Resistência à compressão de alvenarias (Segurado, 1908). 2.28

Tabela 2.16: Resistência de cálculo à compressão de alvenarias (p.i.e.t, 70 extraído de Roque, 2002). 2.28

Tabela 2.17: Valores de referência de propriedades mecânicas de alvenarias de Itália (OPCM 3431, 2005). 2.29

Tabela 2.18: Coeficientes corretivos das propriedades mecânicas de alvenarias de Itália (OPCM 3431, 2005). 2.29

Capítulo 3: Tipificação de Alvenarias Baseada em Índices. Aplicação a Casos de Estudo

Tabela 3.1: Identificação dos edifícios e paredes analisadas em alçado. 3.14

Tabela 3.2: Caraterísticas geométricas das paredes do edifício LL..... 3.17

Tabela 3.3: Caraterização geométrica das paredes da PN. 3.20

Tabela 3.4: Caraterização geométrica da parede do PV. 3.21

Tabela 3.5: Caraterização geométrica de paredes dos edifícios CG..... 3.25

Tabela 3.6:Caraterização geométrica de paredes do edifício FI. 3.27

Tabela 3.7: Caraterísticas geométricas das paredes de DH. 3.29

Tabela 3.8: Caraterísticas geométricas das paredes do edifício VG: VG1, VG2 em alçado e VG3 na secção transversal. 3.30

Tabela 3.9: Caraterísticas geométricas das paredes SE1e MF1. ..... 3.32

Tabela 3.10: Modelos geométricos e esquemas para quantificação dos índices de irregularidade parciais dos casos de estudo. 3.34

Tabela 3.11: Índices de irregularidade de paredes pertencentes a casos de estudo. 3.37

Tabela 3.12: Classes de irregularidade por índice. 3.39

Tabela 3.13: Classificação final de alvenarias baseada em índices de irregularidade. Quantificação do índice final entre parêntesis (%). 3.40

Capítulo 4: Caracterização Geométrica, Material e Mecânica de Paredes Reais em Alvenaria de Granito de Folha Única. Caso de Estudo: Edifício de António Carneiro

Tabela 4.1: Caraterização material das paredes C, D e E. 4.6

Tabela 4.2: Modelo geométrico e quantificação dos índices de irregularidade parciais da parede E. . 4.7

Tabela 4.3: Índices de irregularidade e classificação parcial e global das paredes do edifício AC..... 4.7

Tabela 4.4: Número de provetes ensaiados por caso de estudo e tipo de ensaio. 4.8

Tabela 4.5: Valores médios das propriedades mecânicas de granitos pertencentes a casos de estudo; coeficiente de variação entre parêntesis (%). 4.10

Tabela 4.6: Número de amostras de argamassa analisadas por caso de estudo....4.10

Tabela 4.7: Composição mineralógica das amostras, DRX. 4.12

Tabela 4.8: Propriedades mecânicas da argamassa concebida em laboratório....4.16

Tabela 4.9: Dimensões dos painéis a ensaiar. 4.18

Tabela 4.10: Propriedades mecânicas dos ensaios de compressão dos painéis PP1 e PP2. ....4.21

Tabela 4.11: Propriedades mecânicas da parede PP3 no estado original. 4.23

Tabela 4.12: Propriedades mecânicas da argamassa de injeção. 4.24

Tabela 4.13: Resumo dos resultados do ensaio de compressão antes e após injeção com argamassa. 4.27

Tabela 4.14: Dimensão final dos painéis a ensaiar 4.28

Tabela 4.15: Resultados do ensaio de compressão diagonal PP4-1 ....4.32

Tabela 4.16: Resultados do ensaio de corte e deslizamento do painel PP4-2 ....4.35

Tabela 4.17: Lei de carga para o carregamento vertical, PG1 e PG2. ....4.38

Tabela 4.18: Lei de carga para o ensaio de corte com compressão, PG1 e PG2. ....4.38

Tabela 4.19: Mecanismo de rotura do ensaio de corte para PG1 e PG2. ....4.44

Tabela 4.20: Parâmetros globais da curva envolvente média, PG1 e PG2....4.51

Tabela 4.21: Parâmetros do diagrama bilinear das paredes PG1 e PG2. ....4.54

Tabela 4.22: Rigidez secante ao longo das quatro fases do ensaio para as paredes PG1 e PG2. ....4.56

Tabela 4.23: Energia de dissipação (E_{diss}), razão energia dissipada e de entrada (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento equivalente (ξ) e *drift* para as quatros fases de ensaio. 4.59

Tabela 4.24: Valores médios da % de materiais das paredes de AC. 4.60

Tabela 4.25: Valores médios das propriedades mecânicas da pedra e da argamassa. 4.60

Tabela 4.26: Valores médios das propriedades mecânicas de paredes reais (espessura de 0.40 m). ..4.61

Tabela 4.27: Estimativa de f_{tp} das paredes PG1 e PG2, a partir dos ensaios de corte com compressão. 4.62

Capítulo 5: Programa Experimental em Paredes Construídas em Laboratório. Parametrização Geométrica e Caraterização Material

Tabela 5.1: Resumo dos ensaios realizados e identificação dos painéis; tensão de pré-compressão aplicada no ensaio de corte entre parêntesis (N/mm^2)..... 5.10

Tabela 5.2: Valor médio da percentagem de materiais na secção transversal de paredes pertencentes às tipologias R, PR, IR e IR++. Análise comparativa com o levantamento das paredes reais E do edifício AC (capítulo 4)..... 5.12

Tabela 5.3: Intervalos dos índices de irregularidade por classe. 5.13

Tabela 5.4: Classificação da irregularidade geométrica dos modelos experimentais baseada na quantificação do índice I_{FP}. 5.15

Tabela 5.5: Classificação dos modelos experimentais baseada no índice I_{AH}. 5.16

Tabela 5.6: Classificação dos modelos experimentais baseada no índice I_{AV}. 5.16

Tabela 5.7: Classificação dos modelos experimentais baseada no índice I_{DP}..... 5.17

Tabela 5.8: Classificação final dos modelos experimentais baseada em índices de irregularidade. Quantificação do índice final entre parêntesis (%)..... 5.18

Tabela 5.9: Número de amostras ensaiadas por ensaio e tipologia da parede. 5.20

Tabela 5.10: Valores médios da resistência à compressão (f_{cb}), módulo de elasticidade (E_{cb}), resistência à tração (f_{tb}) e relação E_{cb}/f_{cb} por tipologia; o coeficiente de variação aparece entre parêntesis. 5.20

Tabela 5.11: Frequências obtidos no ensaio por tipologia (1º modo de vibração). 5.27

Tabela 5.12: Frequências experimentais e numéricas e estimativa do módulo de elasticidade por tipologia..... 5.29

Capítulo 6: Ensaios de Compressão Uniaxial

Tabela 6.1: Valores médios da resistência à compressão (f_{cp}), módulo de elasticidade (E_{cp}) e extensão no pico de tensão (ε_c) de prismas de alvenaria de pedra para diferentes tipos de juntas, Vasconcelos (2005). 6.2

Tabela 6.2: Identificação dos painéis submetidos a ensaios de compressão. 6.4

Tabela 6.3: Propriedades mecânicas obtidas dos ensaios de compressão por tipologia de parede. ... 6.11

Tabela 6.4: Propriedades mecânicas obtidas do ensaio à compressão por tipologia. 6.15

Tabela 6.5: Intervalo de valores dos índices de irregularidade por classe..... 6.17

Tabela 6.6: Resumo dos índices parciais dos modelos experimentais pela análise da geometria; classificação por índices parciais. Parâmetros mecânicos (f_{cp} e E_{cp}) obtidos do ensaio de compressão uniaxial. 6.17

Tabela 6.7: Ajuste do intervalo de valores dos índices de irregularidade I_{FP} e I_{AH} por classe, considerando a contribuição do comportamento face às ações verticais. 6.18

Tabela 6.8: Valores das frequências próprias experimentais e obtidos na modelação numérica, por tipologia. 6.22

Tabela 6.9: Módulo de elasticidade do material de enchimento das juntas e da parede na modelação numérica por tipologia. Comparação com o módulo de elasticidade experimental. 6.22

Tabela 6.10: Resultados da modelação não linear das paredes regulares. 6.36

Tabela 6.11: Resumo das propriedades mecânicas do ensaio de compressão uniaxial, por tipologia. 6.37

Capítulo 7: Ensaio Cíclicos de Corte no Plano com Compressão

Tabela 7.1: Informação relativa ao carregamento vertical. 7.3

Tabela 7.2: Lei de deslocamentos imposta no ensaio de corte com compressão. 7.3

Tabela 7.3: Módulo de elasticidade por tipologia, E_{cp} (kN/mm^2). 7.6

Tabela 7.4: Parâmetros mecânicos das tipologias R, PR, IR e IR++ na avaliação do mecanismo de rotura. 7.7

Tabela 7.5: Previsão do mecanismo de rotura por nível de tensão vertical e tipologia. Força lateral associada a cada mecanismo de rotura entre parêntesis. 7.8

Tabela 7.6: Parâmetros das curvas envolventes médias, tipologia R. 7.24

Tabela 7.7: Valores médios por nível de *drift* para as quatros fases de ensaio da tipologia R: energia dissipada (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento equivalente (ξ) e *drift*. 7.27

Tabela 7.8: Parâmetros das curvas envolventes médias, tipologia PR. 7.30

Tabela 7.9: Valores médios por nível de *drift* para as quatros fases de ensaio da tipologia PR: energia dissipada (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento (ξ) e *drift*. 7.33

Tabela 7.10: Parâmetros das curvas envolventes médias, tipologia IR. 7.36

Tabela 7.11: Valores médios por nível de *drift* para as quatros fases de ensaio da tipologia IR: energia dissipada (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento (ξ) e *drift*. 7.39

Tabela 7.12: Parâmetros da curva envolvente média, tipologia IR++..... 7.42

Tabela 7.13: Valores médios por nível de *drift* para as quatros fases de ensaio da tipologia IR++: energia dissipada (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento (ξ) e *drift*. 7.45

Tabela 7.14: Resumo dos índices parciais dos modelos experimentais pela análise da geometria; classificação por índices parciais (***c.R, c.PR e c.IR***). Parâmetros mecânicos (H_{max}; μ_{Hmax}; ξ_{Hmax}) obtidos do ensaio de corte com compressão. 7.55

Capítulo 8: Proposta de Melhoramento do Comportamento Mecânico de Paredes de Alvenaria do Porto

Tabela 8.1: Valores médios da percentagem de materiais nas tipologias PR, PR_SC e PR_INJ..... 8.6

Tabela 8.2: Índices de irregularidade e classificação parcial e global das paredes PR_SC e PR_INJ. 8.7

Tabela 8.3: Valores médios das propriedades mecânicas de granitos aplicados nas tipologias PR_SC e PR_INJ; coeficiente de variação entre parêntesis (%). 8.7

Tabela 8.4: Caraterísticas técnicas da argamassa 'Malta de Alletamento 770'..... 8.8

Tabela 8.5: Valores médios das propriedades mecânicas da argamassa 'Malta de Alletamento 770', identificada por S; coeficiente de variação entre parêntesis..... 8.8

Tabela 8.6: Valores médios da argamassa efetuada em laboratório na parede PR_INJ, identificada por I; coeficiente de variação entre parêntesis..... 8.9

Tabela 8.7: Caraterísticas técnicas da argamassa 'Legante Iniezioni 790', Fassa Bortolo..... 8.9

Tabela 8.8: Valores médios das propriedades mecânicas da argamassa 'Legante Iniezioni 790', identificada por J; coeficiente de variação entre parêntesis. 8.10

Tabela 8.9: Valores médios das frequências experimentais por direção. Comparação entre frequências experimentais e numéricas; estimativa do módulo de elasticidade por tipologia..... 8.11

Tabela 8.10: Síntese das propriedades mecânicas à compressão das paredes PR_SC e PR_INJ..... 8.15

Tabela 8.11: Parâmetros da curva envolvente média, paredes PR_SC e PR_INJ. 8.24

Tabela 8.12: Valores médios para as quatros fases de ensaio da tipologia PR_SC: energia de dissipação (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento (ξ) e *drift.*..... 8.28

Tabela 8.13: Valores médios para as quatros fases de ensaio da tipologia PR_INJ: energia de dissipação (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento (ξ) e *drift.*..... 8.28

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento geral

Em Portugal, e em particular nos últimos anos, têm surgido diversos programas de apoio financeiro orientados para a conservação e reabilitação do edificado. O setor da construção nova sofreu um forte abrandamento e verifica-se um maior investimento e interesse das entidades públicas e privadas pelo mercado da reabilitação, com especial destaque para os edifícios habitacionais. A reabilitação inicialmente mais dirigida para construções com maior valor histórico ou patrimonial, abrange hoje em dia os edifícios correntes, em particular os que integram os designados centros históricos. A reabilitação das zonas históricas tem sido encarada como uma estratégia necessária à revitalização económica e social dos centros urbanos, alguns dos quais se caraterizam por um número considerável de edifícios em avançado estado de degradação devido à falta de manutenção e ao progressivo abandono dos centros das cidades.

Na reabilitação dos edifícios antigos, em particular dos de alvenaria de pedra, verifica-se a necessidade de encontrar as técnicas de intervenção mais adequadas, que contribuam para a preservação deste património cultural. As construções antigas caraterizam-se por uma considerável complexidade associada às incertezas do comportamento dos elementos que as constituem, às propriedades dos materiais no estado atual, bem como à evolução do seu desempenho ao longo do tempo. Apesar de se tratar de um sistema construtivo muito antigo (genericamente formado por paredes resistentes em alvenaria, pavimentos e cobertura em vigamento de madeira), o conhecimento do seu funcionamento estrutural e a definição de soluções de intervenção mais adequadas ainda carece de investigação. Trabalhos científicos desenvolvidos por diferentes investigadores têm permitido obter novos conhecimentos sobre este tema (Binda *et al*., 1997; Pinho, 2000; Binda, 2000; Roque, 2002; Appleton, 2003; Corradi *et al.*, 2003; Casella, 2003; Teixeira, 2004; Vasconcelos, 2005; Cóias, 2007; Arêde *et al.*, 2008a; Arêde *et al.*, 2008b; IC-FEUP, 2008a; IC-FEUP, 2010; Costa *et al.*, 2010a; Costa *et al.*, 2010b; Borri *et al.*, 2011; Miranda, 2011; Arêde *et al.*, 2012; Freitas *et al.*, 2012). Contudo, estas estruturas exigem abordagens cuidadas e apoiadas no conhecimento do seu comportamento, de modo a que as medidas de intervenção a propor garantam índices de segurança e conforto, mas também o respeito e a salvaguarda do seu valor histórico e cultural.

Os edifícios antigos necessitam de ser cuidadosamente estudados e a análise do seu estado estrutural e de conservação deverá passar pela realização de trabalhos de inspeção e de diagnóstico. Em particular, deve envolver a observação e o registo da constituição geométrica e material dos principais elementos de suporte, nos quais se incluem as paredes em alvenaria. Por exemplo, a identificação das tipologias das paredes estruturais e o levantamento dos danos presentes em casos de estudo consiste numa etapa essencial neste tipo de análise. O recurso a ensaios experimentais *in situ* ou em laboratório constitui o melhor meio para procurar colmatar a escassez de conhecimento sobre o comportamento dos materiais e dos elementos estruturais no seu conjunto. Por outro lado, apesar de se assistir a uma forte atividade de investigação neste domínio, ainda existe alguma dificuldade em simular de forma eficaz o real comportamento destas estruturas.

Na realidade, várias etapas devem ser seguidas quando se pretende intervir em construções antigas, embora algumas destas fases possam ser menos acessíveis aos técnicos envolvidos em projetos de reabilitação e de reforço.

Segundo as recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico do Comité Internacional de Monumentos e Sítios (ICOMOS),

"…a avaliação da segurança é uma tarefa difícil uma vez que os métodos de análise estrutural utilizados para construções novas podem não ser precisos nem fiáveis para as estruturas históricas, podendo resultar em decisões inadequadas."

"*…qualquer planeamento para a conservação estrutural requer tanto dados qualitativos, baseados na observação directa das degradações dos materiais e dos danos estruturais, pesquisa histórica etc., como também dados quantitativos baseados em ensaios específicos e modelos matemáticos do tipo dos utilizados na engenharia moderna. Esta combinação de abordagens torna muito difícil a elaboração de regras de projecto e regulamentos. Se a falta de recomendações claras pode resultar facilmente em ambiguidades e decisões arbitrárias, também os regulamentos preparados para o projecto de estruturas modernas são frequentemente aplicados de forma inapropriada a estruturas históricas."*

Estas recomendações realçam a importância de facultar aos intervenientes no processo de reabilitação o conhecimento sobre o comportamento estrutural dos edifícios antigos e metodologias de análise e de verificação de segurança que lhes permitam de uma forma simples e prática proceder à análise deste tipo de construções.

A informação obtida em trabalhos de investigação deve por isso ser compilada em manuais que possam servir como referência a projetos de reabilitação de edifícios com estas caraterísticas. Como exemplo, refere-se o Manual de Apoio ao Projeto de Reabilitação de Edifícios Antigos (Freitas *et al.*, 2012) como guia geral de apoio ao projeto de reabilitação procurando preservar o carater das construções antigas, garantindo o conforto e segurança.

1.2 A reabilitação como forma de salvaguarda do edificado

A reabilitação de edifícios é um tema que suscita interesse desde há várias décadas. Durante a época do Renascimento, o arquiteto Leon Baptista Alberti (1404-1472) apresentou as primeiras ideias sobre a necessidade de intervir em edifícios existentes de modo a preservar e garantir a sua longevidade. Em épocas seguintes, surgiram diversas personalidades interessadas nesta temática, nomeadamente Viollet-le-Duc (1814-1879) como fomentador do restauro monumental, Camilo Boito (1836-1914) por ser pioneiro no restauro científico recorrendo a técnicas construtivas inovadoras e Luca Bertrani (1854-1933) ao nível do restauro histórico pela introdução do conceito de intervenção individualizada e por fomentar a pesquisa histórica exaustiva de cada edifício (Choay, 2010). Na Europa, a preocupação de salvaguardar e preservar o património construído surge no final do século XIX sob a forma de associações ao nível de cada país. Contudo, foi durante o início do século XX que o conceito de conservação e preservação do património edificado começou a ser definido de forma sustentada com a criação das 'cartas do património'.

A primeira carta, 'Carta de Atenas', resultou da ata da conferência promovida pelo Conselho Internacional de Museus em Atenas sobre a restauração de edifícios históricos, na qual participaram especialistas de todo o mundo. Da Carta de Atenas, Outubro de 1931, resultou o princípio de: '*... aconselhar, antes de toda a consolidação ou restauro parcial, a análise escrupulosa das doenças desses monumentos, reconhecendo que cada caso apresenta a sua especificidade própria'*.

Foram organizados outros encontros internacionais para abordar e debater esta temática, que culminou em 1964 na elaboração da Carta de Veneza - Carta Internacional Sobre a Conservação e a Restauração de Monumentos e Sítios, onde se estabeleceu que: '*A conservação e o restauro dos monumentos constituem uma disciplina que apela à colaboração de todas as ciências e de todas as técnicas que possam contribuir para o estudo e salvaguarda...*'.

Nesta linha de pensamento surgiu o ICOMOS, uma organização não governamental ligada à UNESCO para as questões do Património Mundial, constituída por especialistas de todo o mundo (arquitetos, engenheiros, historiadores, arqueólogos) que tem por princípio a conservação do património cultural e do património natural (edifícios, cidades históricas, paisagens e sítios arqueológicos). Em 1975 foi redigida a 'Declaração de Amesterdão' sobre o Património Arquitetónico Europeu, na qual esteve patente a preocupação de preservar os edifícios antigos por se encontrarem ameaçados pela ignorância, negligência, deterioração e pressão imobiliária.

No sentido de complementar a carta de Veneza e de abordar, em particular, a preservação das cidades históricas ameaçadas pela crescente urbanização nascida na era industrial, o ICOMOS redigiu a carta internacional para a salvaguarda de cidades históricas – Carta de Washington, 1986. Este documento visa definir princípios, objetivos e métodos para a proteção e conservação das cidades ou bairros históricos, favorecendo a harmonia da vida individual e social. Deste então, tem-se assistido a um crescente interesse pela preservação e valorização do património construído que tem proporcionado numerosas reflexões sobre o assunto, conduzindo ao desenvolvimento de programas de investigação

ao nível de diversos países da Europa. A título de exemplo, em Itália o Comité Nacional para a Proteção Sísmica de Monumentos e do Património Cultural Italiano (CNPPCRS) tem a missão institucional de promover a investigação sobre o património cultural exposto a risco sísmico, de modo a avaliar a vulnerabilidade sísmica das construções e definir estratégias de atuação para a mitigação do risco.

Em Portugal, um grupo de empresas da área da construção civil interessadas nesta temática formaram uma associação em 1997, Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitetónico (GECoRPA), cujo objetivo reside na especialização de empresas e operários na área da reabilitação do edificado e na preservação do património arquitetónico construído. O GECoRPA propõe-se promover a reabilitação e a conservação do edificado, tendo por base três princípios fundamentais: a contenção na intervenção, de modo a procurar respeitar a memória construtiva existente; o rigor no planeamento e na execução dos trabalhos preconizados e a responsabilização de todos os agentes intervenientes na realização dos trabalhos propostos. Por outro lado, as Sociedades de Reabilitação Urbana (SRU's) consistem em entidades impulsionadoras do processo de reabilitação urbana, através da implementação de mecanismos de gestão que melhorem a política de reabilitação, sendo responsáveis pela elaboração de documentos estratégicos que traduzem as opções de reabilitação a considerar em determinadas zonas de intervenção.

Embora Portugal seja um país com um património arquitetónico significativo, o investimento em reabilitação de edifícios antigos ainda representa uma parcela muito pequena no mercado da construção civil, em particular quando comparada com a média europeia. Parte significativa destes edifícios antigos corresponde a património ou a edifícios habitacionais e industriais incluídos em zonas urbanas. Estas construções são, na sua maioria, constituídas por paredes em alvenaria de pedra, com pavimentos e cobertura em madeira. A preservação destes elementos requer um conhecimento detalhado da sua constituição e uma avaliação cuidada das suas principais caraterísticas.

De acordo com os Censos 2011, cerca de 24% dos edifícios construídos até 1975 não apresentam necessidades de reparação e 26% apresentam-se muito degradados (Freitas *et al.*, 2012). Podem ser apontados vários factores para o menor interesse na reabilitação em Portugal quando comparado com outros países da Europa (Itália, França, Alemanha, Reino Unido), em particular a situação económica dos proprietários associada, muitas vezes, a rendas de valor baixo incompatíveis com o investimento na melhoria da qualidade das habitações. Na realidade, o interesse pela reabilitação despertou em Portugal bem mais tarde que noutros países da Europa, o 1º congresso nesta área decorreu no Laboratório Nacional de Engenharia Civil em 1985. Por outro lado, o desinteresse das instituições de ensino por este tema conduziu à falta de técnicos com formação nesta área, orientando o mercado da construção civil para a construção nova em betão armado. Contudo, esta tendência tem vindo a inverter-se, surgindo cada vez mais programas de investigação e congressos sobre a temática da preservação e valorização do património construído.

1.3 Arquitetura tradicional portuguesa

Desde os tempos primitivos que o homem teve necessidade de se proteger, construindo espaços para habitar que foram sofrendo sucessivas alterações ao longo do tempo. Tal como nos restantes países da Europa, a arquitetura em Portugal foi bastante influenciada pelas correntes culturais que caraterizaram as várias épocas da sua história, conduzindo a um panorama arquitetónico muito enriquecido.

As primeiras construções de relevância surgem na Idade do Ferro e caraterizaram-se por casas com forma circular, com paredes em alvenaria de pedra sem argamassa e cobertura cónica em colmo. Como exemplo desta arquitetura nativa temos a Citânia de Briteiros em Guimarães, sendo a estrutura influenciada pela atividade pastorícia desenvolvida na época. Da configuração circular seguiu-se a planta quadrada ou retangular, mantendo-se a estrutura das paredes e a constituição da cobertura. Hoje em dia, ainda existem algumas construções deste tipo, em ambientes rurais, tendo a cobertura vegetal sido substituída por telha.

Mas foi no período dos romanos (séc. II a.C.) que surgiram as primeiras cidades organizadas, com diversos edifícios públicos (templos, teatros), edifícios privados (palácios, vilas), estradas pavimentadas, pontes e aquedutos, que evidenciaram conhecimentos e técnicas de construção bastante avançadas para a época. A implantação dos edifícios era definida em função das condições de relevo do terreno e da exposição aos ventos, e a arquitetura seguia uma geometria rigorosa que recorria a equipamentos topográficos. Os romanos introduziram diversas inovações na construção, ao nível dos materiais aplicados e dos processos construtivos adotados. Foram os responsáveis pela introdução do elemento em arco de volta inteira, que permitiu a construção de estruturas capazes de vencer maiores vãos. Em Portugal existem vários exemplos desta arquitetura, nomeadamente o templo de Diana na cidade de Évora, bem como diversas pontes ao longo de todo o país, adotando a pedra como principal material de construção. Outras correntes culturais que se seguiram foram influenciando a arquitetura em Portugal ao nível dos edifícios de grande importância cultural, nomeadamente em igrejas, catedrais, abadias e palácios. Ao nível dos edifícios civis a evolução da construção não foi acompanhando as mudanças de estilos arquitetónicos que invadiram o país. Nos edifícios correntes, mantiveram-se as técnicas de construção tradicionais, configurando-se em formas simples e modestas. '*Como caraterísticas comum às casas populares portuguesas em geral, pode certamente dizer-se que, em todo o país, elas se apresentam com uma grande singeleza de linhas e estilo.*' (Oliveira *et al.*, 2003).

O conceito de casa não estava apenas relacionado com a necessidade de abrigo, mas também com a atividade pastorícia e agrícola como meio de subsistência, integrando as múltiplas funções inerentes a esta laboração. A diversidade de formas e de materiais presentes na casa tradicional portuguesa, em particular dos elementos resistentes verticais, está relacionado com fatores geográficos, económicos, sociais, históricos e culturais, decorrentes do tipo de necessidades e dos bens disponíveis em cada região. Por exemplo, nas construções antigas a influência regional é sentida ao nível do tipo de pedra mais utilizada, verificando-se que na região Norte e Centro interior predominam os edifícios em granito e xisto e na região do Sul em calcário. '*É da ação conjunta e da interação destes fatores,*

devidamente hierarquizados conforme os casos, que derivam os tipos, as formas e os estilos peculiares das casas das diferentes regiões.' (Oliveira *et al.*, 2003).

Em termos muito gerais e sem esquecer as inúmeras variantes, a casa regional portuguesa pode ser dividida em duas categorias, nomeadamente a casa do Norte e a casa do Sul do país, associadas a zonas aproximadamente delimitadas pela linha que liga Leiria a Castelo Branco (Oliveira *et al.*, 2003). A casa típica do Norte apresenta dois pisos (térreo mais andar) de planta retangular. Em ambientes rurais o piso térreo é destinado exclusivamente a atividades agrícolas, enquanto o piso elevado tem a função de habitação. Geralmente apresentam paredes em pedra à vista de junta argamassada ou de junta seca, com cobertura inclinada, escada exterior de acesso ao andar também em pedra, que pode terminar numa varanda (em madeira ou em pedra) que serve de logradouro. Em alternativa, o acesso entre os pisos pode ser realizado por uma única escada interior ou pelos dois tipos de escadas em simultâneo (interior e exterior). Em função dos recursos locais, o granito e o xisto consistem no tipo de pedra mais frequente, enquanto o seu aparelho varia entre o alinhamento regular a uma disposição totalmente aleatória. Pontualmente, também surgem construções em calcário, especialmente na região de Coimbra e de adobe na zona de Aveiro. Nas zonas de granito, as paredes mais comuns são de duas folhas com paramento exterior e interior independente ligados pontualmente entre si por travadouros ou, em alternativa, paredes constituídas por um único bloco de pedra em toda a espessura e dispostos segundo fiadas horizontais.

Nas zonas de xisto, as paredes são constituídas por pedras laminares sobrepostas. Na proximidade das janelas e portas são geralmente colocados elementos com maior resistência, nomeadamente barrotes de madeira ou blocos de granito. Do mesmo modo, e sempre que possível, os cunhais são realizados com blocos de pedra dispostos alternadamente, de modo a garantir maior estabilidade. Em determinadas zonas do país, os telhados e os beirais são também realizados com placas de xisto que acentuam a originalidade. Este tipo de casa é caraterístico das regiões de Entre-Douro-e-Minho, Trás-os-Montes, Beiras, região de Coimbra e de arredores de Lisboa, nomeadamente em ambientes mais rurais, tal como ilustra a Figura 1.1. Nas zonas serranas as casas apresentam caraterísticas semelhantes às descritas anteriormente, mas genericamente são de menor dimensão, as paredes são em pedra mais tosca de junta seca e de aparelho aleatório.

Figura 1.1: Casas em alvenaria de pedra típicas do Norte.

As casas típicas do Sul, respetivamente das zonas de Estremadura, do Ribatejo, do Alentejo e do Algarve, são térreas e destinadas apenas a habitação e as dependências associadas à atividade agrícola

encontram-se em edifícios independentes. No entanto, estas casas também são caraterísticas de zonas piscatórias do litoral centro do país, nomeadamente em determinadas áreas de Aveiro, Pombal e Leiria (Oliveira *et al.*, 2003). Os materiais empregues nestas construções variam entre o adobe, a taipa, o tijolo e o calcário, e não estão associadas a grandes desenvolvimentos em altura. Por outro lado, a facilidade de moldar estes materiais permitiu a obtenção de formas arquitetónicas variadas, como são exemplo as chaminés. A ausência de pedra na construção está relacionada com a escassez deste material nestas regiões. Em contrapartida, a abundância de terra nestas zonas associada à qualidade deste material como isolamento térmico levou a que este material fosse aplicado na maioria das construções. As paredes são, geralmente, caiadas de branco e a cobertura pode ser de duas águas ou de apenas uma.

Como a tese irá incidir sobre o estudo das paredes de alvenaria de pedra típicas de construções antigas da cidade do Porto, o próximo ponto vai ser dedicado à apresentação da casa antiga do Porto.

1.4 Casa antiga do Porto

De acordo com as caraterísticas arquitetónicas e funcionais nos núcleos urbanos, e em particular na cidade do Porto, conseguem-se distinguir dois tipos de construções, nomeadamente a casa popular burguesa de comerciantes e a casa nobre, com predomínio da primeira sobre a segunda. A maioria destas casas surge entre os séculos XVII e XIX (Oliveira *et al.*,2003).

A casa popular burguesa de comerciantes do Porto carateriza-se pela sua forma estreita e desenvolvimento em altura, com um número de pisos que varia entre os dois a quatro mais os acrescentos, com duas ou três portas de entrada e janelas, óculos e varandas frontais estreitas que podem ser individuais ou corridas a toda a largura do edifício com guardas em ferro, Figura 1.2 e Figura 1.3. Este tipo de casa conjuga a dupla função de atividade comercial desenvolvida no rés-do-chão, com a residência urbana nos pisos superiores, muitas vezes com soluções de ligação entre os dois sectores mediante escadas privativas e alçapões entre andares. A casa nobre carateriza-se por ser larga e baixa, de rés-do-chão e andar, com grande desenvolvimento em planta, como reflexo de afirmação e de domínio do espaço envolvente, Figura 1.4. Na sua estrutura geral, ela é uma forma neoclássica comum na Europa, que aqui mostra apenas pormenores decorativos locais (Oliveira *et al.*,2003).

Figura 1.2: Imagens de casas tipo popular burguesa da cidade do Porto.

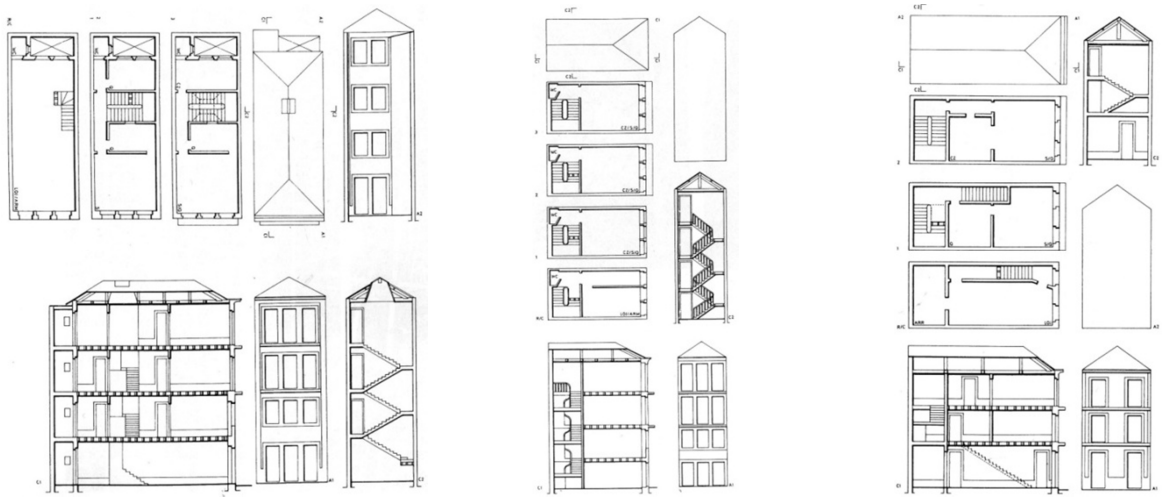


Figura 1.3: Planta e alçado de casas tipo popular burguesa da cidade do Porto (Fernandes, 1999).

Figura 1.4: Exemplares de casas tipo nobre da cidade do Porto.

Em ambas as tipologias da casa do Porto, o sistema construtivo mais comum consiste em pavimentos, cobertura e escadas em estrutura de madeira apoiados em paredes em alvenaria de granito de espessura variável em altura (pano simples entre 30 a 50cm e plano duplo superior a 45cm de espessura) e geralmente localizadas nas empenas. As paredes da fachada e tardoz são geralmente de pano duplo devido ao número significativo de aberturas, não servem de suporte ao vigamento dos pisos mas asseguram o apoio às asnas de cobertura e garantem o funcionamento em conjunto com as paredes de empena. Exteriormente as paredes de pedra são rebocadas e pintadas ficando com a moldura dos vãos à vista, surgindo a partir do século XIX os azulejos como forma de revestimento. Pelo interior são habitualmente rebocadas e pintadas, surgindo também casos de paredes com pedra à vista, principalmente em zonas enterradas. Neste tipo de casas também são frequentes os acrescentos para aproveitamento do espaço, realizados com recurso a paredes em tabique simples ou reforçado. As paredes interiores são geralmente em tabique simples (fasquiado de madeira aplicado sobre um tabuado simples ou duplo de madeira disposto na vertical ou diagonal, revestido em ambas as faces por argamassa de cal e saibro), Figura 1.5a), servem para a compartimentação de espaços e apesar de geralmente não desempenharem funções estruturais, podem no decorrer do tempo assumir essa função como resultado de deformações e movimentos ocorridos na estrutura (Teixeira, 2004).

Segundo Teixeira (2004), os pavimentos são constituídos por vigamento de madeira de secção circular (designados por *troncos*) com 20 a 30cm de diâmetro, comprimento dependente da largura das casas

(máximo 7m), distanciados entre si entre 50 a 70cm e terminando numa viga encostada à parede da fachada, Figura 1.5b). Todo o vigamento encontra-se travado por tarugos transversais afastados em média de 1.5m. Apenas no início do séc. XX começam a surgir vigas de madeira retangulares com 8 a 12cm de largura e 20 a 25cm de altura, espaçadas no máximo de 50cm. O vigamento encontra-se apoiado nas paredes meeiras com uma entrega de cerca de 2/3 da espessura da parede, podendo mesmo apoiar-se na totalidade da sua espessura (Teixeira, 2004). Em situações de interrupção do vigamento principal (aberturas para vãos de escadas, clarabóias, etc), ou mesmo quando as vigas de madeira apoiam em zonas de aberturas de janelas, recorre-se a vigas transversais que se apoiam nas principais, designadas de *cadeias*. Até meados do séc. XIX as casas do Porto apresentavam coberturas de quatro águas, sendo formadas por asnas em madeira, sendo na sua forma tradicional constituídas por duas *vigas pernas* em forma de tesoura unidas superiormente e apoiadas numa *viga transversal ou linha* que se apoia nas paredes de meação. As escadas são realizadas em madeira e a sua estrutura é formada por duas ou três vigas *perna* (função da largura), apoiadas nas *cadeias* e *chincharéis* (vigas de menor comprimento que garantem a continuidade do vigamento existente) dos patamares de piso e dos patamares intermédios (Teixeira, 2004), Figura 1.5c). É sobre as vigas *perna* que se apoiam os degraus da escada também realizados em madeira.

(a) (b) (c)

Figura 1.5: Elementos pertencente ao sistema construtivo de edifícios antigos da cidade do Porto: (a) parede interior em tabique; (b) vigamento de madeira do piso e (c) vigas *perna* da escada em madeira.

1.5 Objetivos da dissertação

Este trabalho de investigação é dedicado à caraterização geométrica, material e mecânica de paredes em alvenaria de granito de edifícios antigos da cidade do Porto. Apesar do notável desenvolvimento técnico-científico que tem ocorrido nesta área nos últimos anos, escasseiam na literatura informações sobre as caraterísticas mecânicas e construtivas deste tipo de alvenarias, constituídas por blocos de granito de grandes dimensões genericamente assentes em calços de pedras.

Assim, com este trabalho pretende-se aprofundar o conhecimento sobre o comportamento de alvenarias de granito de folha única através da identificação das tipologias mais frequentes, da avaliação das propriedades dos materiais individualmente e da quantificação de parâmetros mecânicos das paredes no seu conjunto face a solicitações mecânicas verticais e horizontais no seu plano, e ainda relacionar a geometria das paredes em alçado com as correspondentes propriedades mecânicas. De

acordo com os resultados obtidos são também propostas duas soluções de melhoramento estrutural com aplicação em paredes reais.

Neste contexto, o trabalho envolve os seguintes objetivos mais específicos:

- Proposta de uma metodologia a aplicar no estudo de alvenarias de edifícios antigos da cidade do Porto, baseada na observação visual de paredes reais, no levantamento geométrico no local, na recolha de amostras de materiais e, posteriormente, na realização de ensaios experimentais.
- Pesquisa bibliográfica a nível nacional e internacional de metodologias de análise aplicadas por outros investigadores na caraterização geométrica, material e mecânica de paredes em alvenaria de pedra.
- Tipificação de alvenarias pertencentes aos casos de estudo, a partir da definição de índices de irregularidade associados à geometria das paredes e relacionados com a forma e o modo de organização dos seus elementos constituintes.
- Realização de ensaios experimentais em paredes reais em alvenaria de pedra (de compressão uniaxial, de corte diagonal e de corte com compressão), de modo a estimar as propriedades mecânicas da alvenaria no seu conjunto.
- Realização de ensaios experimentais em laboratório sobre modelos de paredes construídos à escala real (ensaios de compressão uniaxial e de corte com compressão para diferentes níveis de tensão normal) representativos de tipologias observadas e definidos de acordo com as diferentes classes de irregularidade, de modo a relacionar as propriedades mecânicas obtidas com a geometria e irregularidade de cada painel.
- Simulação numérica linear e não linear de paredes ensaiadas à compressão para complementar a compreensão dos fenómenos envolvidos e avaliar a sensibilidade do comportamento global das paredes à variação de parâmetros mecânicos dos seus elementos constituintes.
- Avaliação experimental de duas propostas de melhoramento estrutural a aplicar a alvenarias típicas da cidade do Porto.

1.6 Organização da dissertação

A tese encontra-se organizada de acordo com os objetivos apresentados. Para além desta introdução, a dissertação encontra-se dividida em mais oito capítulos e sete anexos.

No capítulo 2 foi sistematizada a informação recolhida durante a pesquisa bibliográfica a nível nacional e internacional sobre a caraterização de paredes antigas em alvenaria de pedra, focando em particular o trabalho de investigação desenvolvido em países, como Itália, que possuem uma larga experiência neste tema. Foi dada especial atenção aos procedimentos adotados no estudo de alvenarias antigas, nomeadamente: (*i*) a aplicação de fichas de levantamento geométrico e material e de quantificação das quantidades dos materiais; (*ii*) a classificação atribuída às alvenarias através da análise do alçado e da secção transversal; (*iii*) as metodologias desenvolvidas para avaliar a vulnerabilidades das alvenarias e (*iv*) as estratégias adotadas na realização de ensaios *in situ* e em laboratório. No anexo A encontram-se algumas das fichas de levantamento e ábacos estudados.

No capítulo 3 é apresentada uma metodologia a aplicar a casos de estudo, com vista à definição de um índice numérico que permita classificar as alvenarias quanto à sua irregularidade através da observação direta da geometria do alçado. A partir da seleção de edifícios antigos que se encontravam em obras de reabilitação estrutural, foram identificadas as paredes a caraterizar geometricamente, dando especial atenção à forma e à dimensão da pedra, bem como à sua organização segundo alinhamentos verticais e horizontais. Com este procedimento foram quantificados os índices de irregularidade parciais e globais que permitiram catalogar as tipologias mais frequentes em classes de irregularidade. Nalguns casos de estudo foram recolhidas amostras de pedra e de argamassa para posterior análise em laboratório. Informações mais detalhadas sobre os valores resultantes da quantificação dos índices de irregularidade parciais encontram-se no anexo B.

No capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados relativos à caraterização geométrica, material e mecânica de paredes pertencentes a um edifício datado do início do séc. XX. O levantamento geométrico, em alçado e na secção transversal, foi realizado em diversos panos de parede, conduzindo à quantificação da percentagem dos materiais e à definição dos índices de irregularidades correspondentes. A recolha de amostras permitiu avaliar as propriedades dos materiais. Os ensaios experimentais (de compressão uniaxial, corte diagonal e corte com compressão) realizados em diversos painéis de uma parede estrutural, permitiram estimar as propriedades mecânicas e serviram como referência aos trabalhos seguintes. Alguns dos parâmetros estimados foram comparados com valores apresentados em códigos e bibliografia diversa. Informações mais detalhadas sobre os valores adotados na quantificação dos índices de irregularidade parciais e sobre a caraterização mecânicas das pedras e da argamassa encontram-se no anexo C.

No capítulo 5 é apresentado o programa experimental que envolveu a construção em laboratório de modelos de paredes com 7.20m de desenvolvimento à escala real, definidas com base nas classes de irregularidade previamente definidas. São apresentadas as fases de preparação e as técnicas de construção adotadas em cada tipologia, bem como o processo de individualização da parede em painéis com 1.20m de largura. Foram quantificados os índices de irregularidade nos modelos de paredes, de acordo como os pressupostos especificados no capítulo 3. A avaliação da percentagem de materiais ao nível da secção transversal foi igualmente analisada. Os resultados obtidos nos ensaios dos materiais constituintes permitiram estimar parâmetros mecânicos e comparar os valores obtidos com os estimados em materiais pertencentes a paredes reais, apresentados no capítulo 4. Foram analisados os resultados relativos aos ensaios de identificação dinâmica de diversos painéis, que permitiram estimar valores do módulo de elasticidade homogéneo equivalente por tipologia. Mais detalhes sobre o levantamento geométrico das secções transversais, quantificação de índices de irregularidade e caraterização mecânica de amostras de pedra e de argamassa encontram-se no anexo D.

No capítulo 6 são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial dos modelos de paredes descritos no capítulo 5. Numa primeira fase descreveu-se o programa de ensaio em termos de sistemas de controlo e de instrumentação aplicada, bem como o número de

painéis de parede testados (doze painéis no total, três por tipologia). Seguidamente, procedeu-se à análise e interpretação dos resultados, com especial atenção para os modos de rotura, capacidade resistente e módulo de elasticidade. Foram comparados os valores entre as diversas tipologias, de modo a avaliar a influência da irregularidade geométrica na resposta destas paredes face a ações verticais. A deformabilidade das juntas foi igualmente analisada. Procurou-se estabelecer uma relação entre as propriedades mecânicas estimadas e o índice de irregularidade definido no capítulo 5. Foi realizado um estudo numérico linear de sensibilidade da resposta das paredes à variação das propriedades mecânicas da pedra e da argamassa, culminando com a proposta de correlações empíricas por tipologia de parede. Foi ainda efetuada a modelação não linear de alguns painéis de modo a estimar a capacidade resistente e complementar a informação sobre os mecanismos de rotura. No anexo E encontra-se o padrão de fissuração das paredes que não foram incluídas no capítulo.

No capítulo 7 são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios de corte cíclicos no plano, realizados sobre doze painéis de paredes (três por tipologia) dos modelos de parede descritos no capítulo 5. Foram considerados três diferentes níveis de pré-compressão. O programa de ensaio e a instrumentação aplicada foram brevemente descritos. Os resultados analisados centraram-se na identificação dos mecanismos de rotura, na avaliação da capacidade resistente lateral, na degradação de rigidez, na ductilidade, na energia de dissipação e no coeficiente de amortecimento por tipologia. No final, foi realizado um estudo comparativo entre tipologias e procurou-se estabelecer uma relação entre os parâmetros mecânicos estimados e os índices de irregularidade quantificados no capítulo 5. No anexo F encontram-se detalhados alguns dos resultados parciais que não foram contemplados no capítulo.

No capítulo 8 são apresentadas duas propostas de melhoramento estrutural de paredes típicas da cidade do Porto, tendo como referência uma das tipologias analisadas nos capítulos 5, 6 e 7. Foram descritos os princípios base que conduziram à construção em laboratório de dois novos modelos de paredes. O processo construtivo foi apresentado e a caraterização geométrica e material seguiu a metodologia apresentada no capítulo 5. Para cada tipologia, seis painéis de parede foram submetidas a ensaios de compressão uniaxial e os outros seis a ensaios de corte cíclicos no plano para diferentes níveis de pré-compressão. O esquema de ensaio, a instrumentação, o sistema de controlo e o tratamento de resultados foram idênticos aos aplicados nos modelos experimentais iniciais, apresentados no capítulo 6 e 7. As duas soluções foram devidamente analisadas e os resultados obtidos foram comparados com os estimados no modelo original não reforçado. Informações mais detalhadas ou que não foram apresentadas neste capítulo foram remetidas para o anexo G.

Finalmente, no capítulo 9 encontram-se resumidas as principais conclusões do trabalho realizado e são ainda apresentadas algumas sugestões para linhas de futuros desenvolvimentos.

Capítulo 2

Estado do Conhecimento na Caraterização de Alvenarias Antigas

2.1 Introdução

O presente capítulo tem por objetivo fazer uma síntese de metodologias de análise aplicadas na caraterização geométrica, material e mecânica de paredes antigas em alvenaria de pedra. A partir da pesquisa de trabalhos de investigação sobre este tema, foi compilada a informação que se considera mais relevante para a presente tese. A maioria da bibliografia analisada refere-se a trabalhos desenvolvidos em Itália, país onde existe uma preocupação pela salvaguarda e preservação do património construído, formado por um número significativo de edifícios em alvenaria, muitas vezes abalado pela atividade sísmica recorrente em determinadas regiões.

Neste âmbito, será feita uma breve descrição das alvenarias antigas e principais elementos constituintes, focando algumas particularidades ao nível da sua forma e disposição. São depois apresentadas as metodologias desenvolvidas em Itália e aplicadas no levantamento geométrico e material de alvenarias (secção transversal e alçado) que permitiram identificar as principais tipologias de paredes presentes em diversas zonas deste país. Foram analisadas as estratégias adotadas na avaliação da qualidade das alvenarias e a sua aplicação na avaliação da vulnerabilidade das construções e na definição de estratégias de intervenção em fase pós sismo. Por último, são focados os procedimentos adotados por diversos autores na caraterização mecânica de alvenarias antigas. São referidos os ensaios *in situ* e em laboratório como os meios mais adequados para a quantificação de parâmetros mecânicos e, na impossibilidade de adotar esta via, são apresentadas algumas expressões empíricas e tabelas que facultam este tipo de informação, mas que devem ser aplicadas com alguma reserva, principalmente quando se analisam elementos estruturais que apresentam uma grande dispersão de resultados, como é a alvenaria de pedra.

2.2 Generalidades sobre alvenarias de edifícios antigos

Neste trabalho, são considerados edifícios antigos todos aqueles que foram construídos até ao início do século XX e, dentro destas construções, salientam-se os edifícios em alvenaria como representativos

do património histórico e cultural edificado. A alvenaria consiste num material heterogéneo obtido pela associação de elementos resistentes, como a pedra ou o tijolo, interpostos sem qualquer ligante (alvenaria de junta seca) ou ligados entre si por argamassa (alvenaria de junta argamassada), formando um conjunto compacto.

As argamassas antigas de assentamento são, geralmente, à base de cal e funcionam como material ligante entre as pedras e, por vezes, de preenchimento de vazios interiores. Nalguns casos são substituídas por outros ligantes mais pobres, como por exemplo a terra. Na realidade, a argamassa tem como principal função unir os blocos resistentes, acomodar as deformações resultantes dos carregamentos impostos e melhorar a distribuição e a transferência das tensões entre blocos, regularizando a superfície de contato.

As pedras utilizadas em construções de alvenaria podem apresentar diferente natureza (ígneas, sedimentares e metamórficas) e diferentes formas e dimensões, função da espessura da parede, da importância da construção e do local onde foram construídas. A estereotomia refere-se às regras que devem ser aplicadas às pedras para que, quando utilizadas na construção murária, garantam condições de estabilidade apenas pelo seu próprio peso, sem necessitar de outro tipo de travamento. As pedras devem ser cortadas atendendo a certas regras, nomeadamente evitando ângulos agudos, e assentes segundo o leito da pedreira para resistirem melhor a esforços de compressão. Outros aspetos a considerar estão relacionados com o adequado travamento das pedras entre si, podendo nalguns casos recorrer-se a cavilhas (de pedra, Figura 2.1a) ou de metal), a gatos (uma barra de ferro, Figura 2.1b), com as pontas dobradas inseridas na cavidade de duas pedras a ligar) e, em casos especiais, entalhes de várias formas nas pedras para garantir um melhor encaixe (por exemplo em ângulos reto e agudo, de modo semelhante ao que se faz na madeira, Figura 2.1c)) (Segurado, 1908).

(a) (b) (c)

Figura 2.1: Exemplos de ligações entre pedras: (a) cavilha em forma de rabo de andorinha; (b) aplicação de gatos com barra em ferro e (c) encaixe por entalhe da pedra.

Embora a pedra seja um material que apresenta uma razoável, ou até muito boa capacidade resistente e rigidez à compressão, é sabido que o conjunto pedra/argamassa não apresenta tão boas caraterísticas à compressão. O modo de assentamento das pedras (recorrendo a calços, por exemplo), bem como as fracas propriedades do material ligante são fatores que condicionam o desempenho final da estrutura composta. Não obstante, nestas construções as paredes são um dos principais elementos resistentes.

A designação atribuída às paredes depende da sua natureza, da dimensão e aparelho dos elementos constituintes, do tipo de materiais utilizados e da possibilidade de desempenharem funções estruturais (Pinho, 2000). As paredes que asseguram funções estruturais são habitualmente designadas de paredes-mestras, normalmente sinónimo de grande espessura, e constituem os elementos resistentes que garantem a estabilidade da construção, apresentando considerável capacidade resistente à compressão. Segundo Pinho (2000), as paredes interiores estruturais podem ser designadas por frontais, que no caso dos edifícios Pombalinos em Lisboa são constituídas por um esqueleto em madeira envolvido por alvenaria. As paredes interiores que não desempenham funções estruturais são correntemente construídas em tabique simples.

Segundo Pinho (2000), e considerando apenas as paredes em alvenaria de pedra, estas podem ser designadas do modo indicado na Tabela 2.1, em função da sua natureza e do tipo de aparelho. Nestas alvenarias a classificação depende fortemente da forma geométrica das pedras, variando entre blocos de faces grosseiras a blocos de faces regulares. Em função da constituição material, o mesmo autor refere que as paredes podem ser classificadas de homogéneas (constituídas apenas por um tipo de material) ou mistas (junção de dois ou mais materiais).

Tabela 2.1: Classificação de paredes de edifícios antigos de acordo com natureza e tipo de aparelho (Pinho, 2000).

Natureza e tipo de aparelho	Designação
Pedras de cantaria com as faces devidamente aparelhadas, assentes em argamassa, ou apenas sobrepostas e justapostas.	Parede de cantaria
Pedras irregulares aparelhadas numa das faces, assentes em argamassa ordinária.	Alvenaria de pedra aparelhada
Pedras toscas, de forma e dimensões irregulares e ligadas com argamassa ordinária.	Alvenaria ordinária
Alvenaria e cantaria; alvenaria e tijolo; alvenaria com armação de madeira, etc.	Paredes mistas

As paredes em cantaria aparecem geralmente em edifícios com maior valor histórico e cultural, dado o custo associado ao corte das pedras. As pedras apresentam uma forma regular (faces expostas praticamente planas) com dimensões aproximadamente iguais, podendo as faces de assentamento apresentar alguma rugosidade de modo a garantir a aderência às argamassas, Figura 2.2a). As alvenarias de pedra aparelhada são frequentes em edifícios civis, sendo constituídas por pedras com uma forma mais irregular e as dimensões podem ser muito variáveis, Figura 2.2b). Nas alvenarias ordinárias as pedras apresentam-se toscas e irregulares em forma e dimensão e estão dispostas aleatoriamente ao longo da parede, Figura 2.2c). Neste tipo de alvenarias é habitual os cunhais apresentarem pedras mais regulares e de maior dimensão, de modo a garantir o travamento das paredes.

(a) (b) (c)

Figura 2.2: Diferentes tipos de alvenarias em função do aparelho: (a) cantaria; (b) alvenaria de pedra aparelhada e (c) alvenaria ordinária.

2.3 Caraterização geométrica e material de alvenarias: metodologias

Na identificação de tipologias de paredes em alvenaria de pedra é fundamental definir metodologias de análise que sejam aplicadas no levantamento e caraterização de diferentes tipos de paredes. Dada a diversidade de paredes estruturais, associada às diferentes configurações geométricas, aos materiais empregues e às técnicas construtivas adotadas na sua execução, é necessário definir uma sequência sistematizada de procedimentos que permita identificar e posteriormente classificar estas paredes (Binda, 2000).

Esta classificação deverá ter por base a análise de diversos fatores, nomeadamente:

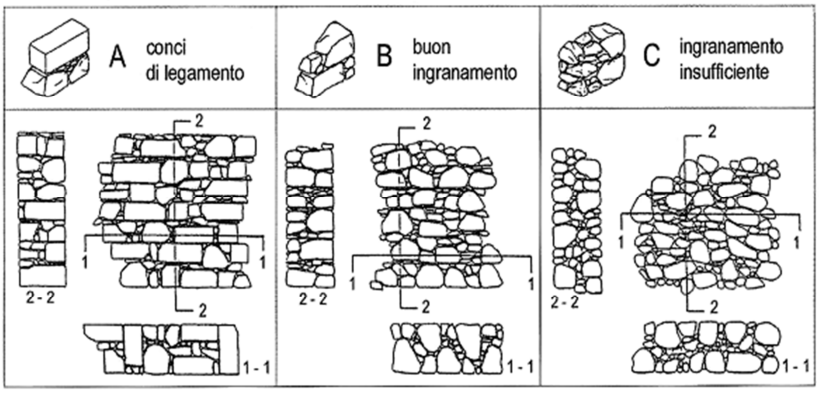
- Materiais: pedra e argamassa (forma, dimensão, origem, estado de conservação, propriedades físicas, químicas e mecânicas).
- Constituição da secção transversal (número de paramentos e existência ou não de ligação entre eles, percentagem de pedra, argamassa e vazios).
- Identificação do paramento exterior (alvenaria de pedra aparelhada, ordinária ou de pedra seca, presença de calços ou cunhas).

No início dos anos noventa, Giuffré (1993) realizou os primeiros estudos sobre a caraterização do comportamento de paredes em alvenaria de pedra de acordo com a respetiva tipologia, baseada na inspeção visual e procurando reconhecer as *regolas del arte* (regras de arte). Estas regras são entendidas como o conjunto de princípios a aplicar na construção murária, de modo a assegurar o funcionamento monolítico destas estruturas. Derivam da observação direta do comportamento de alvenarias quando solicitadas por ações estáticas e dinâmicas e os aspetos fundamentais foram compilados em manuais e constituem uma referência nesta área (Giuffré, 1993; Borri, 2006; Binda *and* Cardani, 2008; Binda *et al.*, 2009).

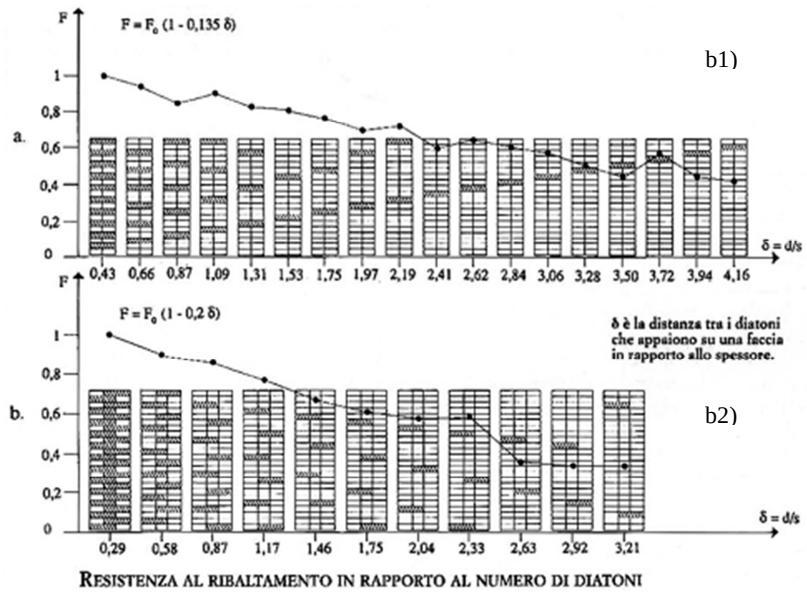
De acordo com as primeiras metodologias referidas (Giuffré, 1993), a tipologia das paredes e respetivos materiais foram cuidadosamente analisados e inseridos em ábacos, sendo a classificação atribuída em função de diversos parâmetros, nomeadamente a presença de travadouros, o tipo de assentamento das pedras, a dimensão das pedras, a presença de cunhas e a quantidade e a qualidade da argamassa. As alvenarias a estudar foram avaliadas qualitativamente e inseridas numa das três

categorias pré-definidas ilustradas na Figura 2.3a). A categoria A corresponde a alvenarias constituídas por pedras de boa qualidade com travadouros e assentamento preferencialmente na horizontal. A alvenaria B também apresenta travadouros e pedras de boa qualidade, mas com maior irregularidade no seu assentamento. A categoria C corresponde a alvenarias mais fracas, com pedras de menor dimensão e dispostas de forma aleatória. A textura de uma alvenaria condiciona o seu comportamento face às ações que a solicitam.

De acordo com a presença de travadouros na secção transversal, Giuffré (1993) definiu ábacos baseados no parâmetro δ que relaciona a distância entre dois travadouros (d) subsequentes e a espessura da secção transversal (s), permitindo diferenciar as paredes pela sua capacidade resistente à flexão pela análise destes dois parâmetros, Figura 2.3b). Da análise do ábaco observa-se que a capacidade resistente fora do plano decresce à medida que diminui o número de travadouros e aumenta a distância entre os travadouros. Segundo Giuffré (1993), a redução em 80% do número de travadouros corresponde a uma redução em 20% da capacidade resistente à flexão.



(a)



(b)

Figura 2.3: Ábacos de paredes em alvenaria de pedra (Giuffré, 1993): (a) classificação das paredes pela análise da textura exterior e secção transversal e (b) avaliação da capacidade resistente à flexão função do número e distância entre travadouros (b1-paredes de folha dupla e b2-paredes de folha tripla).

Pesquisas posteriores foram realizadas na tentativa de classificar paredes em alvenaria de pedra de acordo com a análise da secção transversal e a quantificação da quantidade dos materiais. Em Itália surgiram trabalhos de investigação desenvolvidos na Faculdade de Arquitetura de Milão no sentido de estudar secções transversais de paredes danificadas pelos sismos, respetivamente na região de Lombardia, Friuli, Liguria, Veneto, Matera (Lampugnani *et al.* 1992; Lodigiani *et al.* 1993; Penazzi *et al.* 1998, referido em Binda *and* Saisi, 2002). Como os estudos foram realizados em edifícios danificados pelos sismos foi possível observar cuidadosamente a constituição das paredes e realizar uma adequada análise das secções transversais. A necessidade de estudar várias paredes de edifícios conduziu à elaboração de fichas tipo aplicadas no levantamento geométrico e material. Os resultados obtidos em ensaios *in situ* e em laboratório foram igualmente registados e associados à caraterização geométrica dos casos analisados (Penazzi *et al.*, 1998, referido em Binda *and* Saisi, 2002).

No levantamento das paredes foi adotado um procedimento gráfico que consistiu em fotografar as secções transversais para, após o tratamento da imagem recorrendo a ferramentas computacionais, avaliar os diversos parâmetros caraterísticos das alvenarias em estudo, tais como a percentagem de pedra, de argamassa e de vazios, Figura 2.4a). Na Figura 2.4b) encontram-se indicados os resultados obtidos no levantamento geométrico e material de alvenarias de algumas regiões de Itália. As caraterísticas físicas e mecânicas de amostras de pedra e de argamassa relativas a ensaios em laboratório foram organizadas em fichas indicadas no anexo A.

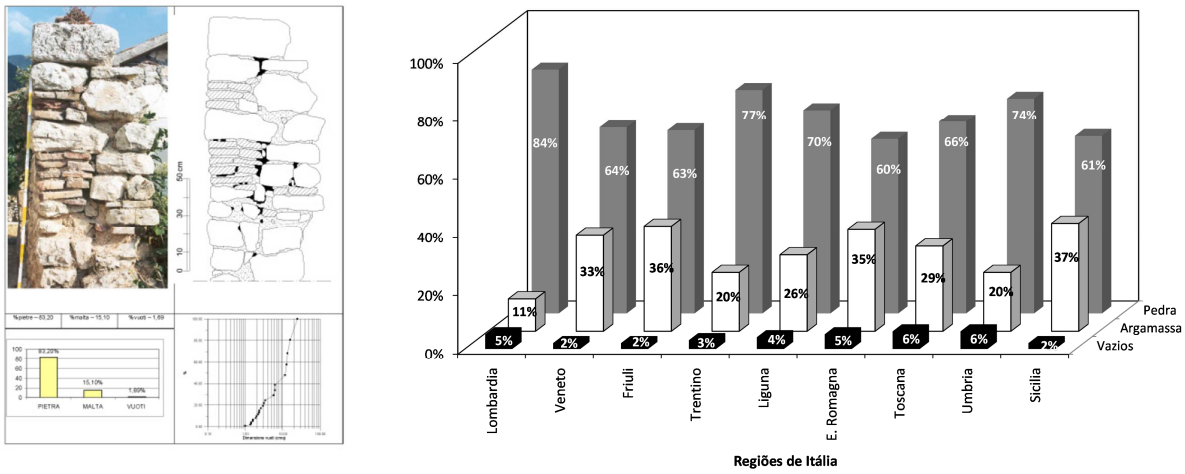
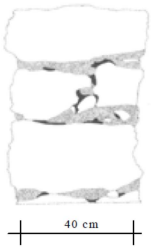
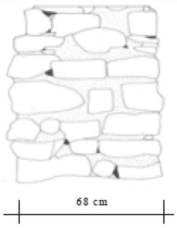
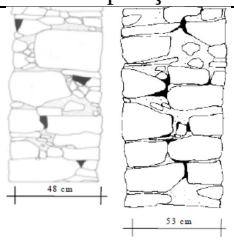
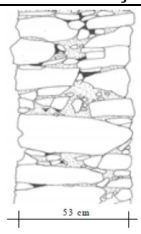
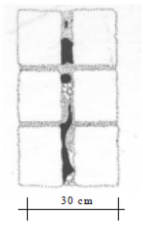
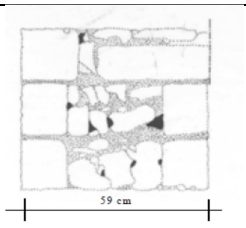
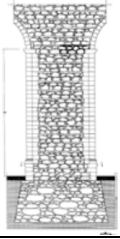


Figura 2.4: Alvenarias de pedra de Itália: (a) exemplo de levantamento geométrico e material de uma secção transversal (Binda *and* Cardani, 2008) e (b) evolução da percentagem de materiais pela análise da secção transversal de alvenarias de diferentes regiões (adaptado de Binda *et al*., 1999).

A observação da constituição da secção transversal constituiu um ponto de partida para a catalogação de alvenarias antigas. Neste sentido, surgiu uma classificação tipológica de acordo com o número de paramentos e o tipo de ligação estabelecida entre paramentos. Esta classificação tem sofrido algumas atualizações ao longo do tempo, nomeadamente a introdução de informação sobre a espessura de paredes por classe (relativos a casos de estudo) e na incorporação de uma classe única para as paredes de junta seca. Conforme indicado na Tabela 2.2, foram definidas quatro categorias principais, podendo cada uma delas conter subclasses (Binda *and* Saisi, 2002).

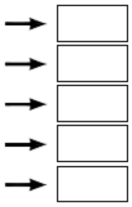
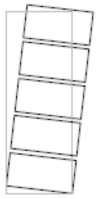
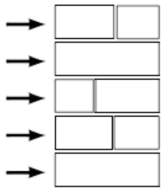
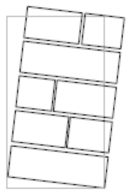
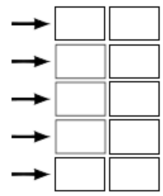
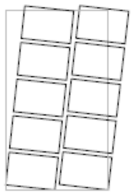
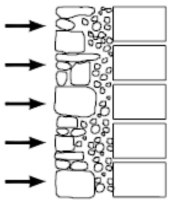
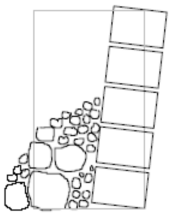
Tabela 2.2: Classificação das secções transversais de paredes em alvenaria de pedra (adaptado de Binda *and* Saisi, 2002).

Classe A: Parede de paramento simples		
Pedra transversal única		De grande espessura (mais de uma pedra transversal)
		
Classe B: Parede de dois paramentos		
Paramento sem ligação	Paramento ligados por simples sobreposição	Paramento ligados por pedras transversais que atravessam toda a secção (travadouros)
		
Classe C: Parede de três paramentos		
Paramento interno de espessura reduzida	Paramento interno espesso	Paramento interno espesso referente a pilares de igrejas e catedrais
		
Classe D: Parede de pedra seca		

A classe A corresponde a paredes de folha única (finas, para espessuras na ordem dos 25cm e mais espessas para espessuras de cerca de 40cm). A classe B corresponde a paramento duplo com espessuras na ordem dos 50cm, apresentando três variantes: dois paramentos sem ligação; dois paramentos com ligação simples por pedras sobrepostas na interface de contacto e dois paramentos com ligação transversal feita por pedras longas e regulares (travadouros) que atravessam a totalidade da secção transversal. A classe C diz respeito a paramento triplo, distinguindo-se três situações: com folha interna fina (espessura de parede de cerca de 30cm); com folha interna espessa (espessura total de aproximadamente 60cm) e com folha interna espessa mas relativo a pilares de igrejas e catedrais. Por fim, a classe D corresponde a paredes de junta seca.

Tal como Guiffré (1993) tinha constatado, o comportamento das paredes quando solicitadas por ações fora do plano depende claramente da ligação entre as pedras. Na Tabela 2.3 apresentam-se possíveis modos de rotura de paredes solicitadas fora do seu plano (Binda *et al.*, 2009). No caso de panos de paredes bem ligados recorrendo a travadouros (panos duplos), a tendência é de funcionamento monolítico. Pelo contrário, em paredes de folha dupla, sem ligação ou com ligação deficiente, a rotura dos dois panos pode ocorrer de forma independente e o paramento mais fraco pode conduzir ao colapso da outra parte da secção.

Tabela 2.3: Comportamento mecânico para diferentes tipologias de secção transversal (adaptado de Binda *et al.*, 2009).

Imagem	Levantamento geométrico	Modelo	Comportamento mecânico
			
			
			
			

Relativamente à análise do paramento exterior, e de acordo com Binda (2000), a designação atribuída às paredes em alvenaria de pedra é definida em função do tipo de aparelho (disposição geral dos blocos de pedra no pano de parede) e do assentamento das pedras (modo como os blocos de pedra são assentes e aparência final daí obtida), Tabela 2.4.

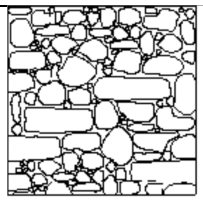
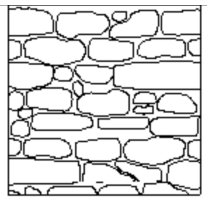
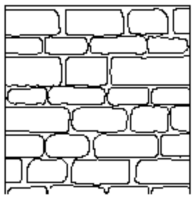
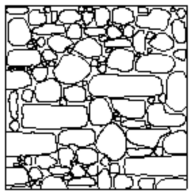
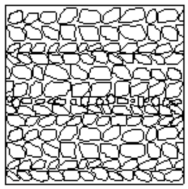
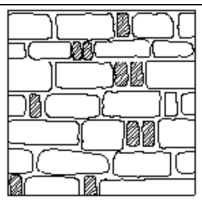
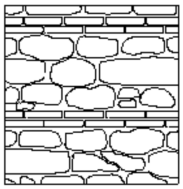
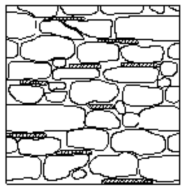
Em relação ao seu ***aparelho***, as paredes em alvenaria de pedra são designadas de três modos distintos:

- Irregular: paredes de pedra tosca, angulosa e irregular em forma e em dimensão, ou rolada, ligadas entre si por argamassa ordinária ou não, dispostas sem qualquer alinhamento específico.

- Alinhamento com juntas irregulares: paredes constituídas por pedras de forma pouco regular assentes em argamassa ou não e dispostas segundo um dado alinhamento. A maioria das pedras apresenta dimensões semelhantes.
- Alinhamento com juntas regulares: paredes constituídas por pedras de forma regular trabalhadas para esse efeito, dispostas em camadas segundo um alinhamento horizontal e ligadas entre si por argamassa, ou simplesmente assentes umas sobre as outras.

Relativamente ao modo de ***assentamento*** dos blocos de pedra, surgem quatro designações: aleatório (pedras dispostas sem qualquer tipo de ordem); em 'espinha de peixe' (pedras dispostas segundo uma linha de convergência); horizontal/vertical (alinhamento de pedras segundo o plano horizontal e vertical) e horizontal (alinhamento de pedras predominantemente segundo o plano horizontal). Em relação ao modo de assentamento poderão surgir mais dois casos a ocorrer em qualquer das paredes identificadas anteriormente. O primeiro caso diz respeito ao escalonamento com fiadas horizontais de regularização, normalmente distanciadas entre si de 1.5 a 2m e realizadas com outro material. O segundo caso é relativo à presença de calços ou cunhas, ou seja, pequenos pedaços de pedra ou de outro material no preenchimento de vazios entre os blocos de pedra.

Tabela 2.4: Classificação das alvenarias de pedra quanto ao aparelho e assentamento (Binda *et al.*, 2009).

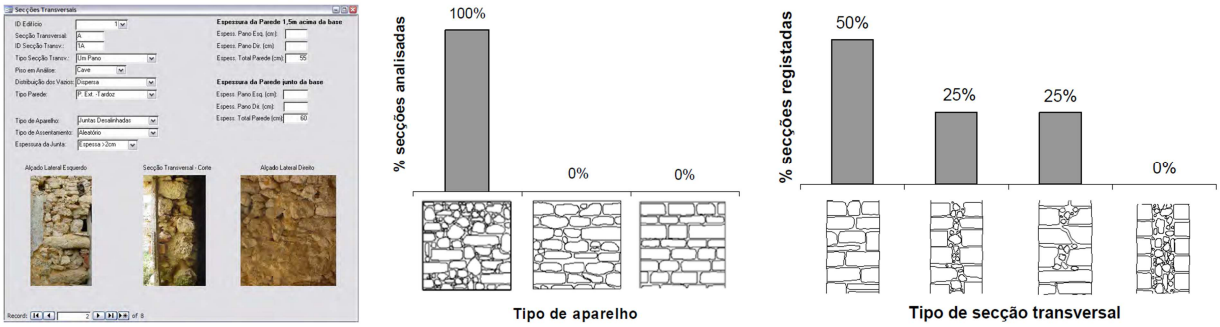
Aparelho		
		
Irregular	Alinhamento com juntas irregulares	Alinhamento com juntas regulares
Assentamento		
		
Aleatório	Espinha peixe	Horizontal/vertical
		
Fiadas de regularização	Presença de calços	Horizontal

Binda *and* Saisi (2002) refere ainda que uma adequada avaliação do comportamento de paredes em alvenaria de pedra também deverá ter em conta o tipo de edifício em estudo (casa isolada, casa geminada, igreja, torre, etc.). Distinguir a tipologia do edifício permite encontrar a metodologia de investigação que melhor se adequa a cada situação, com vista à seleção da técnica de eventual

reabilitação a aplicar, dado que nem sempre é apropriado, ou possível adotar as mesmas técnicas de intervenção em edifícios de diferentes classes.

Em Portugal pouca investigação tem sido realizada ao nível de levantamento de tipologias de paredes em alvenaria de pedra com vista à sua catalogação (caraterização geométrica, material e comportamento mecânico). Salienta-se o trabalho desenvolvido por Casella (2003) relativo ao levantamento de tipologias de construção murária em diversas regiões do país. Este trabalho contém referência a caraterísticas gerais das paredes, nomeadamente à geometria, ao tipo de aparelho, ao processo construtivo e às propriedades físicas e mecânicas da pedra e da argamassa.

Como primeira tentativa a nível nacional de criação de uma base de dados de edifícios em alvenaria de pedra refere-se o trabalho de Pagaimo (2004). De acordo com estudos similares realizados em Itália, foi estruturada uma base de dados que contém informações sobre as alvenarias de calcário da Vila de Tentúgal, distrito de Coimbra. Foram estudados doze edifícios de habitação, nos quais foram realizados levantamentos geométricos e materiais de paredes em alçado e secção transversal, de modo a identificar tipologias predominantes na vila. Paralelamente, foram realizados ensaios com macacos planos com vista à caraterização mecânica das alvenarias. A Figura 2.5a) ilustra alguns aspetos da base de dados desenvolvida e na Figura 2.5b) inclui-se os resultados obtidos ao nível da identificação do tipo de aparelho e de secção transversal.



(a) (b)

Figura 2.5: Levantamento geométrico e material de paredes na Vila de Tentúgal (Pagaimo, 2004): (a) imagem de parte da base de dados e (b) representação gráfica do tipo de aparelho e de secção transversal predominante.

Relativamente a trabalhos de investigação sobre sistemas construtivos de edifícios antigos da cidade do Porto refere-se o trabalho de Teixeira (2004). Neste estudo foi analisada a evolução urbana da cidade do Porto e a sua influência no sistema construtivo das casas burguesas entre os séculos XVII e XIX. Foi efetuado um estudo exaustivo das técnicas construtivas e materiais aplicados nos diferentes elementos que constituem os edifícios antigos em alvenaria de pedra.

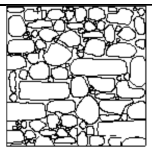
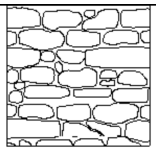
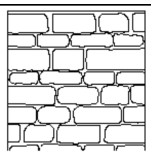
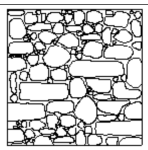
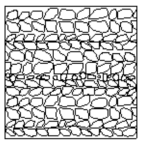
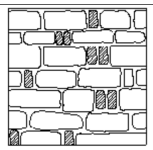
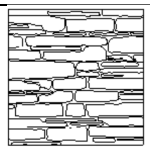
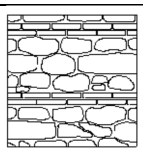
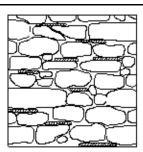
2.4 Classificação e avaliação da qualidade de paredes em alvenaria de pedra

Estudos mais exaustivos sobre esta temática foram desenvolvidos em Itália, mediante a aplicação de fichas tipo no levantamento geométrico e material de paredes em alvenaria de pedra que serviram de base à avaliação da qualidade das alvenarias, nomeadamente quando se pretendia estimar a vulnerabilidade das construções e definir procedimentos de intervenção a aplicar numa fase pós-sismo.

O tratamento estatístico dos resultados obtidos permitiu obter informações preciosas sobre as caraterísticas das alvenarias por região, sendo a informação reunida e armazenada numa base de dados. Na Tabela 2.5 encontra-se uma ficha tipo aplicada no levantamento de alvenarias, desenvolvida pelo *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*/*Consiglio Nazionale delle Ricerche* (GNDT/CNR), Molise (2006).

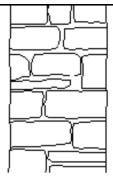
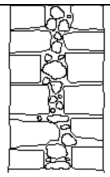
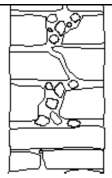
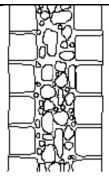
A ficha alvenaria permite caraterizar os elementos constituintes, nomeadamente os materiais aplicados, o tipo de aparelho e de secção transversal, verificar a ligação entre paramentos, finalizando com o registo fotográfico do paramento. Com a aplicação desta ficha foi possível identificar a tipologia de diferentes paredes em Itália e alguns exemplos podem ser consultados no anexo A.

Tabela 2.5: Ficha Alvenaria, GNDT/CNR (adaptado de Molise, 2006).

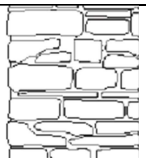
<table>
<tr><td colspan="12">Pedra</td></tr>
<tr><td colspan="2">Material:</td><td colspan="2">☐ arenito</td><td colspan="2">☐ calcário</td><td colspan="2">☐ tufo</td><td colspan="2">☐ calcário-arenito</td></tr>
<tr><td colspan="2"></td><td colspan="2">☐ adobe</td><td colspan="6">☐ outros……</td></tr>
<tr><td colspan="2">Forma:</td><td colspan="2">☐ arredondada (seixos)</td><td colspan="2">☐ retangular</td><td colspan="4">☐ quadrada</td></tr>
<tr><td colspan="4">Dimensão (medida na diagonal):</td><td colspan="2">☐ pequena (<15cm)</td><td colspan="2">☐ media (15:25cm)</td><td colspan="2">☐ grande (>25cm)</td></tr>
<tr><td colspan="4">Estado de conservação:</td><td colspan="2">☐ mau</td><td colspan="2">☐ médio</td><td colspan="2">☐ bom</td></tr>
<tr><td colspan="12">Argamassa</td></tr>
<tr><td colspan="2">Tipo:</td><td colspan="2">☐ cal aérea</td><td colspan="2">☐ cal hidráulica</td><td colspan="2">☐ cimentícia</td><td colspan="2">☐ ……..……</td></tr>
<tr><td colspan="4">Estado de conservação:</td><td colspan="2">☐ incoerente</td><td colspan="2">☐ friável</td><td colspan="2">☐ tenaz</td></tr>
<tr><td colspan="4">Função:</td><td colspan="2">☐ assentamento</td><td colspan="2">☐ enchimento</td><td colspan="2">☐ reboco</td></tr>
<tr><td colspan="12">Textura do Paramento</td></tr>
<tr><td colspan="12">Aparelho</td></tr>
<tr><td colspan="4">  </td><td colspan="4">  </td><td colspan="4">  </td></tr>
<tr><td colspan="4">☐ irregular</td><td colspan="4">☐ juntas irregulares</td><td colspan="4">☐ juntas regulares</td></tr>
<tr><td colspan="12">Assentamento</td></tr>
<tr><td colspan="3">  </td><td colspan="3">  </td><td colspan="3">  </td><td colspan="3">  </td></tr>
<tr><td colspan="3">☐ aleatório</td><td colspan="3">☐ espinha peixe</td><td colspan="3">horizontal/vertical</td><td colspan="3">horizontal</td></tr>
<tr><td colspan="3"></td><td colspan="3"></td><td colspan="3"></td><td colspan="3"></td></tr>
<tr><td colspan="6">Camadas de regularização:</td><td colspan="6">Calços:</td></tr>
<tr><td colspan="6">  </td><td colspan="6">  </td></tr>
<tr><td colspan="2">☐ ausente</td><td colspan="2">☐ tijolo</td><td colspan="2">☐ outro</td><td colspan="2">☐ ausente</td><td colspan="2">☐ pedra</td><td colspan="2">☐ tijolo</td></tr>
</table>

Secção Transversal			
Tipologia:	☐ paramento simples	☐ paramento duplo sem ligação	☐ paramento duplo com ligação
	☐ 'a sacco' incoerente	☐ 'a sacco' coerente	

'a sacco': alvenaria de dois paramentos com enchimento no interior.

			
☐ paramento único		☐ paramento duplo sem ligação	
			
☐ paramento duplo com ligação		☐ 'a sacco'	
Espessura:	total ……..	paramento exterior……	paramento interior……
Presença significativa de vazios ☐		Presença de travadouros (ligação pontual entre o paramento exterior e interior) ☐	

Reboco				
Estado atual:	☐ face à vista	☐ ausente	☐ com falhas	☐ presente
Estado de conservação:		☐ degradado	☐ fissurado	☐ bom

Ligações entre paredes			
Em L (canto):			
Tipologia:	☐ ligação deficiente	☐ ligação irregular	☐ alternância regular
			
Elementos constituintes:	☐ análogos ao da parede	☐ de maior dimensão	☐ em cantaria
Em T (cruzamento de paredes):			
Tipologia:	☐ ausência de ligação	☐ ligação deficiente	☐ ligação eficaz
Diferente tipologia das paredes principais ☐		Presença frequente de tirantes ☐	

Intervenções de consolidação		
Parede:		
☐ nenhuma	☐ substituição pontual de tijolo	☐ substituição pontual de pedra
☐ refechamento juntas com argamassa	☐ injeção das juntas com argamassa	☐ reboco armado
Nas ligações:		
☐ nenhuma	☐ fecho de vãos	☐ inclusão de tirantes
☐ vigas cinta em betão armado	☐ vigas cinta metálicas	☐ ligação pavimento/parede
		☐ inclusão de gatos

2.4.1 Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios em alvenaria (GNDT/CNR)

Em Itália, foram estabelecidos projetos em várias regiões com vista à avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios incluídos em centros habitacionais. Para tal, foram aplicadas fichas tipo no levantamento de casos de estudo devidamente selecionados por região, designadas de fichas de 1º e 2º nível, desenvolvidas pelo GNDT/CNR. Uma das regiões analisadas foi a Toscana (DGPA/SSR, 2003).

A ficha de 1º nível encontra-se dividida em oito secções. Neste estudo, apenas se aborda a secção 7 relativa à identificação dos elementos verticais e focando em particular as paredes em alvenaria de pedra designadas pelas letras de A a F.

A classificação das paredes é realizada por observação visual, aplicando a 'Ficha Alvenaria' do GNDT/CNR ilustrada na Tabela 2.5. Dentro das opções pré-definidas (A a F) identifica-se aquela que melhor se ajusta ao caso em análise. As diferentes classes de paredes e respetiva descrição encontram-se indicadas na Tabela 2.6.

A ficha de 2º nível permite estimar a vulnerabilidade da estrutura pela análise de diversos parâmetros distribuídos ao longo de onze secções. A secção 2 é dedicada à avaliação da qualidade das alvenarias a partir da análise de três níveis de conhecimento:

1º Nível – Tipo de paramento: definido de acordo com as classes de paredes especificadas na secção 7 da ficha de 1º nível (A, B, C, D, etc.). Verificação da existência ou ausência de elementos transversais de ligação (travadouros), nomeadamente em alvenarias de dois paramentos.

2º Nível – Tipo de aparelho: definido em função da disposição horizontal das pedras e do afastamento entre juntas verticais, classificando-a em: A_O caso seja ordenado e A_d no caso em que é desordenado. Este nível está relacionado com a homogeneidade e com a regularidade da disposição das pedras ao longo do paramento, que permite conferir um adequado imbricamento entre blocos.

3º Nível – Qualidade da argamassa: avaliada de acordo com o estado de conservação da argamassa classificando-a em M_b de boa qualidade (tipo cimentícia ou hidráulica resistente), ou M_c de má qualidade (inconsistente e friável).

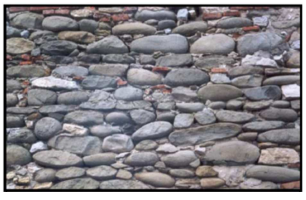
A partir da análise dos três níveis de conhecimento e consultando os quadros da Tabela 2.6, em função da classe tipológica da estrutura vertical (1º nível de conhecimento) identifica-se a qualidade da alvenaria. Esta classificação pode variar entre a classe A de boa qualidade, passando pela classe B e C de qualidade intermédia e terminando na classe D de fraca qualidade.

Como exemplo de aplicação desta metodologia de análise numa escala mais alargada, refere-se o projeto *Lavori Socialmente Utili*- LSU1995-2000, proposto pelo Departamento de Proteção Civil em colaboração com o GNDT, cujo principal objetivo consistiu na avaliação do risco sísmico em edifícios públicos e privados inseridos em centros históricos, conduzindo à formação do Programa Nacional de

Prevenção do risco sísmico (GNDT/CNR, 2000). Esta investigação foi realizada em diversas regiões de Itália meridional por se tratar da zona onde existe maior probabilidade de ocorrência de sismos.

O projeto iniciou com o estudo de edifícios públicos especiais e estratégicos, sendo posteriormente aplicado na investigação de edifícios privados, com carácter predominantemente habitacional, envolvendo a análise de cerca de 25000 edifícios pertencentes a património edificado privado, distribuídos por 400 concelhos.

Tabela 2.6: Classificação de paredes em termos de tipologia e de qualidade, GNDT/CNR (DGPA/SSR, 2003).

Tipologia	Descrição	Imagem	Quadro Classificativo
A	Alvenaria de dois paramentos com enchimento no interior (‘muratura a sacco’), constituída por pedras de diversas dimensões, mal imbricadas e sem ligação entre paramentos.		TIPOLOGIA A Ao: D; Ad: D Mb Mc Mb Mc D D D D
B	Alvenaria de dois paramentos com enchimento no interior (‘muratura a sacco’), constituída por pedras de forma regular, bem aparelhada, com ligação entre paramentos e possibilidade de apresentar escalonamento com fiadas de regularização em pedra ou em tijolo.		TIPOLOGIA B Ao: C; Ad: D Mb Mc Mb Mc C D D D
C	Alvenaria de pedra irregular disposta de forma aleatória.		TIPOLOGIA C Ao: C; Ad: D Mb Mc Mb Mc C D C D
D	Alvenaria de pedra irregular com cantos em pedra de melhor qualidade (forma regular) e /ou com escalonamento com fiadas de regularização em pedra ou em tijolo.		TIPOLOGIA D Ao: B; Ad: C Mb Mc Mb Mc B B B/C D
E	Alvenaria de pedra arredondada do tipo de rio, com espessura variável e sem escalonamento com fiadas de regularização em pedra ou em tijolo		TIPOLOGIA E Ao: D; Ad: D Mb Mc Mb Mc D D D D
F	Alvenaria de pedra arredondada do tipo de rio de espessura variável, com cantos em pedra de melhor qualidades e/ou com escalonamento com fiadas de regularização em pedra ou em tijolo		TIPOLOGIA F Ao: C; Ad: D Mb Mc Mb Mc C D D D

2.4.2 Ábacos associados à ficha *Agibilità e danno nell'emergenza Sismica* (AeDES)

Na avaliação imediata do estado das construções após a ocorrência de um sismo, o GNDT definiu um inquérito designado de 1º nível de levantamento de danos nos edifícios em emergência pós-sísmica AeDES (GNDT, 2000). Na sua aplicação está inerente a classificação de paredes em alvenaria de pedra em termos da sua qualidade estrutural, tratando-se de uma análise expedita de aplicação direta. Este inquérito foi pensado para ser aplicado em edifício habitacionais em alvenaria, podendo no entanto ser aplicado em edifícios que desempenhem funções específicas (indústria, teatros, igrejas, monumentos). Esta ficha é fruto da experiência adquirida em levantamentos realizados ao longo de vários anos em cenários pós-sismo.

A ficha encontra-se dividida em nove secções, desde a identificação e descrição geral do edifício, passando pelo levantamento dos elementos constituintes e danos observados, finalizando com a definição dos procedimentos a adotar numa intervenção imediata. A secção 3 diz respeito à identificação da estrutura vertical. O reconhecimento do tipo de alvenaria é realizado a partir da observação visual no local e da consulta de ábacos com diferentes texturas de paredes (GNDT, 2000). A caraterização tipológica da alvenaria é definida em função da textura do paramento, da qualidade da argamassa e do método construtivo, sendo identificados dois tipos de alvenarias: alvenaria tipo I (textura irregular e de má qualidade) e do tipo II (textura regular e de boa qualidade):

- A alvenaria do tipo I apresenta uma textura irregular e de fraca qualidade (pedra alongada, de forma irregular e arredondada) com possibilidade de desmoronamento. Apresenta elevada vulnerabilidade fora do plano que, por vezes, pode ser causada pela instabilidade dos paramentos mal ligados ou não ligados. Solicitada no plano apresenta deficiente resistência, podendo colapsar devido à fraca resistência dos materiais, em particular da argamassa, e ao reduzido atrito desenvolvido entre os elementos devido à configuração do aparelho das pedras.
- A alvenaria do tipo II apresenta uma textura regular e de boa qualidade (pedra retangular ou tijolo). Em termos de ações fora do plano possui baixa vulnerabilidade, possivelmente devido à existência de travadouros ou ligação entre paramentos que pode ser executada por sobreposição de pedras. Solicitada no seu plano, apresenta média a elevada resistência devido ao atrito entre os blocos que resulta do bom aparelho das pedras.

Neste sentido, a seleção do tipo de alvenaria é realizada mediante a consulta de ábacos por nível de conhecimento, os quais contêm caraterísticas de alvenarias tipificadas.

O 1º nível de conhecimento do GNDT propõe uma classificação baseada na análise do paramento exterior, obtida diretamente da observação cuidada do alçado da parede não rebocada, vindo classificada nas seguintes três grandes famílias (A, B, C), cada uma com subfamílias (1 e 2):

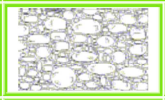
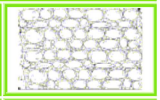
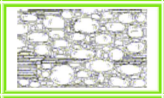
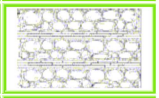
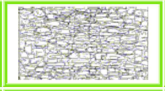
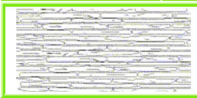
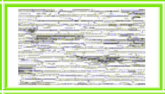
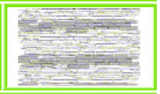
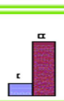
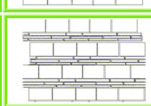
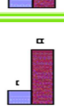
Tipo A: alvenaria irregular constituída por elementos grosseiros: A1 pedra arredondada lisa tipo seixo de rio, de pequena a média dimensão, e A2 pedra grosseira não trabalhada de forma alongada e de espessura variável.

Tipo B: alvenaria trabalhada mas com forma irregular: B1 pedras alongadas e B2 pedras aproximadamente retangulares, notoriamente trabalhadas.

Tipo C: alvenaria regular realizada com elementos de cantaria: C1 pedra natural retangular e C2 pedras artificiais (tijolo).

Em qualquer das famílias identificadas anteriormente surgem mais dois outros códigos relativos à presença de camadas de regularização em tijolo ou em pedra, sendo designados de CR quando apresentam esta regularização e SR quando não apresentam. A partir do 1º nível de conhecimento é possível estimar o tipo de alvenaria em I ou II, de acordo com a leitura de um ábaco baseado em probabilidades de classificação. Contudo, esta primeira análise poderá não ser devidamente esclarecedora sobre o tipo de alvenaria a considerar, uma vez que ocorrem situações em que a probabilidade é de 50% para cada tipo. Neste sentido, é necessário atender a outras caraterísticas da alvenaria. Como exemplo, na Tabela 2.7 apresenta-se um dos ábacos de 1º nível de conhecimento, encontrando-se outras tabelas do mesmo tipo no anexo A.

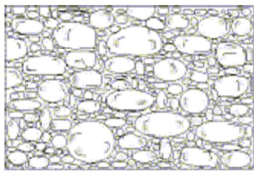
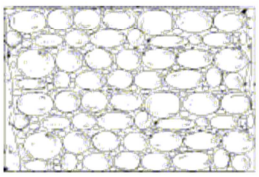
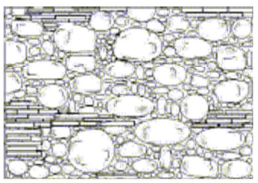
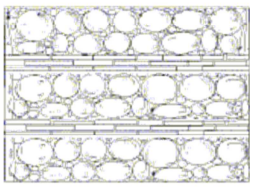
Tabela 2.7: Ábaco do 1º nível de conhecimento, baseado sobre o paramento externo (adaptado de GNDT, 2000; Sousa, 2010).

Tipo	Tipo dos elementos	Código Tipo	Código Fiadas de regularização	Atribuição	Exemplos de Textura	
A	*Pedra arredondada ou seixos de rio pequena ou média dimensão*	A1	SR (não)			
			CR (sim)			
	Pedra grosseira (Pedregulho) ou pedras: cascalho de pedreiras, lascas, pedras de variadas dimensões	A2	SR (não)			
			CR (sim)			
B	*Elementos laminados ("a soletti")*	B1	SR (não)			
			CR (sim)			
	Elementos semiregulares sumariamente trabalhados	B2	SR (não)			
			CR (sim)			
C	*Pedra natural quadrangular (tufo, calcário, arenito, etc.)*	C1	SR (não)			
			CR (sim)			
	Pedra artificial (tijolos)	C2				

O 2º nível de conhecimento do GNDT é baseado na avaliação da qualidade da argamassa no local mediante a realização de testes de escarificação, de modo a distinguir argamassa de boa qualidade (M_b) de argamassa de fraca qualidade, friável que se desfaz com a mão (M_c).

O 3º nível de conhecimento do GNDT é relativo à secção transversal, distinguindo-se alvenarias com paramento bem ligado (P_c) de alvenarias com paramentos desligados ou mal ligados (P_s). Para obter esta última informação é necessário que a secção da parede esteja visível, situação possível em caso de ruína. Em função da análise destas variáveis (paramento exterior, argamassa e secção transversal) é atribuída uma classificação à parede. Deste modo, a incerteza na atribuição da classificação da parede (alvenaria do tipo I ou II) vai diminuindo à medida que se passa do 1º nível de conhecimento para os dois níveis seguintes, obtendo-se no final uma classificação mais fiável. Na Tabela 2.8 apresentam-se alguns dos ábacos referidos, encontrando-se os restantes no anexo A.

Tabela 2.8: Ábaco do 1º, 2º e 3º nível de conhecimento, sobre alvenaria irregular (A1) (adaptado de GNDT 2000); Sousa, 2010).

A1: PEDRA ARREDONDADA		
Descrição: constituída predominantemente por elementos com superfície lisa e arredondada, seixos de rio de pequena e média dimensão. Textura desordenada ou ordenada.		
Sem fiadas de regularização (S.R.)		
	Atribuição 1º Nível: I 2º Nível: Mc | Mb → I | I 3º Nível: Ps Pc Ps Pc → I I I I	 Senise (PZ): Seixos com textura desordenada
	Atribuição 1º Nível: I 2º Nível: Mc | Mb → I | I 3º Nível: Ps Pc Ps Pc → I I I I	 Assisi: Seixos de vária natureza com textura ordenada
Com fiadas de regularização (C.R.)		
	Atribuição 1º Nível: I 2º Nível: Mc | Mb → I | I 3º Nível: Ps Pc Ps Pc → I I I I	 Sassuolo (MO): Seixos e Tijolos
	Atribuição 1º Nível: I 2º Nível: Mc | Mb → I | I 3º Nível: Ps Pc Ps Pc → I I I II	 Benevento: Alvenaria de pedras com cursos de tijolos

2.4.3 Ficha de avaliação da qualidade murária - *Projeto Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica* (RELUIS)

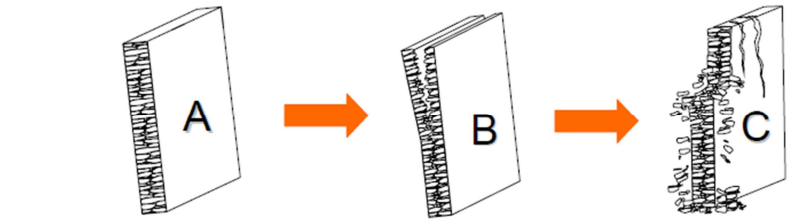
No âmbito do projeto RELUIS foram definidos métodos para a avaliação da qualidade das alvenarias a partir da identificação de parâmetros que caracterizem as regras de arte na construção. Neste subcapítulo são referidos dois métodos de análise, nomeadamente:

- Método de avaliação do Índice de Qualidade da Alvenaria de Pedra (I.Q.M.) proposto por Borri (2006a) e definido em relação às três ações que a alvenaria pode estar sujeita (vertical, horizontal no plano e horizontal fora do plano).
- Método de avaliação da Linha de Mínimo Traçado (L.M.T), proposto por Binda *et al*. (2009), relativo ao imbricamento das pedras no plano exterior do paramento e na secção transversal.

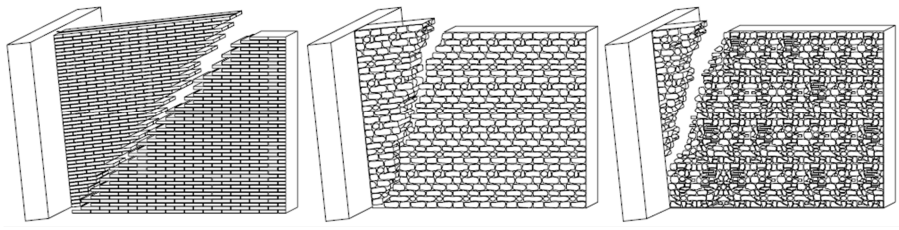
2.4.3.1 Método de avaliação do Índice de Qualidade da Alvenaria de Pedra (I.Q.M.)

Este método baseia-se na definição de um índice numérico para avaliar a qualidade das alvenarias (I.Q.M) em relação às ações que as solicitam (vertical, horizontal e fora do plano), através da análise de parâmetros associados às regras de arte e que conduzem à classificação da alvenaria em três categorias, Figura 2.6:

Categoria A: alvenaria de boa qualidade, realizada segundo as regras de arte.
Categoria B: alvenaria de média qualidade, realizada segundo algumas das regras de arte.
Categoria C: alvenaria de qualidade insuficiente que não respeita as regras de arte.



(a)



(b)

Figura 2.6: Classificação de paredes em alvenaria de pedra nas diferentes categorias A, B e C (Borri, 2005): (a) para ação horizontal fora do plano e (b) para ação horizontal no plano.

Esta metodologia, para além de atender à qualidade da argamassa, da pedra e à presença de travadouros, envolve ainda a análise de parâmetros relacionados com a textura das alvenarias obtidos através de inspeção visual. Estes parâmetros dizem respeito à forma e à dimensão das pedras, ao desfasamento das juntas verticais e à presença de fiadas horizontais, sendo-lhes atribuída três

condições possíveis: respeitado (R), parcialmente respeitado (PR) e não respeitado (NR). Esta avaliação é realizada em painéis de parede considerados representativos da alvenaria em questão. Os parâmetros das regras de arte considerados são sete e encontram-se descritos na Tabela 2.9 e na Tabela 2.10.

Tabela 2.9: Parâmetros das regras de arte: qualidade da argamassa (MA); presença de travadouros (P.D.); forma do elemento (F.EL.); dimensão do elemento resistente (D.EL.) (Binda *et al*., 2009; Borri 2006a).

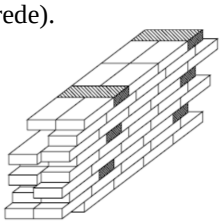
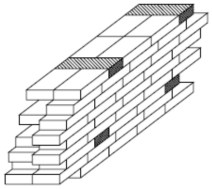
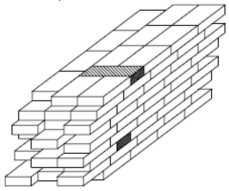
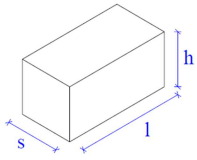
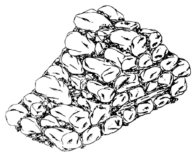
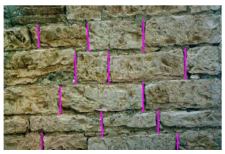
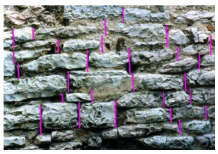
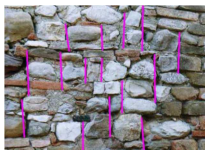
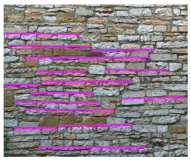
Designação (sigla)	Descrição/Exemplos		
	Respeitado (**R**)	Parcialmente Respeitado (**PR**)	Não Respeitado (**NR**)
Qualidade da Argamassa (**MA**)	argamassa hidráulica em bom estado; as juntas apresentam-se em bom estado de conservação.	argamassa à base de cal aérea que apresenta bom estado de conservação e as juntas com preenchimento adequado.	argamassa fortemente degradada ou ausente e as juntas apresentam-se bastante erodidas.
Presença de travadouros (**P.D.**)	travadouros suficientes para conferir um comportamento monolítico. (pelo menos 5 a 6 travadouros por m^2 de parede). 	situação intermédia entre o respeito e o não respeito. (pelo menos 3 a 4 travadouros por m^2 de parede). 	travadouros insuficiente para conferir um comportamento monolítico. (pelo menos 3 travadouros por m^2 de parede). 
Forma do elemento resistente (**F. EL.**)	quando os elementos regulares abrangem pelo menos ¾ da superfície e da espessura da parede.	quando os elementos de forma irregular ou arredondada abrangem uma superfície ou espessura de parede compreendida entre ¼ e ½.	quando os elementos de forma irregular ou arredondada abrangem uma extensão de superfície ou espessura de parede de pelo menos ½.
Dimensão do elemento resistente (**D. EL.**) 	quando os elementos resistentes são de grande dimensão: l= 30 a 50cm; s=15 a 25cm; h= 10 a 20cm.	quando os elementos resistentes apresentam: l= 15 a 30cm; s=5 a 15cm; h= 5 a 15cm.	quando os elementos resistentes apresentam pequenas dimensões. 

Tabela 2.10: Parâmetros das regras de arte: desfasamento entre juntas verticais (S.G.), presença de fiadas horizontais (O.R.) e qualidade do elemento resistente (RE.EL) (Binda *et al.*, 2009; Borri 2006a).

Designação (sigla)	Descrição/Exemplos		
	Respeitado (**R**)	Parcialmente Respeitado (**PR**)	Não Respeitado (**NR**)
Desfasamento entre juntas verticais (**S.G.**)	quando a junta vertical se encontra alinhada com a zona central do elemento resistente inferior. 	quando a junta vertical se encontra em posição intermédia entre a zona central do elemento resistente inferior e o seu bordo. 	quando as juntas verticais se encontram alinhadas envolvendo dois ou mais elementos resistentes. 
Presença de fiadas horizontais (**O.R.**)	alinhamento horizontal em quase todo o comprimento da parede, ao longo da altura, sem que ocorra interrupção	alinhamento horizontal abrange menos de ¾ do comprimento da parede e em altura poderá apresentar desfasamentos locais. 	alinhamento horizontal é interrompido ao longo do comprimento da parede e apresenta-se desfasado em altura.
Qualidade do elemento resistente (**RE.EL.**)	elementos resistentes não se apresentam degradados ou em ruína.	-	elementos apresentam-se severamente degradados, sem capacidade resistente.

Em função da condição admitida (R, PR, NR) e dos três tipos de solicitações (vertical, horizontal no plano e fora do plano) são atribuídos pesos aos parâmetros analisados, consoante a sua importância face a uma adequada resposta da parede. Na Tabela 2.11 são indicados os pesos atribuídos a cada parâmetro por ação. No final, aplica-se a expressão (2.1) para a obtenção do índice de qualidade que permite classificar a alvenaria em três classes, A, B e C, Tabela 2.12.

Tabela 2.11: Pesos atribuídos as parâmetros de acordo com a ação solicitante (Binda *et al.*, 2009).

Para qualquer ação quando RE.EL=NR a alvenaria é categoria C

Parâmetro	Ação vertical			Ação horizontal fora plano			Ação horizontal plano		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
MA	0.0	0.5	2.0	0.0	0.5	1.0	0.0	1.0	2.0
P.D.	0.0	1.0	1.0	0.0	1.5	3.0	0.0	1.0	2.0
F.EL.	0.0	1.5	3.0	0.0	1.0	2.0	0.0	1.0	2.0
D.EL.	0.0	0.5	1.0	0.0	0.5	1.0	0.0	0.5	1.0
S.G.	0.0	0.5	1.0	0.0	0.5	1.0	0.0	1.0	2.0
O.R.	0.0	1.0	2.0	0.0	1.0	2.0	0.0	0.5	1.0
RE.EL.	0.3	0.7	1.0	0.5	0.7	1.0	0.3	0.7	1.0

$$I.Q.M = RE.EL.(O.R. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + MA) \quad (2.1)$$

Tabela 2.12: Categoria de acordo com a ação solicitante (Borri, 2006b).

Tipo de ação	Categoria		
	C	B	A
vertical	0≤I.Q.M<2.5	2.5≤ I.Q.M <5	5≤ I.Q.M ≤10
horizontal no plano	0≤ I.Q.M ≤4	4< I.Q.M <7	7≤ I.Q.M ≤10
horizontal fora plano	0≤ I.Q.M ≤3	3< I.Q.M <5	5≤ I.Q.M ≤10

Quanto maior for o valor de I.Q.M. melhor será a resposta da parede face às solicitações consideradas. A aplicação da ficha de qualidade murária num caso de estudo encontra-se no anexo A.

2.4.3.2 Método de avaliação da Linha do Mínimo Traçado (LMT)

Este método pretende quantificar a qualidade da alvenaria mediante a avaliação do imbricamento entre as pedras. A partir da seleção de uma zona de parede ($1x1m^2$) são traçados caminhos desde o topo até à base dessa zona da parede que não se intersetem, correspondentes a percursos possíveis das forças de atrito ao longo da altura da parede.

O valor da LMT corresponde ao comprimento da linha de menor comprimento encontrada na parede. A avaliação da qualidade construtiva é realizada pela comparação do comprimento da LMT com valores de referência dos níveis de imbricamento LMTn (valor médio de LMT normalizado para uma zona de parede com $1x1m^2$). Quanto menor for o comprimento desta linha menor será a sua resistência (Binda *et al.*, 2009), obtendo-se no limite uma linha vertical de comprimento igual à altura do painel (normalizado em 1m), indicando que a parede apresenta uma elevada vulnerabilidade por apresentar um muito reduzido imbricamento. Os níveis de vulnerabilidade considerados, bem como os valores de referência associados ao LMTn encontram-se indicados na Tabela 2.13.

Tabela 2.13: Níveis de vulnerabilidade e de imbricamento da alvenaria de pedra para LMT_n (adaptado de Binda *et al.*, 2009).

Níveis de imbricamento	Sigla	Alvenaria de pedra	Descrição	Vulnerabilidade	Valores de LMTn
5	M5	superior	elevada qualidade construtiva	baixa	mais de 161 cm
4	M4	médio-superior	eficiente e bem construída	limitada	de 145 a 160 cm
3	M3	média	média eficácia e qualidade construtiva	média	de 131 a 145 cm
2	M2	médio-inferior	escassamente eficiente e/ou de medíocre qualidade construtiva	acentuada	de 116 a 130 cm
1	M1	inferior	não eficiente e/ou de má qualidade construtiva	acentuada	de 100 a 115 cm

Como exemplo, na Figura 2.7 encontram-se representadas as três possíveis LMT de uma amostra de parede, identificadas pelas letras A, B e C. Neste caso específico, o trajeto B corresponde à situação

mais desfavorável (menor trajeto das forças) indicando que se trata de uma alvenaria tipo M1 (má qualidade construtiva e de acentuada vulnerabilidade).

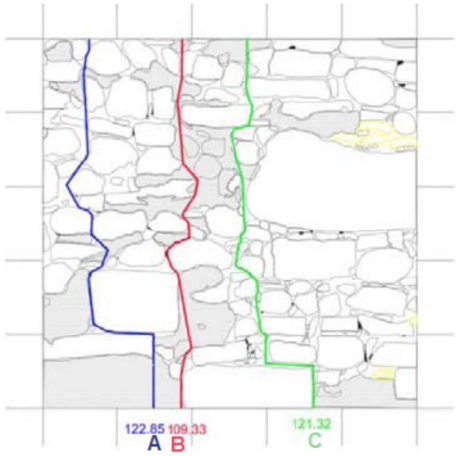


Figura 2.7: Exemplo de aplicação do conceito da Linha do Mínimo Traçado (LMT) num painel de parede (Binda *et al*. 2009).

2.5 Caraterização mecânica de alvenarias

A caraterização mecânica de alvenarias antigas envolve algumas dificuldades. A diversidade de técnicas de construção, associadas aos materiais empregues, à disposição e à forma dos elementos constituintes e ao tipo de secção transversal, bem como a alteração das caraterísticas dos materiais com o tempo, danos ou patologias que possam existir, são fatores que condicionam o comportamento destas estruturas.

De acordo com Binda *and* Saisi (2002), os ensaios ao nível dos materiais (pedra e argamassa) permitem quantificar as propriedades dos elementos constituintes individualmente, análise essencial quando se pretendem encontrar materiais compatíveis em situações de reabilitação. Contudo, estimar o comportamento global de alvenarias é bem mais complexo. Pode recorrer-se a ensaios experimentais *in situ* ou em laboratório, ou a expressões empíricas e a tabelas apresentadas em códigos e bibliografia diversa.

2.5.1 Ensaios in situ

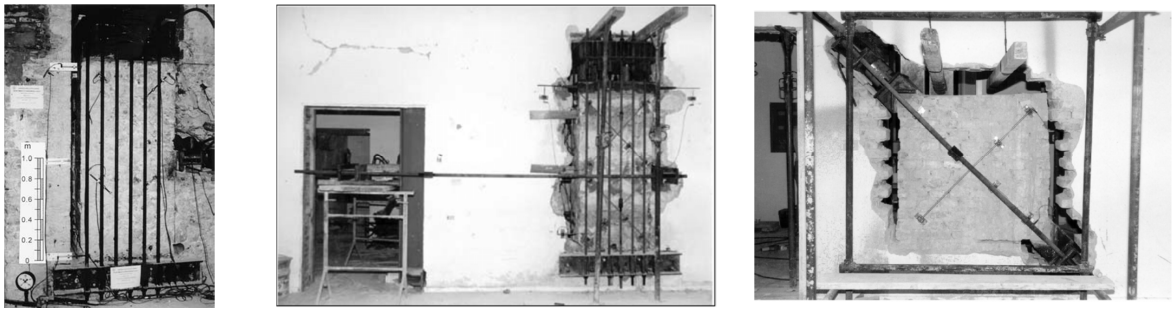
A realização de ensaios experimentais *in situ* recorrendo a técnicas não destrutivas, como ensaios sónicos (Miranda, 2012; Silva, 2012), termografia, radar e análise dinâmica, ou ligeiramente destrutivos com aplicação de macacos planos simples ou duplos (Roque, 2003; Pagaimo, 2004; Vicente, 2008) e de dilatómetros (Almeida, 2000), permitem avaliar as caraterísticas da alvenaria no seu estado original.

As técnicas não destrutivas podem ser aplicadas num maior número de casos e os resultados obtidos permitem: avaliar a presença de zonas com vazios ou defeitos, avaliar a extensão dos danos em estruturas fissuradas e estimar a qualidade dos materiais constituintes (Binda *and* Saisi, 2002). A correlação dos dados obtidos nestes ensaios com as propriedades mecânicas no seu conjunto não é

uma tarefa simples e nem sempre se conseguem quantificar parâmetros mecânicos por esta via, principalmente em presença de paredes em alvenaria de pedra (Binda *and* Saisi, 2002). As técnicas de ensaio ligeiramente destrutivas fornecem informações qualitativas sobre as alvenarias, permitindo estimar o estado de tensão e avaliar as caraterísticas de deformabilidade. Contudo, esta análise é realizada numa zona limitada que deve ser representativa da restante estrutura.

Na realidade, a caraterização *in situ* apresenta claras vantagens, uma vez que para além de ser mais realista permite acelerar a obtenção dos resultados finais. Contudo, quando se pretendem quantificar parâmetros associados à capacidade resistente, tais como a resistência à compressão, ao corte e à tração, os procedimentos envolvidos são mais complexos.

Referem-se os ensaios realizados em edifícios severamente danificados pelos sismos em Itália, nos quais foi possível isolar painéis de parede para análise. Durante a década de 90 foram realizados ensaios de compressão, de corte-compressão e de compressão diagonal num conjunto de paredes danificadas pelo sismo de 1997-1998 na região de Umbria-Marche, em Itália, a maioria localizados em edifícios do centro histórico (Corradi *et al.*, 2003), Figura 2.8. Testes similares foram realizados por outros investigadores (Brignola *et al.*, 2009; Chiostrini *et al.*, 2003; Borri *et al.*, 2011; Costa *and* Arêde, 2006) e nalguns casos foram ainda estudadas técnicas de reforço de alvenarias (Corradi *et al.*, 2002).



(a) (b) (c)

Figura 2.8: Imagem dos ensaios *in situ*: (a) compressão uniaxial (Chiostrini *et al.*, 2003); (b) ensaio de corte-compressão (Corradi *et al.*, 2003) e (c) ensaio compressão diagonal (Corradi *et al.*,2003).

Na maioria dos trabalhos referidos, foi efetuado o levantamento geométrico das alvenarias e foram realizados ensaios em paredes consideradas como representativas, bem como em amostras de pedras e de argamassa extraídas do local. Os painéis foram previamente isolados da restante estrutura por corte com fio diamantado e a dimensão adotada foi sensivelmente de 90x180cm^2 para os ensaios de compressão e de corte-compressão, e de 120x120cm^2 para os ensaios diagonais. Estes ensaios permitiram quantificar parâmetros de resistência e de deformabilidade de diversos tipos de alvenarias (resistência ao corte, resistência à tração e módulo de elasticidade longitudinal e transversal) e estabelecer uma análise comparativa com valores definidos no código Italiano. Devido à variedade de tipologias ensaiadas (textura, constituição material, espessura) os resultados obtidos evidenciaram alguma dispersão: o módulo de elasticidade longitudinal variou entre 0.4 e 1.8kN/mm^2; a resistência

ao corte entre 0.13 e 0.15N/mm^2; o módulo elasticidade transversal entre 0.2 e 0.6kN/mm^2 e a resistência à tração entre 0.05 e 0.07N/mm^2.

Em Portugal, uma parede extraída de um edifício danificado pelo sismo de 1998 na ilha do Faial, Açores, foi transportado para o Laboratório de Engenharia Sísmica e Estruturas (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), para ser submetida a ensaios de corte com compressão (Costa *et al.*, 2010). No entanto, casos deste tipo escasseiam na literatura.

2.5.2 Ensaios em laboratório

A construção em laboratório de modelos de paredes representativos de tipologias reais, submetendo-as posteriormente a um programa de ensaios experimentais, consiste numa via adotada por diversos investigadores que tem evidenciado resultados muito promissores (Valluzzi *et al.*, 2001; Porto *et al.*, 2004; Vasconcelos, 2005; Oliveira *and* Lourenço, 2006; Vintzileou *et al.* 2007; Sorour *et al*., 2009; Pinho *et al*., 2011; Silva, 2012). Nalguns casos, estes ensaios foram realizados antes e após a aplicação de técnicas de reforço, Figura 2.9.

(a) (b) (c)

Figura 2.9: Caraterização mecânica de alvenarias de três folhas (Porto *et al*., 2004): (a) modelos experimentais; (b) ensaio de compressão uniaxial e (c) injeção de painéis com argamassa.

Genericamente, a definição da geometria das pedras, sua disposição e quantidade de material passou pela consulta de bases de dados sobre tipologias de paredes (no caso de alvenarias de Itália) ou da observação direta de casos reais. Os materiais aplicados foram devidamente selecionados de modo a apresentarem caraterísticas próximas dos originais, e as paredes foram geralmente construídas por experientes pedreiros que adotaram técnicas construtivas tradicionais.

O programa experimental incluiu ensaios de caraterização mecânica dos materiais individualmente e ensaios ao nível dos painéis de parede que variaram em função dos objetivos de cada trabalho, podendo ser de compressão uniaxial, de corte-compressão e de compressão diagonal. No final, todos os estudos procuraram quantificar parâmetros de resistência (f_{cp}) e de deformabilidade das alvenarias (E_{cp}) ensaiadas e avaliar a eficácia da aplicação de técnicas de reforço. Apesar da variedade de tipologias analisadas a maioria dos autores referidos concluíram que, das técnicas de reforço estudadas, a injeção dos vazios internos com argamassa consiste numa solução de intervenção muito eficaz, uma vez que conduz a acréscimos significativos de resistência e de rigidez. A título de exemplo, na Tabela 2.14 encontram-se indicados os resultados obtidos em ensaios de compressão

uniaxial, antes e após o reforço, de alguns dos estudos referidos anteriormente, com uma breve descrição da constituição das alvenarias.

Tabela 2.14: Propriedades mecânicas à compressão de alvenarias ensaiadas em laboratório no estado original e após reforço.

Tipologia da alvenaria	Propriedades mecânicas					
	Materiais originais		Alvenaria			
	pedra	argamassa	original		reforçada	
	f_{cb} (N/mm^2)	f_{ca} (N/mm^2)	f_{cp} (N/mm^2)	E_{cp} (kN/mm^2)	f_{cp} (N/mm^2)	E_{cp} (kN/mm^2)
Paramento de três folhas de pedra irregular e mal imbricada, (Porto *et al.*, 2004). Pedra: calcário Argamassa: cal e areia traço 1:3 Reforço: injeção argamassa	164	1.57 (28dias) 1.64 (60dias)	1.50	1.70	2.5	2.35
Paramento de três folhas de pedra regular nas faces exteriores, sem travadouros e com fiadas de regularização em tijolo, (Vintzileou *et al.*, 2007). Pedra: calcário e arenito Argamassa: cal com pozolanas Reforço: injeção argamassa	25	4.35 (90dias)	1.94	1.31	3.49	1.35
Paramento de três folhas de pedra irregular, com enchimento de fraca qualidade e sem travadouros, (Oliveira *and* Lourenço, 2006) Pedra: granito Argamassa: cal e areia traço 1:3 Reforço: fibras GFRP	52.2	0.5 (7dias) 2.9 (28dias) 2.2 (90dias)	1.80	-	3.10	-
Paramento de uma folha de pedra irregular, (Silva, 2012) Pedra: calcário de vários tipos Argamassa: pré-doseada T30V	93.4 163.8 189.9	3.6 (220 dias)	6.50	1.80	-	-
Paramento de três folhas de pedra irregular, (Silva, 2012) Pedra: calcário de vários tipos Argamassa: pré-doseada T30V	93.4 163.8 189.9	3.6 (220 dias)	2.69	2.36	4.30	5.75

2.5.3 Aplicação de expressões empíricas e tabelas

A realização de ensaios experimentais *in situ* e em laboratório nem sempre é possível mas, na ausência desta informação, existem expressões empíricas e tabelas que fornecem indicações sobre as propriedades de diferentes tipos de alvenarias.

Diversos autores e códigos propõem expressões empíricas para a avaliação da resistência à compressão de alvenarias (f_k), a partir do conhecimento da capacidade resistente dos elementos constituintes (Hendry, 1990; Eurocódigo 6 (EC6), CEN 2005; Kaushik *et al.*, 2007 e Bennet *et al.*, 1997 referido por Lopes, 2009). A formulação geral adotada encontra-se indicada na expressão (2.2).

$$f_k = K\, f_b^{\alpha}\, f_m^{\beta} \tag{2.2}$$

sendo, f_b a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, f_m o valor médio da resistência à compressão da argamassa e K, α e β, parâmetros que dependem do tipo de parede e dos materiais aplicados. Na maioria das situações, estas fórmulas foram definidas para ser aplicadas em alvenarias de tijolo. Quando se pretendem aplicar estas expressões em alvenarias de pedra de construções antigas, a dispersão de resultados pode ser muito elevada, devido às particularidades e incertezas destas estruturas. Segundo o EC6 (CEN, 2005) e considerando apenas os blocos de pedra natural, o valor de K pode variar entre 0.45 (argamassa convencional) e 0.75 (junta de argamassa com pequena espessura, entre 0.5 e 3mm). Estes valores ainda podem sofrer alterações em função da direção de carregamento. Para juntas de argamassas convencionais de espessura corrente, os valores de α e β são 0.70 e 0.30, respetivamente.

Relativamente ao módulo de elasticidade (E), diversos autores e códigos têm proposto uma relação linear entre este parâmetro e a resistência à compressão da alvenaria (f_k), expressão (2.3).

$$E = k\, f_k \tag{2.3}$$

Segundo o EC6 (CEN, 2005), apesar do parâmetro k ser remetido para o anexo nacional de cada país, o valor recomendado é de 1000. Ensaios experimentais em alvenarias evidenciaram relações inferiores à proposta, entre 500 a 700 (Silva, 2012; Kaushik *et al.*, 2007 referido por Lopes, 2009). Em termos do módulo de distorção (G), o EC6 (CEN, 2005) considera que pode ser igual a 0.4E.

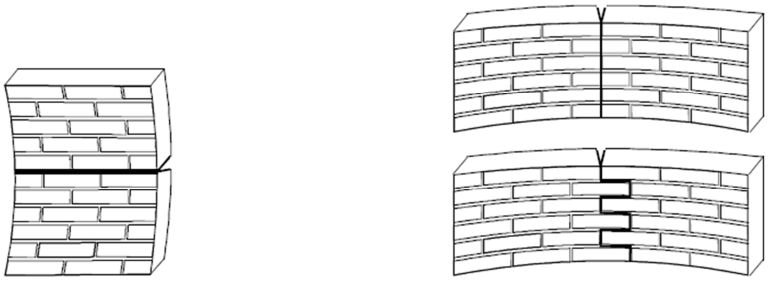
Relativamente à resistência ao corte (f_{vk}), considerando uma argamassa convencional, o EC6 (CEN, 2005) recomenda a aplicação da expressão (2.4).

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\, \sigma_d \tag{2.4}$$

sendo, f_{vk0} a resistência caraterísticas ao corte da alvenaria sob compressão nula, σ_d o valor de cálculo da tensão de compressão e 0.4 o coeficiente de atrito. Da aplicação desta expressão, o valor obtido não deve ser superior a $0.065 f_b$ ou f_{vlk} (valor limite de f_{vk} definido por cada país no respetivo anexo). Geralmente, o valor de f_{vk0} varia entre 0.15 e 0.30N/mm^2, com máximo de 1.5N/mm^2. Em alvenarias antigas de pedra e argamassa alguns autores recomendam valores de 0.02 a 0.05N/mm^2 para f_{vk0}

(normativa italiana) e reduzir o coeficiente de atrito para 0.3 em pedra irregular aparelhada e 0.2 em pedra irregular não aparelhada (Vasconcelos, 2005).

Em termos de avaliação da resistência à flexão (f_{xk}) associada a mecanismos de rotura fora do plano, o EC6 (CEN, 2005) propõe que, para alvenarias de pedra natural e argamassa convencional, este valor possa variar entre 0.05-0.20N/mm^2, se existir fissuração segundo um plano paralelo às juntas (f_{xk1}, Figura 2.10a), e entre 0.10-0.40N/mm^2 quando existe fissuração perpendicular ao plano das juntas ($f_{xk2,}$ Figura 2.10b).



(a) (b)

Figura 2.10: Mecanismo rotura fora do plano (EC6, CEN 2005): (a) fissuração paralela ao plano das juntas e (b) fissuração perpendicular ao plano das juntas e em escada.

A aplicação destas fórmulas está condicionada aos parâmetros impostos, pelo que a sua utilização está limitada às situações em que se conhecem as variáveis intervenientes, sendo bastante dirigida para alvenarias em tijolo, nomeadamente em construções novas. Quando em presença de construções antigas, respetivamente de alvenaria de pedra, os valores obtidos pela aplicação das expressões anteriores deverão ser cautelosamente encarados como estimativas de resistência e de deformabilidade das estruturas.

Na consulta de tabelas, diversos autores apresentam valores nominais para as propriedades mecânicas de alvenarias em função do tipo de materiais constituintes e do modo como estes se encontram dispostos no elemento estrutural. Como exemplo, apresenta-se na Tabela 2.15 os valores de referência da resistência à compressão de alvenarias apresentadas em Segurado (1908).

Refere-se, igualmente, as indicações apresentadas na *Prescipciones del Instituto Eduardo Torroja-p.i.e.t.70* (extraído de Roque, 2002), que caraterizam as alvenarias ao nível de capacidade resistente à compressão em função do tipo de pedra, de aparelho e da qualidade das argamassas, desde que o carregamento aplicado seja uniformemente distribuído. Estes valores encontram-se indicados na Tabela 2.16. Estas informações são fundamentais numa fase inicial de análise, uma vez que constituem valores de referência que permitem ter uma ordem de grandeza da capacidade resistente de diversos tipos de alvenarias. Contudo, e sempre que possível, deverão ser realizados ensaios experimentais que confirmem os valores presentes nos respetivos casos de estudo.

Tabela 2.15: Resistência à compressão de alvenarias (Segurado, 1908).

Natureza da alvenaria	Tensão de segurança (N/mm^2)
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 tração é cerca de 1/10 dos valores apresentados.

3 – A tensão de 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.

Tabela 2.16: Resistência de cálculo à compressão de alvenarias (p.i.e.t, 70 extraído de Roque, 2002).

Tipo de pedra	Resistência da pedra (N/mm^2)	Alvenaria de cantaria			Alvenaria ordinária		
		seca pedras com bom ajuste das faces	silhares h>30 cm, argamassa M4	silhares h<30 cm, 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

A normativa italiana OPCM 3431 (2005) apresenta uma tabela que contém valores de referência de parâmetros mecânicos de diversos tipos de alvenarias, obtidas a partir do conhecimento adquirido ao longo de trabalhos de investigação de vários anos. Após o cruzamento das informações provenientes das tipologias de paredes mais frequentes, foi criada uma tabela onde foram consideradas determinadas condições base, nomeadamente: argamassa de fraca qualidade, ausência de escalonamentos com fiadas de regularização, paramento não ligado ou deficientemente ligado e alvenaria não consolidada.

Na Tabela 2.17 são apresentados os valores obtidos por tipologia sendo: γ o peso volúmico, f_{cp} a resistência média à compressão da alvenaria, τ_0 a resistência média ao corte da alvenaria, E o módulo de elasticidade longitudinal médio e G o módulo de elasticidade transversal médio. Na eventualidade

da alvenaria apresentar melhores caraterísticas que as consideradas previamente são aplicados coeficientes corretivos, indicados na Tabela 2.18 (OPCM 3431, 2005).

Tabela 2.17: Valores de referência de propriedades mecânicas de alvenarias de Itália (OPCM 3431, 2005).

Tipologia da alvenaria	γ (kN/m^3)	f_{cp} (N/mm^2)	τ_0 (N/mm^2)	E (kN/mm^2)	G (kN/mm^2)
		min. máx.	min. máx	min. máx	min. máx
A - Alvenaria de pedra desordenada, de pequena dimensão, mal imbricada e sem ligação entre paramentos	19	0.60 0.90	0.02 0.032	0.69 1.05	0.115 0.175
B - Alvenaria 'a sacco' com pedra de média dimensão e regular, bem imbricada com ausência ou deficiência de ligação entre paramentos	20	1.10 1.55	0.035 0.051	1.02 1.14	0.17 0.24
C - Alvenaria de pedra de média dimensão e regular, cujo paramento varia desde irregular com cunhas a alinhamento regular, e a secção transversal de desligada a bem ligada	21	1.50 2.00	0.056 0.074	1.50 1.98	0.25 0.33
D - Alvenaria de taipa	16	0.80 1.20	0.028 0.042	0.90 1.26	0.15 0.21
E - Alvenaria em cantaria de pedra de média dimensão, com paramento bem ligado	22	3.0 4.0	0.078 0.098	2.34 2.82	0.39 0.47
F - Alvenaria em tijolo maciço com argamassa de cal	18	1.8 2.8	0.06 0.092	1.80 2.40	0.30 0.40
G - Alvenaria em tijolo semi maciço com argamassa de cimentícia	15	3.8 5.0	0.24 0.32	2.80 3.60	0.56 0.72
H - Alvenaria em tijolo vazado (vazio < 45%)	12	4.6 6.0	0.30 0.40	3.40 4.40	0.68 0.88
I - Alvenaria em tijolo vazado (vazio< 45%) com juntas verticais secas)	11	3.0 4.0	0.10 0.13	2.58 3.30	0.43 0.55

Tabela 2.18: Coeficientes corretivos das propriedades mecânicas de alvenarias de Itália (OPCM 3431, 2005).

Tipologia da alvenaria	Argamassa de boa qualidade	Escalonamento com fiadas de regularização	Ligações transversais	Injeção de argamassas	Reboco armado
A	1.5	1.3	1.5	2.0	2.5
B	1.4	1.2	1.5	1.7	2.0
C	1.3	1.1	1.3	1.5	1.5
D	1.5	-	1.5	1.3	2.0
E	1.2	-	1.2	1.5	1.2
F	1.5	-	1.3	1.2	1.5
G	1.3	-	-	1.5	1.3
H	1.3	-	-	-	1.3
I	1.3	-	-	-	1.3

2.6 Comentários finais

No presente capítulo, foram abordadas algumas metodologias de análise aplicadas na caraterização de estruturas antigas em alvenaria de pedra. Foi dada especial atenção aos procedimentos desenvolvidos em Itália, nomeadamente no levantamento geométrico e material de alvenarias antigas pertencentes a edifícios danificados pelos sismos, que permitiram identificar as tipologias de paredes mais frequentes em diversas regiões do país. A larga experiência adquirida ao longo de diversos projetos de investigação conduziu à criação de uma base de dados com toda a informação, que permitiu definir metodologias na avaliação da vulnerabilidade sísmica deste tipo de construções e na definição de técnicas de intervenção a aplicar numa fase pós-sismo. A realização de programas experimentais *in situ* em paredes reais, e em laboratório em modelos construídos para esse efeito, permitiram quantificar as propriedades mecânicas das alvenarias. Face ao trabalho de investigação desenvolvido, a normativa italiana (OPCM 3431, 2005) contém uma tabela com os valores de referência de parâmetros mecânicos para diferentes tipologias de alvenarias.

A pesquisa realizada revelou-se essencial face aos objetivos do presente trabalho. Apesar da informação recolhida corresponder a tipologias de paredes diferentes das propostas nesta tese, as estratégias analisadas servem de base ao trabalho que se pretende realizar.

Capítulo 3

Tipificação de Alvenarias Baseada em Índices

Aplicação a Casos de Estudo

3.1 Introdução

A caraterização de paredes antigas em alvenaria de pedra deve passar por uma investigação exaustiva da sua geometria e das técnicas de construção adotadas, nomeadamente dos elementos constituintes, do número de paramentos e do tipo de ligação entre eles, de modo a ser possível identificar grupos homogéneos em termos de geometria, constituição material e comportamento mecânico expectável (Binda *and* Saisi, 2002).

Tal como foi referido no capítulo 2, trabalhos de investigação desenvolvidos em Itália por (Pennazi *et al*. 1997; Binda, 2000) em edifícios danificados pelos sismos permitiram caraterizar e classificar as alvenarias com base na análise da secção transversal. Diversas campanhas de investigação foram realizadas em diferentes regiões de Itália e conduziram à criação de uma base de dados com as tipologias mais frequentes e com as propriedades mecânicas dos elementos constituintes. Em Portugal, salienta-se o trabalho realizado por Casella (2003) no levantamento de tipologias de construção muraria e o trabalho de Pagaimo (2004) dedicado ao estudo de paredes de pedra da Vila de Tentúgal.

Efetivamente, existem diversas propostas para a classificação das alvenarias de acordo com a análise do paramento exterior e da secção transversal. Contudo, esta avaliação é efetuada de forma qualitativa não havendo indicadores quantitativos associados às diferentes classes. A definição de parâmetros geométricos ou mecânicos que permitam classificar as alvenarias de forma objetiva baseando-se, por exemplo, em índices é algo muito pouco explorado. Na realidade, a quantificação da regularidade ou da irregularidade de paredes de acordo com a sua textura consiste num tema complexo que envolve inúmeras incertezas.

Neste contexto, o presente capítulo tem por objetivo definir um índice numérico que permita classificar as alvenarias quanto à sua irregularidade pela observação direta do alçado de paredes, atendendo à forma e à dimensão das pedras, bem como à sua organização segundo alinhamentos horizontais e verticais. A metodologia adotada passou pelo estabelecimento e validação de grandezas

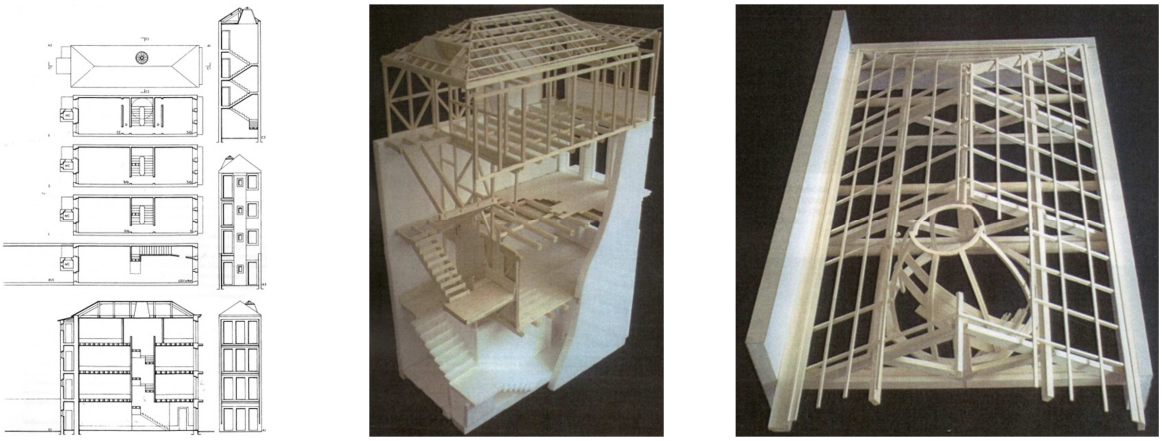
métricas que traduzam o objeto visual em análise, recorrendo a técnicas de processamento digital de imagens bidimensionais. A partir da determinação de parâmetros métricos representativos das condições pré-estabelecidas, pretende-se agrupar as alvenarias segundo classes de irregularidade. O procedimento definido foi aplicado a paredes em alvenaria de pedra inseridas em edifícios antigos, a maioria localizados no centro histórico da cidade do Porto, com o objetivo de catalogar as tipologias mais frequentes com base num índice de irregularidade.

A seguir a esta breve introdução, a primeira secção deste capítulo é dedicada à apresentação das principais caraterísticas geométricas e materiais de paredes típicas das alvenarias da cidade do Porto. Segue-se a definição dos princípios inerentes ao índice de irregularidade proposto e, por último, a aplicação a paredes pertencentes a edifícios considerados como casos de estudo.

3.2 Alvenarias da cidade do Porto

Como já foi referido no capítulo 1, na cidade do Porto, sobretudo no seu centro histórico, predominam os edifícios de fachada estreita e alta, com um número variável de pisos, na maioria dos casos com quatro e frequentemente com acrescentos em altura. Apresentam duas a três aberturas por piso na fachada principal e foram idealizadas para funcionarem como comércio e habitação em simultâneo. Este tipo de construção é denominado de casa burguesa, destinada a famílias de classe social média, Figura 3.1a). Apesar de menos frequente, a casa denominada de nobre caracteriza-se por uma maior dimensão em planta, normalmente de dois pisos, apresentando numerosas portas e janelas de fachada, tendo sido construída por famílias de classe social mais elevada.

Ambas as construções caraterizam-se por paredes estruturais em alvenaria de pedra, pavimentos em vigamento de madeira cobertos por soalho e cobertura em asnas de madeira. Em zonas de recuados e acrescentos no topo dos edifícios, surgem frequentemente paredes em tabique apoiadas na alvenaria de pedra. Na Figura 3.1b) e c) observa-se uma maqueta do interior de uma casa típica do Porto, e mais em pormenor as asnas da cobertura.



(a) (b) (c)

Figura 3.1: (a) Plantas, alçados e corte da casa típica burguesa (Fernandes, 1999); (b) maquete com esquema estrutural de pavimentos e cobertura (Teixeira, 2004) e (c) pormenor asnas em madeira com estrutura da claraboia (Teixeira, 2004).

De modo a identificar as tipologias mais comuns de paredes de alvenaria em construções na cidade do Porto, foram realizadas diversas visitas técnicas a edifícios antigos nesta cidade, alguns dos quais sujeitos a obras de reabilitação. Da inspeção e levantamento efetuado em paredes de pedra à vista, foi possível verificar que predominam as alvenarias de granito de junta argamassada com pedras por vezes de grande dimensão (medida na diagonal entre 0.30 a 1.2m). O aparelho das pedras pode variar desde um alinhamento próximo do regular até uma disposição completamente aleatória, e na maioria dos casos foram visíveis calços no assentamento das pedras, Figura 3.2. Genericamente, as paredes em alvenaria de pedra apresentam variação de espessura em altura, reduzindo de dimensão nos pisos mais elevados.

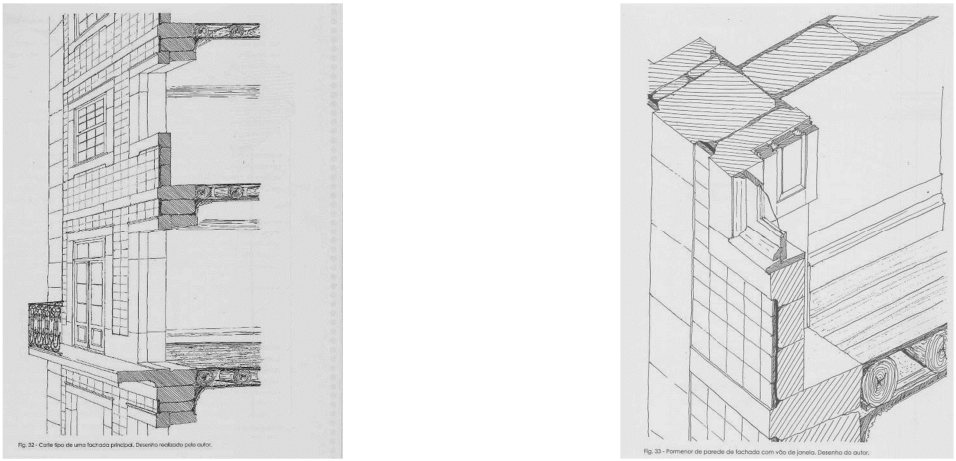
Figura 3.2: Diferentes texturas de paredes de alvenaria de pedra.

A secção transversal das paredes de fachada e de tardoz é geralmente de pano duplo, enquanto as paredes de empena são de pano único e constituem o elemento resistente principal. Estas últimas são geralmente comuns a edifícios adjacentes, apresentando espessuras variáveis entre 30 a 50cm. Por outro lado, pelo facto de conterem um significativo número de aberturas de grande dimensão, as paredes de fachada e de tardoz apresentam maiores espessuras, entre 50 e 70cm. Habitualmente, estas paredes não servem de suporte ao vigamento dos pisos, mas asseguram o apoio às asnas de cobertura e garantem o funcionamento em conjunto com as paredes de empena, desde que seja promovida uma ligação estrutural aos pisos (que nem sempre foi encontrada). Na Figura 3.3 apresentam-se exemplos de secções transversais de paredes de edifícios antigos.

(a) b)

Figura 3.3: Tipologias de secção transversal: (a) pano simples e (b) pano duplo.

Segundo Teixeira (2004), a espessura das paredes da fachada está relacionada com a dimensão dos vãos das aberturas e dos elementos que fazem a sua proteção. Para vãos que rondam 1.25m a espessura da parede vem dividida em duas partes: 20cm para o aro da gola da janela e 40 a 50cm para as portadas interiores, Figura 3.4



(a) (b)

Figura 3.4: Parede de fachada típica de edifícios antigos da cidade do Porto (Teixeira, 2004): (a) corte transversal global e (b) pormenor junto aos vãos.

3.3 Quantificação de parâmetros de irregularidade em paredes de alvenaria de pedra

3.3.1 Considerações gerais

Na avaliação da regularidade geométrica de uma figura plana composta diversos fatores podem ser tidos em conta, nomeadamente a forma dos elementos constituintes e a sua organização planimétrica. O conceito de regularidade está normalmente associado à repetição de um dado padrão e diferentes figuras podem ser consideradas como regulares, Figura 3.5. Por outro lado, a irregularidade pode ser entendida como a quebra de regras que definem a regularidade.

Na engenharia civil o tema da irregularidade surge com maior frequência quando associado a estudos da forma de componentes materiais, por exemplo dos agregados constituintes do betão, e na avaliação do seu desgaste ao longo do tempo (Cabrera *et al.*, 2010; Coseglio, 2009). O fator de circularidade de

Heywood consiste no parâmetro numérico mais utilizado, que quantifica a proximidade de uma dada forma a um círculo. Este parâmetro é definido pelo quociente entre o perímetro do polígono em análise e o perímetro de um círculo de igual área. Quanto maior for essa proximidade, mais perto estará o fator de circularidade de Heywood da unidade (National Instruments, 2008). Do mesmo modo, podem ser explorados outros critérios de análise associados a diferentes configurações geométricas, tal como o fator de 'quadrangularidade' como medida de proximidade a um quadrado ou de 'retangularidade' em relação à proximidade a um retângulo.

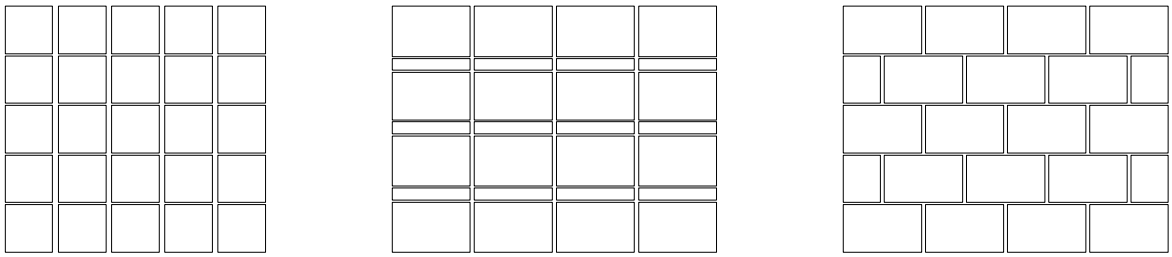


Figura 3.5: Exemplos de figuras regulares.

No presente estudo, pretende-se quantificar a irregularidade de paredes em alvenaria de pedra mediante a análise da textura do paramento exterior, devendo esta irregularidade estar associada à quebra de regras, nomeadamente das designadas regras de arte referidas no capítulo 2.

Neste sentido, foram analisados os pressupostos definidos por Borri (2006) na definição do índice numérico para a avaliação da qualidade das alvenarias em relação às ações que as solicitam (vertical, horizontal e fora do plano). Tal como foi referido no capítulo 2, este procedimento baseia-se na observação direta da alvenaria e na sua avaliação mediante a análise de sete parâmetros associados às regras de arte. No final, são atribuídas três classificações a esses parâmetros de acordo com as indicações qualitativas referidas pelo autor, nomeadamente: respeitado (R), parcialmente respeitado (PR) e não respeitado (NR).

Os parâmetros analisados dizem respeito a:

- ***Forma do elemento***: pedras que possuam superfícies de assentamento planas permitem uma melhor distribuição de tensões e asseguram a mobilização de forças de atrito.
- ***Presença de fiadas horizontais***: permitem uma distribuição mais uniforme das cargas verticais ao longo da parede devido à regularidade da superfície de contato entre pedras.
- ***Desfasamento entre juntas verticais***: o desfasamento das juntas verticais permite aumentar o caminho percorrido pelas forças (sobretudo as de atrito). Na generalidade, pode contribuir para melhorar o efeito de imbricamento no plano.
- ***Dimensão do elemento***: elementos de grande dimensão conferem um maior grau de monolitismo e podem garantir maiores superfícies de contato.
- ***Qualidade da argamassa***: quando existe, a transmissão de cargas entre pedras é realizada por intermédio da argamassa e, eventualmente, de calços. A qualidade do material das juntas garante uma melhor ligação entre pedras (coesão).

- ***Qualidade da pedra***: sendo as pedras o elemento resistente principal é fundamental assegurar adequadas caraterísticas mecânicas.
- ***Travamento transversal***: aplicado em paredes de pano duplo, está relacionado com a necessidade de garantir o adequado travamento transversal para impedir a separação de panos e garantir uma melhor distribuição das cargas ao longo da secção transversal.

Neste contexto, no presente trabalho foram adotados quatro parâmetros de análise definidos de acordo com a metodologia desenvolvida por Borri (2006). Como este estudo pretende quantificar o índice de irregularidade de acordo com a geometria dos painéis, a influência das caraterísticas mecânicas dos elementos constituintes (pedra e da argamassa) não foi tida em conta nesta fase. O travamento transversal também não foi incluído por se tratar de paredes de folha única.

Neste sentido, os parâmetros considerados foram os seguintes:

- ***Forma das pedras***: quanto maior for a irregularidade da forma maior será o índice de irregularidade.
- ***Alinhamento horizontal das pedras***: quanto menos extenso for o alinhamento horizontal das juntas ao longo do desenvolvimento da parede maior é o índice de irregularidade.
- ***Alinhamento vertical das pedras***: quanto mais extenso for o alinhamento vertical das juntas ao longo da altura da parede maior é o índice de irregularidade.
- ***Dimensão das pedras***: quanto menor for a dimensão das pedras maior é o índice de irregularidade.

No final, pretende-se encontrar uma expressão que pondere estes fatores e que permita definir intervalos de valores aos quais se possam associar classes de irregularidade.

Neste estudo foi definida uma parede de referência, designada de REF1, que corresponde a um painel com evidente regularidade que serve como termo de comparação. Esta parede é constituída por pedras retangulares todas iguais e de grande dimensão (dimensão definida de acordo com a análise de casos de estudo), perfeitamente alinhadas na horizontal e desalinhadas na vertical. Este tipo de parede pode ser encontrado em edifícios com maior importância patrimonial. Na avaliação dos índices de irregularidade considerou-se que a dimensão do painel em análise deve procurar ser cerca de quatro vezes superior à dimensão média das pedras que lhe pertencem (medida na diagonal).

3.3.2 Índice de irregularidade associado à forma da pedra (I_{FP})

As pedras exibem uma forma que pode ser aproximada a um polígono regular caracterizado por medidas geométricas, tais como a área e o perímetro. A comparação entre polígonos irregulares e regulares poderá servir como meio de quantificar a irregularidade associada a uma dada forma geométrica.

Com o intuito de se obter uma comparação objetiva, procurou-se encontrar um conjunto de parâmetros que permitissem quantificar o afastamento dos lados de um polígono irregular relativamente às faces de um retângulo dito perfeito. O primeiro passo consistiu em encontrar as dimensões do retângulo que

possa ser usado para comparação, surgindo de imediato duas possibilidades: pode-se considerar o retângulo envolvente da forma real (R_{env}), ou seja, cujos lados circunscrevem o polígono irregular e o retângulo equivalente (R_{eq}) centrado com a forma real. Na Figura 3.6 encontra-se representado o retângulo envolvente e equivalente relativamente a um dado polígono irregular.

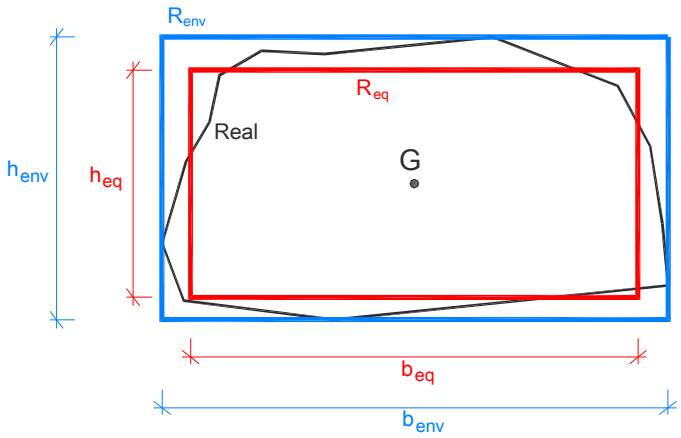


Figura 3.6: Esquema representativo do retângulo envolvente (R_{env}) e equivalente (R_{eq}) sobre o polígono irregular.

O retângulo envolvente foi obtido pelos lados tangentes aos pontos extremos da forma em análise, apresentando área e perímetro superior às do polígono real, A_{Real} e P_{Real}. Por outro lado, o retângulo equivalente foi obtido considerando que a sua área (A_{eq}) e o perímetro (P_{eq}) são iguais às do polígono representante da forma da pedra. Deste modo, obtêm-se duas equações a duas incógnitas, a largura (b_{eq}) e a altura (h_{eq}), cuja resolução permite encontrar as dimensões do retângulo equivalente, expressão (3.1). Outras tentativas foram realizadas em estudos anteriores, mas que não conduziram a resultados satisfatórios (Sousa, 2010).

$$\begin{cases} A_{eq} = b_{eq} h_{eq} = A_{\mathrm{Re}al} \\ P_{eq} = 2\left(b_{eq} + h_{eq}\right) = P_{\mathrm{Re}al} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_{eq} = \dfrac{A_{\mathrm{Re}al}}{\dfrac{P_{\mathrm{Re}al}}{4} \pm \sqrt{\left(\dfrac{P_{\mathrm{Re}al}}{4}\right)^2 - A_{\mathrm{Re}al}}} \\ h_{eq} = \dfrac{P_{\mathrm{Re}al}}{4} \pm \sqrt{\left(\dfrac{P_{\mathrm{Re}al}}{4}\right)^2 - A_{\mathrm{Re}al}} \end{cases} \tag{3.1}$$

Face à resolução do sistema podem surgir três situações:

$P_{eq} < 4\sqrt{A_{eq}}$; não existe retângulo equivalente, porque a solução corresponde a um número complexo.

$P_{eq} = 4\sqrt{A_{eq}}$; existe apenas um retângulo equivalente, com lados $b_{eq} = \dfrac{P_{eq}}{4}$ e $h_{eq} = \dfrac{4A_{eq}}{P_{eq}}$.

$P_{eq} > 4\sqrt{A_{eq}}$; existem dois retângulos equivalentes, sendo que um deles se encontra rodado de 90º.

Nas situações em que não seja possível determinar o retângulo equivalente determina-se o retângulo homotético do envolvente mantendo a mesma área da forma real. A partir da área do retângulo envolvente (A_{env}) determina-se o fator de redução (α) que quando multiplicado pela largura b_{env} e pela altura h_{env}, conduz às dimensões do retângulo homotético, respetivamente b_{hom} e h_{hom}, expressão (3.2).

Na Figura 3.7 encontra-se representado o retângulo envolvente e homotético relativo a um dado polígono irregular.

$$\begin{cases} b_{\text{hom}} = \alpha b_{env} \\ h_{\text{hom}} = \alpha h_{env} \end{cases}$$
$$A_{\text{Re}\,al} = b_{\text{hom}} h_{\text{hom}} \Rightarrow \alpha = \sqrt{\frac{A_{\text{Re}\,al}}{A_{env}}} \qquad (3.2)$$

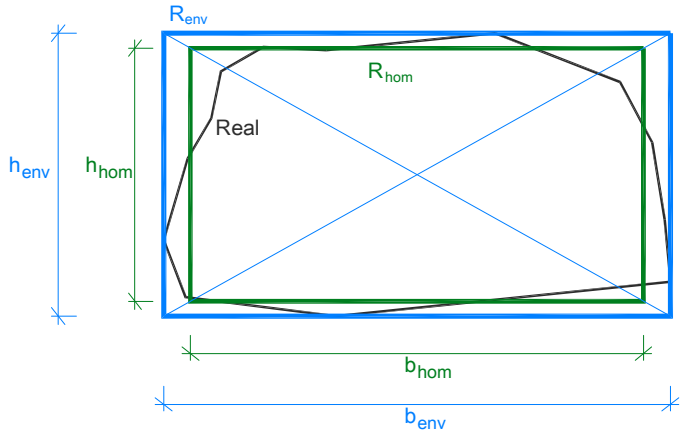


Figura 3.7: Esquema representativo da área da real da pedra, do retângulo envolvente (ilustrado a azul) e do retângulo homotético (ilustrado a vermelho).

Tendo em consideração este procedimento foi criada uma aplicação no programa Matlab (MathWorks, 2009) que, baseado no processamento de uma imagem bidimensional, determina os desvios da forma real da pedra relativamente às três possibilidades de retângulo dito perfeito: o envolvente, o equivalente e o homotético. Quando não existe retângulo equivalente as opções de cálculo ficam reduzidas a duas. Nos casos em que o desvio entre a figura real e o retângulo perfeito (envolvente, equivalente e homotético) seja muito reduzido o desvio final é considerado nulo.

A partir da dimensão do retângulo perfeito é medido o desvio quadrático médio ($\hat{d}_i$) e o desvio simples médio ($\overline{d_i}$) da figura real em relação ao lado adjacente do retângulo, medição essa realizada em pontos de cada lado *i* do retângulo (*i*=1,...,4), dando origem a *n* valores d_{ki} (*k*=1,....,n). Aplicando as expressões (3.3) obtém-se os desvios médios.

$$\hat{d}_i = \frac{\sqrt{\sum_k d_{ki}^{\,2}}}{n} \quad ; \quad \overline{d_i} = \frac{\sum_k d_{ki}}{n} \qquad (3.3)$$

Admitiu-se como referência divisória dos lados adjacentes, as linhas diagonais definidas até à intersecção da forma real da pedra com as diagonais do retângulo. No cálculo destes desvios adotaram-se como negativos os que ocorrem nas zonas cujo contorno da pedra se localiza dentro do retângulo perfeito e positivos nas zonas em que o contorno se situa pelo seu lado exterior.

Deste modo, é possível obter índices adimensionais (quadrático e simples) para cada lado do retângulo ($\overline{\delta_i}$ ou $\hat{\delta}_i$), através do cociente entre o desvio quadrático ou simples e a distância (y_i, em valor absoluto) do centro de gravidade do retângulo ao respetivo lado *i*, expressão (3.4).

$$\hat{\delta}_i = \frac{\hat{d}_i}{y_i} \quad ; \quad \overline{\delta_i} = \frac{\overline{d_i}}{y_i} \tag{3.4}$$

Na Figura 3.8 encontra-se um esquema representativo da medição dos desvios ao longo das quatro faces de uma pedra definida pelo polígono da forma real e o respetivo retângulo perfeito. Os seus lados estão numerados (1 a 4) e a medição do desvio encontra-se identificada com diferentes cores nas quatro partes do retângulo; por exemplo, a zona amarela corresponde ao desvio determinado em relação ao lado 1 do retângulo. Os índices $\overline{\delta_i}$ ou $\hat{\delta}_i$ são assim indicadores da irregularidade de cada lado da pedra, tendo como referência o lado do correspondente retângulo. Quanto maior este índice, maior o afastamento ao lado reto e, consequentemente, maior a irregularidade.

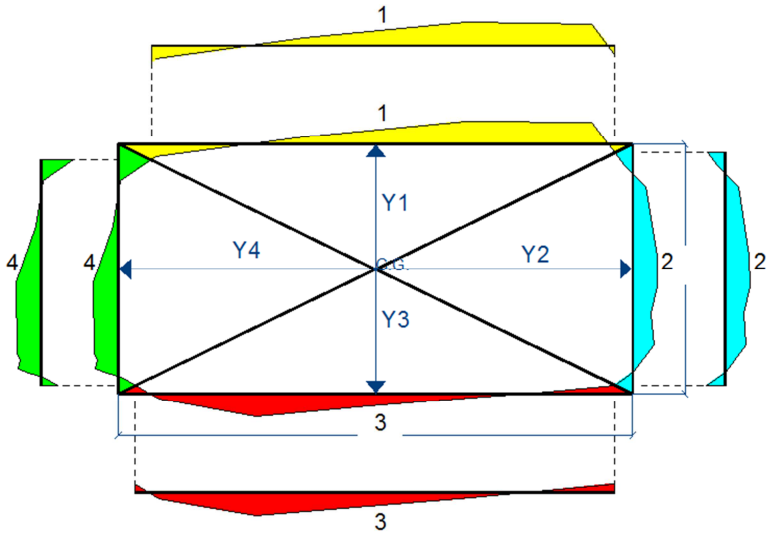


Figura 3.8: Esquema representativo da medição dos desvios ao longo das quatro faces de uma pedra (Sousa, 2010).

Com base nestes indicadores de cada lado, é possível definir índices de irregularidade para cada pedra. Assim, o índice associado a cada pedra "j" ($\hat{\delta}_{Pj}$ ou $\bar{\delta}_{Pj}$) é ponderado pelo comprimento de cada lado do retângulo (l_i) e o respetivo perímetro (P), de acordo as expressões (3.5).

$$\hat{\delta}_{Pj} = \frac{\sum_i l_i \, \hat{\delta}_i}{P} \quad ; \quad \bar{\delta}_{Pj} = \frac{\sum_i \left(l_i \, \bar{\delta}_i \right)}{P} \tag{3.5}$$

A aplicação informática realizada em Matlab permite inserir graficamente os valores dos respetivos índices sobre as pedras em valor percentual ou decimal, conforme opção do utilizador. O valor final apresentado diz respeito ao menor dos índices determinados pelas três hipóteses de retângulo perfeito.

Conhecidos os índices de cada pedra, obtém-se o índice de regularidade da parede ($\hat{I}_{FP}$ ou $\bar{I}_{FP}$) mediante a ponderação pela área de cada pedra (A_j), uma vez que a maior ou menor dimensão das pedras contribui para a regularidade global da parede. Os índices médios globais da parede são obtidos pela aplicação da expressão (3.6).

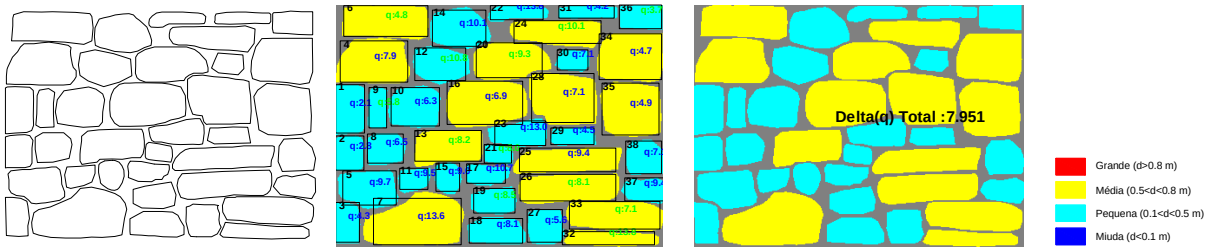
$$\hat{I}_{FP} = \frac{\sum_j \left(A_j \, \hat{\delta}_{Pj} \right)}{\sum_j A_j} \quad ; \quad \bar{I}_{FP} = \frac{\sum_j \left(A_j \, \bar{\delta}_{Pj} \right)}{\sum_j A_j} \tag{3.6}$$

Os resultados obtidos em casos de estudo permitiram concluir que o índice que melhor traduz a irregularidade de uma alvenaria em termos da forma da pedra é o que adota o desvio quadrático médio. Assim, foi aplicado este desvio na quantificação do índice da forma da pedra no contexto deste trabalho. Conforme pretendido, o I_{FP} toma valor nulo nas situações de total regularidade, aumentando à medida que aumenta a irregularidade da forma das pedras.

Na visualização gráfica dos índices foram ainda atribuídas diferentes cores às pedras de acordo com a sua dimensão (medida segundo a diagonal do retângulo equivalente). O intervalo de valores foi definido a partir da observação e medição de pedras em paredes reais e corresponde ao escalonamento seguinte:

- < 10 cm: pedra miúda (cor azul escuro);
- [10, 50]: pedras pequenas (cor azul claro);
- [50, 80]: pedra média (cor amarela);
- > 80 cm: pedra grande (cor vermelha).

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 3.9 a aplicação desta metodologia na avaliação do índice I_{FP} numa dada parede tipo.



(a) (b) (c)

Figura 3.9: Exemplo de aplicação do procedimento em Matlab na quantificação do índice I_{FP}: (a) modelo geométrico; (b) índices quadráticos por pedra e representação do retângulo perfeito associado e (c) índice final do painel (I_{FP} = 7.951).

O procedimento desenvolvido em Matlab avalia as diferentes possibilidades de retângulo perfeito por pedra, e o índice final corresponde ao menor valor das situações analisadas (melhor aproximação entre o retângulo perfeito e a forma real). Na Figura 3.9b) para além da geometria real de cada pedra

encontra-se representado o retângulo perfeito que conduziu ao valor do índice por pedra $\hat{\delta}_P$. O índice final I_{FP} encontra-se indicado na Figura 3.9c), identificado por Delta (*q)*.

3.3.3 Índice de irregularidade associado ao alinhamento horizontal (I_{AH})

Tendo por base o modelo geométrico da parede, a quantificação do índice associado ao alinhamento horizontal consistiu em traçar caminhos ao longo das juntas horizontais, partindo de uma das extremidades e procurando alcançar a outra, percorrendo o menor trajeto possível entre pedras. O índice é definido comparando o comprimento do caminho realizado (d) com a largura da parede (L). Quanto menor for o caminho percorrido menor será o índice, uma vez que mais se aproxima do trajeto retilíneo que corresponde a uma alvenaria com alinhamento perfeitamente horizontal, logo mais regular. O esquema adotado pode ser visualizado na Figura 3.10.

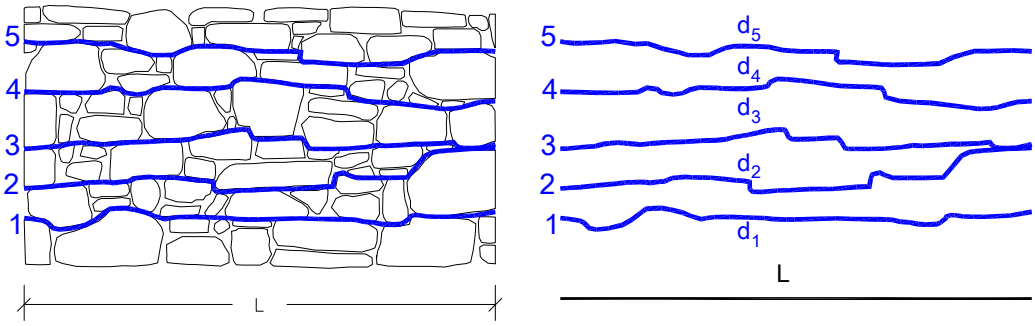


Figura 3.10: Esquema representativo da marcação dos caminhos horizontais ao longo das juntas num painel de alvenaria de pedra (neste exemplo foram traçados cinco caminhos).

Neste sentido, o desvio associado a cada alinhamento horizontal (δ_{Hi}) é obtido pelo cociente entre a variação de comprimento do caminho definido (d_i-L) e a largura do pano de parede (L), expressão (3.7). O índice final é determinado pela média dos desvios obtidos anteriormente, sendo n o número de caminhos efetuados, expressão (3.8).

$$\delta_{Hi} = \frac{d_i - L}{L} \tag{3.7}$$

$$I_{AH}(\%) = \sum_i \left(\frac{\delta_{Hi}}{n}\right) \tag{3.8}$$

3.3.4 Índice de irregularidade associado ao alinhamento vertical (I_{AV})

A partir do modelo geométrico, a quantificação do índice associado ao alinhamento vertical consistiu em traçar caminhos ao longo das juntas verticais, iniciando numa das extremidades da parede e procurando alcançar a outra, percorrendo o menor caminho, Figura 3.11. O índice é obtido estabelecendo uma relação entre o caminho efetuado (d) e a altura da parede (H). Quanto maior for a diferença entre a distância percorrida e a altura da parede menor será o índice de irregularidade relativo ao alinhamento vertical. Na realidade, o maior desfasamento das juntas verticais está

associado a um menor índice de irregularidade porque corresponde a uma maior imbricamento das pedras.

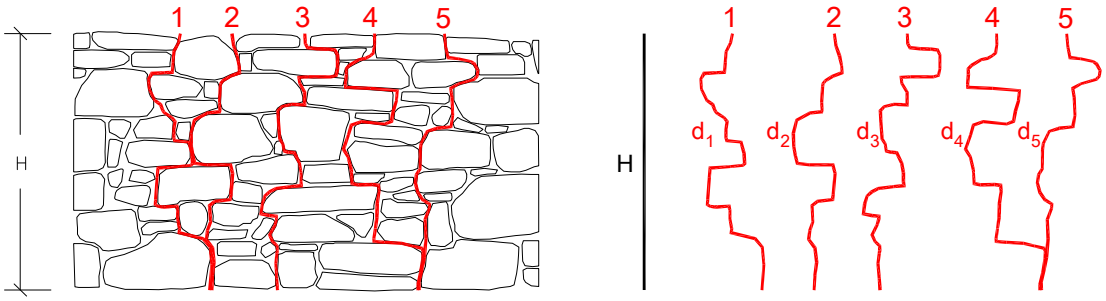


Figura 3.11: Esquema representativo da marcação dos caminhos verticais ao longo das juntas num painel de alvenaria de pedra (neste exemplo foram traçados cinco caminhos).

O desvio associado a cada alinhamento vertical (δ_{Vi}) é obtido pelo cociente entre a variação de comprimento do caminho definido (d_i-H) e a altura do pano de parede (H), expressão (3.9). O índice final por painel é determinado pela expressão (3.10), obtido do inverso da média dos desvios correspondentes aos caminhos efetuados, sendo n o número de percursos verticais analisados.

$$\delta_{Vi} = \frac{d_i - H}{H} \tag{3.9}$$

$$I_{AV}(\%) = \frac{1}{\sum_i (\frac{\delta_{Vi}}{n})} \tag{3.10}$$

3.3.5 Índice de irregularidade associado à variabilidade da dimensão das pedras (I_{DP})

A partir do modelo geométrico da parede, a quantificação deste índice passou pela medição da área das pedras que se encontrem totalmente no interior do painel em estudo (pedras cortadas dos bordos não foram consideradas), Figura 3.12, sendo esta medida comparada com a área de uma pedra de grande dimensão adotada como referência. Quanto maior for a diferença entre a área da pedra em estudo e a da pedra de referência (maior dimensão) maior será o índice de irregularidade. Admitiu-se que a pedra de referência apresenta 1.10x0.45m^2, por se tratar de uma grande dimensão e por ter sido observada nalguns casos de estudo. Esta dimensão de pedra foi adotada no modelo geométrico da parede de referência, REF1.

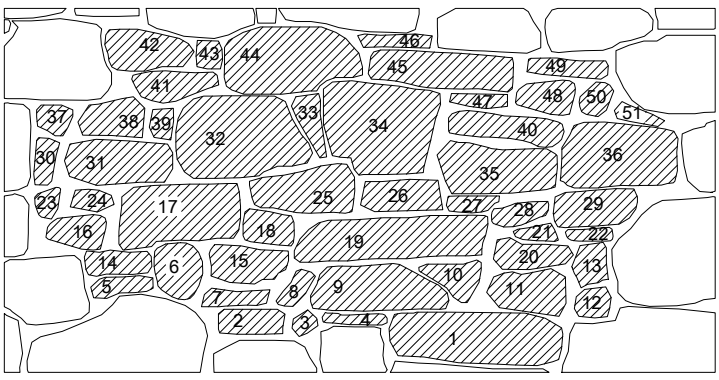


Figura 3.12: Esquema representativo da marcação das pedras para análise.

Deste modo, o desvio quadrático associado a cada pedra (δ_{Di}) é obtido pela diferença entre a área da pedra de grande dimensão ($a_{máx.}$) e área da pedra em análise (a_i), de acordo com a expressão (3.11). Foi adotado o desvio quadrático porque a dimensão da pedra adotada como referência não tem necessariamente de ser a de maior área.

O índice final é determinado pela expressão (3.12), obtido pelo cociente entre a média dos desvios das pedras (n corresponde ao número de pedras analisadas) e a área (A) da parede de referência REF1.

$$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2} \tag{3.11}$$

$$I_{DP}(\%) = \frac{\sum (\frac{\delta_{Di}}{n})}{A} \tag{3.12}$$

3.3.6 Índice de irregularidade global (I_{FG})

Atendendo à textura do paramento exterior, o índice de irregularidade da alvenaria pode ser definido pela expressão (3.13), que consiste na ponderação dos índices associados à forma da pedra, da disposição das pedras segundo os alinhamentos horizontais e verticais e da dimensão das pedras.

$$I_{FG} = \alpha\, I_{FP} + \beta\, I_{AH} + \gamma\, I_{AV} + \delta\, I_{DP} \tag{3.13}$$

Numa primeira tentativa de definir classes de irregularidade foram admitidos valores unitários para os parâmetros α, β, γ e δ . Contudo, estes parâmetros poderão vir a assumir diferentes valores em função da análise a efetuar, nomeadamente quando se pretender relacionar caraterísticas geométricas com propriedades mecânicas associadas a determinado tipo de solicitação predominante.

Esta análise consiste numa primeira abordagem à quantificação de um índice de irregularidade a aplicar aos casos de estudo que são apresentados na secção seguinte.

3.4 Caraterização de paredes pertencentes a casos de estudo

Com o intuito de se obter uma adequada caraterização das paredes de alvenaria foram selecionados casos de estudo localizados na zona do centro histórico da cidade do Porto e na margem ribeirinha de Vila Nova de Gaia, considerados como representativos das tipologias mais frequentes nesta zona do país. O centro histórico do Porto encontra-se inserido na área classificada como Património Mundial da UNESCO e numa zona estabelecida como Zona de Intervenção Prioritária definida pela SRU. Deste modo, as construções antigas do centro histórico exibem um elevado valor urbanístico e cultural. Neste estudo recorreu-se a documentos produzidos pela SRU para uma melhor compreensão do enquadramento histórico e da composição arquitetónica e estrutural dos edifícios selecionados.

Foram estudadas paredes de alvenaria de pedra pertencentes a edifícios antigos, a maioria sujeitos a obras de reabilitação. Apesar do avançado estado de degradação do centro histórico do Porto, a reabilitação deste tipo de construções começa a dar os primeiros passos. Deste modo, a seleção de casos de estudo nem sempre foi fácil devido à dificuldade em encontrar edifícios em fase de

reabilitação onde as paredes em alvenaria, originalmente rebocadas, estivessem com a geometria das pedras à vista. Para um adequado levantamento geométrico, era necessário a remoção total da argamassa de reboco e limpeza das superfícies, de modo a permitir a caraterização geométrica dos elementos constituintes. Nos edifícios visitados este tipo de trabalho nem sempre foi realizado, reduzindo o número de casos possíveis de analisar.

Assim, foram selecionados dez casos de estudo identificados pelo nome do quarteirão a que pertencem (designação atribuída pela SRU) ou da rua onde se inserem, Tabela 3.1. Genericamente, a cada caso de estudo corresponde um único edifício. Como exceção, refere-se o quarteirão do Corpo da Guarda que abrange seis edifícios contíguos e onde foram analisadas paredes pertencentes a diferentes construções. Apesar da maioria das situações corresponder a paredes de pano único, foram igualmente analisadas paredes de folha dupla no edifício de Vila Nova de Gaia. Um dos casos analisados, o edifício na rua de António Carneiro, encontra-se numa zona mais afastada do centro histórico. Devido à maior profundidade do estudo que foi realizado nesse edifício e que envolveu a caraterização geométrica e material, bem como a realização de ensaios *in situ* e em laboratório de paredes reais, a descrição deste caso é remetida para o capítulo 4. Por outro lado, os casos analisados no edifício da Sé foram escolhidos de modo a dispor-se neste estudo de duas tipologias de parede com maior regularidade face às restantes.

Tabela 3.1: Identificação dos edifícios e paredes analisadas em alçado.

Identificação do edifício	Número de paredes analisadas
1. Largo dos Lóios (LL)	2
2. Ponte Nova (PN)	3
3. Quarteirão Porto Vivo (PV)	1
4. Quarteirão do Corpo da Guarda (CG)	6
5. Quarteirão Feitoria Inglesa (FI)	3
6. D. Hugo (DH)	3
7. Vila Nova de Gaia (VG)	2
8. Sé (SE)	1
9. Muralha Fernandina (MF)	1
10. António Carneiro (AC)	3
Total	25

A imagem da Figura 3.13 consiste numa vista aérea de parte do centro histórico do Porto, sobre a qual se encontram localizados os edifícios analisados (numerados de um a nove). O edifício de António Carneiro não foi assinalado na figura por se encontrar numa outra zona da cidade.

Com vista ao levantamento geométrico e material de paredes em alvenaria de pedra foi adotado o mesmo procedimento em todos os casos analisados. Após a visita ao edifício foram identificados os panos de parede a estudar e o levantamento geométrico passou por fotografar as zonas selecionadas utilizando uma régua como fator de escala. A definição da geometria da parede foi realizada num programa de desenho Autocad (Autodesk, 2011), onde posteriormente se avaliou as quantidades de cada material pela medição direta das áreas (pedra e material de enchimento das juntas que

corresponde à argamassa e calços). A percentagem atribuída a cada tipo de material foi definida em função da área total em análise. Na maioria dos casos, o levantamento incidiu na análise do alçado, e apenas em situações pontuais foi efetuado o estudo da secção transversal.

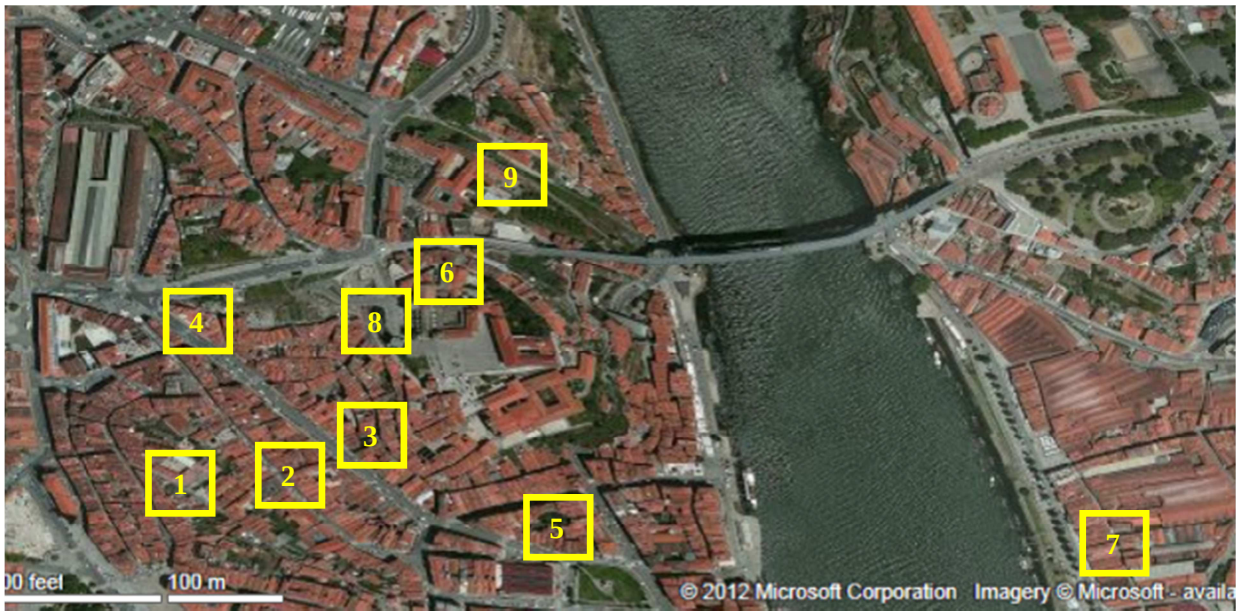


Figura 3.13: Vista aérea sobre parte do centro histórico do Porto e de Vila Nova de Gaia, com numeração das zonas de estudo [1].

Sem alterar a integridade estética e estrutural das construções, nalguns edifícios foram recolhidas amostras de pedra e de argamassa para posterior caraterização física e mecânica em laboratório. As amostras de pedra foram devidamente preparadas de modo a estimar a densidade aparente, a resistência à compressão, a resistência à tração e o módulo de elasticidade. Os ensaios foram realizados no Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural (LABEST) da FEUP, em provetes secos mantidos segundo as condições ambiente do laboratório. Algumas amostras de argamassa foram submetidas a ensaios de caraterização química, mineralógica e mecânica realizados no Laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

De seguida apresentam-se, com detalhe, os casos de estudo analisados. Os resultados dos ensaios ao nível dos materiais são remetidos para o capítulo 4.

3.4.1 Edifício do Largo dos Lóios (LL)

O edifício localizado no Largo dos Lóios nº 50 data de meados do século XIX. Apesar da configuração estreita e alta ir de encontro ao que se construía na época na cidade do Porto (rés-do-chão, três pisos elevados e um piso recuado), a sua planta em L com ocupação do espaço posterior do edifício contíguo constitui uma variante. O corpo principal na rua dos Lóios apresenta 5.5m de largura de fachada por 5m de profundidade e o segundo corpo, que se desenvolve perpendicularmente a este, possui cerca de 9x4m^2. A caixa de escadas com 3.2x3.0m^2 encontra-se no corpo principal encostada ao alçado posterior, constituindo também uma variante neste tipo de construções. Ao nível do rés-do-

chão surgem duas portas que permitiam o acesso direto à zona comercial e uma terceira que conduz aos pisos superiores, Figura 3.14.

(a) (b) (c)

Figura 3.14: Edifício LL: (a) vista do alçado principal, (b) arquitetura do alçado principal, extraído de (IC-FEUP, 2007b) e (c) planta do 1º piso, extraído de (IC-FEUP, 2007b).

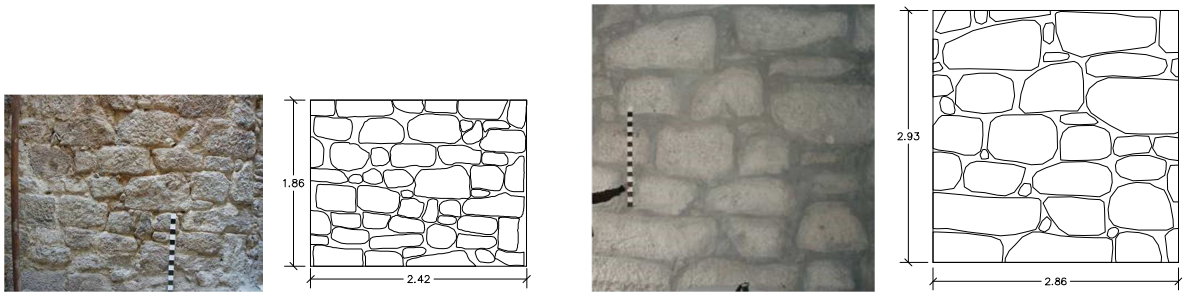
Trata-se de uma construção tradicional caracterizada por paredes estruturais em alvenaria de granito, salientando-se um troço de parede resistente em taipa de rodízio (cruz de Santo André). Os pavimentos são em vigamentos de madeira cobertos por soalho, as paredes interiores em tabique simples (tábuas costaneiras verticais com fasquiado horizontal, reboco de pardo e acabamento estucado) e a cobertura inclinada de quatro águas em estrutura de madeira. A parede da fachada principal encontra-se rebocada, apresentando elementos salientes em cantaria de granito, nomeadamente nas molduras dos vãos.

À data do estudo decorriam obras de reabilitação no interior do edifício, que envolveram a remoção do reboco das paredes, colocando a pedra à vista, Figura 3.15.

Figura 3.15: Vista do interior do edifício durante as obras de reabilitação.

Da inspeção visual dos panos de parede encontrou-se uma alvenaria de junta argamassada, constituída por pedras de dimensão variável, entre 20 a 90cm na diagonal, genericamente dispostas de forma pouco ordenada, observando-se alguma variação da textura das paredes, provavelmente devida a diferentes épocas de construção. Não foi possível analisar a secção transversal uma vez que não ocorreram demolições totais nem parciais de paredes. Contudo, foi avaliada a espessura da parede meeira com o edifício vizinho do lado esquerdo, estimada em cerca de 24cm. Houve alguma dificuldade em avaliar a espessura de outros panos de parede pelo facto de serem comuns a edifícios adjacentes e devido à ausência de aberturas que permitissem essa medição.

À data da visita, algumas paredes apresentavam as juntas preenchidas por argamassa de cimento que dificultou o levantamento geométrico. Foram selecionadas duas paredes identificadas como LL1 e LL2 na Figura 3.14c), por permitirem uma melhor leitura da geometria dos blocos de pedra. A partir do registo fotográfico foi avaliada a quantidade de cada material, Figura 3.16. Os resultados obtidos encontram-se indicados na Tabela 3.2.



(a) (b)

Figura 3.16: Levantamento geométrico de panos de parede do edifício LL: (a) LL1 e (b) LL2.

Tabela 3.2: Caraterísticas geométricas das paredes do edifício LL.

Painel	Dimensão		% Materiais	
	Painel (m^2)	Diagonal pedras (m)	Pedra	Enchimento das juntas
LL1	2.42x1.86	0.30-0.50	78.78	21.22
LL2	2.86x2.93	0.40-0.90	81.98	18.02

Foram recolhidas amostras de pedras e de argamassa no local para caraterização física e mecânica em laboratório, Figura 3.17. O granito apresentava uma coloração amarelada com grão de dimensão média e a argamassa, de coloração creme, apresentava-se bastante friável. Dos blocos de pedra recolhidos foram selecionados seis para a obtenção de carotes cilíndricas (ø10cm). Foram extraídas duas carotes por pedra para ensaiar no laboratório e foram recolhidas duas amostras de argamassa da parede interior localizada no rés-do-chão.

(a) (b) (c)

Figura 3.17: Amostras de materiais de LL: (a) pedras recolhidas no local; (b) carotes de pedra a ensaiar e (c) duas amostras de argamassa a analisar.

3.4.2 Edifício da rua da Ponte Nova (PN)

O edifício localizado na rua da Ponte Nova nº 50-54, provavelmente de meados do séc. XIX, é constituído por cave, rés-do-chão e três pisos. Apresenta a habitual configuração estreita e alta com dimensão em planta de 6.5m de frente por 18m de desenvolvimento.

A rua da Ponte Nova deve o seu nome à existência de uma ponte em pedra que estabelecia a ligação entre a rua da Banharia e a rua das Flores, passando sobre o antigo rio da Vila. Esta rua foi sofrendo significativas alterações ao longo do tempo, nomeadamente após o encanamento do rio da Vila e a construção da rua Mouzinho da Silveira em 1875, Figura 3.18. A sucessão de traçados estabilizou em meados de 1892, conduzindo à configuração das construções que atualmente se conhece (Porto Vivo-SRU-Ponte Nova, 2006).

Ao nível tipológico, o edifício caracteriza-se por uma caixa de escada central iluminada por uma claraboia com uma varanda no terceiro piso sobre o arruamento principal. O acesso aos pisos superiores e à área comercial é realizado por uma única entrada ao nível do rés-do-chão, sem acesso independente (Porto Vivo, 2006), Figura 3.19.

(a) (b)

Figura 3.18: (a) Assinalada a localização da rua da Ponte Nova na planta do Porto de Telles Ferreira (1892) (Porto Vivo-SRU-Ponte Nova, 2006) e (b) atual configuração do quarteirão da Ponte Nova, onde se assinala o edifício em estudo [1].

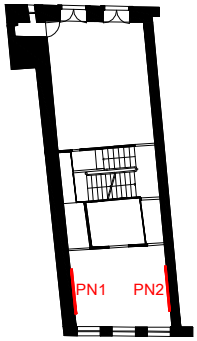
(a) (b)

Figura 3.19: Edifício PN: (a) arquitetura do alçado principal visto da rua da Ponte Nova (assinalado o edifício em estudo) (Porto Vivo-SRU-Ponte Nova, 2006) e (b) vista da fachada principal.

Em termos construtivos, o edifício caracteriza-se por paredes em alvenaria de granito rebocada, pavimentos em vigamento de madeira cobertos por soalho, paredes interiores em tabique e cobertura inclinada de quatro águas em estrutura de madeira revestida a telha cerâmica. As paredes de fachada são em alvenaria de granito, sendo revestidas a elementos cerâmicos ou a reboco pintado, com exceção das molduras de vãos que apresentam cantaria saliente à vista. Sobre a caixa de escadas encontra-se uma claraboia de dimensão apreciável feita em estrutura de ferro e vidro. À data da visita, o edifício

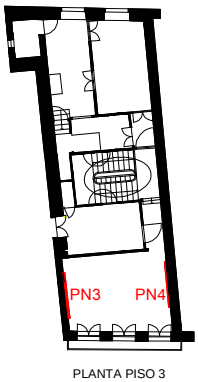
encontrava-se totalmente devoluto e o seu estado de conservação era mediano. A SRU, como proprietária do imóvel, permitiu a utilização deste edifício como caso de estudo.

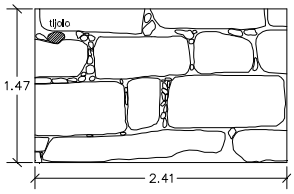
Para a caraterização das alvenarias foram abertas quatro janelas de observação na empena direita e esquerda, mediante a remoção do reboco que se encontrava em razoável estado de conservação. Foram realizadas duas aberturas no piso 1 (PN1 e PN2) e outras duas no piso 3 (PN3 e PN4), Figura 3.20a) e Figura 3.21a). Estas janelas de observação permitiram identificar o tipo de aparelho e de assentamento das pedras, verificando-se ser semelhante nas quatro situações inspecionadas. Na janela PN2 foi detetada uma zona com pedras de menor dimensão e dispostas de forma aleatória, correspondendo ao refechamento de um vão outrora existente. O levantamento geométrico apenas foi efetuado nas paredes PN3 e PN4, Figura 3.21b) e c), pelo facto de permitirem uma leitura mais representativa da geometria das pedras. Apesar de não ter sido possível observar a constituição da secção transversal, a espessura das paredes foi estimada em 30cm.



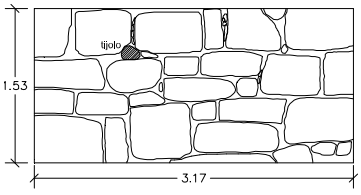
(a) (b) (c)

Figura 3.20: Edifício PN: (a) localização das janelas de observação no piso 1 e (b) abertura PN1 e (c) abertura PN2.





(b)



(a) (c)

Figura 3.21: Edifício PN: (a) localização das janelas de observação no piso 3; (b) levantamento geométrico da janela PN3 e (c) levantamento geométrico da janela PN4.

Genericamente, trata-se de uma alvenaria constituída por pedras de dimensão entre 70 a 110cm na diagonal, dispostas segundo alinhamentos horizontais, surgindo pequenas pedras e pontualmente fragmentos de tijolo como calços. A partir do registo fotográfico foram avaliadas as quantidades de cada material, correspondendo aos valores indicados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Caraterização geométrica das paredes da PN.

Painel	Dimensão		% Materiais	
	Painel (m^2)	Diagonal pedras (m)	Pedra	Enchimento das juntas
PN3	2.41x1.47	0.50-1.0	81.70	18.31
PN4	3.17x1.53	0.40-0.90	84.48	15.52

Apesar de não ter sido possível retirar amostras de pedras, foram recolhidas amostras de argamassa das juntas das paredes inspecionadas para análise no laboratório, Figura 3.22.

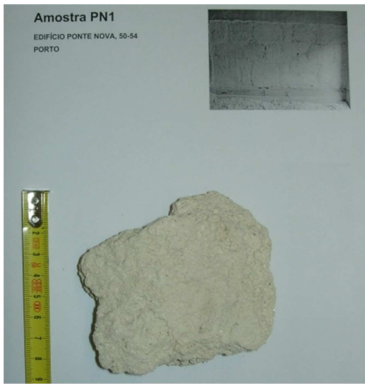


Figura 3.22: Amostra de argamassa da PN a analisar.

3.4.3 Edifício do quarteirão do Porto Vivo (PV)

O edifício do quarteirão do Porto Vivo está situado na rua Mouzinho da Silveira nº 234-238, possui rés-do-chão, dois pisos elevados e águas furtadas e deverá ter sido edificado na segunda metade do séc. XIX, aquando da abertura da rua Mouzinho da Silveira, Figura 3.23. A construção desta rua provocou significativas alterações em toda a envolvente, acompanhada de expropriações, realinhamentos e reconstruções de fachadas, tendo a maioria dos edifícios sido construídos entre 1890 a 1900.

Figura 3.23: Alçado principal da rua Mouzinho da Silveira (assinalado a vermelho o edifício PV em estudo) (Porto Vivo-SRU-Porto Vivo, 2007).

À data do estudo, o edifício encontrava-se totalmente devoluto e evidenciava mau estado de conservação. A estrutura vertical era constituída por paredes exteriores em alvenaria de granito, paredes interiores em tabique simples, sendo as paredes laterais comuns aos edifícios adjacentes. A

estrutura horizontal apresentava, nalgumas zonas, apenas o vigamento de madeira e noutras o vigamento revestido com tábuas de soalho. O edifício não apresentava cobertura.

Dado o avançado estado de degradação, o edifício foi entretanto sujeito a uma intervenção profunda, Figura 3.24. A estrutura interior foi totalmente demolida permitindo uma nova compartimentação em todos os pisos. Na estrutura final foi adotado um vigamento de madeira nos pisos e asnas de madeira na cobertura, de modo a procurar reproduzir a solução original. No decorrer das obras a maioria das paredes foram picadas permitindo observar a disposição das pedras. Foi realizado o levantamento geométrico de um painel de parede, PV1, que permitiu a leitura da forma e da disposição das pedras, Figura 3.25.

(a) (b) (c)

Figura 3.24: Edifício do PV: (a) vista do alçado principal; (b) interior durante as obras de reabilitação e (c) pormenor de ligação das vigas de madeira às paredes.

Figura 3.25: Levantamento geométrico da parede PV1.

Trata-se de uma alvenaria com 0.30m de espessura, constituída por pedras de dimensão variável entre 50 a 90cm na diagonal, dispostas segundo um alinhamento tendencialmente horizontal e juntas argamassadas. Os resultados do levantamento material encontram-se indicados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Caraterização geométrica da parede do PV.

Painel	Dimensão		% Materiais	
	Painel (m^2)	Diagonal pedras (m)	Pedra	Enchimento das juntas
PV1	3.20x3.03	0.50-0.90	74.36	25.64

No local foram recolhidos blocos de pedra para serem ensaiados em laboratório. De quatro pedras foram extraídas nove carotes cilíndricas (ø10cm e altura de 20cm), Figura 3.26a). Foram igualmente recolhidas amostras de argamassa das juntas das paredes para análise em laboratório, Figura 3.26b).

(a) (b)

Figura 3.26: Amostras de materiais do edifício PV: (a) carotes de pedra e (b) amostra de argamassa a analisar.

3.4.4 Edifícios do quarteirão do Corpo da Guarda (CG)

No quarteirão do Corpo da Guarda foram visitados doze edifícios confinados entre a rua Mouzinho da Silveira, a rua do Corpo da Guarda e a rua de Pelames. Provavelmente, trata-se de construções do séc. XIX e apresentam uma cércea que varia entre rés-do-chão e três pisos a rés-do-chão e cinco pisos, com coberturas inclinadas de quatro águas revestidas a telha cerâmica, Figura 3.27.

Figura 3.27: Alçado principal dos edifícios visto da Rua Mouzinho da Silveira (assinalado a vermelho os edifícios em estudo) (Porto Vivo-SRU-Corpo da Guarda, 2007).

A abertura da rua Mouzinho da Silveira obrigou à reconstrução das fachadas dos edifícios, explicando a ausência de ortogonalidade entre as paredes de meação e as de fachada (SRU-Corpo da Guarda, 2007). Devido ao acentuado declive da rua do Corpo da Guarda, surgem casos de caves semienterradas que confinam com a escarpa granítica. Os edifícios com entrada pela rua do Corpo da Guarda possuem apenas uma frente, os restantes podem apresentar uma ou duas frentes. Em termos gerais, não possuem logradouros e caracterizam-se pela existência de uma escada interior central iluminada por uma claraboia que divide o piso em dois espaços. A atividade comercial desenvolvia-se

ao nível do rés-do-chão e os pisos superiores destinavam-se a habitação. As parcelas visitadas encontram-se indicadas na Figura 3.28, com a numeração de 15 a 27 (com exceção do número 21).

À data do estudo, os edifícios encontravam-se em fase de reabilitação que envolveu a remoção do reboco das paredes, a substituição dos pavimentos de madeira, das paredes divisórias em tabique simples e da cobertura, Figura 3.29.

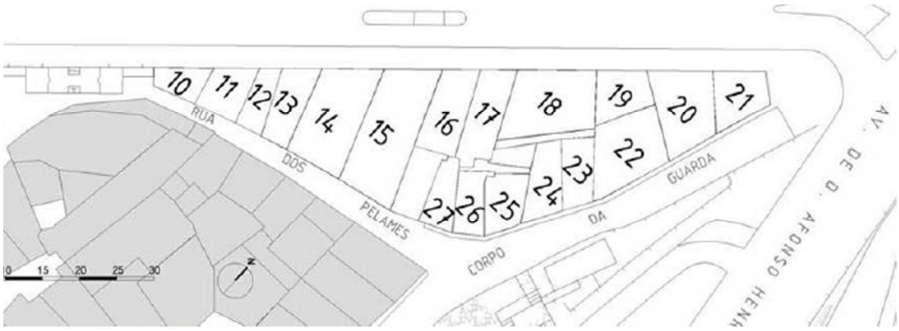


Figura 3.28: Identificação das parcelas visitadas (Porto Vivo-SRU-Corpo da Guarda, 2007).

Figura 3.29: Obras de reabilitação em edifícios do Corpo da Guarda.

Na maioria dos edifícios com entrada pela rua Mouzinho da Silveira a escarpa de granito (virada para a rua do Corpo da Guarda) serve de suporte aos pisos superiores (Porto Vivo-SRU-Corpo da Guarda, 2007). Surgem elementos resistentes em alvenaria de granito nas paredes de fachada e laterais revestidas a reboco pintado. Neste quarteirão as paredes laterais são, geralmente, comuns a edifícios adjacentes e apresentam secção transversal de uma folha (espessura de 30cm) ou de duas folhas (espessura de 45cm). Estas paredes constituem o elemento vertical principal de suporte dos pavimentos em madeira. As alvenarias são constituídas por pedras de dimensão entre 30 a 90cm, dispostas em camadas horizontais, com juntas argamassadas e calços entre pedras.

Do grupo de edifícios analisados foram selecionadas seis paredes em alvenaria de pedra. Na Figura 3.30 apresenta-se a planta do 1º piso onde se localizam as zonas estudadas devidamente numeradas. Apesar das paredes estarem todas indicadas nesta planta, esta análise diz respeito a diferentes pisos, nomeadamente:

- **1** - Uma parede no rés-do-chão (CG1).
- **2** - Duas paredes no 1º piso (CG2 e CG3).
- **3** - Uma parede no 2º piso (CG4).
- **4** - Uma parede no 2º piso (CG5).
- **5** - Uma parede no 3º piso (CG6).

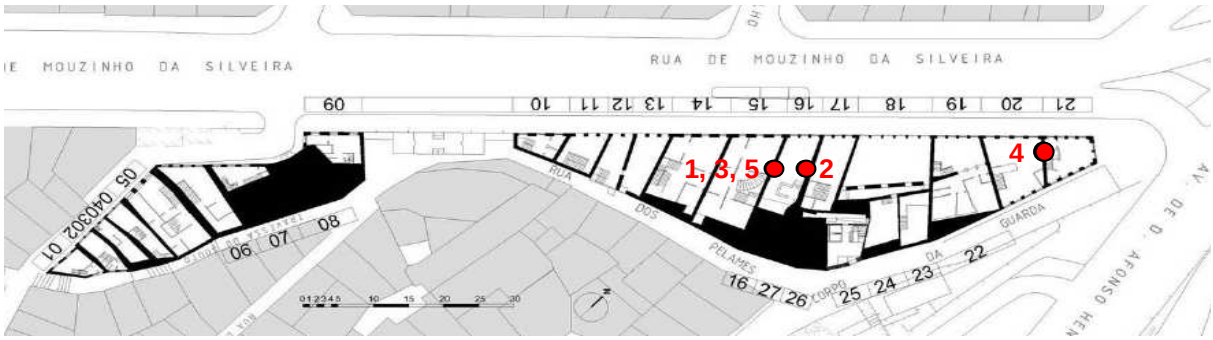


Figura 3.30: Edifícios do quarteirão do Corpo da Guarda, planta ao nível do 1º piso, com numeração indicativa da localização das paredes em estudo (adaptado de Porto Vivo-SRU-Corpo da Guarda, 2007; Sousa, 2010).

A Figura 3.31 apresenta o aspeto das paredes e o respetivo levantamento geométrico. Realça-se a dimensão apreciável de alguns blocos de pedra e o recurso a calços para garantir a estabilidade do conjunto. O assentamento das pedras é preferencialmente horizontal e as juntas são constituídas por argamassa de cor creme bastante friável ao toque. O granito, de cor amarelada, apresenta visualmente um razoável estado de conservação. Em termos de quantificação da percentagem de materiais, na Tabela 3.5 estão indicados os valores encontrados. Foram recolhidas amostras de argamassa das juntas para análise, Figura 3.32, mas não foi possível a recolha de amostras de pedra.

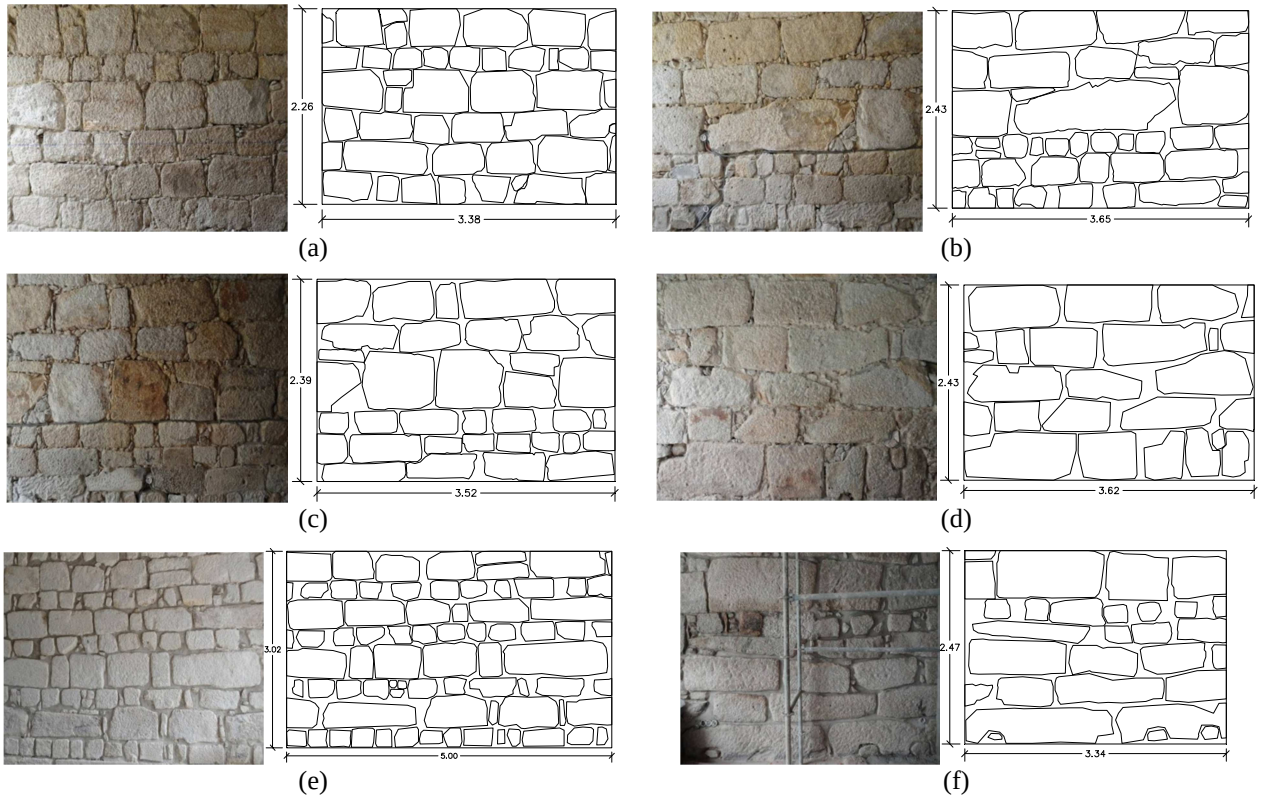


Figura 3.31: Levantamento geométrico de paredes do edifício do Corpo da Guarda (CG): a) CG1 (rés-do-chão); b) CG2 (1ºpiso); c) CG3 (1º piso); d) CG4 (2º piso); e) CG5 (2º piso) e f) CG6 (3º piso).

Tabela 3.5: Caraterização geométrica de paredes dos edifícios CG.

Painel	Dimensão		% Materiais	
	Painel (m^2)	Diagonal pedras (m)	Pedra	Enchimento das juntas
CG1	3.38x2.26	0.30-0.90	84.16	15.84
CG2	3.65x2.47	0.30-0.90	82.96	17.04
CG3	3.52x2.39	0.30-0.90	82.52	17.48
CG4	3.62x2.43	0.30-0.90	80.30	19.70
CG5	5.00x3.02	0.30-0.90	79.00	21.00
CG6	3.34x2.47	0.30-0.90	79.10	20.90

Figura 3.32: Amostra de argamassa dos edifícios CG a analisar.

3.4.5 Edifício do quarteirão da Feitoria Inglesa (FI)

O edifício localiza-se também na rua Mouzinho da Silveira nº 54-56 e enquadra-se no quarteirão designado de Feitoria Inglesa. Trata-se igualmente de um prédio urbano do séc. XIX, composto por rés-do-chão e dois pisos elevados, com cobertura de quatro águas revestida a telha cerâmica. A Figura 3.33a) corresponde à vista parcial deste quarteirão do lado da rua Mouzinho da Silveira, com o edifício FI assinalado a vermelho.

(a) (b)

Figura 3.33: Edifício da FI: (a) arquitetura do alçado principal visto da rua Mouzinho da Silveira (assinalado a vermelho o edifício em estudo) (Porto Vivo-SRU-Feitoria Inglesa, 2008) e (b) vista da fachada principal à data do estudo.

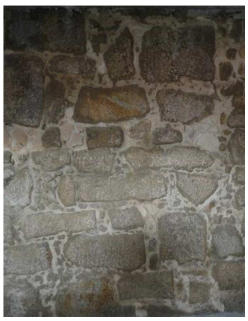
À data do estudo, o edifício encontrava-se em obras de reabilitação que incluíram a substituição dos pavimentos interiores, a reorganização do espaço interior e o acrescento de mais um piso com cobertura inclinada de quatro águas, Figura 3.33b). As paredes estruturais são em alvenaria de granito com junta argamassada com aparelho variável desde aleatório a próximo do regular, provavelmente devido a diferentes épocas de construção ou à tipologia da secção transversal (pano simples ou duplo).

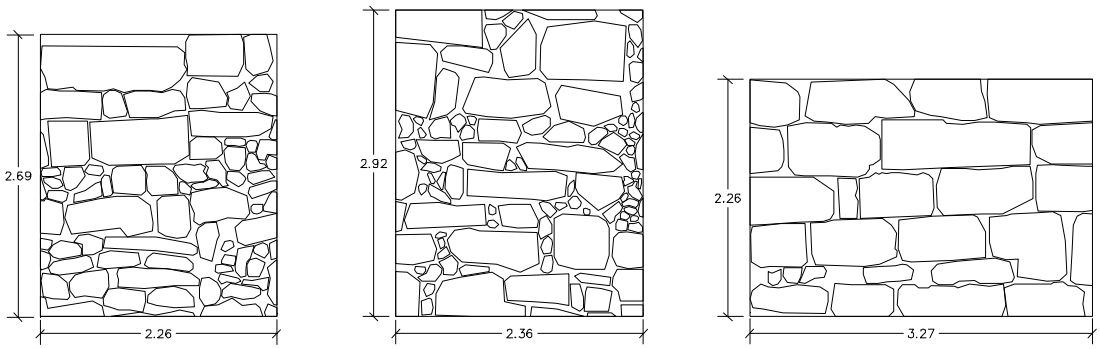
Verificou-se que as paredes localizadas na fachada posterior do edifício apresentam aparelho muito irregular, com pedras de grande a pequena dimensão. As paredes das empenas apresentam aparelho mais regular, com pedras com dimensão entre 0.50 a 1.40m. Estas paredes apresentam cerca de 30cm de espessura e na generalidade não são comuns aos edifícios adjacentes. As paredes mais irregulares presumem-se serem de pano duplo, apesar de não ter sido possível confirmar esta hipótese. No edifício foram selecionadas três paredes interiores, indicadas na planta do 1º piso da Figura 3.34, nomeadamente:

- **1**- uma parede no 1º piso (FI1).
- **2**- uma parede no 2º piso (FI2).
- **3**- uma parede no 3º piso (FI3).

Na Figura 3.35 apresenta-se o levantamento geométrico destas paredes. A variação da textura refletiu-se em diferentes valores das percentagens dos materiais das paredes analisadas, indicados na Tabela 3.6. Neste edifício não foi possível a recolha de materiais para análise em laboratório.

Figura 3.34: Edifício da FI, planta ao nível do 1º piso do, com indicação da localização em planta das paredes em estudo (adaptado de Porto Vivo-SRU-Feitoria Inglesa, 2008; Sousa, 2010).





(a) (b) (c)

Figura 3.35: Levantamento geométrico de paredes do edifício FI: a) FI1 (1ºpiso); b) FI2 (2ºpiso) e c) FI3 (3º piso).

Tabela 3.6: Caraterização geométrica de paredes do edifício FI.

Painel	Dimensão		% Materiais	
	Painel (m^2)	Diagonal pedras (m)	Pedra	Enchimento das juntas
FI1	2.26x2.69	0.15-1.30	78.84	21.16
FI2	2.36x2.92	0.15-0.95	76.92	23.08
FI3	3.27x2.28	0.30-1.30	86.87	13.13

3.4.6 Edifício da rua de D. Hugo (DH)

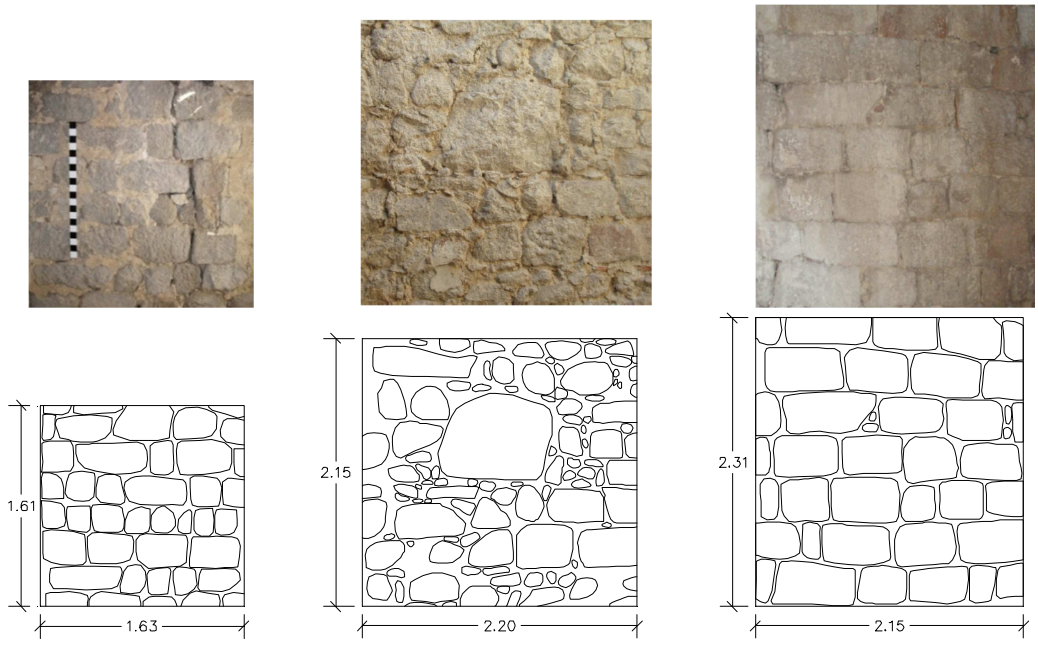
Este caso de estudo localiza-se na rua D. Hugo, nº 16 e 22, em pleno centro histórico e pertence à área de intervenção prioritária da Sé. Alguns dos edifícios desta rua remontam aos primórdios da cidade, com caraterísticas próprias que devem ser conservadas e preservadas (Porto Vivo-SRU-D.Hugo, 2008).

O edifício DH possui três frentes, é composto por rés-do-chão, sobreloja, dois pisos elevados e cobertura. Encontra-se totalmente devoluto e à data da visita apresentava a estrutura interna em avançado estado de degradação, nomeadamente os pavimentos, as escadas e a cobertura, que impediu o acesso a algumas zonas, Figura 3.36. A estrutura vertical é constituída por paredes em alvenaria de pedra de granito, sobre as quais apoia o pavimento em vigas de madeira revestidas a soalho. Segundo Porto Vivo-SRU-D.Hugo (2008) o edifício necessita de uma intervenção profunda e isolada, estando em curso o projeto de reabilitação do imóvel.

Figura 3.36: Edifício DH: (a) vista do alçado principal; (b) vista do alçado lateral e (c) interior do edifício.

Da observação visual dos panos de parede constatou-se que se trata de uma alvenaria de junta argamassada, constituída por pedras de dimensão variável entre 10 a 90cm na diagonal, dispostas de forma igualmente variável, desde aleatório a quase regular. A variação do aparelho de pedra poderá estar relacionada com diferentes épocas de construção, ou com o tipo de secção transversal (pano simples e duplo). Foi medida a espessura de uma parede estrutural interior, cerca de 60cm, mas não foi possível efetuar o seu levantamento geométrico.

Foram selecionadas três paredes identificadas como DH1, DH2 e DH3, a primeira localizada no primeiro piso e as restantes no segundo piso. O levantamento geométrico com recurso a régua apenas foi possível no primeiro caso (DH1) dada a inacessibilidade associada ao mau estado do pavimento nas restantes situações. Contudo, procurou-se efetuar a correção da dimensão das pedras por relação de medidas. A partir do registo fotográfico foi avaliado a quantidade de cada material, Figura 3.37 e os resultados obtidos encontram-se indicados na Tabela 3.7. Não foi possível a recolha de materiais para análise.



(a) (b) (c)

Figura 3.37: Levantamento geométrico de paredes do edifício DH: a) DH1 (1º piso); b) DH2 (2º piso) e c) DH3 (2º piso).

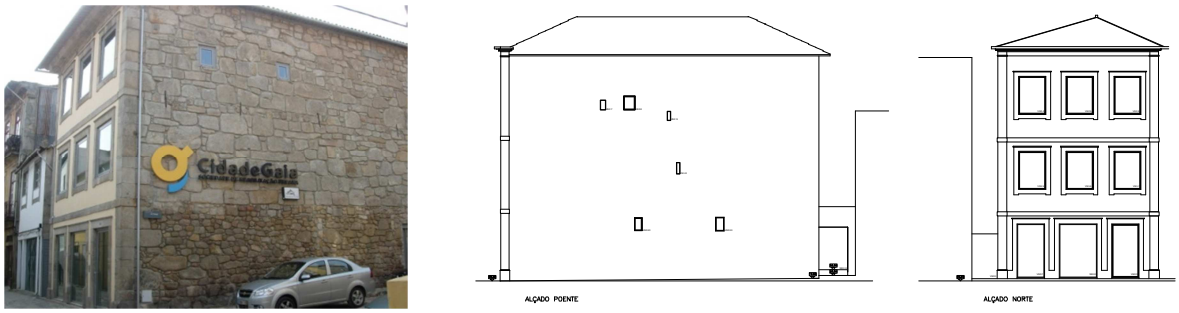
Genericamente, as paredes são constituídas por granito que aparenta algum grau de alteração na camada superficial, as juntas entre pedras evidenciam perda de material, mais visível no 2º piso, devido à ausência de cobertura. Maior regularidade geométrica foi observada nas paredes DH1 e DH3, em contraste com a parede DH2 mais irregular e constituída por pedras de dimensão variável (com predominância para a pequena dimensão). Este fato é igualmente confirmado pela análise da percentagem da pedra da parede DH2 que sofreu um decréscimo de cerca de 20%, face às restantes paredes analisadas. Em ambos os painéis a argamassa apresenta coloração creme, provavelmente constituída por cal e saibro.

Tabela 3.7: Caraterísticas geométricas das paredes de DH.

Painel	Dimensão		% Materiais	
	Painel (m^2)	Diagonal pedras (m)	Pedra	Enchimento das juntas
DH1	1.63x1.61	0.20-0.40	81.51	18.49
DH2	2.20x2.15	0.10-0.90	65.75	34.25
DH3	2.15x2.31	0.20-0.60	84.46	15.54

3.4.7 Edifício de Vila Nova de Gaia (VG)

O edifício em estudo localiza-se na rua Guilherme Fernandes nº 136-140 e é do séc. XIX, Figura 3.38. Apresenta paredes em alvenaria de pedra com alterações estruturais decorrentes de obras realizadas há cerca de seis anos. Todos os pavimentos foram substituídos por lajes aligeiradas em betão armado, as escadas são em laje maciça, as paredes divisórias em tijolo vazado e foi realizado o refechamento das juntas das paredes da fachada com argamassa de cimento. As paredes estruturais são em alvenaria de pedra à vista, a menos da parede da fachada principal que se encontra rebocada e pintada, apresentando as molduras dos vãos em cantaria. A cobertura é inclinada de quatro águas, revestida a telha cerâmica.



(a) (b)

Figura 3.38: Edifício VG: (a) vista do geral do edifício; (b) desenho de arquitetura da empena direita e da fachada principal facultado pela SRU, Gaia.

Na altura do estudo o edifício encontrava-se em obras de remodelação interior e exterior para servir as futuras instalações da sede da SRU, Gaia. As obras exteriores envolveram a realização de uma abertura na parede da empena direita ao nível do piso 0.

Uma vez que a maioria das paredes apresenta o aparelho de pedra à vista foi possível observar e efetuar o seu levantamento. Contudo, devido ao refechamento das juntas a dimensão das pedras pode não corresponder ao seu valor real, resultado da sobreposição de argamassa no seu contorno.

Dadas as semelhanças entre as paredes, o estudo centrou-se na parede onde iria ser realizada a abertura, sendo analisadas duas zonas no piso 0 identificadas por VG1 e VG2 na Figura 3.39a). Da observação do alçado destacou-se a alteração de dimensão da pedra e da sua disposição entre o piso 0 e os restantes pisos elevados. Ao longo do pé-direito do piso 0 a pedra apresenta uma forma arredondada de dimensão variável entre 20 a 50cm e disposta de forma aleatória; nos pisos superiores possui uma forma mais regular de maior dimensão (entre 50 a 90cm), mas disposta segundo um alinhamento irregular (juntas irregulares), Figura 3.39b) e c).

No decorrer das obras de demolição de parte da parede da empena direita foi possível observar e efetuar o levantamento da respetiva secção transversal ao nível do piso 0, designado de VG3. Nos restantes pisos elevados apenas foi possível medir espessuras de paredes nas zonas de vãos. Constatou-se que no piso 0 a parede apresenta dois panos com cerca de 55cm de espessura total (pano exterior 25cm, pano interior 20cm e enchimento de 10cm) devidamente travados, passando a um único pano com cerca de 25cm de espessura nos pisos superiores. A partir do registo fotográfico procedeu-se à medição da percentagem de pedra (correspondendo a um valor mínimo) e de restante material, Figura 3.39. Os resultados obtidos encontram-se sintetizados na Tabela 3.8.

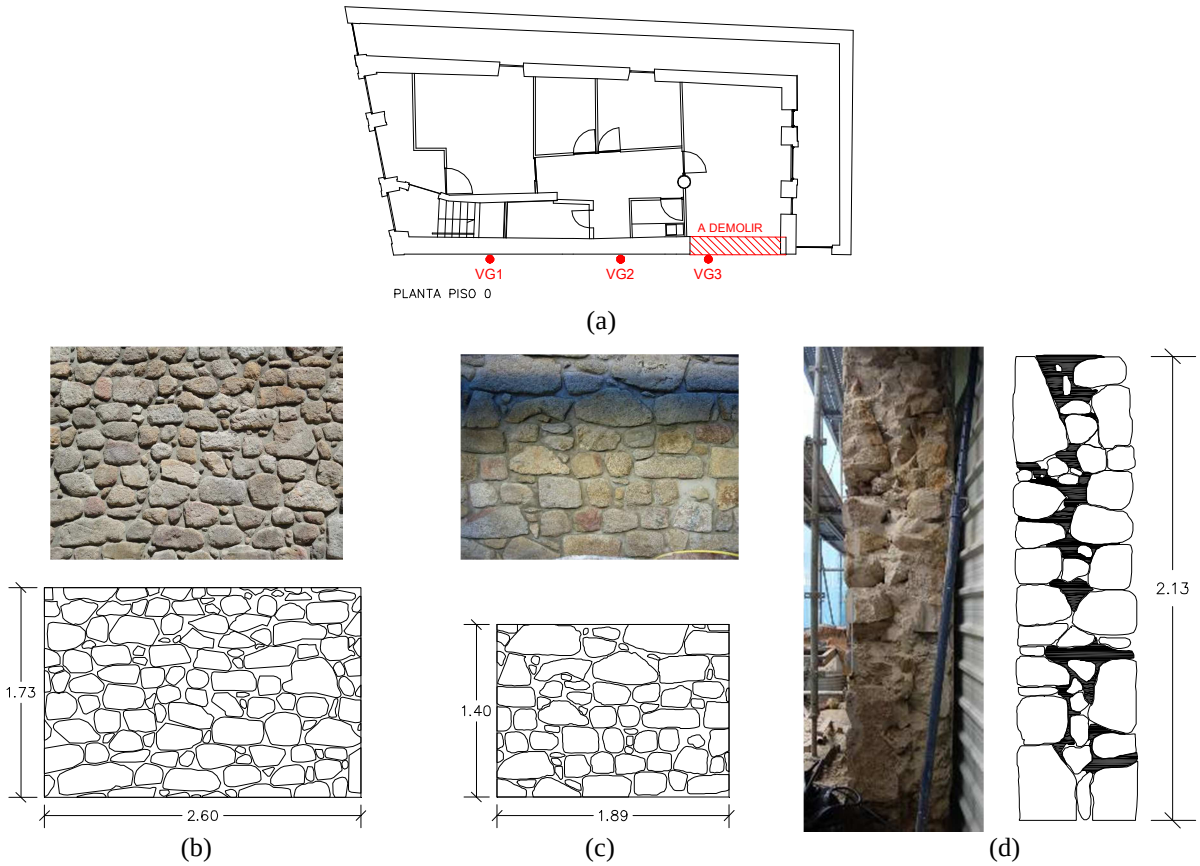


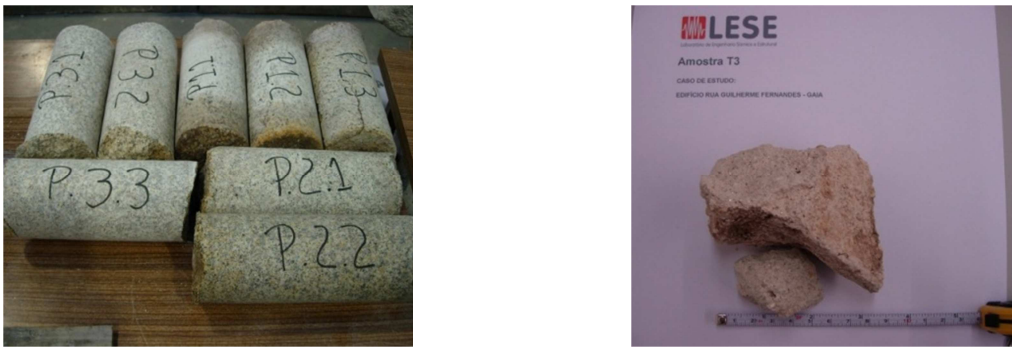
Figura 3.39: Levantamento geométrico de paredes do edifício VG: (a) identificação das zonas analisadas; (b) VG1 (alçado); b) VG2 (alçado) e c) VG3 (secção transversal).

Tabela 3.8: Caraterísticas geométricas das paredes do edifício VG: VG1, VG2 em alçado e VG3 na secção transversal.

Painel	Dimensão		% Materiais			
	Painel (m^2)	Diagonal pedras (m)	Pedra	Enchimento das juntas	Argamassa	Vazios
VG1	2.60x1.73	0.20-0.50	74.26	25.74	-	-
VG2	1.90x1.40	0.20-0.50	77. 07	22.93	-	-
VG3	0.53x2.13	0.20-0.50	78.26	-	14.92	6.82

Do troço de parede demolido foram recolhidos blocos de pedra para a realização de carotes cilíndricas (ø10cm e altura de 20cm). Foram extraídas duas carotes por pedra num total de doze amostras a ensaiar no laboratório. Trata-se de um granito aparentemente em bom estado de conservação com grão de dimensão média. Foi recolhida uma amostra de argamassa da zona interior da parede da empena

direita durante a fase de demolição. Na Figura 3.40 encontram-se os provetes de pedra para ensaiar e a a amostra de argamassa a analisar.

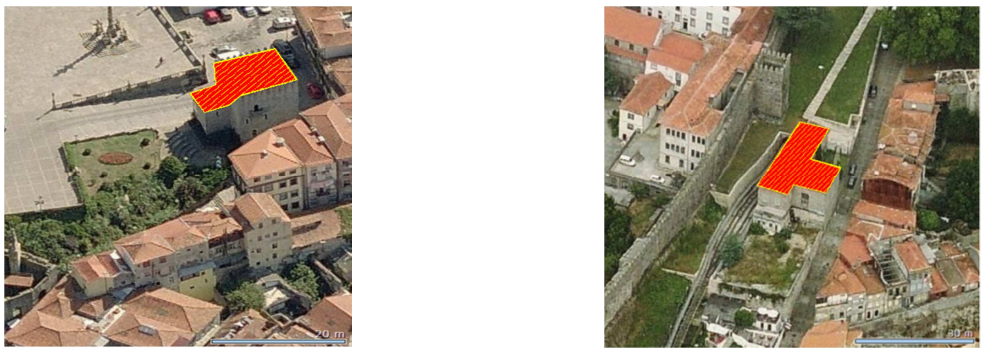


(a) (b)

Figura 3.40: Caraterização material do edifício VG: (a) provetes de pedra e (b) amostra de argamassa.

3.4.8 Edifício da Sé (SE) e Muralha Fernandina (MF)

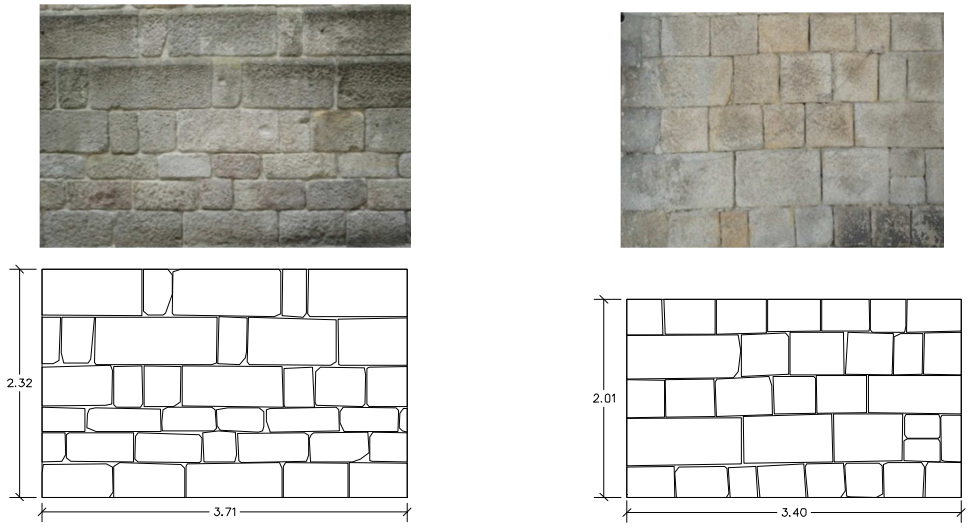
Os edifícios assinalados na Figura 3.41 foram propositadamente escolhidos de modo a dispor de paredes com pedra à vista que evidenciam maior regularidade geométrica. O primeiro edifício (SE1) consiste numa torre típica de uma construção medieval de planta retangular e dois pisos que foi transferido do seu local de origem para o Terreiro da Sé, sendo atualmente o posto de turismo, Figura 3.41a). O segundo edifício (MF1) consiste numa construção do séc. XIX em alvenaria de pedra e funciona atualmente como casa das máquinas do elevador dos Guindais, Figura 3.41b). A partir da seleção de uma parede exterior por edifício seguiu-se o habitual procedimento de levantamento geométrico da disposição das pedras numa área selecionada, Figura 3.42. Em ambos os casos, as paredes são constituídas por pedras retangulares de dimensão variável entre grande a média (0.30 a 1m), o aparelho é regular e as juntas são argamassadas com espessura na ordem dos 1.5cm.



(a) (b)

Figura 3.41: (a) Vista do Terreiro da Sé com identificação do edifício em estudo (SE1) e (b) vista da zona da muralha Fernandina com identificação do edifício em estudo (MF1) (http://www.bing.com/maps/; Sousa, 2010).

A partir do registo fotográfico procedeu-se à medição da percentagem de pedra e de argamassa das juntas, Figura 3.42.



(a) (b)

Figura 3.42: Levantamento geométrico de paredes: (a) edifício na Sé (SE1) e (b) edifício na muralha Fernandina (MF1) (Sousa, 2010).

Os resultados obtidos encontram-se sintetizados na Tabela 3.9. Dada a forma mais regular das pedras e o facto de apresentarem altura idêntica, o assentamento foi realizado praticamente sem recorrer a calços, sendo a espessura de junta igual ao longo da parede. Este tipo de aparelho mais regular conduz a uma percentagem de pedra superior a 90%.

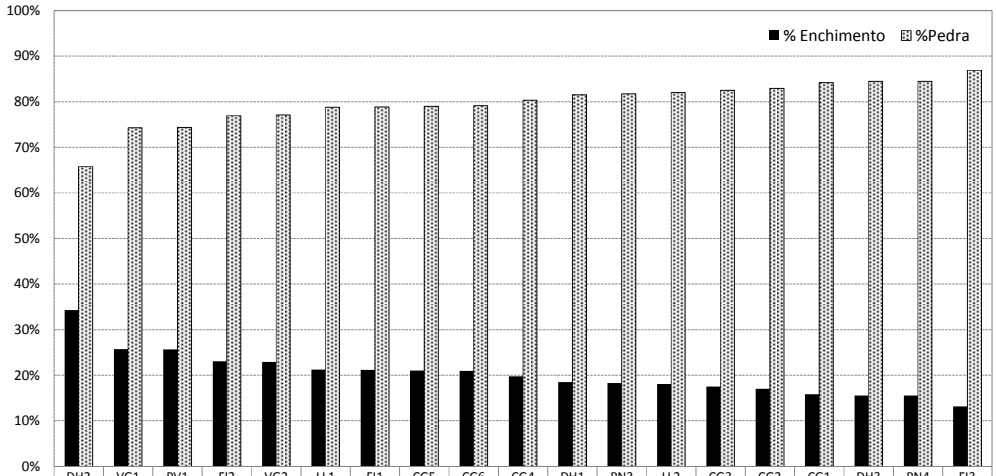
Tabela 3.9: Caraterísticas geométricas das paredes SE1e MF1.

Painel	Dimensão		% Materiais	
	Painel (m^2)	Diagonal pedras (m)	Pedra	Enchimento das juntas
SE1	3.71x2.32	0.3-1.0	93.67	6.33
MF1	3.40x2.01	0.3-1.0	94.81	5.19

3.4.9 Síntese do levantamento geométrico e material das paredes dos casos de estudo

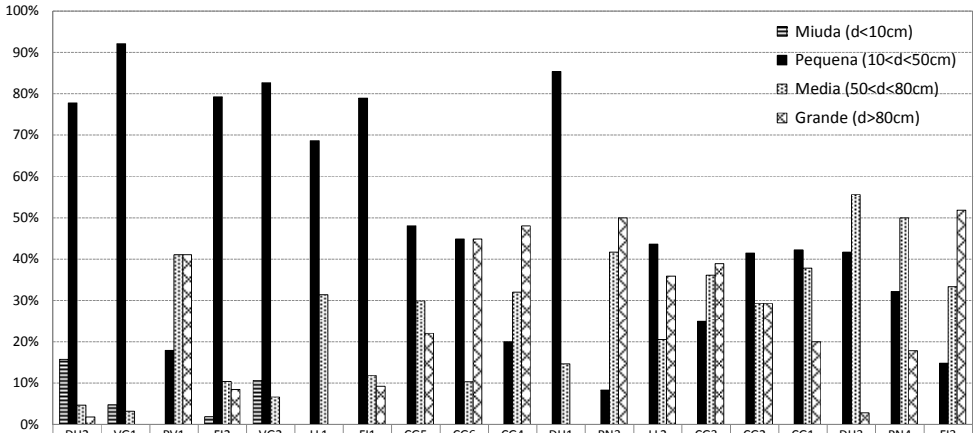
Nesta secção pretende-se sintetizar os resultados obtidos no levantamento geométrico e material do alçado de paredes pertencentes aos casos de estudo referidos. Deste modo, na Figura 3.43 encontra-se representada a evolução da percentagem de materiais (pedra e enchimento) das paredes analisadas, cujos valores foram colocados por ordem crescente da quantidade de pedra. Na Figura 3.45 pode observar-se a variação da dimensão das pedras por cada painel (medida na diagonal). Neste diagrama foi adotada a designação e o intervalo de valores referidos na secção 3.3.1, e os casos foram apresentados pela mesma ordem da Figura 3.43.

Os resultados apresentados constituem um ponto de partida na caraterização material de paredes antigas. A análise em conjunto dos valores obtidos não permite uma comparação direta por se tratar de painéis de parede com diferentes dimensões. Contudo, verificou-se uma tendência de aumento da percentagem de pedras e redução da percentagem do material de enchimento das juntas com a diminuição da quantidade de pedra miúda e pequena.



	DH2	VG1	PV1	FI2	VG2	LL1	FI1	CG5	CG6	CG4	DH1	PN3	LL2	CG3	CG2	CG1	DH3	PN4	FI3
% Enchimento	34.25%	25.74%	25.64%	23.08%	22.93%	21.22%	21.16%	21.00%	20.90%	19.70%	18.49%	18.31%	18.02%	17.48%	17.04%	15.84%	15.53%	15.52%	13.13%
%Pedra	65.75%	74.26%	74.36%	76.92%	77.07%	78.78%	78.84%	79.00%	79.10%	80.30%	81.51%	81.70%	81.98%	82.52%	82.96%	84.16%	84.47%	84.48%	86.87%

Figura 3.43: Síntese do levantamento material do alçado de paredes pertencentes a casos de estudo.



	DH2	VG1	PV1	FI2	VG2	LL1	FI1	CG5	CG6	CG4	DH1	PN3	LL2	CG3	CG2	CG1	DH3	PN4	FI3
Miuda (d<10cm)	15.74%	4.76%	0.00%	1.89%	10.67%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Pequena (10<d<50cm)	77.78%	92.06%	17.95%	79.25%	82.67%	68.63%	78.95%	48.05%	44.83%	20.00%	85.37%	8.33%	43.59%	25.00%	41.46%	42.22%	41.67%	32.14%	14.81%
Media (50<d<80cm)	4.63%	3.17%	41.03%	10.38%	6.67%	31.37%	11.84%	29.87%	10.34%	32.00%	14.63%	41.67%	20.51%	36.11%	29.27%	37.78%	55.56%	50.00%	33.33%
Grande (d>80cm)	1.85%	0.00%	41.03%	8.49%	0.00%	0.00%	9.21%	22.08%	44.83%	48.00%	0.00%	50.00%	35.90%	38.89%	29.27%	20.00%	2.78%	17.86%	51.85%

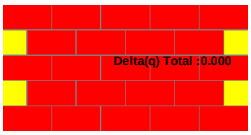
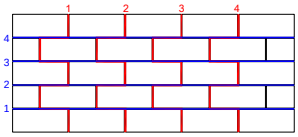
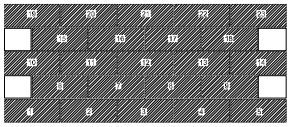
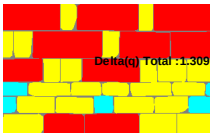
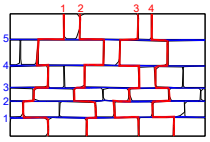
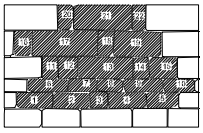
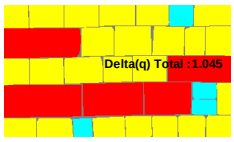
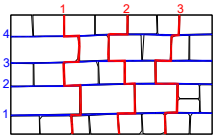
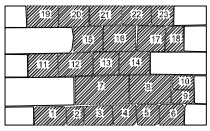
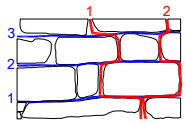
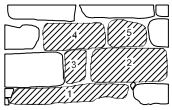
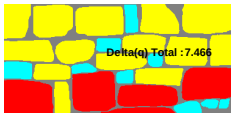
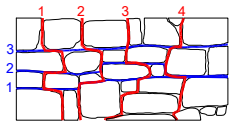
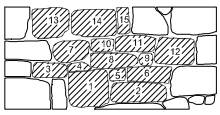
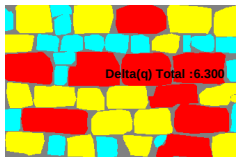
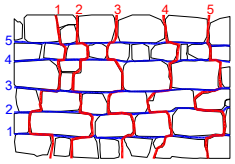
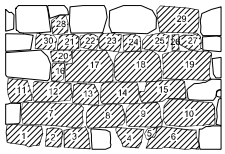
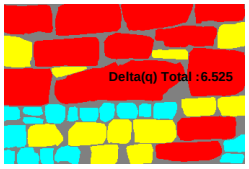
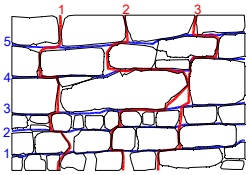
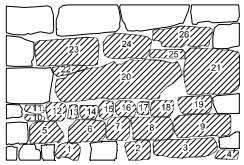
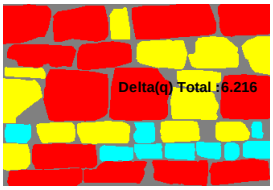
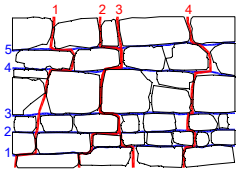
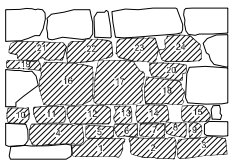
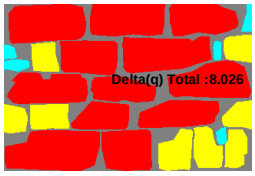
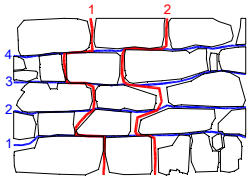
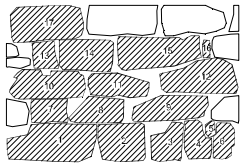
Figura 3.44: Avaliação da dimensão das pedras em alçado de paredes pertencentes a casos de estudo.

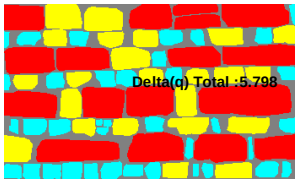
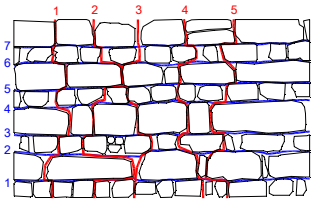
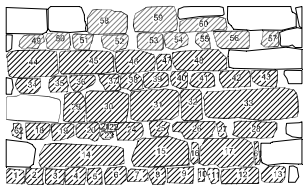
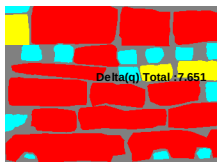
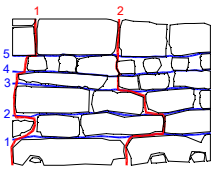
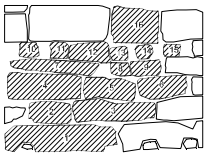
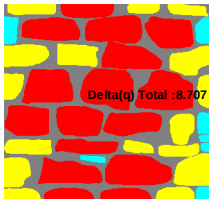
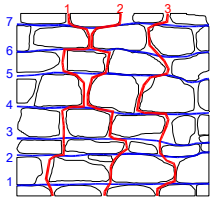
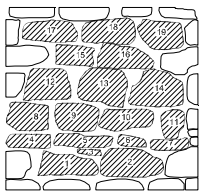
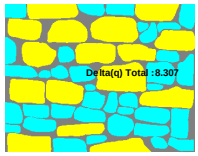
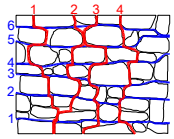
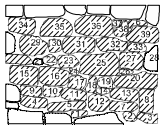
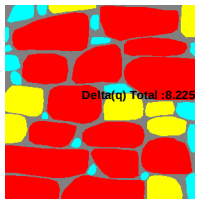
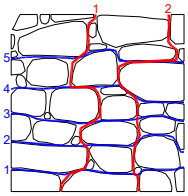
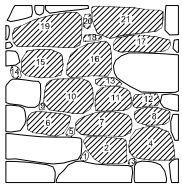
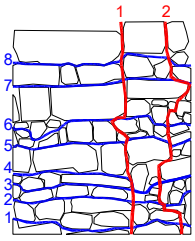
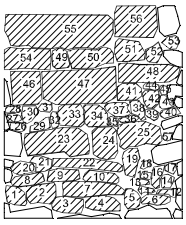
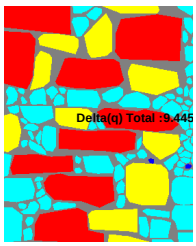
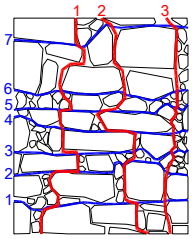
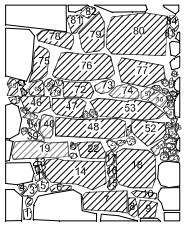
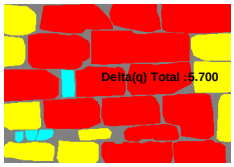
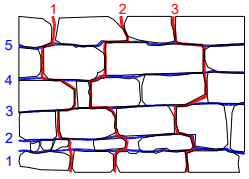
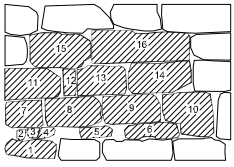
3.5 Quantificação de índices de irregularidade nos casos de estudo

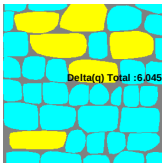
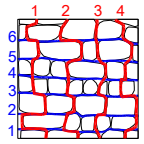
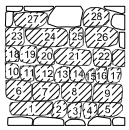
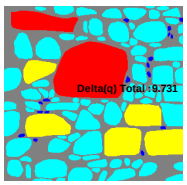
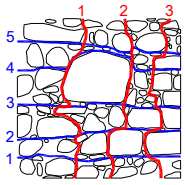
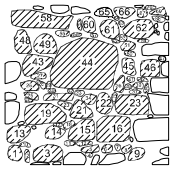
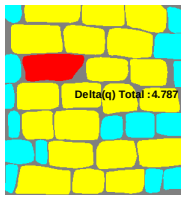
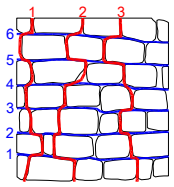
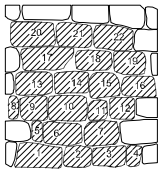
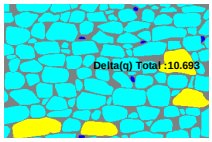
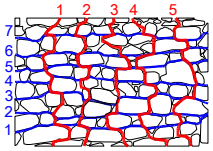
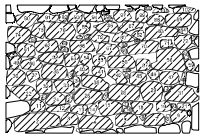
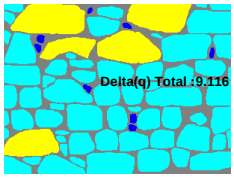
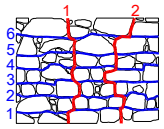
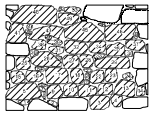
De acordo com o procedimento descrito no subcapítulo 3.3, a partir dos modelos geométricos anteriores foram quantificados os índices de irregularidade das paredes pertencentes aos casos de estudo analisados, nomeadamente o índice da forma da pedra (I_{FP}, correspondente ao desvio quadrático), do alinhamento horizontal (I_{AH}), do alinhamento vertical (I_{AV}) e da dimensão da pedra (I_{DP}). De modo a obter termo de comparação foi igualmente analisada a parede de referência, REF1.

Na Tabela 3.10 encontram-se indicados os esquemas adotados na quantificação dos diversos índices. Os traçados associados ao alinhamento horizontal e vertical (I_{AH} e I_{AV}) estão representados no mesmo modelo geométrico. No esquema do I_{DP} foram sombreadas as pedras adotadas na quantificação deste índice. Os valores finais dos diversos índices por painel estão indicados na Tabela 3.11, enquanto os valores parcelares podem ser consultados no anexo B.

Tabela 3.10: Modelos geométricos e esquemas para quantificação dos índices de irregularidade parciais dos casos de estudo.

Painel (dimensão)	I_{FP} (delta q total)	I_{AH} e I_{AV}	I_{DP}
REF1 (5.58x2.33m^2)			
SE1 (3.71x2.32m^2)			
MF1 (3.40x2.01m^2)			
PN3 (2.41x1.47m^2)			
PN4 (3.17x1.53m^2)			
CG1 (3.38x2.26m^2)			
CG2 (3.65x2.47m^2)			
CG3 (3.52x2.39m^2)			
CG4 (3.62x2.43m^2)			

CG5 (5.0x3.02m^2)				
CG6 (3.34x2.47m^2)				
PV1 (3.20x3.03m^2)				
LL1 (2.42x1.86 m^2)				
LL2 (2.86x2.93m^2)				
FI1 (2.26x2.69m^2)				
FI2 (2.36x2.92m^2)				
FI3 (3.27x2.28m^2)				

DH1 (1.63x1.61m^2)				
DH2 (2.20x2.15m^2)				
DH3 (2.15x2.31m^2)				
VG1 (2.60x1.73m^2)				
VG2 (1.90x1.40m^2)				

Verificou-se uma certa coerência nos valores encontrados, uma vez que a maior irregularidade esteve associada a painéis que evidenciam essa característica por simples análise visual. Observou-se uma clara diferença de irregularidade entre as paredes que não necessitam de calços no assentamento das pedras (SE1 e MF1) face às restantes. Por outro lado, os painéis que exibiram pedra de menor dimensão (VG1, VG2, DH2) apresentaram maiores índices de irregularidade devido à maior dificuldade de disposição das pedras em camadas horizontais e da forma mais arredondada que genericamente exibiram.

Os resultados evidenciaram que o índice do alinhamento vertical, para além de depender do desfasamento das juntas verticais, é igualmente influenciado pelo comprimento das pedras. Por outro lado, o índice associado à forma da pedra é tão sensível à configuração geométrica como à orientação da pedra. A rotação de uma pedra relativamente ao eixo horizontal origina um significativo acréscimo neste índice.

Tabela 3.11: Índices de irregularidade de paredes pertencentes a casos de estudo.

Painel	I_{FP} (%)	I_{AH} (%)	I_{AV} (%)	I_{DP} (%)
REF1	0.0	0.0	1.03	0.0
SE1	1.31	0.02	1.49	2.26
MF1	1.05	0.02	2.09	2.45
PN3	5.64	0.26	1.31	1.47
PN4	7.47	3.54	2.38	2.68
CG1	6.30	1.00	2.51	2.64
CG2	6.53	2.17	1.68	2.75
CG3	6.22	0.80	2.72	2.44
CG4	8.03	1.29	1.69	1.60
CG5	5.80	0.82	2.52	2.74
CG6	7.65	0.72	2.69	2.17
PV1	8.71	0.68	2.21	1.79
LL1	8.31	2.86	2.69	3.28
LL2	8.23	4.06	2.85	2.33
FI1	9.04	5.36	6.40	3.27
FI2	9.45	4.93	4.78	3.46
FI3	5.70	1.97	2.40	2.09
DH1	6.05	0.75	2.63	3.34
DH2	9.73	3.79	4.33	3.54
DH3	4.79	0.51	3.20	2.76
VG1	10.69	4.50	2.12	3.59
VG2	9.12	3.09	3.91	3.59
Mínimo	**0.0**	**0.0**	**0.86**	**0.0**
Máximo	**10.69**	**5.36**	**6.40**	**3.59**

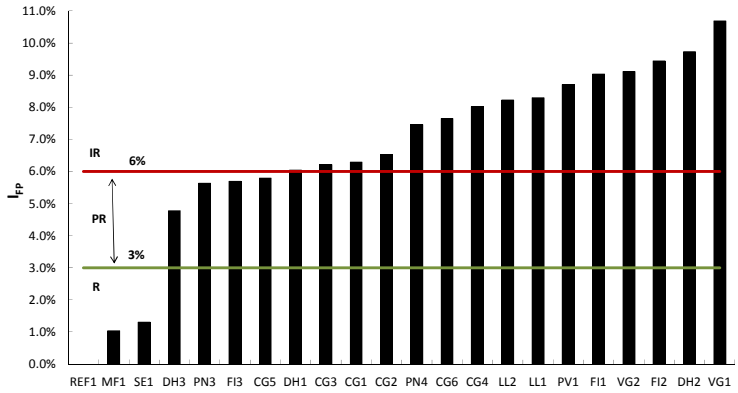
Face aos resultados obtidos, avançou-se com uma possível classificação das alvenarias baseada na análise de índices. Foram definidas três classes, nomeadamente regular (***c.R***), parcialmente regular (***c.PR***) e irregular (***c.IR***), às quais foram associadas intervalos de valores definidos de acordo com determinados pressupostos. A classe ***c.R*** corresponde a uma alvenaria que, em termos globais, respeita totalmente as regras de arte, a classe ***c.PR*** respeita parcialmente e a classe ***c.IR*** não respeita a maioria das regras.

Esta classificação foi aplicada a cada índice individualmente e o índice final foi obtido a partir da ponderação dos valores dos índices parciais. Numa primeira fase, os valores por índice foram colocados por ordem crescente, seguindo-se a identificação dos intervalos a adotar, Figura 3.45.

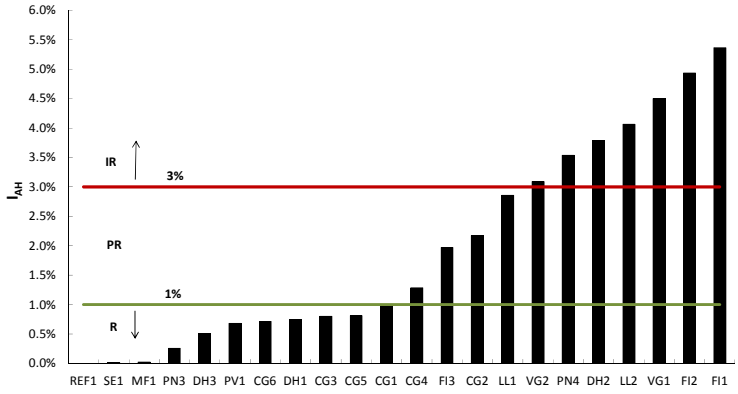
Os critérios aplicados no escalonamento do intervalo das classes de irregularidade foram os seguintes:

- ***Forma da pedra*** **(I_{FP}):** a classe ***c.R*** corresponde a painéis sem calços. A aplicação de calços evidencia pedras com faces mais irregulares. As classes ***c.PR*** e ***c.IR*** foram definidas considerando como critério a repartição em duas partes dos restantes casos analisados.

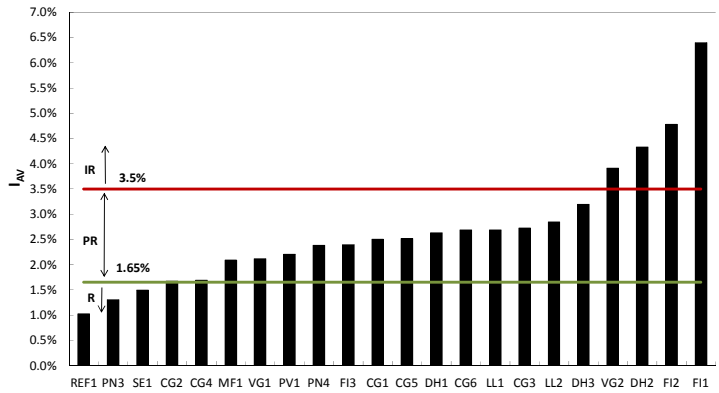
- ***Alinhamento Horizontal*** **(I_{AH}):** a classe ***c.R*** corresponde a painéis onde foram aplicados calços em pequena quantidade ou de dimensão reduzida, garantindo que o alinhamento horizontal ocorre em quase todo o comprimento do painel. Na classe ***c.PR*** ocorrem alguns desalinhamentos horizontais. Na classe ***c.IR*** é mais evidente o desalinhamento horizontal e desfasamento em altura.
- ***Alinhamento Vertical*** **(I_{AV}):** definido de acordo com a análise dos resultados. Foi igualmente atendido ao critério apresentado no método da Linha do Mínimo Traçado (LMT) (Borri, 2006). Admitiu-se para a classe ***c.R*** valores a LMT superiores a 1.45; para a classe ***c.PR*** entre 1.45 a 1.30 e para a classe ***c.IR*** inferior a 1.30.
- ***Dimensão da Pedra*** **(I_{DP}):** definido em função dos resultados obtidos e da análise da dispersão da dimensão das pedras por painel.



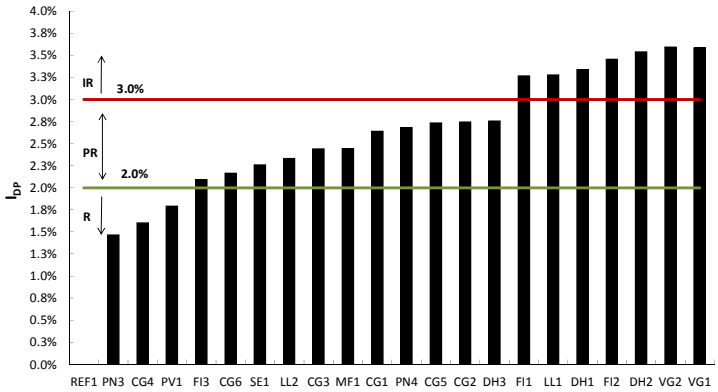
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.45: Evolução dos índices por painel delimitação dos intervalos por classe (R, PR e IR): (a) I_{FP}; (b) I_{AH}; (c) I_{AV}; (d) I_{DP}.

Perante o exposto, com base nos casos analisados e nas condições propostas, uma possível definição de classes de irregularidade por índice encontra-se indicada na Tabela 3.12. Diferentes classes podem ser atribuídas ao mesmo painel, em função do índice em análise. Este procedimento permite alguma versatilidade, nomeadamente quando se pretender relacionar parâmetros geométricos de alvenarias com parâmetros mecânicos associados a diferentes tipos de solicitações.

Tabela 3.12: Classes de irregularidade por índice.

Índice	***c.R***	***c.PR***	***c.IR***
I_{FP}	[0-3]	[3-6]	> 6
I_{AH}	[0-1]	[1-3]	> 3
I_{AV}	[0-1.65]	[1.65-3.5]	> 3.5
I_{DP}	[0-2]	[2-3]	> 3

A classificação atribuída ao índice final (I_{FG}) depende dos fatores de ponderação associados aos índices parciais. Admitindo que todos têm o mesmo peso (α, β, δ, e γ igual a 1 na expressão (3.13)) a classificação final é definida adotando a classe que predomina nos índices parciais e os valores a aplicar resultam do somatório desses mesmos índices. Os limites desse intervalo foram definidos a partir dos casos em que ocorrem duas classes com a mesma frequência (limite inferior de ***c.R***- ***c.PR*** ou ***c.PR***- ***c.IR***). Na Tabela 3.13 encontram-se identificadas as classes por parede, tanto ao nível dos índices parciais como finais.

Face aos resultados apresentados, foram admitidas as seguintes classes de irregularidade associadas ao índice final (I_{FG}):

- Classe regular (***c.R***): [0-6].
- Classe parcialmente regular (***c.PR***): [6-16].
- Classe irregular (***c.IR***): > 16.

Tabela 3.13: Classificação final de alvenarias baseada em índices de irregularidade. Quantificação do índice final entre parêntesis (%).

Painel	I_{FP}	I_{AH}	I_{AV}	I_{DP}	I_{FG}
REF	***c.R***	***c.R***	***c.R***	***c.R***	***c.R*** (1.03%)
SE1	***c.R***	***c.R***	***c.R***	***c.PR***	**c.R** (5.08%)
MF1	***c.R***	***c.R***	***c.PR***	***c.PR***	***c.R-c.PR*** (5.60%)
PN3	***c.PR***	***c.R***	***c.R***	***c.PR***	***c.R-c.PR*** (8.67%)
CG1	***c.IR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR*** (12.45%)
CG2	***c.IR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR*** (13.13%)
CG3	***c.IR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR*** (12.19%)
CG4	***c.IR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.R***	***c.PR*** (12.61%)
CG5	***c.PR***	***c.PR***	***c.R***	***cPR***	***c.PR*** (11.86%)
CG6	***c.IR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR*** (13.22%)
PV1	***c.IR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.R***	***c.PR*** (13.39%)
LL1	***c.IR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR*** (17.13%)
FI3	***c.PR***	***c.IR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR*** (12.16%)
DH1	***c.PR***	***c.R***	***c.PR***	***c.IR***	***c.PR*** (12.76%)
DH3	***c.PR***	***c.R***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR*** (11.25%)
PN4	***c.IR***	***c.IR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR-c.IR*** (16.07%)
LL2	***c.IR***	***c.IR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.PR-c.IR*** (17.47%)
FI1	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR*** (24.07%)
FI2	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR*** (22.62%)
DH2	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR*** (21.39%)
VG1	***c.IR***	***c.IR***	***c.PR***	***c.IR***	***c.IR*** (20.90%)
VG2	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR***	***c.IR*** (19.72%)

No diagrama da Figura 3.46 encontra-se representada a evolução do índice final ao longo dos casos analisados, com a delimitação dos intervalos associados às classes de irregularidade. Verificou-se uma tendência de aumento da irregularidade global à medida que diminui a percentagem de pedra e, consequentemente, aumenta a percentagem de material de preenchimento das juntas, tal como pode ser visualizado na Figura 3.47. Este fato foi, igualmente, observado quando se analisou os índices individualmente.

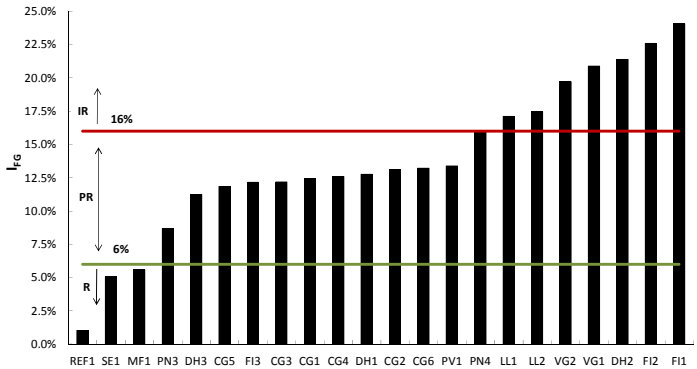


Figura 3.46: Evolução do índice final (I_{FG}) por painel e delimitação dos intervalos por classe de irregularidade (***c.R***, ***c.PR e c.IR***).

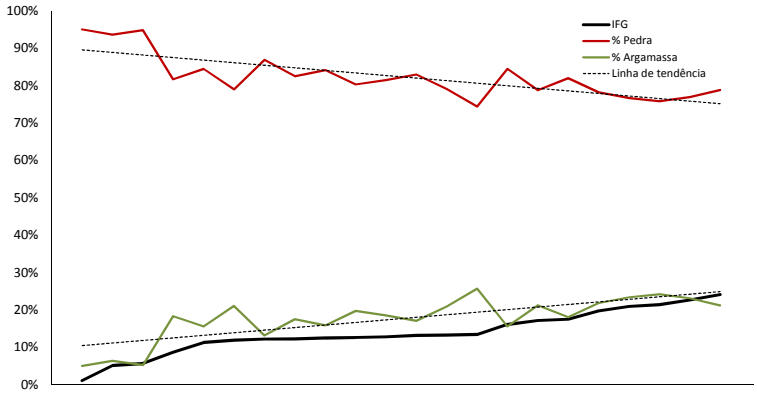


Figura 3.47: Comparação entre a evolução do índice final (I_{FG}) e a percentagem de pedra e argamassa.

Na eventualidade de se adotarem diferentes pesos para os índices parciais, a classificação final da alvenaria pode sofrer alterações ao nível da classe de irregularidade e do intervalo de valores associados.

Sendo este estudo pioneiro nesta temática, a classificação acima sugerida é passível de alterações e adaptações, nomeadamente quando forem incluídos mais casos de estudo. A proposta apresentada representa um ponto de partida. Outras definições alternativas poderão surgir, nomeadamente a inclusão de novos parâmetros de análise. Neste contexto, a estratégia apresentada não pode ser considerada como estabilizada.

3.6 Comentários finais

No presente capítulo procurou-se definir uma metodologia que permitisse quantificar a irregularidade de paredes em alvenaria de pedra, tendo por base as regras de arte inerentes à construção murária. Neste sentido, foram selecionadas paredes com pedra à vista de edifícios no centro histórico do Porto e de Vila Nova de Gaia, com vista à caraterização geométrica e material. Baseada na análise do paramento exterior, procurou-se selecionar paredes com diferentes padrões de irregularidade na distribuição dos elementos constituintes. Paralelamente, foram recolhidas amostras de materiais (argamassa e pedra) para caraterização material.

Foram analisadas vinte e cinco paredes pertencentes a edifícios antigos que se encontravam em obras de reabilitação estrutural. A observação visual no local bem como a quantificação da percentagem de materiais em alçado permitiu concluir que genericamente se tratam de alvenarias de junta argamassada constituídas por pedras de média a grande dimensão (medida da diagonal variável entre 0.20 a 1.10m) dispostas segundo alinhamentos preferencialmente horizontais e assentes em calços de pedra.

Neste contexto, procurou-se extrair parâmetros métricos dos modelos geométricos destas paredes e estabelecer uma metodologia através da qual fosse possível definir índices de irregularidade. Deste modo, determinaram-se índices parciais associados à forma da pedra, à dimensão da pedra e a alinhamentos horizontais e verticais. Por último, avançou-se com uma possível classificação das paredes em termos de irregularidade baseada na análise de índices parciais e globais. A proposta

apresentada conduziu a três classificações possíveis: classe regular (***c.R***), classe parcialmente regular (***c.PR***) e classe irregular (***c.IR***), às quais foram associados intervalos de valores.

Esta estratégia de análise deve ser encarada como um ponto de partida na caraterização de alvenarias constituídas por blocos de pedra de grandes dimensões. A inclusão de novos casos de estudo poderá alterar os valores propostos. Contudo, verificou tratar-se de uma análise válida e que permitiu traduzir em indicadores numéricos a irregularidade observada visualmente.

Capítulo 4

Caraterização Geométrica, Material e Mecânica de Paredes Reais em Alvenaria de Granito de Folha Única

Caso de Estudo: Edifício de António Carneiro

4.1 Introdução

A reabilitação de edifícios antigos em alvenaria de pedra constitui um tema de interesse atual dada a crescente preocupação em revitalizar centros históricos onde predominam construções deste tipo. Apesar destes edifícios apresentarem caraterísticas construtivas semelhantes, o levantamento e o registo dos principais sistemas construtivos e do respetivo estado de conservação, consiste numa tarefa essencial na requalificação das construções antigas. Perceber o funcionamento global destes edifícios permite definir estratégias de reabilitação mais adequadas.

Na generalidade dos casos, as paredes em alvenaria de pedra são um dos principais elementos verticais de suporte. A caraterização geométrica, material e mecânica destes elementos deve ser efetuada atendendo aos seus elementos constituintes e respetiva disposição, procurando definir tipologias mais frequentes. Esta avaliação deve passar pela inspeção visual no local e, sempre que possível, pela realização de ensaios experimentais em laboratório e *in situ.* A caraterização do comportamento mecânico dos materiais isoladamente e no seu conjunto constitui uma fonte de informação preciosa.

Tal como foi referido no capítulo 2, na avaliação das propriedades mecânicas de alvenarias vários autores procuraram reproduzir casos reais em laboratório, concebendo modelos físicos que pretendem respeitar as caraterísticas da parede no seu estado original. Surgem igualmente ensaios *in situ* e, menos frequentes, ensaios em laboratório de paredes reais. Binda *and* Saisi (2002) desenvolveram e aplicaram uma metodologia para a avaliação *in situ* do comportamento de estruturas antigas e das propriedades dos materiais baseados em ensaios não destrutivos (NDT) e medianamente destrutivos (MDT). Os resultados obtidos permitiram estimar qualitativamente as propriedades da alvenaria e quantificar por amostragem, as propriedades mecânicas através de campanhas de ensaios.

Neste contexto, o presente capítulo pretende dar um contributo para a compreensão do comportamento estrutural de alvenarias de pano único (tipologia frequente em construções antigas na cidade do Porto)

através da análise de paredes reais pertencentes a um edifício datado do início do séc. XX. Na primeira fase do estudo procedeu-se à caraterização geométrica e material dos panos de parede no local, seguindo-se a avaliação das propriedades mecânicas dos materiais isoladamente e de painéis extraídos de uma parede a demolir e transportados para o LESE. Em particular, foram realizados ensaios de compressão uniaxial em três, de compressão diagonal e de deslizamento em dois painéis e ensaios de corte com compressão noutros dois painéis. A variedade de análises realizadas e de informações recolhidas foram fundamentais para a compreensão do funcionamento destas alvenarias e serviram como referência ao trabalho posteriormente realizado.

4.2 Descrição do edifício

O edifício em estudo, identificado por AC de acordo com a descrição apresentada no capítulo 3, localiza-se na rua António Carneiro, nºs 373, 375 e 381, no centro da cidade do Porto, Figura 4.1, tendo sido mandado construir em 1916 por um importante industrial portuense. Funcionou como armazém de apoio a uma fábrica têxtil situada no mesmo quarteirão e como centro político na tomada de decisões na vida social da cidade. Em 1918, o mesmo empresário decidiu construir um segundo edifício contíguo ao primeiro, com funções de balneário, creche e cantina, destinado aos operários das fábricas e respetivas famílias. Dada a sua finalidade, ambos os edifícios apresentam áreas bastante amplas, e a utilização conjunta dos espaços terá acontecido mais tarde com a abertura de uma porta ao nível do piso superior.

(a) (b)

Figura 4.1: Edifício António Carneiro (AC): (a) planta de localização e (b) fachada principal.

O edifício apresenta uma configuração retangular em planta de 11.5x30m^2, com um piso enterrado (piso -1), dois pisos elevados (piso 0 e piso 1) e uma cobertura com altura considerável onde se situam as mansardas, Figura 4.2a). Os pisos 0 e 1 são totalmente amplos, enquanto no piso -1 surge uma parede estrutural em alvenaria de pedra que divide este espaço e serve de apoio ao vigamento de madeira do piso 0, Figura 4.2b).

Trata-se de uma construção com uma tipologia construtiva típica da cidade do Porto até ao início do séc. XX, caraterizada por paredes estruturais em alvenaria de pedra, a maioria rebocadas, pavimentos em vigamento de madeira cobertos por soalho e cobertura em asnas de madeira revestida a telha cerâmica. As paredes da fachada principal são rebocadas ou revestidas a azulejo, apresentando elementos em cantaria de granito, nomeadamente nas molduras de vãos. À data do estudo, o edifício

encontrava-se em fase de reabilitação que envolveu a substituição dos pavimentos e da cobertura, a remoção do reboco das paredes colocando a pedra à vista, a demolição total da parede estrutural interior localizada no piso -1, bem como a abertura de vãos para janelas e portas nas paredes das empenas, Figura 4.3.

(a)

(b)

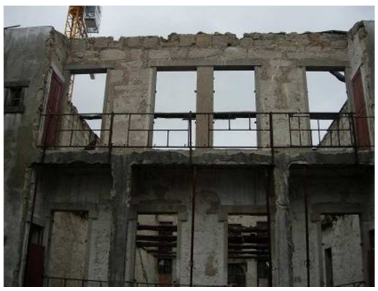
Figura 4.2: Desenho de arquitetura do edifício de António Carneiro (AC), extraído de (IC-FEUP, 2007a): (a) alçado principal e (b) configuração em planta.

(a)

(b)

(c)

(d)



(e)

(f)

Figura 4.3: Vista do interior do edifício: (a) após a retirada do soalho; (b), (c) e (d) após a retirada da maioria das vigas de madeira do piso e asnas da cobertura; (e) alvenaria da parede da fachada posterior e (f) parede interior a demolir.

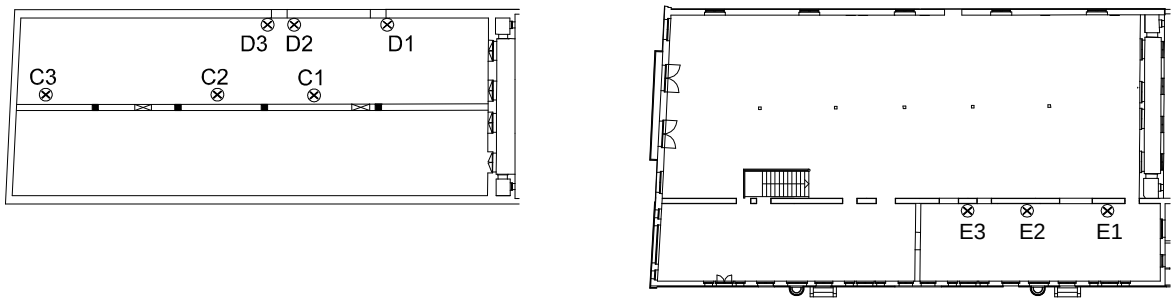
4.3 Caraterização das paredes de alvenaria

Na caraterização de paredes de alvenarias antigas é fundamental efetuar uma inspeção visual no local que permita obter informações sobre a geometria das pedras e a sua disposição, bem como sobre os materiais constituintes. Sempre que possível, esta informação deverá ser complementada através de ensaios laboratoriais em amostras recolhidos no local, ou através da realização de ensaios *in situ*. No presente caso de estudo, para além da recolha individual de componentes da alvenaria (pedra e argamassa), também foi possível extrair painéis de parede para serem submetidos a um programa de ensaios experimentais no LESE.

4.3.1 Caraterização geométrica

No edifício AC, e tal como foi descrito nos edifícios analisados no capítulo 3, a caraterização geométrica das paredes passou pela identificação do tipo de aparelho, de assentamento e de tipologia da secção transversal, bem como pela avaliação das percentagens de materiais (pedra, argamassa e vazios) na leitura do alçado e da secção transversal de zonas selecionadas. A metodologia adotada consistiu em fotografar as zonas a estudar, concebendo modelos geométricos dos panos de parede. Seguidamente, foram avaliadas as percentagens atribuídas a cada material em função da área total em estudo. Sempre que possível, a medição foi realizada no alçado e na secção transversal.

O levantamento geométrico foi aplicado a três paredes identificadas por C, D e E, Figura 4.4, as duas primeiras localizadas no piso -1 e a última no piso 1. De acordo com o novo projeto de arquitetura, na parede D e E seriam abertos vãos para portas e janelas, e a parede interior C seria totalmente demolida. Aproveitando esta intenção, a parede C foi seccionada em vários painéis que foram transportados para o LESE de modo a realizar-se um programa de ensaios experimentais. Nas três paredes foram selecionadas três zonas a estudar, identificadas de 1 a 3. Na parede E foram avaliadas as quantidades de materiais (pedra, argamassa e vazios) em alçado e na secção transversal. Nas paredes C e D não foi possível efetuar o levantamento geométrico em alçado devido à existência de uma considerável camada de argamassa nas juntas que impedia a correta avaliação do contorno das pedras. Na Figura 4.5 e Figura 4.6 apresenta-se o levantamento geométrico realizado após o tratamento computacional.

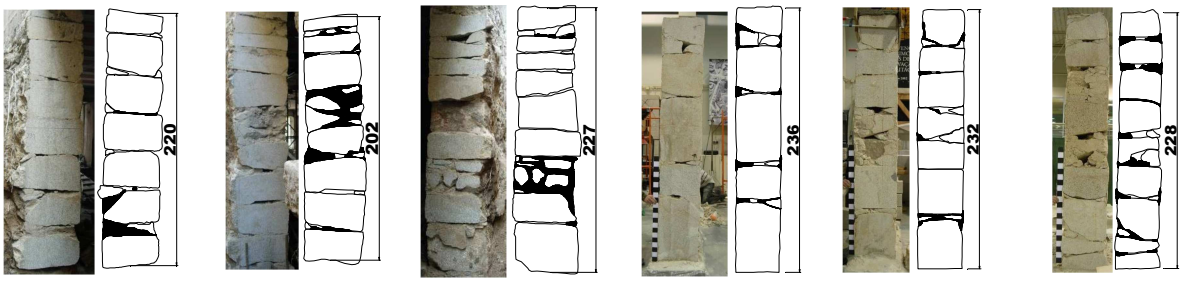


(a) (b)

Figura 4.4: Localização das paredes a estudar: (a) parede C e D no piso -1 e (b) parede E no piso 1.

(a) (b) (c)

Figura 4.5: Levantamento geométrico em alçado e na secção transversal da parede E: (a) E1, (b) E2 e (c) E3.



(a) (b) (c) (d) (e) (f)

Figura 4.6: Levantamento geométrico da secção transversal da parede D: (a) D1, (b) D2, (c) D3 e parede C: (d) C1, (e) C2 e (f) C3.

Da observação efetuada constatou-se que, de uma forma genérica, trata-se de alvenarias de granito de junta argamassada, constituídas por pedras de média a grande dimensão (50 a 90cm medida na diagonal) dispostas segundo alinhamentos regulares, evidenciando um significativo número de calços com pequenos fragmentos de pedras e, pontualmente, com pedaços de tijolo. A pedra, granito de cor amarelada, apresenta uma forma próxima do retangular e encontra-se em razoável estado de conservação. A argamassa das juntas apresenta espessura variável (0.5 a 2cm), coloração creme, desempenha funções de assentamento e apresenta-se bastante friável. As paredes são constituídas por uma única fiada de pedra de espessura variável em altura. Verificou-se que as paredes D e E sofrem uma redução de espessura de 10cm por pé-direito, iniciando em 50cm no piso -1 e terminando em 30cm na cobertura. A parede interior C, de uma única altura, apresenta espessura constante de aproximadamente 40cm.

Na secção transversal observaram-se grandes vazios no interior da parede, impercetíveis pela análise do alçado. De facto, as pedras encontram-se calçadas nos bordos exteriores com pedras e argamassa, sendo o preenchimento interior menos cuidado, denotando-se a ausência de argamassa nestas zonas. Foram analisadas as percentagens de material no alçado e na secção transversal com base nas imagens obtidas (Figura 4.5 e Figura 4.6). Na análise do alçado da parede E apenas foi possível identificar a percentagem de pedra, sendo o restante material designado de enchimento (material de preenchimento das juntas). As percentagens dos materiais identificados encontram-se indicadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Caraterização material das paredes C, D e E.

Parede	Secção transversal					Alçado	
	P (%)	C (%)	A (%)	V (%)	E (%)	P (%)	E (%)
E1	94.9	0.5	3.5	1.1	5.1	86.05	13.95
E2	93.9	2.6	2.3	1.2	6.1	85.50	14.50
E3	91.8	3.8	4.0	0.4	8.2	81.54	18.46
média	93.5	2.3	3.4	0.8	6.5	84.36	15.64
D1	87.7	4.7	4.8	2.8	12.3	-	-
D2	78.6	4.1	11.1	6.2	21.4	-	-
D3	78.7	9.1	8.0	4.2	21.3	-	-
média	81.7	6.0	7.9	4.4	18.3	-	-
C1	89.4	5.6	3.3	1.7	10.6	-	-
C2	89.7	5.1	2.9	2.3	10.3	-	-
C3	84.7	3.9	7.8	3.6	15.3	-	-
média	87.9	4.8	4.7	2.6	12.1	-	-

Legenda: P - pedra; C - calços; A - argamassa; V - vazios; E - enchimento=C+A+V.

Esta análise permitiu verificar que a avaliação da quantidade de material através da observação do alçado pode introduzir erros significativos resultantes da dificuldade em estimar a real dimensão das pedras e a espessura efetiva de junta, bem como a impossibilidade de avaliar a quantidade de vazios internos, comparativamente com a análise através da secção transversal. No caso da parede E, a análise do alçado conduziu a uma subavaliação da quantidade de pedra em cerca de 11% face à análise da secção transversal. No entanto, nem sempre é possível ou viável o estudo da secção transversal.

Face aos resultados obtidos, na Figura 4.7 pode observar-se a evolução da percentagem dos materiais para diferentes espessuras de pano de parede, nomeadamente 50, 40 e 30cm, relativas às paredes D, C e E, respetivamente. Desta análise verificou-se que a percentagem de calços, argamassa e vazios aumenta com o aumento da espessura da parede.

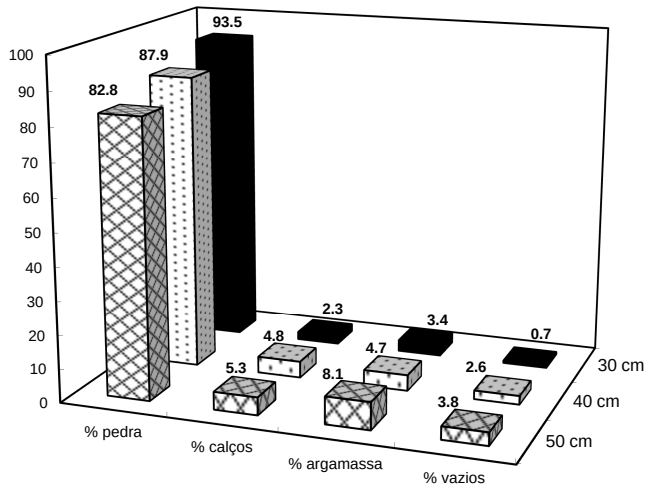
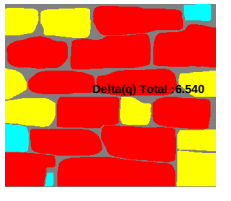
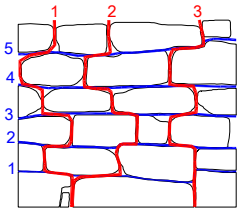
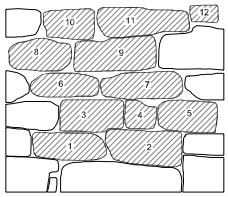
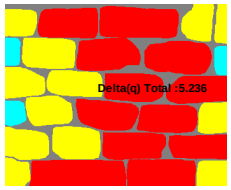
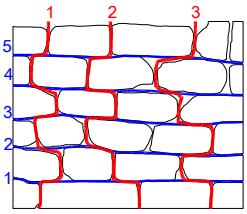
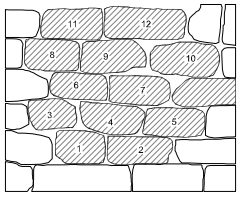
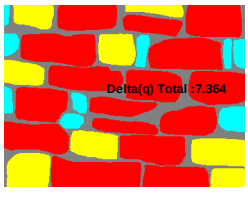
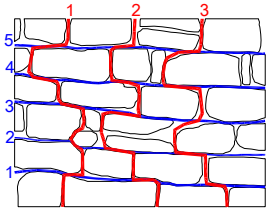
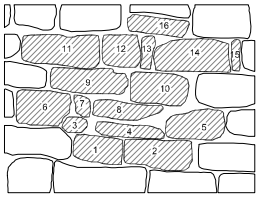


Figura 4.7: Evolução da percentagem de material para diferentes espessuras de pano de parede.

4.3.2 Índice de irregularidade

De acordo com o procedimento apresentado no capítulo 3, procurou-se quantificar o índice de irregularidade das paredes E1, E2 e E3 a partir do respetivo modelo geométrico. Foram analisados os índices parciais relativos à forma da pedra (I_{FP}), aos alinhamentos horizontais (I_{AH}) e verticais (I_{AV}), à dimensão da pedra (I_{DP}), bem como o índice final (I_{FG}). Os esquemas adotados encontram-se indicados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Modelo geométrico e quantificação dos índices de irregularidade parciais da parede E.

Painel	I_{FP}	I_{AH} e I_{AV}	I_{DP}
E1 (2.8x2.4m^2)				
E2 (2.9x2.3m^2)				
E3 (3.1x2.3m^2)				

No final, e considerando o mesmo peso para todos os índices, foi definida a classe de irregularidade a que pertencem, indicada na Tabela 4.3 (por índice parcelar e por índice final global). Verificou-se que, apesar da classe variar em função do índice em análise, no cômputo final a classe adotada ***c.PR*** (parcialmente regular) foi idêntica para todos os painéis analisados. Os valores do índice final e a respetiva classificação foram obtidos de acordo com a estratégia definida no capítulo 3. No anexo C encontram-se os resultados parcelares para cada índice.

Tabela 4.3: Índices de irregularidade e classificação parcial e global das paredes do edifício AC.

Painel	I_{FP} (%)	I_{AH} (%)	I_{AV} (%)	I_{DP} (%)	I_{FG} (%)
E1	6.53 (***c.IR***)	1.71 (***c.PR***)	1.72 (***c.PR***)	1.67 (***c.R***)	11.64 (***c.PR***)
E2	5.24 (***c.PR***)	0.35 (***c.R***)	1.74 (***c.PR***)	1.77 (***c.R***)	9.09 (***c.PR***)
E3	7.36 (***c.IR***)	0.70 (***c.PR***)	1.62 (***c.R***)	2.38 (***c.PR***)	12.07 (***c.PR***)

4.3.3 Caraterização material

4.3.3.1 Pedra

Durante a fase de demolição da parede interior foram recolhidas amostras de pedra para posterior caraterização mecânica em laboratório, Figura 4.8. As amostras de pedra retiradas dos casos de estudo apresentados no capítulo 3 foram igualmente analisadas, e os resultados obtidos são apresentados em conjunto com os do presente caso em análise, edifício António Carneiro (AC). Deste modo, a caraterização mecânica do granito incluiu as amostras do edifício Largo dos Lóios (LL), Porto Vivo (PV) e Vila Nova de Gaia (VG).

(a) (b) (c)

Figura 4.8: (a) Amostras de pedra da parede interior C; (b) extração de carotes cilíndricas e (c) aspeto final do bloco de pedra.

Foram extraídas carotes cilíndricas (10cm de diâmetro e 20cm de altura) de diversas pedras devidamente identificadas, recorrendo a uma máquina de corte rotativa com coroa diamantada. Através de ensaios de compressão uniaxial foi estimada a resistência à compressão (f_{cb}) e o módulo de elasticidade longitudinal (E_{cb}), bem como o rácio (E_{cb}/f_{cb}). O equipamento adotado não permitiu a determinação do coeficiente de Poisson. A resistência à tração (f_{tb}) foi avaliada a partir do ensaio de tração indireto ou ensaio brasileiro. Na Tabela 4.4 encontram-se resumidos os ensaios realizados e o número de provetes analisados.

Tabela 4.4: Número de provetes ensaiados por caso de estudo e tipo de ensaio.

Edifício	Compressão	Módulo de elasticidade	Tração
AC	6	6	3
LL	6	5	-
PV	7	5	-
VG	6	6	-
Total	25	22	3

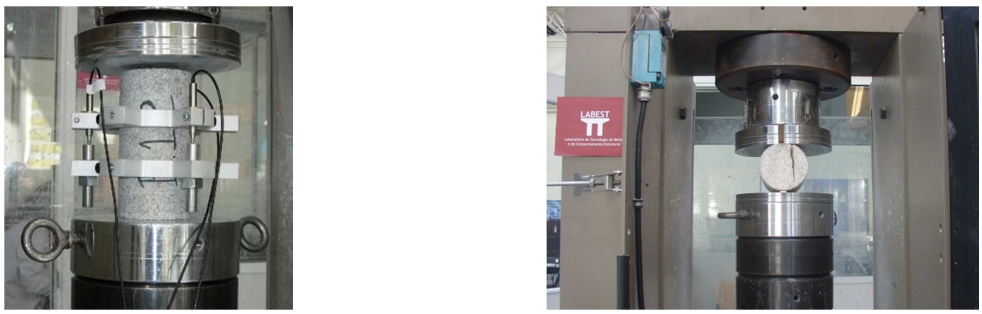
Os ensaios foram realizados na prensa do LABEST, em provetes secos mantidos segundo as condições ambientais do laboratório. O ensaio de compressão decorreu segundo a norma NP_EN1926 (IPQ, 2000b) com controlo de deslocamento (velocidade de 0.0045mm/s). Na avaliação do módulo de elasticidade foi adotado um sistema com controlo de força para carregamento cíclico entre 1/10 e 1/3 da força máxima de compressão, respeitando a norma NP_EN14580 (IPQ, 2007). O ensaio de tração

indireto ou brasileiro foi realizado segundo a norma ASTM D3967-95a (ASTM, 1995). Foram adotados os procedimentos habituais neste tipo de ensaios.

Na Figura 4.9 apresenta-se o esquema de ensaio, a aparência final dalguns provetes e alguns exemplos de diagramas força-deslocamento dos ensaios de compressão realizados. Na Figura 4.10 encontram-se os esquemas adotados nos ensaios para a determinação do módulo de elasticidade e resistência à tração.

(a) (b) (c)

Figura 4.9: Ensaio compressão uniaxial: (a) esquema do ensaio; (b) aspeto final de amostras ensaiadas e (c) diagrama força-deslocamento.



(a) (b)

Figura 4.10: (a) Ensaio do módulo de elasticidade e (b) ensaio de tração indireto.

Os valores médios das propriedades mecânicas aferidas nos ensaios e os respetivos coeficientes de variação encontram-se indicados na Tabela 4.5. No anexo C encontram-se detalhados os valores obtidos por amostra e para cada edifício em análise.

Face aos resultados, conclui-se que os valores obtidos se encontram dentro do intervalo expectável para granitos antigos (Almeida, 2000; Casella, 2003; Vasconcelos, 2005; Costa, 2009). Efetivamente, a resistência à tração (f_{tb}) pode variar entre cerca de 2 e 5N/mm^2, enquanto a resistência à compressão (f_{cb}) pode assumir uma gama de valores mais alargada em função do estado de alteração do granito, desde 20N/mm^2 até valores da ordem dos 100N/mm^2. A densidade aparente foi estimada em cerca de 25kN/m^3. A alteração interna de algumas amostras poderá explicar o valor do coeficiente de variação associado à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade. Por outro lado, o coeficiente de variação relativo à resistência à tração foi bastante inferior, provavelmente pelo número reduzido de amostras ensaiadas. Em termos de valores médios, a relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão foi de cerca de 350.

Tabela 4.5: Valores médios das propriedades mecânicas de granitos pertencentes a casos de estudo; coeficiente de variação entre parêntesis (%).

Bloco de pedra	f_{cb} (N/mm^2)	E_{cb} (kN/mm^2)	E_{cb}/f_{cb}	f_{tb} (N/mm^2)
AC	72.63 (26.74%)	26.17 (30.91%)	362.00 (13.67%)	3.42 (2.17%)
LL	45.65 (23.53%)	11.91 (26.34%)	263.20 (9.94%)	-
PV	68.99 (8.18%)	20.47 (31.74%)	292.13 (28.26%)	-
VG	52.58 (35.14%)	20.71 (38.07%)	393.61 (10.48%)	-

4.3.3.2 Argamassa

No edifício AC foram recolhidas duas amostras de argamassa das juntas da parede C para análise química e mineralógica, que foram realizadas no Laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, Figura 4.11. Algumas amostras de argamassa extraídas dos casos de estudo referidos no capítulo 3 foram igualmente analisadas, nomeadamente as dos edifícios de Largo Lóios (LL), da Ponte Nova (PN), do Porto Vivo (PV), do Corpo da Guarda (CG) e de Vila Nova de Gaia (VG). Incluem-se, ainda, duas amostras pertencentes a edifícios localizados no centro histórico onde não foi possível efetuar a caraterização geométrica de paredes, mas onde foram recolhidas amostras de argamassa das juntas identificadas por TS e CS. Na Tabela 4.6 encontra-se indicado o número de amostras por caso de estudo.

Figura 4.11: Amostras de argamassas extraídas da parede interior (piso -1): AC1 e AC2.

Tabela 4.6: Número de amostras de argamassa analisadas por caso de estudo.

Edifício	Origem	Número de amostras argamassa
AC	Porto	2
LL	Porto	1
PN	Porto	1
PV	Porto	1
CG	Porto	2
VG	Gaia	1
TS	Porto	1
CS	Gaia	1
TOTAL		10

A análise química envolveu a dissolução da amostra previamente seca e moída numa solução de ácido clorídrico, de modo a estimar a relação entre o ligante e o agregado não calcário. Uma vez que a maioria das argamassas antigas são à base de cal, o carbonato de cálcio presente no ligante dissolve-se no ácido, enquanto a parcela relativa aos agregados deposita, permitindo estimar o traço pela pesagem do material sobrante. Tal como Veiga *et al.* (2004) referem, esta técnica não deve ser aplicada em argamassas cujos agregados contenham carbonato de cálcio, uma vez que o ataque do ácido dissolve estes componentes e conduz a um traço em ligante superior ao real. Por outro lado, a presença de elementos pozolânicos, que não são identificáveis na dissolução em ácido, conduz a um traço em ligante inferior ao real. Nas amostras analisadas obtiveram-se traços na ordem de 1:3 (ligante/agregado) que correspondem ao rácio frequentemente encontrado em argamassas antigas. Os valores parcelares por amostra encontram-se no anexo C.

A partir do resíduo insolúvel da amostra AC2 e CG1, foi efetuada a análise granulométrica do agregado segundo a norma NP EN 933-1. A curva obtida encontra-se representada na Figura 4.12.

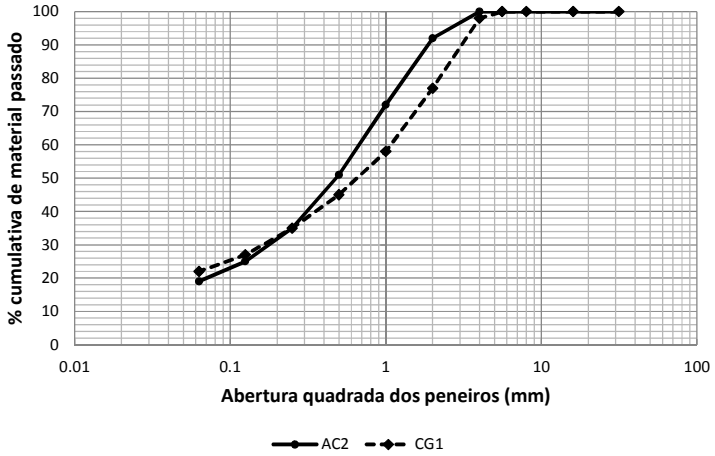


Figura 4.12: Curva granulométrica das amostras AC2 e CG1.

Este diagrama permitiu verificar que a máxima dimensão do agregado é de, aproximadamente, 2mm no caso da AC2 e de 4mm no caso da CG1 (menor dimensão da malha do peneiro pelo qual passa uma percentagem igual ou superior a 90%). Por outro lado, em ambos os casos não foi possível detetar a mínima dimensão (maior dimensão da malha do peneiro pelo qual passa uma percentagem igual ou inferior a 5%), uma vez que cerca de 20% do material passou no peneiro de 0.063 mm, indicando que se trata de um agregado constituído por partículas muito finas.

Na análise mineralógica foi aplicada a técnica de Difração de Raios X (DRX), fazendo incidir feixes de raios X sobre as amostras depois de secas e finamente moídas. O objetivo consistiu no reconhecimento dos componentes cristalinos presentes na argamassa mediante a comparação com os registos de compostos puros definidos numa base de dados de DRX (Veiga *et al.*, 2004). Os resultados obtidos encontram-se indicados na Tabela 4.7 e foram semelhantes nas várias amostras analisadas.

A presença de minerais de areia granítica (quartzo e feldspato) indicia agregado de natureza granítica. Por outro lado, a forte presença de calcite e em menor quantidade de dolomite (carbonato de cálcio e magnésio) é característico de argamassas cujo ligante é a cal. A percentagem destes constituintes

permite avaliar a pureza da rocha calcária que deu origem à cal (quanto maior a percentagem de dolomite menor a pureza da rocha) (Marques, 2005). Como exceção, refere-se a amostra CG1 onde não foi detetada a presença de cal.

Tabela 4.7: Composição mineralógica das amostras, DRX.

Argamassa	Quartzo	Feldspatos	Calcite	Mica	Dolomite
AC1	++++	++	++	+	+
AC2	++++	++	++	+	vtg
LL1	++++	++	++	+	-
PN1	++++	+++	++	+	-
PV1	++++	+++	++	+	-
CG1	++++	+++	-	++	
CG2	++++	+++	++	-	
VG1	++++	++	++	+	-
TS1	++++	+++	++	+	-
CS1	++++	++	++	+	-

(++++) presença muito elevada
(+++) presença elevada
(++) presença
(+) presença baixa
vtg vestígios

A aplicação da técnica de espectrometria de Fluorescência de Raios X (FRX) permitiu analisar a composição química elementar das amostras através da sua exposição a um feixe de radiações X. Esta radiação é registada num espectro cujos picos identificam o elemento químico presente no material por comparação com espectros de referência. Esta técnica pode auxiliar na identificação dos minerais presentes numa amostra, apesar do reconhecimento de elementos químicos não permitir obter o modo como estes se encontram organizados em cristais, ou em outros compostos químicos. Trata-se de uma técnica menos informativa que a DRX, uma vez que as propriedades dos materiais, como a pedra e a argamassa, não derivam diretamente dos elementos químicos, mas dos minerais que os constituem (Veiga *et al.*, 2004). Nas amostras analisadas verificou-se a presença de óxido de silício (SiO_2) na ordem dos 65%, bem como de outros elementos químicos mas em quantidades muito inferiores (15% Al_2O_3, 4% CaO; 1% Fe_2O_3). Estes compostos químicos encontram-se presentes na cal aérea bem como na cal hidráulica; a maior percentagem de SiO_2 também pode estar relacionada com a natureza do agregado. Os resultados obtidos nas amostras analisadas foram semelhantes e podem ser visualizados na Figura 4.13.

Face aos resultados obtidos, concluiu-se que se trata de uma argamassa à base de cal, provavelmente aérea, com agregado de natureza granítica, correntemente designado de saibro, com dimensão inferior a 2mm. A relação entre o ligante e o agregado foi de cerca de 1:3. Este tipo de argamassas de cal área é habitual conter outros compostos para lhe conferir hidraulicidade. Contudo, não foi efetuada uma análise adicional para investigar essa possibilidade.

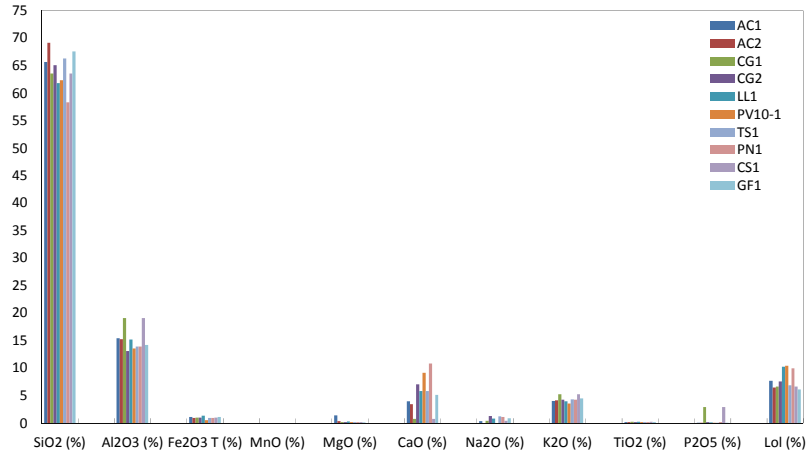


Figura 4.13: Resultados da espectrometria de fluorescência de raios X (FRX).

Na tentativa de avaliar as propriedades mecânicas da argamassa original, outras duas novas amostras de dimensão não normalizada foram confinadas com uma argamassa de cimento e areia (traço 1:3) de modo a conferir dimensões da superfície de contacto de 40x40mm^2. Após 28 dias de cura, as amostras foram submetidas a ensaios de compressão segundo a norma EN 1015-11 (CEN, 1999b), Figura 4.14. Os resultados obtidos foram semelhantes nos dois casos analisados e resultaram numa resistência média à compressão de cerca de 1N/mm^2. Este resultado é consonante com valores expectáveis para este tipo de argamassa (Magalhães *and* Veiga, 2009).

(a) (b)

Figura 4.14: Avaliação mecânica da argamassa original: (a) encabeçamento da amostra com argamassa de cimento e (b) ensaio de compressão da argamassa original.

4.4 Extração de painéis de parede para ensaios em laboratório

Dado o interesse em estudar este tipo de alvenaria, a parede identificada por C na Figura 4.4 com 30m de desenvolvimento (a demolir de acordo com o projeto de reabilitação) foi seccionada em seis painéis: quatro painéis de 1.2m de largura (PP1 a PP4) e dois de 1.6m de largura (PG1 e PG2,) que foram transportados para o LESE a fim de serem submetidos a uma série de ensaios de caraterização mecânica. Todos os painéis apresentavam 2.50m de altura e 0.40m de espessura e foram cortados até o nível da fundação com um disco de serra diamantado. A seleção dos painéis a extrair foi condicionada pela localização de pilares que se apoiavam diretamente nesta parede e que, por sua vez, serviam de suporte à estrutura dos pisos superiores, Figura 4.15.

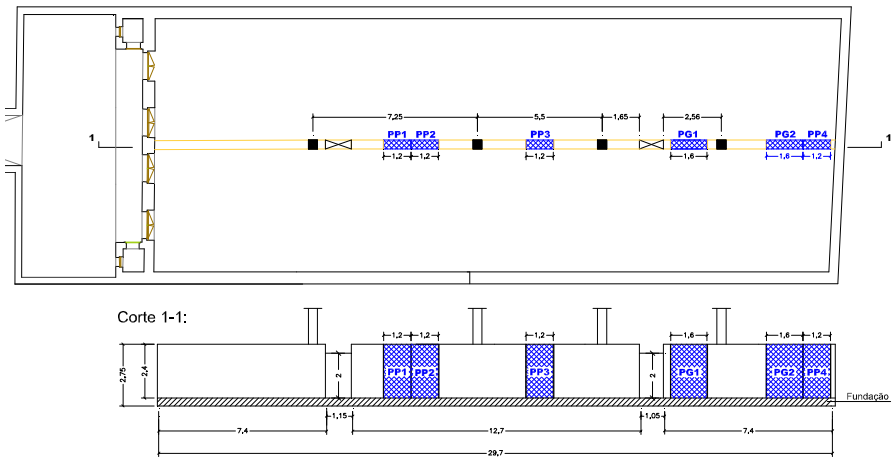


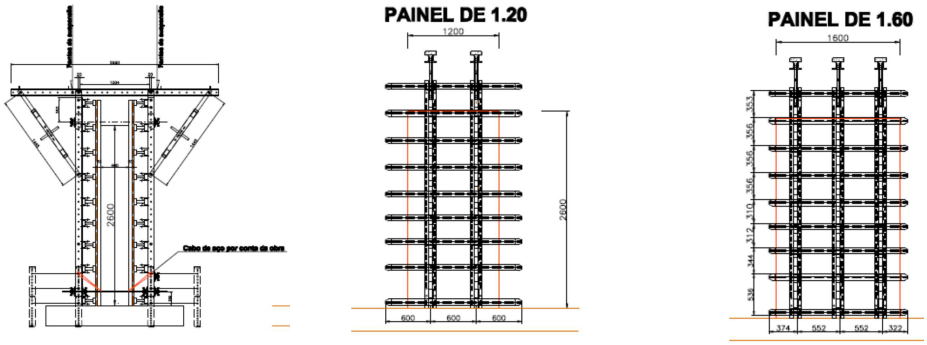
Figura 4.15: Identificação em planta e em alçado dos troços de parede a extrair.

O processo, realizado em duas fases, consistiu em fazer deslizar uma serra circular ao longo de um trilho fixo à superfície de corte. Numa primeira fase foi usado um disco de menores dimensões e, posteriormente, um disco de maiores dimensões de modo a cortar a totalidade da espessura da parede, Figura 4.16.

Figura 4.16: Corte de troços de parede.

Por se tratar de troços de parede de consideráveis dimensões situados num piso abaixo do arruamento, foi necessário estudar um sistema que permitisse a sua extração, elevação e transporte para o laboratório em adequadas condições de confinamento e segurança. Efetivamente, consistiu numa operação delicada que envolveu cuidados especiais durante a sua execução. Uma empresa externa (Mota-Engil) colaborou na definição e logística inerente ao sistema de condicionamento e transporte, tendo-se adotado uma estrutura da Doka-Cofragens constituída por perfis em I e U, aparafusados a uma placa de contraplacado marítimo revestida no seu interior por esferovite, conforme ilustra a Figura 4.17.

Após efetuar o corte até ao nível da fundação, foram realizados furos na base da parede de modo a introduzir varões Dywidag que garantiram a sua fixação à estrutura de confinamento. Esta estrutura foi introduzida de cima para baixo, sendo posteriormente sujeita a aperto mediante os varões Dywidag dispostos na base e no topo da parede. Este procedimento foi aplicado a todos os painéis de parede a transportar, cuja elevação e colocação no veículo de transporte foi assegurado pela grua disponível em obra. A sequência de operações realizada pode ser visualizada na Figura 4.18.



(a) (b) (c)

Figura 4.17: Estrutura de acondicionamento das paredes, projeto da Doka-Cofragens: (a) corte transversal; (b) vista em alçado para os painéis de 1.20m de largura e (c) vista em alçado para os painéis de 1.60m de largura.

Figura 4.18: Operação de montagem e fixação da estrutura de confinamento, elevação e colocação da parede no veículo de transporte.

Apesar dos devidos cuidados durante a fase de corte e de transporte para o laboratório, já no laboratório foi necessário proceder a pequenas reparações resultantes do destacamento de pedras dos bordos das paredes, Figura 4.19. A maioria das situações ocorreu nos painéis pequenos (1.20m de largura) e foi devida à instabilidade das pedras adjacentes ao plano do corte. Efetivamente, as paredes apresentam pedras de grande dimensão (entre 50 a 90cm na diagonal) que ao serem cortadas perderam pontos de apoio, originando o seu destacamento. As reparações foram realizadas por pedreiros experientes que recolocaram as pedras, aplicando uma argamassa de cal hidratada e saibro no seu

assentamento (traço 1:3). Para controlo *à posteriori* dessa argamassa, foram preenchidos moldes prismáticos (16x16x4cm^3) para serem ensaiados à flexão e à compressão aos 28, 60 e 90 dias de idade, Figura 4.20.

(a) (b) (c) (d)

Figura 4.19: Tratamento pontual da parede PP1 em laboratório: (a) fase inicial ainda com o sistema de cofragem; (b) retirada do sistema de cofragem e destacamento pontual de pedras dos bordos; (c) recolocação de pedras e (d) aparência final.

Os valores médios da resistência à flexão (f_{fa}) e à compressão (f_{ca}) da argamassa encontram-se indicados na Tabela 4.8. Verificou-se uma redução imprevista da resistência dos 60 para os 90 dias, provavelmente devida à fissuração interna das amostras durante o processo de cura por efeito de retração. Os resultados por amostra e idade de cura encontram-se no anexo C.

(a) (b) (c)

Figura 4.20: Argamassa de reparação pontual das paredes: (a) molde com amostra de argamassa, (b) ensaio à flexão e (c) ensaio à compressão.

Tabela 4.8: Propriedades mecânicas da argamassa concebida em laboratório.

Idade de cura (dias)	f_{ca} (N/mm^2)	f_{fa} (N/mm^2)
28	1.68	1.15
60	1.78	1.18
90	1.54	0.94

4.5 Estudo experimental de paredes de folha única

Foi definido um programa de ensaios experimentais para as paredes extraídos do local, com vista à caraterização mecânica das alvenarias em termos de resistência e de deformabilidade. Os painéis

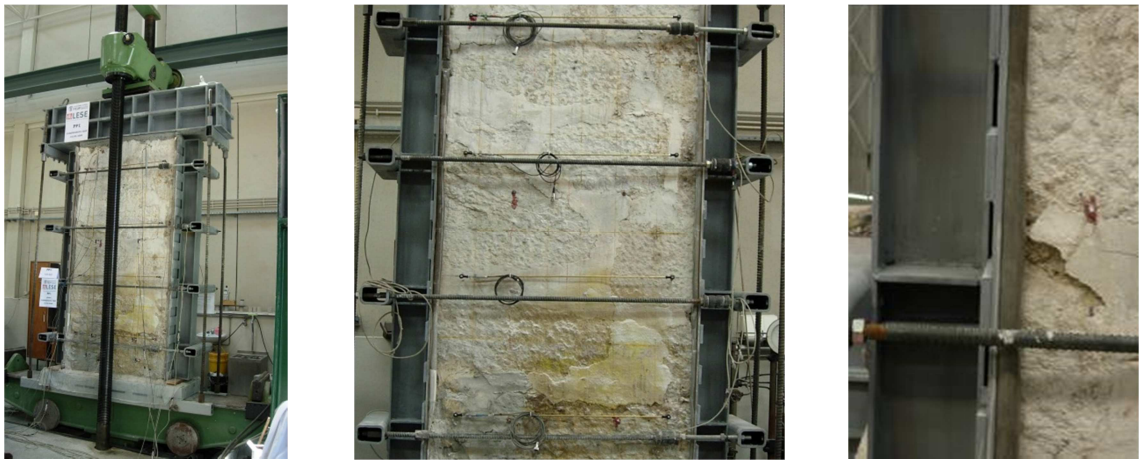
identificados por PP1, PP2 e PP3 foram submetidos a ensaios de compressão uniaxial. O painel PP4 foi dividido em dois para a realização do ensaio de compressão diagonal e de corte-deslizamento e os painéis PG1 e PG2 foram submetidos a ensaios cíclicos de corte no plano para diferentes níveis de tensão vertical constante.

4.6 Ensaios de compressão

4.6.1 Programa de ensaio

Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados na prensa mecânica do laboratório de materiais de construção (LEMC) da FEUP com capacidade máxima de 3MN e seguindo a norma NP-EN 1052-1 (2002). Através da elevação do prato inferior da prensa mecânica, foram impostos deslocamentos sucessivamente crescentes até à rotura das paredes (velocidade de ensaio de 15μm/s), Figura 4.21a).

Pelo facto dos painéis terem sido extraídos de uma parede existente de grande desenvolvimento, foi decidido conceber uma estrutura de confinamento lateral que permitisse simular as condições *in situ* e, simultaneamente, garantisse a estabilidade das faces de corte. Esta estrutura foi aplicada nos topos da parede, sendo constituída por perfis metálicos (oito perfis tubulares de 120x80x10mm^3 e dois perfis HEB160 rigidificados), duas chapas metálicas com 10mm de espessura, cujo aperto foi assegurado por oito varões Dywidag ø20mm (quatro de cada lado da parede) dispostos ao longo da altura dos painéis, devidamente instrumentados por células de carga, Figura 4.21b). De modo a garantir o ajuste entre a superfície da parede e a estrutura metálica, foi entreposta, em ambos os lados, uma manga plástica preenchida com calda de cimento. Entre essa manga e o sistema de confinamento lateral foram colocadas folhas de Teflon de modo a reduzir as tensões tangenciais na superfície de contacto, Figura 4.21c).



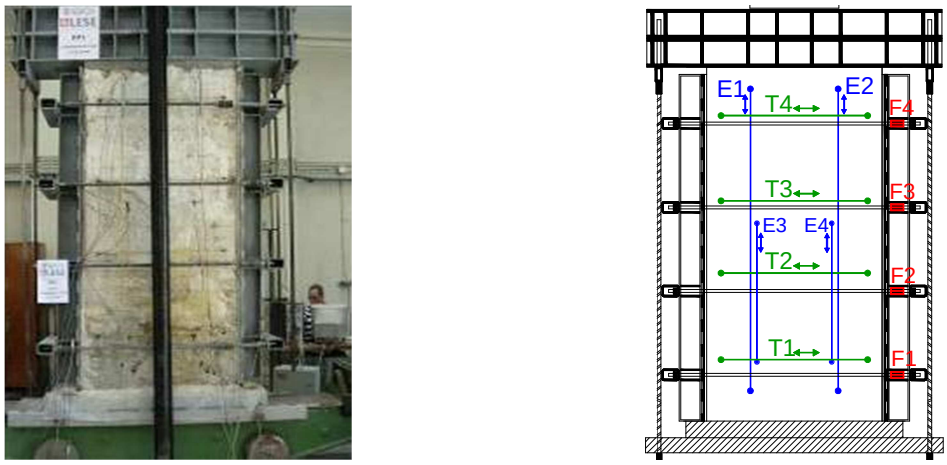
(a) (b) (c)

Figura 4.21: Ensaio de compressão do painel PP1: (a) prensa com capacidade máxima de 3MN do LEMC; (b) pormenor da estrutura metálica de confinamento e (c) detalhe da manga plástica preenchida com calda de cimento.

Para garantir uniformidade na distribuição das cargas verticais, foi colocada na face superior da parede uma viga metálica constituída por quatro perfis HEB200 soldados e rijidificados com nervuras verticais, Figura 4.22.

Figura 4.22: Pormenor da viga de repartição colocada no topo das paredes ensaiadas à compressão.

A medição da deformação foi realizada mediante a colocação de LVDTs (*Linear Variable Transdutor Displacement*) nas duas faces da parede. Por face, foram aplicados quatro LVDTs para o registo dos deslocamentos verticais (dois em toda a altura, E1 e E2, e dois mais localizados, E3 e E4), quatro LVDTs para a medição dos deslocamentos horizontais (T1 a T4) e quatro células de carga colocadas nos varões Dywidag (F1 a F4). Na aquisição dos dados dos canais de leitura foi utilizado um programa desenvolvido no LESE, recorrendo ao programa Labview (www.ni.com). Na Figura 4.23 apresenta-se o esquema de monitorização adotado numa das faces da parede (idêntica instrumentação foi aplicada na face posterior). As dimensões finais de cada painel estão indicadas na Tabela 4.9.



(a) (b)

Figura 4.23: Ensaio de compressão uniaxial no LEMC: (a) parede preparada para ser ensaiada e b) localização da instrumentação sobre um dos alçados da parede.

Tabela 4.9: Dimensões dos painéis a ensaiar.

Painel	Comprimento (m)	Altura (m)	Espessura (m)
PP1	1.10	2.45	0.40
PP2	1.22	2.45	0.40
PP3	1.19	2.40	0.40

No caso dos painéis PP1 e PP2, foi realizado um ligeiro aperto dos tirantes apenas para evitar folgas iniciais no confinamento (1kN/tirante, perfazendo 8kN no total, correspondente a uma tensão normal horizontal de 0.008N/mm^2), seguindo-se a aplicação da carga vertical monotónica até à rotura. Durante o ensaio foram registadas as forças horizontais transmitidas aos tirantes (células de carga F1 a

F4 colocados nas duas faces da parede), bem como os deslocamentos horizontais ao longo destes quatro níveis (LVDTs T1 a T4, nas duas faces da parede), de modo a avaliar a resistência e a deformabilidade em condições que se julgam próximas da real.

De acordo com a capacidade resistente estimada nos ensaios dos painéis PP1 e PP2, o painel PP3 foi ensaiado em duas fases, após confinado nas mesmas condições dos anteriores. Numa primeira fase, foram aplicados dois ciclos de carga-descarga de baixa intensidade de modo a avaliar o módulo de elasticidade e analisar o comportamento em fase de carga e recarga. Numa segunda fase, procedeu-se à injeção da parede PP3 com argamassa compatível com a original, de modo a preencher os vazios existentes e permitir avaliar o efeito desta operação num novo ensaio de compressão levado até à rotura do painel, após 90 dias de cura.

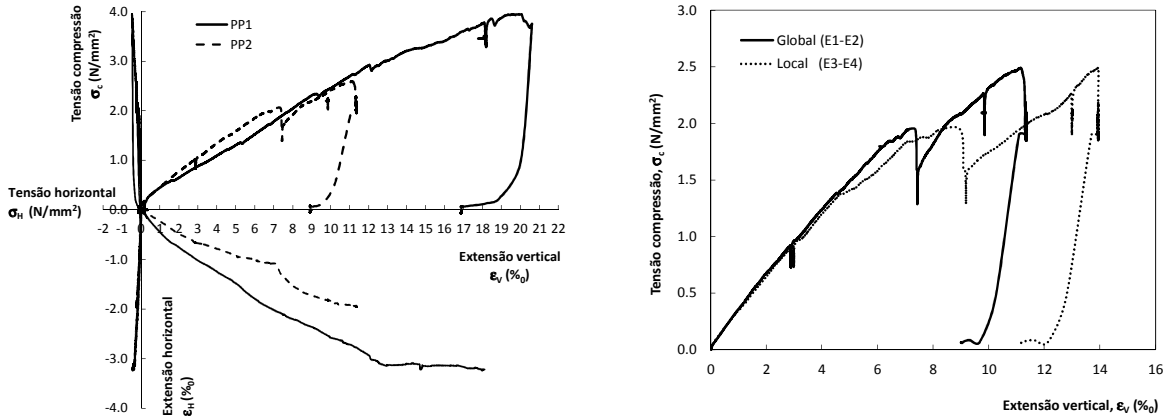
4.6.2 Análise dos resultados das paredes no estado original

4.6.2.1 Painéis PP1 e PP2

De acordo com os valores registados ao longo do ensaio, foi possível quantificar parâmetros de resistência e de deformabilidade dos painéis PP1 e PP2. Tomando o valor médio dos deslocamentos verticais e horizontais registados pelos LVDTs posicionados nas duas faces da parede e dividindo esse valor pela distância entre os pontos de fixação, foram determinadas as extensões verticais (ε_V) e horizontais (ε_H). A partir dos níveis de força registados pela prensa, e tendo em conta a dimensão da secção transversal, foi avaliada a tensão instalada (σ_c). O valor máximo alcançado foi considerado como um limite inferior da resistência à compressão do painel (f_{cp}), tal como é explicado adiante.

A Figura 4.24a) diz respeito à evolução conjunta das tensões vertical e horizontal com as deformações correspondentes. A deformação vertical foi obtida a partir da média dos valores registados pelos quatro LVDTs mais longos (E1-E2) posicionados em cada face da parede. Os resultados foram semelhantes quando se adotaram as medições dos LVDTs mais curtos (E3-E4). Efetivamente, as curvas correspondente ao comportamento local (E3-E4) e global (E1-E2) são idênticas durante a fase inicial do ensaio, ocorrendo um ligeiro desfasamento a partir do momento em que se registaram os primeiros danos nas pedras. Este facto pode ser observado na Figura 4.24b), relativo ao ensaio da parede PP2. Da comparação entre os deslocamentos registados nos dois lados da parede, verificou-se que a deformação fora do plano foi praticamente nula.

Durante o ensaio, as tensões horizontais instaladas aumentaram ligeiramente até ao valor máximo de $0.50 N/mm^2$ no painel PP1 e de $0.24 N/mm^2$ no painel PP2. A tensão horizontal máxima foi de cerca de 11% da tensão vertical máxima instalada nas paredes. Constatou-se igualmente que a tensão máxima nos tirantes concentrou-se nas zonas onde ocorreram maiores danos, ou seja, a cerca de meia altura dos painéis.



(a) (b)

Figura 4.24: (a) Diagrama tensão-deformação do painel PP1 e PP2 e (b) diagrama tensão-deformação local e global do painel PP2.

A análise do diagrama de tensão-deformação evidenciou que os painéis PP1 e PP2 alcançaram o nível de tensão de compressão (f_{cp}) de 3.94N/mm^2 e de 2.50N/mm^2, respetivamente. A diferença de resistência dos dois painéis resulta da existência de singularidades associadas à geometria e às caraterísticas dos materiais, que no caso da PP2 provocaram a localização do dano numa das pedras, antecipando a rotura. Embora as curvas possam indicar que uma maior força poderia ter sido alcançada (na realidade não existem sinais de diminuição da força na PP2 e apenas uma ligeira tendência de redução foi observada no painel PP1), existem várias razões para que os ensaios tenham sido interrompidos antes de se atingir o ramo da curva de amolecimento, nomeadamente: o alto nível de dano presente nas paredes face ao estado de tensão instalado, o facto do colapso dessas estruturas ocorrer de forma súbita e frágil e, principalmente para garantir a segurança do equipamento de ensaio e respetivo sistema de controlo. Neste sentido, os valores obtidos foram assumidos como um limite inferior da resistência à compressão.

Os resultados evidenciaram que ambos os painéis apresentam deformabilidade similar. O módulo de elasticidade tangente (E_{cp}) foi calculado entre 10 a 30% da força máxima e assumindo dois tipos de análise baseada na teoria clássica de elasticidade: *(i)* considerando o efeito do confinamento, em estado plano de tensão biaxial, expressão (4.1) e *(ii)* negligenciando esse mesmo efeito, considerando estado de tensão uniaxial.

$$\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\end{Bmatrix}=\frac{E}{1-\upsilon^2}\begin{bmatrix}1 & \upsilon\\ \upsilon & 1\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\end{Bmatrix}\Rightarrow\begin{Bmatrix}A\\ A\upsilon\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}\varepsilon_x & \varepsilon_y\\ \varepsilon_y & \varepsilon_x\end{bmatrix}^{-1}\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\end{Bmatrix};\ A=\frac{E}{1-\upsilon^2} \tag{4.1}$$

Na expressão anterior, E e ν representam, respetivamente, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson homogéneo equivalente do painel, e σ_x, σ_y, ε_x e ε_y, as tensões normais e correspondentes extensões segundo duas direções ortogonais, x horizontal e y vertical.

A deformabilidade obtida por estes dois tipos de análises foi devidamente comparada, verificando-se que o confinamento lateral não influenciou o módulo de elasticidade, uma vez que o nível de tensão horizontal registado nesta fase do ensaio correspondeu apenas a cerca de 6% da tensão vertical instalada. Deste modo, os valores obtidos nas duas análises *(i)* e *(ii)* foram da mesma ordem de

grandeza, constatando-se ser desprezável este efeito na avaliação do módulo de elasticidade. A relação entre estas extensões (ε_x e ε_y) para cerca de 30% da tensão máxima permitiu estimar o coeficiente de Poisson. Os resultados experimentais encontram-se resumidos na Tabela 4.10.

Tabela 4.10: Propriedades mecânicas dos ensaios de compressão dos painéis PP1 e PP2.

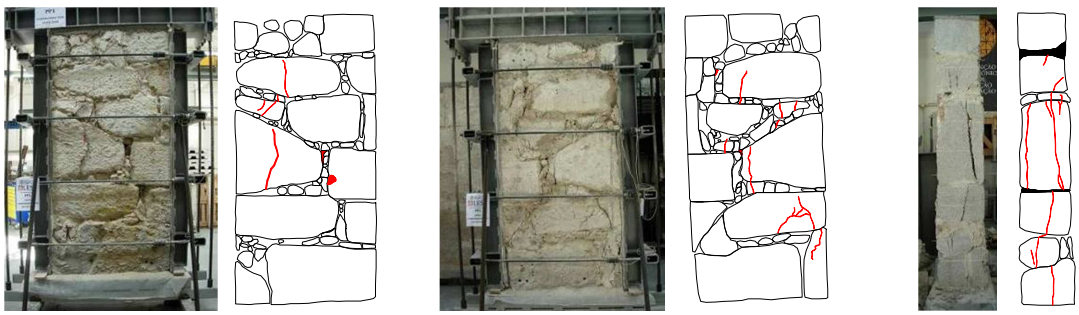
Painel	f_{cp} [a] (N/mm^2)	σ_H [b] (N/mm^2)	E_{cp} (kN/mm^2)		ν	
			Estado de tensão uniaxial	Estado plano de tensão biaxial	Estado de tensão uniaxial	Estado plano de tensão biaxial
PP1	3.94	0.50	0.22	0.22	0.28	0.36
PP2	2.50	0.24	0.32	0.34	0.24	0.28
média	3.22	0.62	0.27	0.28	0.26	0.32

[a] Tensão máxima atingida (estimativa inferior da resistência à compressão)

[b] Tensão lateral máxima atingida

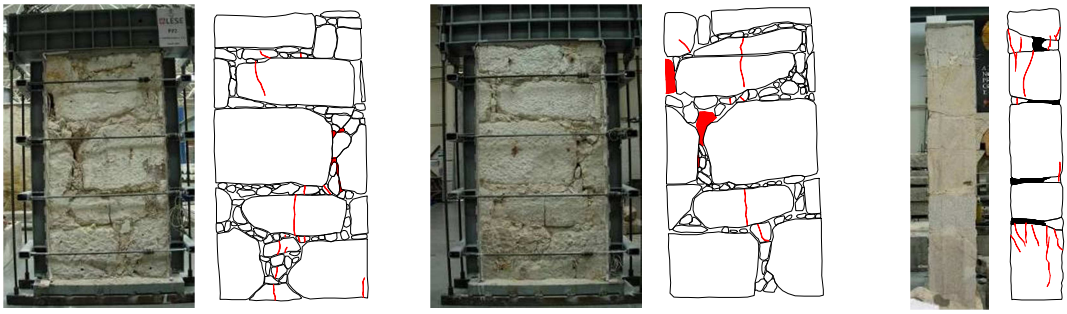
Em termos de valores médios e admitindo uma relação linear entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, obteve-se $E_{cp}=85f_{cp}$, valor muito inferior ao previsto por diferentes autores (Vintzileou *et al.*, 2007; Valluzzi *et al.*, 2001; Chiostrini, 2003; Corradi, 2002). Neste contexto, refere-se que o EC6 (CEN, 2005) sugere para as paredes regulares em alvenaria de pedra de juntas argamassadas uma relação de 1000. O baixo valor encontrado é justificado, principalmente, pela considerável deformabilidade da parede, associada à fraca qualidade da argamassa e à existência de vazios no interior da secção transversal. Por outro lado, em fase de descarga verificou-se que as paredes exibiram elevada deformação plástica. Este comportamento também está relacionado com as caraterísticas de deformabilidade do material das juntas, nomeadamente com o seu esmagamento durante a aplicação da primeira carga. Os valores encontrados para a resistência à compressão dos painéis encontram-se dentro do intervalo expectável para paredes em alvenaria de pedra.

No final do ensaio, o padrão de fissuração observado foi essencialmente vertical, evidenciando maior concentração de dano a cerca de meia altura da parede, e teve início para um nível de tensão de cerca de $1.5N/mm^2$. As Figura 4.25 e Figura 4.26 ilustram o aspeto final das paredes e o padrão de fissuração observado em ambos os alçados e numa secção transversal, evidenciando que a rotura das paredes estaria iminente quando se terminou o ensaio, em especial da PP1.



(a) (b) (c)

Figura 4.25: Painel PP1 após o ensaio: a) alçado principal, b) alçado posterior e c) secção transversal.



(a) (b) (c)

Figura 4.26: Painel PP2 após o ensaio: (a) alçado principal, (b) alçado posterior e (c) secção transversal.

4.6.2.2 Painel PP3

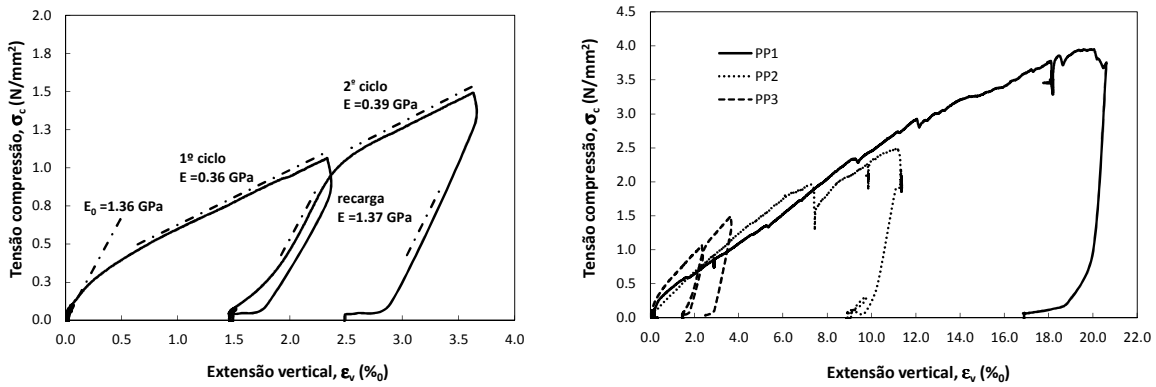
O estudo do painel PP3 no ensaio da primeira fase centrou-se na avaliação do módulo de elasticidade sob cargas verticais cíclicas. Foram aplicados dois ciclos de carga-descarga, o primeiro para uma tensão de 1.05N/mm^2 (cerca de 1/3 da tensão máxima avaliada no painel PP1 e PP2) e o segundo para uma tensão de 1.5N/mm^2.

A análise do diagrama tensão-extensão da Figura 4.27a) permite observar diferentes fases na resposta da parede em termos de rigidez, nomeadamente:

- Numa fase inicial, correspondente a um nível de tensão de cerca de 0.2N/mm^2 (muito abaixo da resistência à compressão obtida nos ensaios), o módulo de elasticidade inicial (E_0) foi de 1.36kN/mm^2. Este nível de tensão deve estar próximo do nível de carregamento aplicado na parede durante a sua vida útil passada (um piso industrial, um piso de escritório e uma cobertura de quatro águas), correspondendo agora a uma situação de recarga.
- Para um nível de tensão superior a 0.2N/mm^2, nomeadamente em fase de carga para o primeiro e segundo ciclo, que correspondem a uma zona ‘virgem’, observou-se uma redução da rigidez para 0.36 e 0.39kN/mm^2, respetivamente.
- Em fase de descarga-recarga, a rigidez foi consideravelmente superior à fase de carregamento ‘virgem’ e semelhante ao valor obtido inicialmente (E_0).

Este efeito está relacionado com as caraterísticas de deformabilidade do material das juntas. Durante a fase de descarga, apenas uma pequena parcela da deformação é recuperada ou recuperável. Por outro lado, durante a recarga é atingido o nível de tensão máximo dos ciclos anteriores, após o qual o diagrama segue o traçado da curva envolvente, com uma ligeira redução de tensão na zona de transição. Resultados idênticos foram obtidos em ensaios similares (Silva, 2012; Vasconcelos 2005).

O coeficiente de Poisson foi sensivelmente igual a 0.25. Comparando a resposta da parede PP3 com a das paredes PP1 e PP2, verificou-se uma boa aproximação em termos de deformabilidade, tal como se pode observar na Figura 4.27b).



(a) (b)

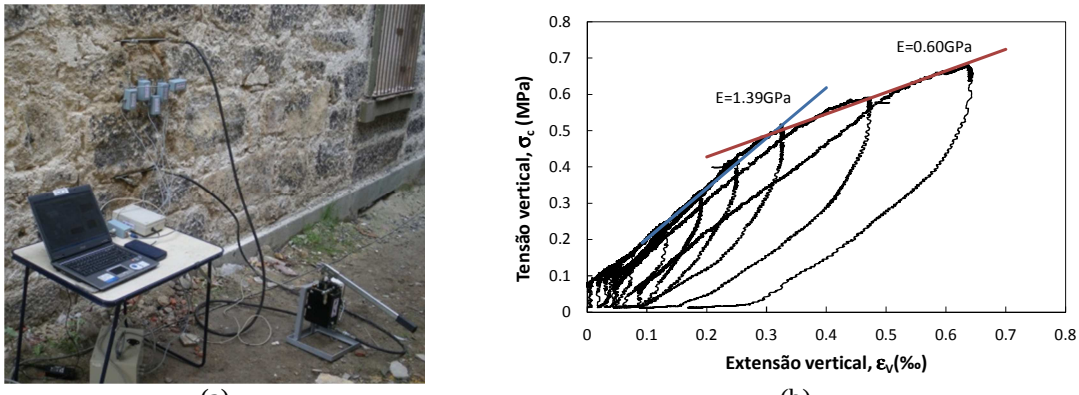
Figura 4.27: Diagrama tensão-extensão para PP3 no estado original e (b) comparação dos diagramas tensão-extensão de PP1, PP2 e PP3 para as mesmas condições de confinamento.

Os resultados principais encontram-se indicados na Tabela 4.11. Nesta fase preliminar do ensaio da parede PP3 não se registaram danos, observando-se apenas algum destacamento de argamassa de reboco.

Tabela 4.11: Propriedades mecânicas da parede PP3 no estado original.

Estado inicial		1° Ciclo carga		2° Ciclo carga		Recarga
σ_c (N/mm^2)	E_0 (kN/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	E_{cp} (kN/mm^2)	σ_c (N/mm^2)	E_{cp} (kN/mm^2)	E_{cp} (kN/mm^2)
0.20	1.36	1.05	0.36	1.50	0.39	1.37

No âmbito de outro trabalho de investigação, foram realizados ensaios com duplos macacos planos na parede D, no piso 0 (uma parede com as mesmas caraterísticas físicas da parede C, Figura 4.4) por Miranda (2011). Foram adotados macacos planos semicirculares introduzidos em cortes realizados ao longo de juntas horizontais próximas do piso térreo, Figura 4.28a). A Figura 4.28b) ilustra o diagrama da tensão instalada nos macacos planos *vs* deformação média registada nos quatro LVDTs verticais.



(a) (b)

Figura 4.28: Ensaio com duplos macacos planos na parede D, no piso 0 (Miranda, 2011): (a) esquema de ensaio e (b) diagrama tensão vertical versus extensão.

O valor médio do módulo elástico estimado no primeiro ramo, correspondente ao nível de tensão instalada na parede, foi de cerca de 1.39kN/mm^2 e diminui para 0.6kN/mm^2 no ramo 'virgem'. Estes resultados são consistentes com os obtidos nos ensaios realizados em laboratório, em particular o

mesmo módulo de elasticidade foi obtido para o ramo de recarga. No entanto, neste ensaio a rigidez no ramo de carga foi superior em 1.5 vezes (de aproximadamente 0.40 para 0.60kN/mm^2).

4.6.3 Análise dos resultados da parede PP3 após injeção

4.6.3.1 Injeção de argamassa

Na segunda fase do ensaio, a parede PP3 foi injetada com uma argamassa pobre constituída por uma mistura de cal área hidratada, cal hidráulica, areia e água na proporção de 1:0.1:0.05:1. Para obter uma massa homogénea, a argamassa foi vibrada manualmente com aparelho rotativo, tendo passado por um crivo de modo a evitar a obstrução do equipamento durante a fase de injeção, Figura 4.29. A avaliação das caraterísticas mecânicas foi realizada mediante ensaios de flexão e de compressão aos 28 dias de cura, em prismas de dimensão 4x4x16cm^3. Os resultados obtidos estão indicados na Tabela 4.12. Os valores da resistência à compressão (f_{ca}) e à flexão (f_{fa}) foram muito inferiores aos esperados, provavelmente devido ao processo de cura das amostras que sofreram uma retração apreciável decorrente das condições de excessivo aquecimento do laboratório. No entanto, é razoável considerar que a argamassa introduzida na parede venha apresentar um melhor comportamento em virtude de não estar diretamente exposta às variações térmicas.

Figura 4.29: Execução da argamassa de injeção.

Tabela 4.12: Propriedades mecânicas da argamassa de injeção.

Idade de cura (dias)	f_{ca} (N/mm^2)	f_{fa} (N/mm^2)
28	0.303	0.348

Durante a fase de injeção foi adotada a seguinte sequência de operações:

- Picagem superficial das juntas de modo a poder definir pontos de inserção da argamassa por camada de pedras.
- Realização de furos desfasados nas duas faces da parede (cerca de 21 por face), de modo a garantir uma adequada penetração da argamassa e preenchimento dos vazios.
- Inserção de tubos de plásticos nos furos anteriormente realizados (15mm de diâmetro), adequadamente fixos entre as pedras. Selagem superficial das juntas da parede para evitar fugas durante a injeção, com uma argamassa de cal hidráulica e saibro (traço 1:3) ao longo do paramento exterior, e gesso na base da parede, Figura 4.30.

- Injeção da argamassa a baixa pressão, iniciando pela parte inferior da parede e procurando manter constante a pressão. Injeção tubo a tubo por nível até ao preenchimento total de todos os tubos em ambas as faces da parede, Figura 4.31.
- Registo da quantidade de argamassa injetada durante a intervenção, de modo a avaliar a percentagem de vazios internos da parede.

Esta operação durou cerca de 30min, tendo sido gastos, aproximadamente, 85 litros de argamassa. Atendendo ao volume total da parede de 1.17m^3, este valor corresponde a cerca de 7.3% de vazios, valor consideravelmente superior ao medido no levantamento geométrico da secção transversal do painel PP3 (2.35%). Esta diferença de resultados estará relacionada com o facto de no primeiro estudo não serem contabilizados os vazios ao longo das juntas verticais, assim como a penetração da calda injetada na argamassa existente.

(a) (b)

Figura 4.30: Preparação do painel PP3 para a injeção de argamassa: (a) introdução dos tubos de plástico em furos e (b) selagem das juntas.

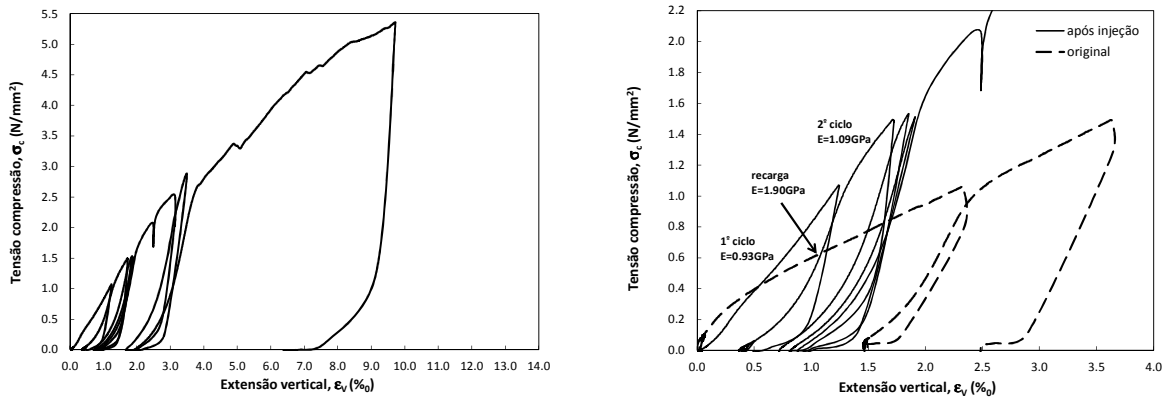
Figura 4.31: Injeção de argamassa por nível e de baixo para cima.

4.6.3.2 Análise de resultados após injeção

Noventa dias após a injeção, o painel PP3 foi novamente sujeito aos mesmos ciclos de carga-descarga de modo a reproduzir a sequência de ensaio adotada no estado original; o primeiro ciclo até 1.05N/mm^2, seguido de três ciclos até 1.5N/mm^2. Posteriormente, a tensão foi elevada até 2.6N/mm^2, tendo-se procedido a uma descarga e nova recarga para este nível de tensão e, finalmente, o ensaio foi

conduzido até próximo da rotura, aferida de acordo com o nível de dano observado na parede, Figura 4.32a). A tensão máxima alcançada foi de 5.4N/mm^2. Mais uma vez, o ensaio não prosseguiu até se registar uma perda de resistência por razões de segurança do equipamento e das pessoas envolvidas. Comparando o resultado obtido com o valor médio dos ensaios da PP1 e PP2, verifica-se um acréscimo de resistência de cerca de 67%.

O módulo de elasticidade tangente para o primeiro e segundo ciclo de carga foi de 0.93kN/mm^2 e 1.09kN/mm^2, respetivamente, correspondendo a um acréscimo de aproximadamente 2.8 vezes quando comparado com o valor de 0.36kN/mm^2 no estado original, Figura 4.32b). Neste caso, a relação entre a rigidez e a resistência foi de E_{cp}=185f_{cp}, valor que continua muito distante do proposto por outros autores (Vintzileou *et al.* 2007; Valluzzi *et al.* 2001; Chiostrini 2003; Corradi 2002).



(a) (b)

Figura 4.32: Resultados do painel PP3: (a) diagrama tensão-extensão após injeção e (b) comparação entre diagramas antes e após injeção da argamassa.

Apesar da parede PP3 já ter experimentado este nível de tensão, o valor do módulo de elasticidade após a injeção é diferente (inferior) ao obtido durante a fase de descarga e recarga no estado original (1.37kN/mm^2), evidenciando que a injeção da parede altera as suas propriedades internas e que esta adquire novas caraterísticas, reagindo como se tratasse de uma parede 'nova'. Na parede injetada, e para um nível de tensão superior a 1.5N/mm^2, o módulo de elasticidade tangente manteve aproximadamente o mesmo valor do avaliado durante a fase cíclica. Relativamente à fase de descarga e recarga verificou-se o aumento do módulo de elasticidade para 1.9kN/mm^2.

Os ensaios realizados evidenciaram a importância dos vazios internos no comportamento da estrutura, que no presente caso e quando preenchidos, conduziram a um incremento significativo da rigidez (cerca de três vezes) quando comparada com o valor obtido no estado original. Apesar de se tratar de uma parede de folha única constituída por pedras de considerável dimensão, os vazios internos têm uma forte influência na resistência e na deformabilidade da estrutura. Por outro lado, após a injeção a parede comporta-se como um novo painel de alvenaria mais monolítico. A Tabela 4.13 resume os resultados obtidos nos ensaios de compressão do painel PP3, onde se assumiu que a resistência à compressão na fase pré-injeção $(f_{cp})_{or}$ corresponde à média dos valores obtidos nos painéis PP1 e PP2.

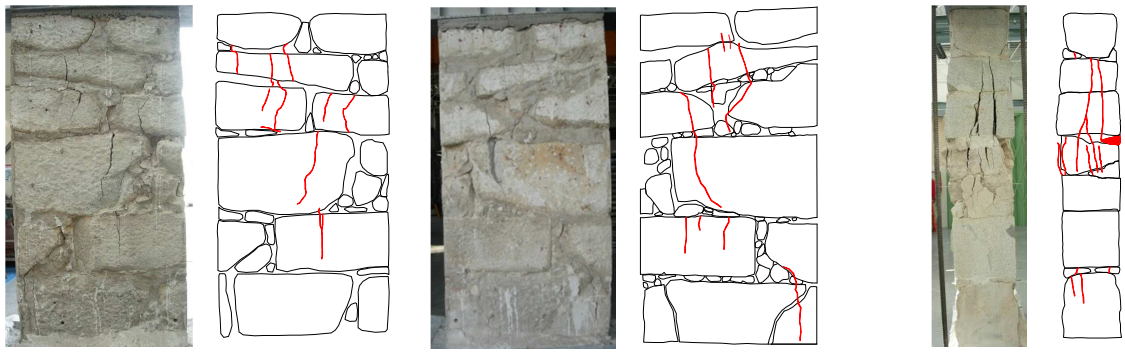
Tabela 4.13: Resumo dos resultados do ensaio de compressão antes e após injeção com argamassa.

$(f_{cp})_{or}$ [a] (N/mm^2)	$(f_{cp})_{af}$ [a] (N/mm^2)	$(f_{cp})_{af}$ / $(f_{cp})_{or}$	$(E_{cp})_{or}$ (kN/mm^2)		$(E_{cp})_{af}$ (kN/mm^2)		$(E_{cp})_{af}$ /$(E_{cp})_{or}$	
			carga	recarga	carga	recarga	carga	recarga
3.22	5.40	1.67	0.36	1.37	1.0	1.90	2.78	1.40

[a] Limite inferior da resistência à compressão.

Nota: or – original; af – após injeção.

No final do ensaio, o painel PP3 apresentou um padrão de fissuração vertical, evidenciando maior dano ao nível das pedras localizadas a meia altura da parede. Na Figura 4.33 encontra-se indicado, a vermelho, o padrão de fissuração observado em ambos os alçados e na secção transversal.



(a) (b) (c)

Figura 4.33: Padrão de fissuração do painel PP3 injetado após o ensaio: (a) alçado principal, (b) alçado posterior e (c) secção transversal.

4.7 Ensaio de compressão diagonal

4.7.1 Programa de ensaio

O ensaio de compressão diagonal consiste numa técnica experimental que pode ser realizada *in situ* ou em laboratório e que tem como finalidade avaliar a resistência à tração e o módulo de elasticidade transversal. Na literatura também é proposto este ensaio para avaliar a resistência ao corte de alvenarias (Chiostrini *et al.*, 2003), bem como a coesão e o ângulo de atrito das juntas (Calderini *et al.*, 2010).

Para a realização do ensaio, o painel PP4 extraído da parede C foi seccionado a cerca de meia altura de modo a obterem-se dois panos de parede com dimensões próximas das definidas na norma de ensaio ASTM E 519-81 (2002), e que se designaram por PP4-1 e PP4-2, Figura 4.34.

As dimensões finais após o nivelamento das superfícies de corte encontram-se indicadas na Tabela 4.14. Procurando seguir a norma, o painel PP4-1 foi confinado lateralmente, rodado e colocado segundo a diagonal, sendo a carga aplicada no canto superior por um atuador hidráulico com capacidade máxima de 200kN, Figura 4.35a). De modo a assegurar adequadas condições de apoio e de carregamento, nos dois cantos da parede foi colocada uma peça metálica com geometria interior em V construída no laboratório e com as dimensões especificadas na norma, Figura 4.35b). Para garantir o

ajuste entre a peça metálica e a parede, foi interposta uma folha de chumbo. A parede foi provisoriamente escorada.

Figura 4.34: Operação de corte do painel PP4.

Tabela 4.14: Dimensão final dos painéis a ensaiar.

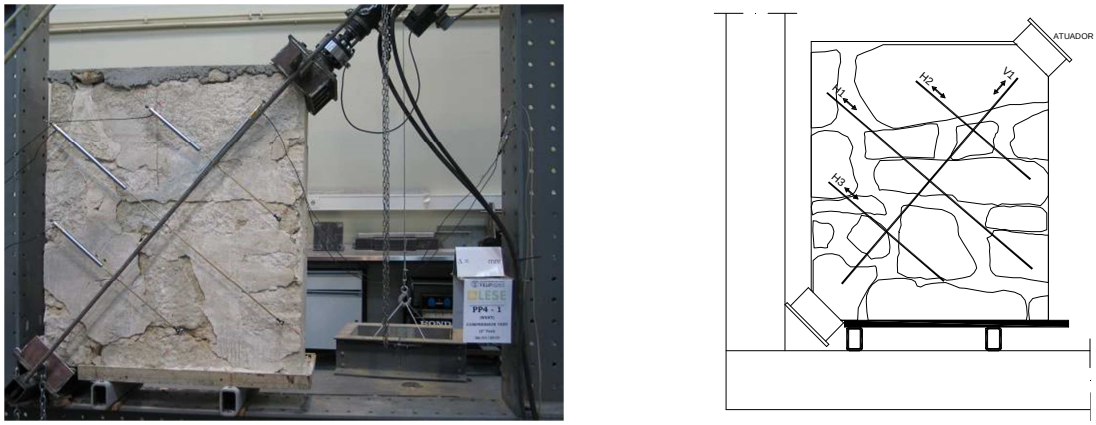
Painel	Comprimento (m)	Altura (m)	Espessura (m)
PP4-1	1.21	1.42	0.40
PP4-2	1.21	1.30	0.40

Numa fase preliminar e ao retirar uma das escoras de apoio da parede, observou-se a cedência de alguns blocos de pedra, inviabilizando a realização do ensaio segundo este esquema. Efetivamente, a dimensão das pedras, em conjunto com a fraca qualidade da argamassa, não permitiu a realização do ensaio segundo a norma, ou seja com o painel disposto a 45º. O ensaio foi então efetuado com o painel na posição horizontal, sendo o atuador hidráulico disposto segundo a diagonal, devidamente centrado com o eixo da parede. As peças metálicas em V foram mantidas nos cantos a solicitar. De modo a assegurar a direção de atuação da carga, foi colocado um sistema de varões Dywidag ancorados nos cantos da parede a dois perfis metálicos, estabelecendo um sistema autoportante.

O ensaio de compressão diagonal consistiu na aplicação de deslocamentos sucessivamente crescentes no canto superior da parede (velocidade de ensaio de 100μm/s) até atingir a rotura. A medição da deformação foi realizada a partir de quatro LVDTs, colocados em ambas as faces da parede, dispostos segundo as duas diagonais e com a mesma base de medida (1.38 m), identificados por V1 e H1, respetivamente. Foram ainda colocados outros dois LVDTs por face de modo a avaliar a evolução do dano na zona tracionada (H_2 e H_3). Na Figura 4.36 encontra-se representado o esquema adotado, onde se identificam e localizam os LVDTs considerados.

(a) (b)

Figura 4.35: (a) Esquema inicial do ensaio diagonal segundo norma e (b) imagem da peça metálica a aplicar nos cantos da parede.



(a) (b)

Figura 4.36: Ensaio de compressão diagonal da parede PP4-1: (a) imagem inicial e (b) esquema de instrumentação.

4.7.2 Análise dos resultados

4.7.2.1 Painel PP4-1

A Figura 4.37 ilustra a evolução do dano ao longo do ensaio. As primeiras linhas de rotura surgiram para um deslocamento de cerca de 5mm e o dano esteve concentrado ao nível das juntas, sem afetar diretamente as pedras. O máximo deslocamento registado foi de aproximadamente 50mm. A fraca qualidade da argamassa conduziu à abertura das juntas e as pedras deslizaram sem romper. O dano iniciou-se com o destacamento de argamassa na zona central do painel e estendeu-se rapidamente ao canto solicitado, com a abertura de junta segundo uma linha aproximadamente diagonal. Na zona inferior à linha de rotura a parede permanece sem dano aparente. Constatou-se que o modo de rotura depende claramente da textura da alvenaria, nomeadamente do tipo de juntas, do aparelho e da dimensão das pedras face à dimensão do painel. Por se tratar de um painel retangular constituído por pedras de grande dimensão e com argamassa de fraca qualidade, não houve uma degradação perfeita da carga ao longo da diagonal.

Figura 4.37: Evolução do padrão de fissuração ao longo do ensaio do painel PP4-1.

A Figura 4.38 ilustra a evolução da força *vs* deformação registada nos pontos de leitura (V_1, H_1, H_2 e H_3). A deformação indicada corresponde à média dos valores obtidos nas duas faces da parede. Da análise do diagrama verificou-se que o painel exibe comportamento aproximadamente linear até atingir a força máxima de 24.53kN, correspondendo a uma deformação de compressão ε_c=3.3‰ na diagonal V_1 e de tração ε_t=2.7‰ na diagonal H_1. Na fase pós pico o dano foi progressivamente maior na proximidade da aplicação da carga, levando a que a deformação registada no LVDT H_2 fosse superior à registada no H_1 e H_3. No final do ensaio, a deformação na diagonal tracionada foi superior à da diagonal comprimida em cerca de 48% (ε_c=33.37‰ e ε_t=49.73‰).

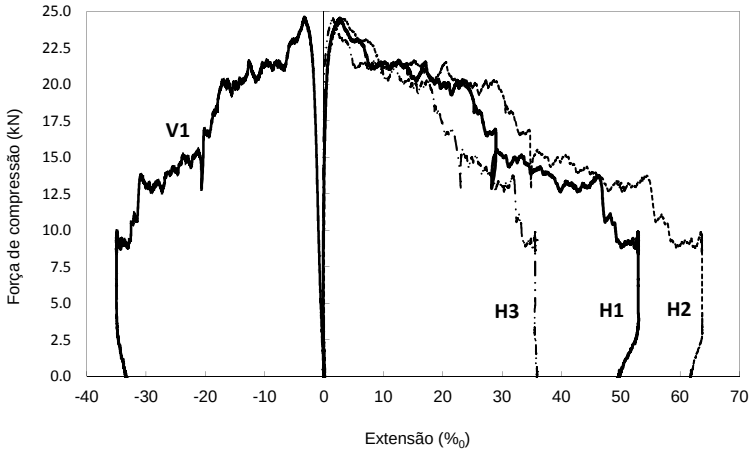


Figura 4.38: Ensaio de compressão diagonal do painel PP4-1; diagrama força vs deformação em V1, H1, H2 e H3.

A interpretação do ensaio diagonal tem sido discutida por diversos autores e diferentes análises são referidas na literatura (Chiostrini *et al.*, 2003; Corradi *et al.*, 2006; Brignola *et al.*, 2009; Magenes *et al.*, 2009; Calderini, 2010). Contudo, o princípio base subjacente consiste em definir uma tensão de referência e um ponto da secção onde essa tensão vai ser calculada. O valor obtido deve então ser comparado com o limite de resistência do material.

Segundo a norma ASTM E 519-81 (2002), o ensaio diagonal foi idealizado de modo a simular o estado de corte puro (círculo de Mohr centrado na origem) e assume tensão uniforme ao longo da diagonal comprimida. A rotura do painel ocorre quando a tensão principal de tração no centro do painel atinge o seu valor limite. Neste caso, a tensão principal de tração (σ_I) iguala a tensão principal

de compressão ($\sigma_{I\,I}$) e a tensão tangencial (τ), nomeadamente $\sigma_I = \sigma_{II} = \tau = \frac{P}{\sqrt{2}A}$. Deste modo, a resistência à tração ($f_{t,ASTM}$) é obtida mediante a aplicação da expressão (4.2), onde P_u é a carga máxima na diagonal e A a área da secção transversal.

$$f_{t,ASTM} = \frac{P_u}{\sqrt{2}A} = 0.707\frac{P_u}{A} \tag{4.2}$$

Por outro lado, Brignola *et al.* (2009) assume que o estado de tensão ao longo da diagonal comprimida não é uniforme. Teoricamente demonstrado por Frocht (1931) (referido em Brignola *et al.*, 2008), e confirmado em simulações numéricas de elementos finitos em estruturas consideradas homogéneas e isotrópicas, a tensão principal de tração, de compressão e a tensão tangencial assumem diferentes valores no centro do painel ($\sigma_I = 0.5\frac{P}{A}; \sigma_{II} = 1.62\frac{P}{A}; \tau = 1.05\frac{P}{A}$). Seguindo-se esta via, a resistência à tração no centro do painel ($f_{t,LN}$) é obtida através da expressão (4.3).

$$f_{t,LN} = 0.50\frac{P_u}{A} \tag{4.3}$$

Ainda segundo Brignola *et al.* (2009), a tipologia da alvenaria bem como a qualidade da argamassa influenciam o comportamento das estruturas em ensaios diagonais. Este autor propõe uma nova expressão para a avaliação da resistência à tração ($f_{t,BRIGNOLA}$) baseada num parâmetro α que depende do tipo de alvenaria (secção transversal e aparelho), expressão (4.4).

$$f_{t,BRIGNOLA} = \alpha\frac{P_u}{A} \tag{4.4}$$

Segundo as tipologias definidas na normativa Italiana, α pode variar entre 0.35 e 0.56, nomeadamente podendo ser inferior a 0.5 para alvenarias irregulares, aproximadamente igual a 0.5 para alvenarias regulares e superior a 0.50 no caso de alvenarias de pano único. Em todas as análises referidas a área é determinada a partir das caraterísticas geométricas do painel (comprimento b, altura h e espessura t), expressão (4.5).

$$A = \frac{(b+h)}{2}t \tag{4.5}$$

De acordo com a norma ASTM, o módulo de elasticidade transversal (G_{ASTM}) é dado pela expressão (4.6).

$$G_{ASTM} = 0.707\frac{P}{A\gamma} \tag{4.6}$$

sendo a distorção (γ) obtida através da expressão (4.7), a partir das deformações segundo a diagonal tracionada (ε_t) e comprimida (ε_c) para cerca de 1/3 da força máxima registada ($P=1/3P_u$).

$$\gamma = \varepsilon_t + \varepsilon_c \tag{4.7}$$

Por outro lado, tendo em consideração a interpretação de Brignola *et al.* (2009) foi proposta a expressão (4.8) para a avaliação desta propriedade mecânica ($G_{BRIGNOLA}$).

$$G_{BRIGNOLA} = 1.05\frac{P}{A\gamma} \tag{4.8}$$

A Tabela 4.15 contém os resultados obtidos, considerando as diferentes interpretações do ensaio diagonal. Na aplicação da expressão (4.4) foi considerado 0.56 para α por se tratar de uma alvenaria de folha única, pelo que com a expressão da ASTM a resistência à tração resulta superior à obtida pela expressão de Brignola *et al.* (2009) (40% relativamente a $f_{t,LN}$ e 25% em relação a $f_{t,BRIGNOLA}$), mas o módulo de distorção apresenta um valor inferior.

Tabela 4.15: Resultados do ensaio de compressão diagonal PP4-1.

Painel	P_u (kN)	Resistência à tração (N/mm^2)			Módulo de distorção (N/mm^2)	
		$f_{t,ASTM}$	$f_{t,LN}$	$f_{t,BRIGNOLA}$	G_{ASTM}	$G_{BRIGNOLA}$
PP4-1	24.53	0.035	0.025	0.028	1.24	1.84

Apesar da escassez de informação sobre este tipo de paredes de folha única, a resistência à tração estimada encontra-se dentro do intervalo de valores possível em alvenarias de pedra (Chiostrini *et al.*, 2003; Borri *et al.*, 2011). Por outro lado, o módulo de elasticidade transversal revelou-se inferior aos valores referidos na bibliografia (Chiostrini *et al.*, 2003; Corradi *et al.*, 2006; Borri *et al.*, 2011), mas em consonância com o baixo valor do módulo de elasticidade longitudinal obtido do ensaio de compressão referido no subcapítulo 4.6.

4.7.2.2 Painel PP4-2

No ensaio do painel PP4-2 foi adotado o procedimento já referido para o painel PP4-1. Pelo facto do painel apresentar na segunda fiada uma pedra com comprimento igual ao da parede, o ensaio de compressão diagonal consistiu, essencialmente, num ensaio de deslizamento ao longo da junta superior, Figura 4.39. A primeira fissura ocorreu para um deslocamento imposto de cerca de 16mm, correspondendo a uma força de aproximadamente 30kN, estando este valor muito próximo da força máxima registada (31.1kN para o deslocamento de 17mm).

Dado o comportamento do painel no ensaio, os resultados obtidos não podem ser tratados do mesmo modo que para o painel PP4-1, extraindo-se apenas uma estimativa grosseira da 'coesão' associada ao deslizamento da junta. Considerando a força máxima registada decomposta segundo o plano da parede, e atendendo às dimensões da secção transversal, obteve-se o valor de 0.036N/mm^2 para a 'coesão'. Este valor poderá ser superior ao real pelo facto de existir uma componente vertical da força que atua essencialmente no canto onde está colocado o atuador, em simultâneo com a componente horizontal da força.

Figura 4.39: Evolução do padrão de fissuração ao longo do ensaio do painel PP4-2.

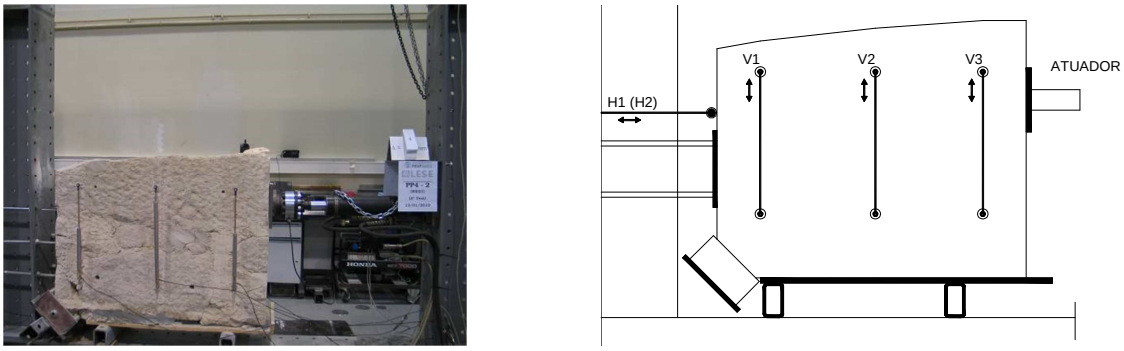
4.8 Ensaio de corte-deslizamento no painel PP4-2

Como descrito anteriormente, o ensaio diagonal do painel PP4-2 conduziu ao deslizamento da camada superior de pedras ao longo da primeira junta, deixando a parte inferior da parede intacta. Deste modo, após remover a camada danificada, a restante parede foi novamente ensaiada de modo a avaliar a resistência ao deslizamento da segunda junta, bem como analisar a influência do desgaste da junta na tensão resistente tangencial.

4.8.1 Programa de ensaio

O ensaio da junta foi dividido em duas fases. Numa primeira fase, e considerando que a argamassa constitui uma ligação contínua entre os blocos de granito, foi realizado o ensaio de corte para tensão normal nula através da imposição de deslocamentos sucessivamente crescentes até 17mm. Depois de atingir a resistência de pico, que aconteceu próximo dos 3mm, as pedras separaram-se e a tensão estabilizou num valor residual (tensão de corte residual). De seguida, iniciou-se a segunda fase com o ensaio de deslizamento da junta, controlado pelo atrito entre as superfícies de contato das pedras. Foram aplicados dois ciclos de carga e descarga, cada um deles aumentando em 5mm o deslocamento anteriormente obtido.

Na medição da deformação foram colocados oito LVDTs: dois para o registo dos deslocamentos horizontais (H_1, H_2) em cada face e os outros seis para o registo da abertura vertical da junta (V_1, V_2 e V_3, em cada face da parede). Na aplicação da força foi utilizado um atuador hidráulico com capacidade de 200kN colocado na horizontal e devidamente fixo à estrutura do pórtico de ensaio. O esquema geral adotado pode ser observado na Figura 4.40.

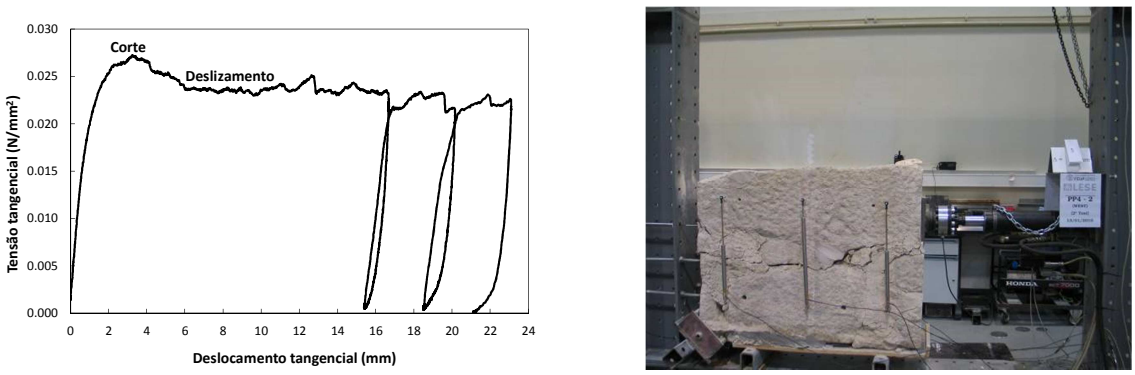


(a) (b)

Figura 4.40: Ensaio de corte-deslizamento da junta no painel PP4-2: (a) imagem do ensaio e (b) esquema de instrumentação.

4.8.2 Análise de resultados

O diagrama tensão tangencial *vs* deslocamento ilustrado na Figura 4.41a) evidencia três fases do comportamento da parede ao longo do ensaio: ramo inicial aproximadamente linear até ao pico de resistência ao corte, envolvendo pequenos deslocamentos, seguido por um ramo de amolecimento associado à perda de coesão e, finalmente, por um ramo horizontal que representa a tensão residual de corte (cerca de 80% da tensão de pico), associada a grandes deformações plásticas identificado por deslizamento. O diagrama obtido corresponde ao comportamento típico de juntas argamassadas onde, após atingir a tensão de pico, as interfaces são governadas pelo atrito que depende da rugosidade das superfícies de contacto e da tensão normal instalada. Na Figura 4.41 b) pode observar-se a aparência do painel no final do ensaio. Como esperado, o dano está concentrado na junta de argamassa, deixando as pedras praticamente intactas.



(a) (b)

Figura 4.41: Ensaio de corte-deslizamento da junta no painel PP4-2: (a) diagrama tensão tangencial *vs* deslocamento tangencial no ensaio de corte e deslizamento; (b) painel no final do ensaio.

Na avaliação da tensão tangencial foi considerada toda a superfície da junta como ativa, apesar da redução que vai sofrendo ao longo do ensaio e que conduz a valores de tensão mais elevados. Neste caso em particular, há ainda a considerar a forma irregular da junta associada à reduzida quantidade de argamassa observada no interior da secção transversal. Nas condições de ensaio, a tensão tangencial de pico corresponde então à coesão pelo fato da tensão normal ser nula, e a tensão na fase de deslizamento corresponde à tensão tangencial residual de corte. Conforme esperado, o valor da coesão

obtido neste ensaio (0.027N/mm^2) foi inferior ao estimado no ensaio referido na secção 4.7.2.2 (0.036N/mm^2).

Foi ainda estimada a rigidez tangencial da junta (k_t) para o troço inicial do diagrama (rigidez de corte) e para os ramos de recarga em fase de deslizamento (rigidez de deslizamento), neste último caso a rigidez foi ligeiramente inferior à obtida na fase de corte. Os resultados encontram-se indicados na Tabela 4.16 e evidenciam as fracas caraterísticas mecânicas das juntas.

Tabela 4.16: Resultados do ensaio de corte e deslizamento do painel PP4-2.

Painel	Tensão tangencial (N/mm^2)		k_t (MPa/mm)	
	pico (coesão)	residual	corte	deslizamento
PP4-2	0.027	0.021	0.022	0.015

4.9 Ensaio de corte com compressão

Os ensaios de corte com compressão consistem numa técnica experimental habitualmente aplicada na avaliação do comportamento de estruturas quando solicitadas por ações horizontais do tipo sísmico. Diversos autores aplicaram este ensaio no estudo de alvenarias antigas (da Porto, 2005; Vasconcelos, 2005; Costa A.A., 2012; Silva, 2012). Neste tipo de ensaios, a imposição de uma lei de deslocamentos com evolução linear crescente permite obter a resposta monotónica, enquanto a aplicação de um padrão cíclico de deslocamentos, positivos e negativos, permite avaliar a resposta cíclica e histerética. A comparação de resultados entre os dois tipos de carregamento (monotónico e cíclico) revelou que as estruturas sujeitas a ações do tipo cíclico exibem uma capacidade resistente inferior em cerca de 10 a 30% à obtida com carregamentos monotónicos, devido à acumulação da deformação plástica residual em ciclos sucessivos (da Porto, 2005).

Por outro lado, em função das condições fronteira impostas no topo da parede surgem duas possibilidades de funcionamento do ensaio: com a rotação impedida ‘fixed-ended wall’, ou com a rotação livre ‘cantilever wall’. A primeira situação envolve maiores cuidados na definição do programa do ensaio, recorrendo geralmente a dois atuadores para aplicação da carga vertical que, ao imporem o mesmo deslocamento impedem a rotação do topo da parede. Mais recentemente surgiram sistemas híbridos que permitem manter praticamente constante o somatório das forças e dos deslocamentos (Galasco *et al.*, 2009).

Neste contexto, foram ensaiados no LESE dois dos painéis extraídos da já referida parede real em estudo neste capítulo, seguindo os procedimentos especificados na secção seguinte.

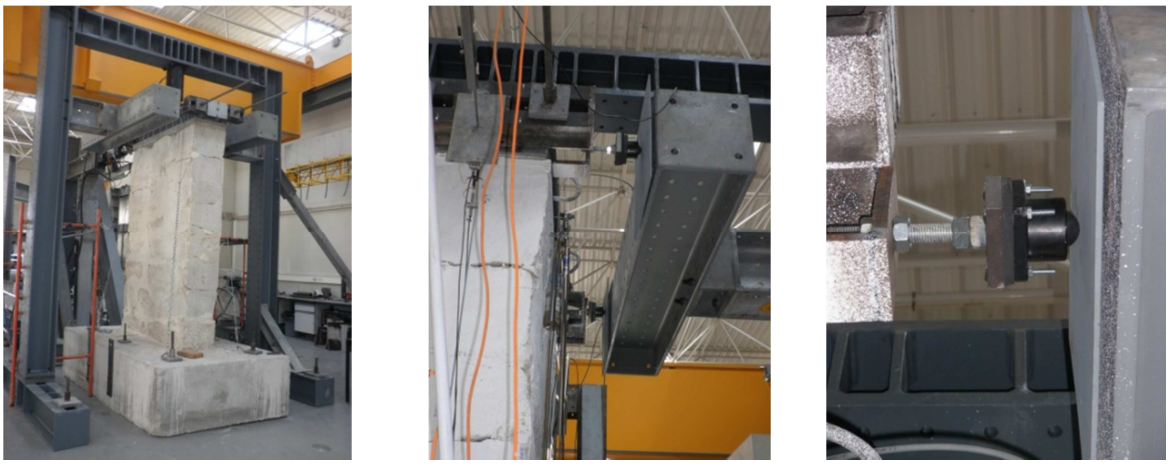
4.9.1 Programa de ensaio

Dois painéis extraídos da parede real C (identificadas por PG1 e PG2) foram submetidos a ensaios cíclicos de corte no plano para diferentes níveis de tensão normal, nomeadamente 0.8N/mm^2 para a PG1 e 0.4N/mm^2 para a PG2, Figura 4.42a). A tensão de 0.4N/mm^2 representa a carga vertical presente em edifícios com cerca de cinco pisos (tipologia frequente na cidade do Porto) e a tensão de

0.8N/mm^2 pretende avaliar a resposta da estrutura perante solicitações superiores. Os painéis ensaiados exibem uma relação altura/largura de cerca de 1.5.

As paredes foram colocadas sobre uma base de betão com 2.6m de comprimento, 1.6m de largura e 0.60m de altura, devidamente encastradas em cerca de 10cm de profundidade com argamassa de cimento. Estas bases foram fixas à laje de reação do laboratório de modo a impedir possíveis deslocamentos durante a fase de aplicação das cargas. A carga vertical foi aplicada por intermédio de um atuador hidráulico de 700kN de capacidade máxima que se encontrava fixo a um pórtico metálico de reação e que atuava sobre uma placa de deslizamento acoplada a uma célula carga para medição da força de atrito. A força horizontal final corresponde à do atuador horizontal deduzido da força de atrito medida na placa de deslizamento.

Para assegurar a distribuição uniforme da carga vertical ao longo da parede foi colocada no topo da mesma uma viga metálica de repartição. Os deslocamentos horizontais foram impostos através de um atuador hidráulico de 200kN de capacidade máxima, posicionado no topo da parede, fixo a uma estrutura de reação. Para garantir uma adequada transferência de força horizontal ao longo do topo da parede foram colocadas chapas metálicas em cada extremidade, ligadas entre si por varões de aço. O travamento da parede fora do plano foi materializado através da ligação da viga de repartição a dois perfis metálicos com a interposição de quatro rótulas esféricas, Figura 4.42b). Nos ensaios não foi impedida a rotação da parede (‘cantilever wall’) de modo a procurar simular pavimentos flexíveis apoiadas em paredes de alvenaria. Efetivamente, consiste no sistema estrutural habitual em edifícios antigos uma vez que a maioria dos pavimentos é constituída por uma estrutura flexível de madeira.



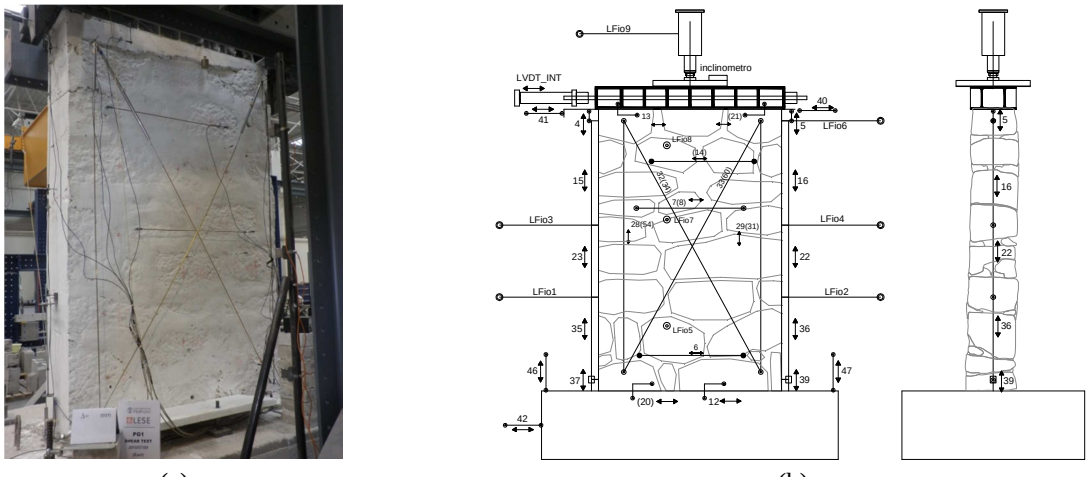
(a) (b)

Figura 4.42: (a) Vista geral do esquema do ensaio de corte com compressão e (b) pormenor do sistema de travamento fora do plano.

A medição dos deslocamentos verticais, horizontais e fora do plano foi efetuada mediante a colocação de LVDTs e também de transdutores de fio (do tipo potenciómetro elétrico) em toda a parede. Na Figura 4.43 encontra-se representado o esquema adotado no ensaio, onde se identifica a posição e a designação dos LVDTs aplicados, conforme se descreve de seguida.

- Quatro LVDTs para o registo dos deslocamentos verticais colocados ao longo de toda a altura (28, 54, 29 e 31).
- Dez LVDTs para o registo dos deslocamentos verticais entre juntas colocados nos topos laterais da parede (4, 5, 15, 16, 22, 23, 35, 36, 37 e 39).
- Quatro LVDTs para o registo dos deslocamentos horizontais segundo o plano da parede colocados nas faces (6, 7 numa face e 8,14 na face oposta da parede).
- Dois LVDTs para o registo dos deslocamentos horizontais segundo o plano da parede colocados no topo superior e fixos à viga metálica de repartição (40 e 41).
- LVDT_int, interno ao atuador para registo e controlo dos deslocamentos horizontais impostos.
- Cinco transdutores de fio para o registo dos deslocamentos horizontais e colocados nos topos laterais da parede (Lfio 1, 2, 3, 4 e 6).
- Três transdutores de fio para o registo dos deslocamentos horizontais fora do plano (Lfio 5,7,8).
- Quatro LVDTs para a medição das deformações ao longo de duas diagonais colocados nas faces da parede (32, 34, 33 e 60).
- Dois LVDTs para o controlo dos deslocamentos horizontais da parede na interface de ligação à viga metálica de repartição (13 e 21).
- Dois LVDTs para o controlo dos deslocamentos horizontais da parede na interface com a sapata de fundação (12 e 20).
- Três LVDTs para o controlo dos deslocamentos verticais e horizontais da sapata (42, 46 e 47).
- Inclinómetro colocado na placa deslizante do atuador vertical.
- Um transdutor de fio para avaliar possíveis deslocamentos horizontais do atuador vertical (9).

A instrumentação adotada permitiu registar e interpretar os fenómenos envolvidos durante o ensaio, nomeadamente a abertura/fecho de juntas e a deformação lateral da parede. A colocação de sensores entre a viga de repartição no topo da parede e a parede, bem como entre a sapata de betão e a parede permitiu o controlo de movimentos que poderiam influenciar o resultado final.



(a) (b)

Figura 4.43: Esquema do ensaio de corte com compressão: (a) vista do painel PG1 e (b) identificação da instrumentação adotada.

Numa primeira fase as paredes foram apenas solicitadas por carga vertical de modo a avaliar o módulo de elasticidade. Foram impostos ciclos de carga-descarga para os níveis de tensão pré-definidos indicados na Tabela 4.17. A relação entre o nível de tensão vertical e a capacidade resistente à compressão (f_{cp}) também se encontra indicada na referida tabela. O valor de f_{cp} corresponde à média da tensão máxima obtida no ensaio de compressão das paredes PP1 e PP2, sendo de 3.22N/mm^2.

Tabela 4.17: Lei de carga para o carregamento vertical, PG1 e PG2.

Parede	Força (kN)	Tensão vertical, σ_0 (N/mm^2)	σ_0/f_{cp} (%)
PG1	62.5	0.10	3.10
	125	0.20	6.21
	250	0.40	12.42
	375	0.60	18.63
	500	0.80	24.84
PG2	62.5	0.10	3.10
	125	0.20	6.21
	250	0.40	12.42

Seguidamente, e após estabilizar a carga vertical no nível final pretendido, iniciou-se o ensaio de corte. Este ensaio consistiu na aplicação de deslocamentos horizontais cíclicos de amplitude crescente no topo e segundo o plano da parede até à rotura, sendo cada ciclo repetido três vezes. Foi definida a lei de deslocamentos especificados na Tabela 4.18, associada ao *drift* indicado. Devido a deslizamentos internos no sistema de aplicação da carga horizontal, verificou-se o desfasamento de valores entre os deslocamentos impostos e aqueles que a parede esteve realmente sujeita. Por este facto, no tratamento de resultados foram adotados os deslocamentos registados pelos sensores colocados no topo da parede (LVDTs 40 e 41).

Tabela 4.18: Lei de carga para o ensaio de corte com compressão, PG1 e PG2.

Ciclo	Deslocamento horizontal (mm)	*drift (%)*
1A	1.2	0.048
2A	1.8	0.072
3A	2.5	0.10
4A	3.8	0.15
5A	5	0.20
6A	6.2	0.25
7A	7.5	0.30
8A	10	0.40
9A	12.5	0.50
10A	15	0.60
11A	17.5	0.70
12A	20	0.80
13A	25	1.00

4.9.2 Módulo de elasticidade sob carga vertical

A Figura 4.44 ilustra a evolução da tensão vertical *vs* deformação vertical média registada pelos quatro LVDTs localizados em ambas as faces das paredes. Na parede PG1, quando atingida a tensão de 0.6N/mm^2, observou-se o destacamento de alguma argamassa e a fissuração de pedras, contribuindo para a ligeira redução de rigidez registada em torno deste nível de tensão. Quanto à PG2, como a carga vertical foi cerca de metade da aplicada na PG1 não foram observados danos na parede.

Para cada parede, o módulo de elasticidade tangente foi calculado a partir dos deslocamentos registados durante os ciclos de carga em ramo virgem. Observou-se que nos dois painéis o módulo de elasticidade associado aos diversos ciclos foram bastante próximos entre si, mas em ambos os casos a rigidez encontrada para o primeiro ciclo de carregamento (tensão de cerca de 0.1N/mm^2) foi maior do que para os restantes ciclos. Estes resultados são semelhantes aos obtidos nos ensaios de compressão realizados em painéis do mesmo edifício e referidos no subcapítulo 4.6.

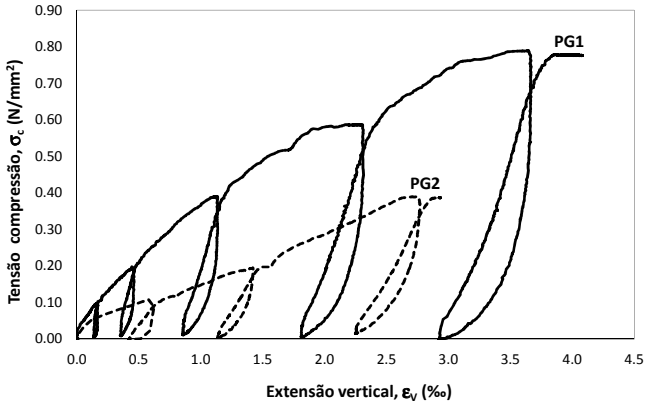


Figura 4.44: Diagrama (σ_c, ε_V) na fase de aplicação da pré-compressão da parede PG1 e PG2.

Atendendo às considerações apresentadas, o módulo de elasticidade estimado para as paredes PG1 e PG2 foi de 0.3kN/mm^2 e 0.14kN/mm^2, respetivamente. A maior deformabilidade da parede PG2 pode estar relacionada com a sua constituição material, nomeadamente devido à presença de pedras de menor dimensão e à maior percentagem de argamassa e cunhas.

4.9.3 Previsão do mecanismo de rotura no ensaio cíclico

As paredes de alvenaria solicitadas por ações horizontais no seu plano podem apresentar diferentes modos de rotura: flexão, deslizamento horizontal e corte diagonal, Figura 4.45. O mecanismo de dano desenvolvido depende de diversos fatores, nomeadamente da geometria do painel (razão altura/largura), da qualidade dos materiais constituintes, do nível de tensão normal imposto e das condições de apoio. Nalguns casos, pode ocorrer o comportamento misto de flexão e corte (Calderini *et al.*, 2009).

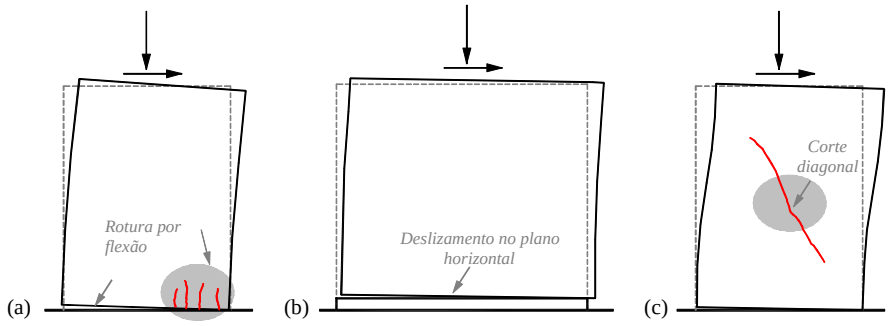


Figura 4.45: Modos de rotura de paredes sujeitos a ações verticais e horizontais no plano, adaptado de (Calderini *et al.*, 2009): (a) flexão, (b) deslizamento horizontal e (c) corte diagonal.

A avaliação da capacidade resistente ao corte está diretamente relacionada com os mecanismos de rotura desenvolvidos e que dependem dos fatores referidos anteriormente. Diversos autores e códigos propõem diferentes critérios de rotura na previsão da resistência ao corte de alvenarias (Manner *and* Müller, 1982; EC6, CEN 2005; Magenes *and* Calvi, 1997; Roca, 2004, extraído de da Porto, 2005), a maioria dos quais tem maior aplicabilidade em alvenarias de tijolo. Na Figura 4.46 apresenta-se uma ilustração esquemática de critérios de rotura de Manner *and* Müller (1982), extraído de (da Porto, 2005).

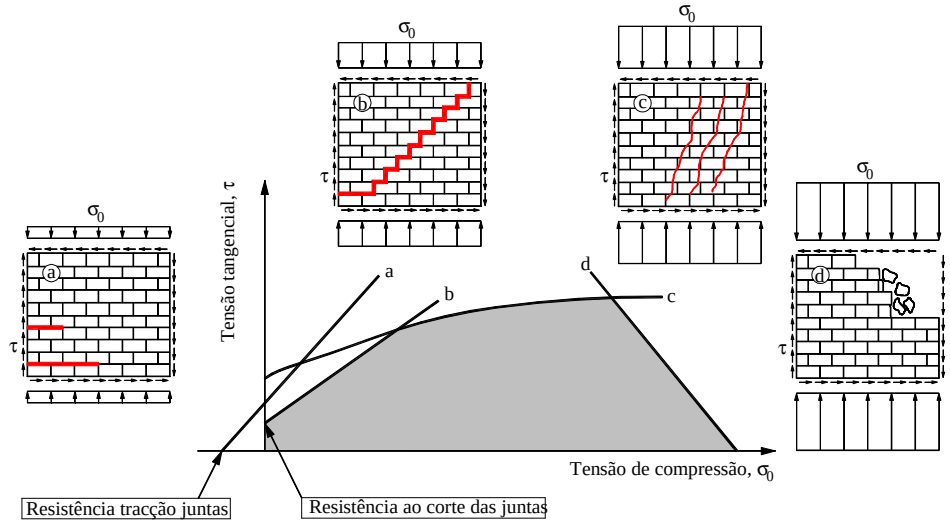


Figura 4.46: Critério de rotura de Manner *and* Müller (1982), adaptado de (da Porto, 2005).

O modo de rotura por deslizamento ocorre, geralmente, para níveis de carga vertical baixos (N) e argamassa de fraca qualidade, causando o deslizamento de uma parte da parede ao longo de uma das juntas horizontais. Neste caso, e de acordo com o EC6 (CEN, 2005), a resistência ao corte por deslizamento é definida pela lei de Mohr-Coulomb $f_v = f_{v0} + \mu_f \sigma_0$ e a força lateral (H_{DESL}) é obtida a partir da expressão (4.9).

$$H_{DESL} = A_w (f_{v0} + \mu_f \sigma_0) \tag{4.9}$$

sendo, f_{v0} a resistência ao corte na ausência de compressão vertical (coesão), μ_f o coeficiente de atrito e $\sigma_0 = N / A_w$ a tensão vertical ($A_w = l.t$ corresponde à área da seção transversal; sendo l o comprimento e t a espessura).

Com base no critério de Turnšek *and* Sheppard (1980), o mecanismo de corte diagonal ocorre quando a tensão principal de tração no centro do painel excede a resistência à tração da alvenaria. Este tipo de rotura caracteriza-se pela formação de fendas diagonais ao longo das juntas, podendo também atravessar as pedras. Admitindo que a alvenaria apresenta comportamento elástico, homogéneo e isotrópico, a força de corte horizontal (H_{CORTE}) pode ser avaliada a partir da expressão (4.10).

$$H_{CORTE} = A_w \frac{f_{tp}}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_{tp}} + 1} \tag{4.10}$$

sendo, f_{tp} a resistência à tração da alvenaria e b o fator de distribuição de corte que depende da relação altura/largura (h/l) da parede, expressão (4.11).

$$b = \begin{cases} 1.0 & se \frac{h}{l} \leq 1 \\ 1.5 & se \frac{h}{l} \geq 1.5 \end{cases} \tag{4.11}$$

No mecanismo de rotura por flexão a parede comporta-se como uma consola cuja capacidade resistente é ditada por questões de equilíbrio entre a força vertical e a força horizontal. Genericamente, numa primeira fase observa-se a formação de fissuração horizontal devido à baixa resistência à tração da alvenaria. Com o aumento da força lateral verifica-se a progressão das fissuras ao longo da parede que originam a redução da área de compressão conduzindo ao esmagamento dos cantos. Neste caso, a força lateral ($H_{FLEXÃO}$) pode ser determinada assumindo um bloco retangular de tensões na base da parede e recorrendo à expressão (4.12)

$$H_{FLEXÃO} = \frac{\sigma_0 t l^2}{2\alpha h}\left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_{cp}}\right) \tag{4.12}$$

sendo, f_{cp} a resistência à compressão, h a altura do painel, α o coeficiente que define a posição do ponto de inflexão, assume o valor 1 no caso de uma consola e 0.5 quando se trata de um elemento com rotação impedida no topo (Tomazevic, 1999).

Quando o mecanismo de rotura for determinado por compressão excessiva, a imposição do controlo de esmagamento dos bordos da parede devido à concentração de tensões de compressão, permite obter a força horizontal que conduz a essa situação através da expressão (4.13) (extraído de Silva, 2012).

$$H_{COMPRESSÃO} = \frac{f_{cp} A_w l}{6h}\left(1 - \frac{\sigma_0}{f_{cp}}\right) \tag{4.13}$$

Atendendo às caraterísticas das alvenarias em estudo e às expressões (4.9) a (4.13), foram traçados os diagramas associados aos diferentes modos de rotura. Em função do nível de tensão vertical imposto é possível estimar o mecanismo de rotura predominante, Figura 4.47.

As propriedades mecânicas admitidas foram obtidas dos ensaios de compressão uniaxial e de compressão diagonal referidos no subcapítulo 4.6 e 4.7, nomeadamente f_{cp}=3N/mm^2; f_{tp}=0.03N/mm^2; c=0.03N/mm^2 e considerando α=1; b=1.5 e μ_f= 0.35 (valor habitualmente adotado em paredes de alvenaria de pedra). Segundo esta análise, e atendendo ao nível de tensão instalada, em ambos os painéis a menor capacidade lateral esteve associada ao modo de rotura por corte diagonal e para uma força lateral de cerca de 50kN na PG2 e de 70kN na PG1.

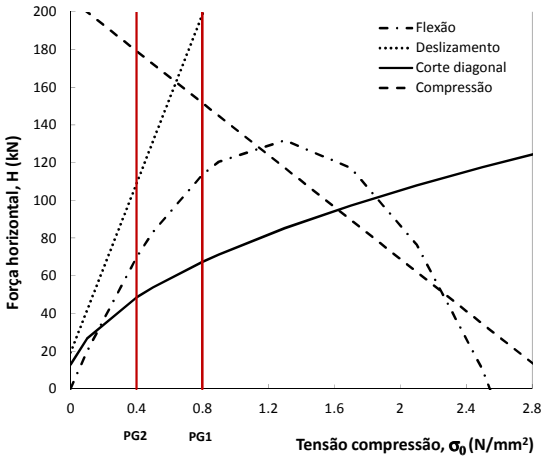


Figura 4.47: Influência da tensão vertical no modo de rotura dos painéis PG1 (σ_0 =0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2).

4.9.4 Mecanismo de rotura

O modo de rotura observado nos ensaios de PG1 e PG2 foi semelhante. Em particular, o dano iniciou com o destacamento de argamassa de revestimento para o deslocamento de cerca de 2mm em ambas as paredes, sendo seguido pelo aparecimento de fissuras na argamassa a cerca de meia altura do painel devido ao deslizamento de algumas pedras. Progressivamente, as fissuras estenderam-se através das juntas das pedras a toda a altura do painel, colocando em evidência as linhas de rotura. Nesta fase, os blocos de pedra de cada lado da linha de rotura comportaram-se como independentes, iniciando um mecanismo de *rocking*. A rotação introduzida na parede conduziu à concentração de tensões de compressão nos cantos inferiores, observando-se a fissuração de algumas pedras, em particular na parede PG1. Na Figura 4.48 e na Figura 4.49 ilustra-se a evolução do dano nos dois painéis ensaiados, bem como o esquema das linhas de rotura nos dois sentidos do movimento.

Considerando o valor da força lateral quando se registaram as fendas mais significativas (H_{cr}) e o valor da máxima força (H_{max}), e marcando estes resultados no diagrama de previsão dos mecanismos de rotura, é possível tecer alguns comentários sobre o comportamento das paredes nestas duas fases do ensaio, Figura 4.50.

(a) (b)

Figura 4.48: Ensaio de corte com compressão do painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2): (a) evolução do dano e (b) marcação das linhas de rotura predominantes.

(a) (b)

Figura 4.49: Ensaio de corte com compressão do painel PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) evolução do dano e (b) marcação das linhas de rotura predominantes.

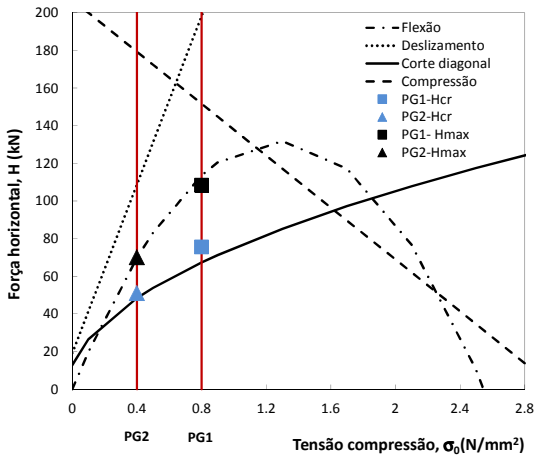


Figura 4.50: Marcação da força de fendilhação (H_{cr}) e da força máxima (H_{max}) em conjunto com a previsão do mecanismo de rotura dos painéis PG1 (σ_0 =0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2).

De acordo com os diagramas da Figura 4.50, verificou-se que a fendilhação esteve associada à rotura por corte diagonal e a capacidade resistente esteve associada ao mecanismo de rotura por flexão. De facto, durante o ensaio observou-se que a progressão do dano conduziu a fenómenos localizados e diferentes mecanismos de rotura foram observados, numa primeira fase de corte diagonal seguido de

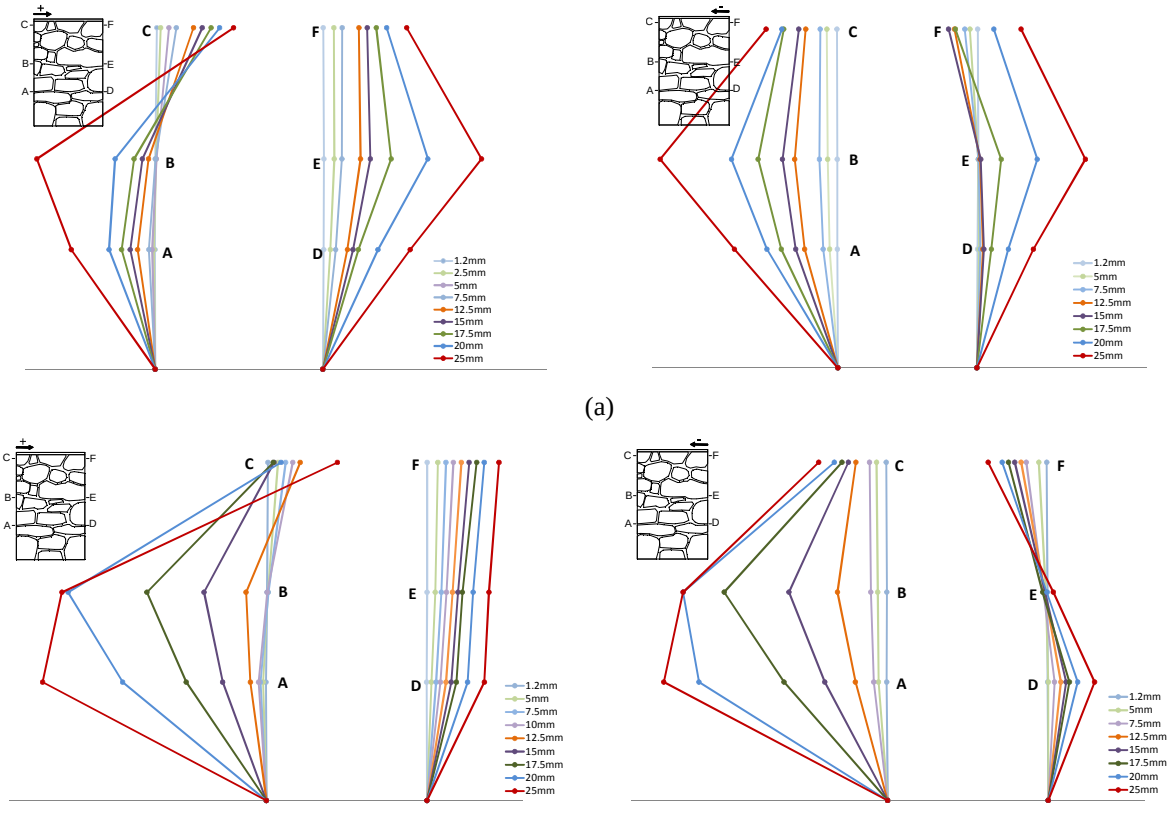
flexão associado ao movimento de *rocking*. A Tabela 4.19 contém os valores da força lateral de fendilhação (H_{cr}) e da força máxima (H_{max}) obtida nos ensaios, bem como o modo de rotura observado no ensaio e confirmado pelos diagramas.

Tabela 4.19: Mecanismo de rotura do ensaio de corte para PG1 e PG2.

Panel	H_{cr} (kN)	$H_{máx}$ (kN)	Mecanismo de rotura
PG1	75.55	108.40	corte/flexão
PG2	51.06	70.09	corte/flexão

No entanto, tomando a curva envolvente de cedência inferior, constata-se que os valores alcançados nos ensaios foram superiores aos estimados na previsão dos mecanismos de rotura. Na realidade, os critérios de rotura foram definidos com base na hipótese da rotura dos materiais constituintes (pedra e argamassa) e admitindo o funcionamento da alvenaria como um todo. Contudo, foram registados fenómenos localizados que condicionaram o comportamento das paredes e conduziram aos resultados indicados. Desta análise pode concluir-se que o primeiro mecanismo a se desenvolver não é o responsável pelo colapso da parede, surgindo entretanto diferentes modos de rotura até ao final do ensaio.

A Figura 4.51 representa a deformação lateral dos painéis segundo os dois sentidos do movimento (positivo e negativo) para diferentes níveis de deslocamento horizontal imposto no topo da parede.



(a)

(b)

Figura 4.51: Registo da deformação lateral ao longo do ensaio de corte: (a) painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e (b) painel PG2 (σ_0=0.4N/mm^2).

Constatou-se que desde o início do ensaio, ambos os painéis evidenciaram uma fraca ligação entre os blocos de pedra, causando descontinuidade na deformação lateral. Este comportamento gerou deformações permanentes que se foram acentuando para ciclos de deslocamento de maior amplitude. A partir da análise da deformada, foram identificadas as zonas com maior concentração de dano que se localizaram a cerca de meia altura dos painéis, facto concordante com o observado durante o decorrer do ensaio.

Foram igualmente analisados os deslocamentos verticais ao longo das juntas, no sentido de avaliar fenómenos de flexão, ou de corte ao longo dos painéis. Os valores positivos correspondem à abertura de junta e os valores negativos ao fecho/compressão de junta. De modo a representar no mesmo diagrama a resposta nos dois topos da parede (norte e sul), as juntas do lado norte foram indicadas em abcissas negativas e as do lado sul em abcissas positivas. Os diagramas obtidos encontram-se representados na Figura 4.52.

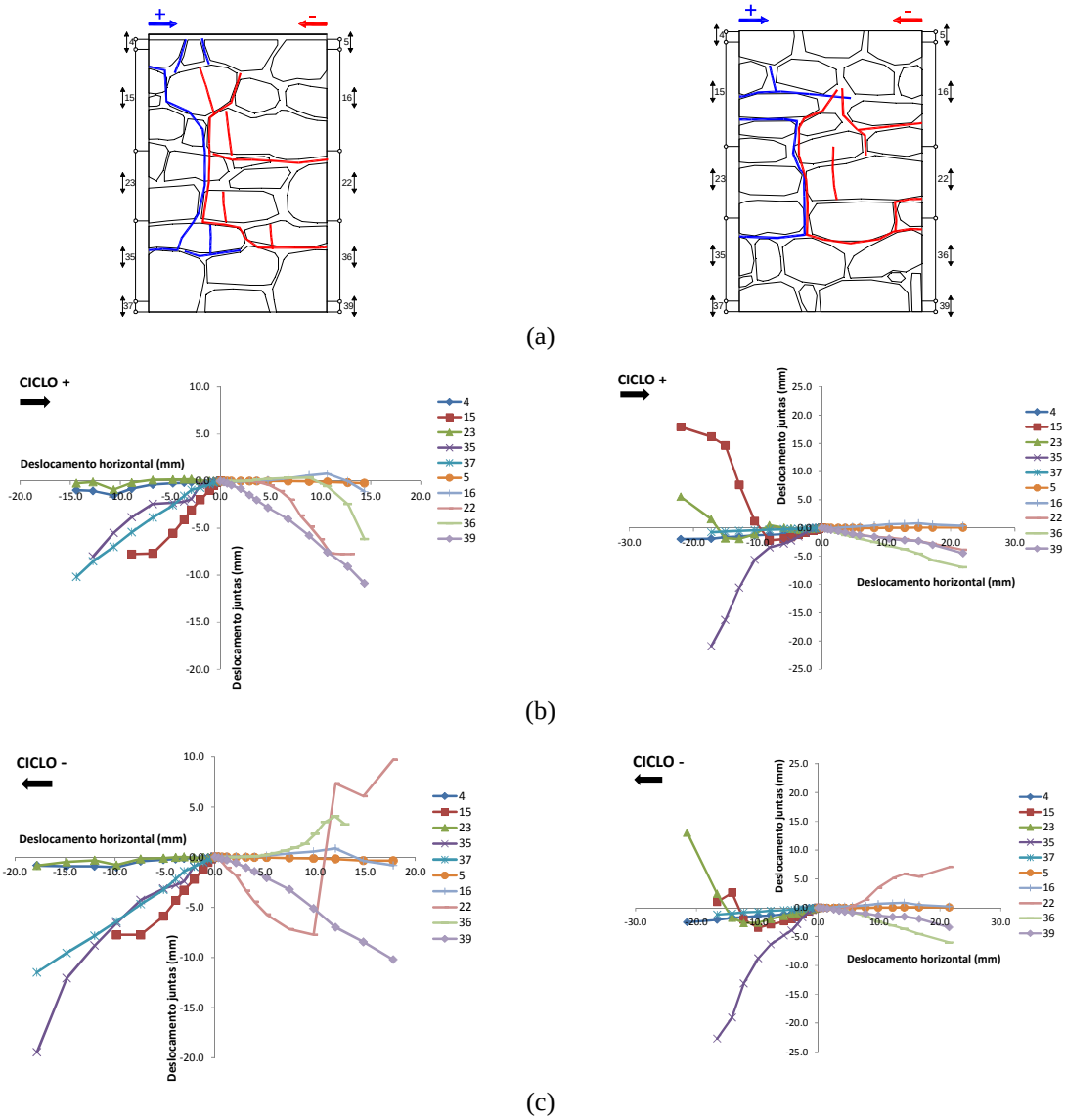


Figura 4.52: Análise dos deslocamentos verticais ao longo das juntas da secção transversal: (a) esquema da instrumentação de PG1e PG2; (b) deslocamentos para ciclos positivos das duas paredes e (c) deslocamentos para ciclos negativos das duas paredes.

Houve alguma dificuldade na interpretação destes resultados, uma vez que a instrumentação aplicada media os deslocamentos de várias juntas. Contudo, foi possível verificar que:

- Devido à tensão vertical instalada, as juntas da base (37 e 39) estiverem sempre comprimidas, independentemente do sentido do movimento. Efetivamente, com o aumento da amplitude dos ciclos de deslocamentos verificou-se o esmagamento de pedras nos cantos inferiores das paredes. Este fenómeno foi mais evidente no painel PG1 que esteve sujeito a um estado de compressão inicial mais elevado.
- No painel PG1 verificou-se a abertura das juntas 16-36 (topo sul) para o deslocamento horizontal de cerca de 1.2mm (*drift* de 0.05%) no sentido negativo, com maior expressão ao nível da junta 36. No sentido positivo apenas a junta 23 do topo norte exibiu uma ligeira abertura para o deslocamento de 1.2mm. As linhas de rotura definidas na parede estão sensivelmente de acordo com os deslocamentos registados por estes sensores.
- No painel PG2, e no sentido positivo, verificou-se a abertura da junta 23 para o deslocamento de 5mm (*drift* de 0.2%) e da junta 15 para o deslocamento de 9mm (*drift* de 0.36%). No sentido negativo, a junta 16 foi a primeira a evidenciar abertura para o deslocamento de 2mm (*drift* de 0.08%), seguida da junta 22 para o deslocamento de 5mm (*drift* de 0.2%).

4.9.5 Comportamento histerético

O comportamento histérico de uma parede de alvenaria sob carregamento cíclico no plano pode ser representado por um diagrama envolvente bilinear, trilinear ou de quatro ramos, e encontram-se na literatura diversas propostas (Tomazevic, 1999; da Porto, 2005; OPCM, 2005; Frumento *et al.*, 2009).

Em termos gerais, são identificadas três fases importantes no diagrama força-deslocamento que marcam transições de comportamento, nomeadamente:

- Fase de fendilhação, quando se observa a formação de fissuras significativas, associada ao deslocamento (d_{cr}) e à força (H_{cr}) de fendilhação.
- Fase de máxima força lateral (H_{max}) e correspondente deslocamento de pico (d_{Hmax}).
- Fase de deslocamento último (d_{max}) e força lateral correspondente (H_{dmax}).

No caso do diagrama de quatro ramos, é ainda considerada a fase em que se observa fendilhação horizontal ao nível das juntas devido ao fenómeno de flexão e que ocorre antes das três fases referidas anteriormente. Neste caso, o deslocamento e a força lateral são identificadas por d_f e H_f, respetivamente.

Ao nível da regulamentação italiana OPCM 3471 (2005) recorre-se a diagramas do tipo bilinear na definição do comportamento ao corte de alvenarias não reforçadas, Figura 4.53.

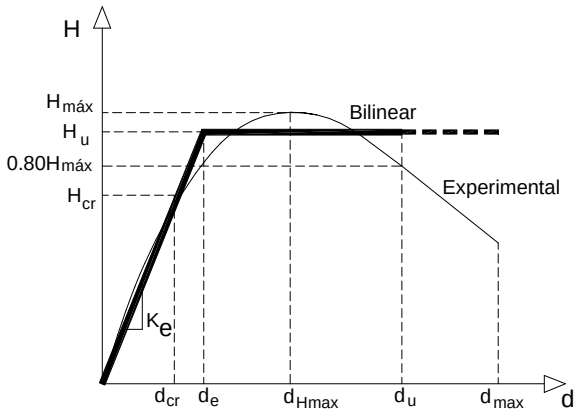


Figura 4.53: Diagrama idealizado bilinear a partir da curva experimental (Tomazevic, 1999).

Na envolvente bilinear, o primeiro troço do diagrama é obtido a partir da determinação da rigidez elástica (K_e) na fase de aparecimento das primeiras fissuras e resulta da aplicação da expressão (4.14). Alguns autores admitem que a fissuração ocorre sensivelmente quando $H_{cr}=0.7H_{max}$ (Tomazevic, 1999).

$$K_e = \frac{H_{cr}}{d_{cr}} \tag{4.14}$$

A capacidade resistente última (H_u) é determinada aplicando a expressão (4.15), admitindo que o diagrama idealizado possui a mesma energia de deformação que a curva experimental, logo a área interior (A_{env}) de ambos os diagramas é igual.

$$A_{env} = H_u d_{\max} - \frac{H_u{}^2}{2K_e} \Rightarrow H_u = K_e\left(d_{\max} - \sqrt{d^2{}_{\max} - \frac{2A_{env}}{K_e}}\right) \tag{4.15}$$

O deslocamento último (d_u) é obtido da curva envolvente para o nível de carga lateral de $0.8H_{máx}$ (degradação de resistência de 20%). Nas situações de mecanismo de rotura por *rocking*, como não ocorre degradação de força, este pressuposto não pode ser aplicado. Contudo, nestes casos as alvenarias exibem comportamento não linear podendo ser adotados diagramas bilineares igualando o d_u ao deslocamento final (d_{max}) (Vasconcelos, 2005). Tomazevic (1999) sugere ainda que a relação entre a carga lateral máxima e a carga última pode ser expressa por $H_u=0.9H_{max}$. Conhecido o valor de H_u, o deslocamento elástico limite (d_e) é definido de acordo com a expressão (4.16);

$$d_e = \frac{H_u}{K_e} \tag{4.16}$$

A ductilidade (μ) consiste num parâmetro fundamental na análise de estruturas solicitadas por ações do tipo sísmico, uma vez que dá indicações sobre a capacidade de dissipação de energia por processo histerético. Consiste na capacidade das estruturas se deformarem para além do pico de força (após cedência), sem perda acentuada de resistência e de rigidez em ciclos de deslocamentos sucessivos. Realça-se que o conceito de capacidade de dissipação de energia não é equivalente à ductilidade

porque a energia dissipada também depende da forma dos ciclos histeréticos. De acordo com a aproximação bilinear, a ductilidade é estimada através da expressão (4.17).

$$\mu = \frac{d_u}{d_e} \tag{4.17}$$

Por outro lado, considerando a proposta de Abrams (2001) (referido em da Porto, 2005) o diagrama idealizado é definido de acordo com os quatro estados limite observados durante o ensaio, cujos valores são diretamente extraídos do diagrama força-deslocamento envolvente experimental, Figura 4.54.

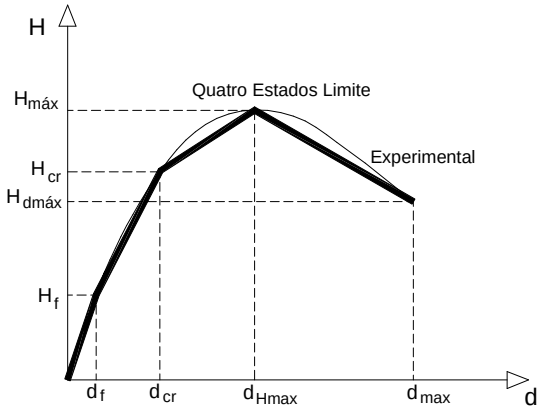


Figura 4.54: Diagrama idealizado correspondente aos quatro ramos (da Porto, 2005).

Este tipo de modelo simplificado é habitualmente aplicado na análise do comportamento de diferentes tipos de alvenarias (da Porto, 2005). Comparativamente com o modelo bilinear, o diagrama dos quatro estados limite permite uma melhor compreensão do comportamento não linear histerético das paredes em termos de capacidade de dissipação de energia e de degradação de rigidez e de resistência. Neste caso, são calculados quatro valores da rigidez secante (K_f, K_{cr}, K_{Hmax} e K_{dmax}) correspondentes às quatro fases do diagrama. A avaliação do *drift* também é realizada para as quatro fases do ensaio. Neste caso, a ductilidade é estimada a partir da expressão (4.18);

$$\mu = \frac{d_{\max}}{d_{cr}} \tag{4.18}$$

Como o presente trabalho tem por objetivo estabelecer uma análise comparativa entre diferentes tipos de alvenarias de acordo com a sua geometria, o diagrama de quatro estados limite parece ser o mais adequado. Contudo, no tratamento de resultados das paredes PG1 e PG2 foram aplicados os dois procedimentos referidos anteriormente e os parâmetros globais foram devidamente comparados.

Deste modo, a avaliação do comportamento ao corte da PG1 e PG2 foi realizada separadamente e passou por:

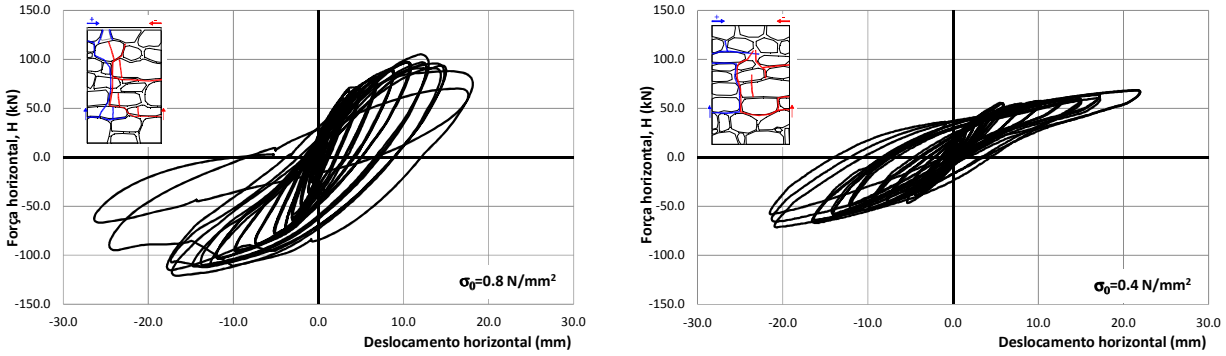
- Traçar o diagrama envolvente experimental força-deslocamento para os ciclos de deslocamentos positivos e negativos e para cada repetição de ciclo. Determinar a média da envolvente para os ciclos positivos e negativos e, no final, considerar a média dessas duas curvas. Recorde-se que

estas envolventes procuram aproximar a curva de resposta como se de um ensaio monotónico se tratasse, a fim de aferir parâmetros globais de comportamento.

- Definir a curva envolvente idealizada (bilinear e de quatro ramos).
- Estimar parâmetros globais como rigidez, ductilidade, energia de dissipação e coeficiente de amortecimento.

4.9.5.1 Diagramas força-deslocamento

Os painéis PG1 e PG2 foram submetidos a deslocamentos horizontais cíclicos de amplitude crescente até ao colapso, sendo cada ciclo repetido três vezes. Os diagramas força-deslocamento obtidos encontram-se representados na Figura 4.55.

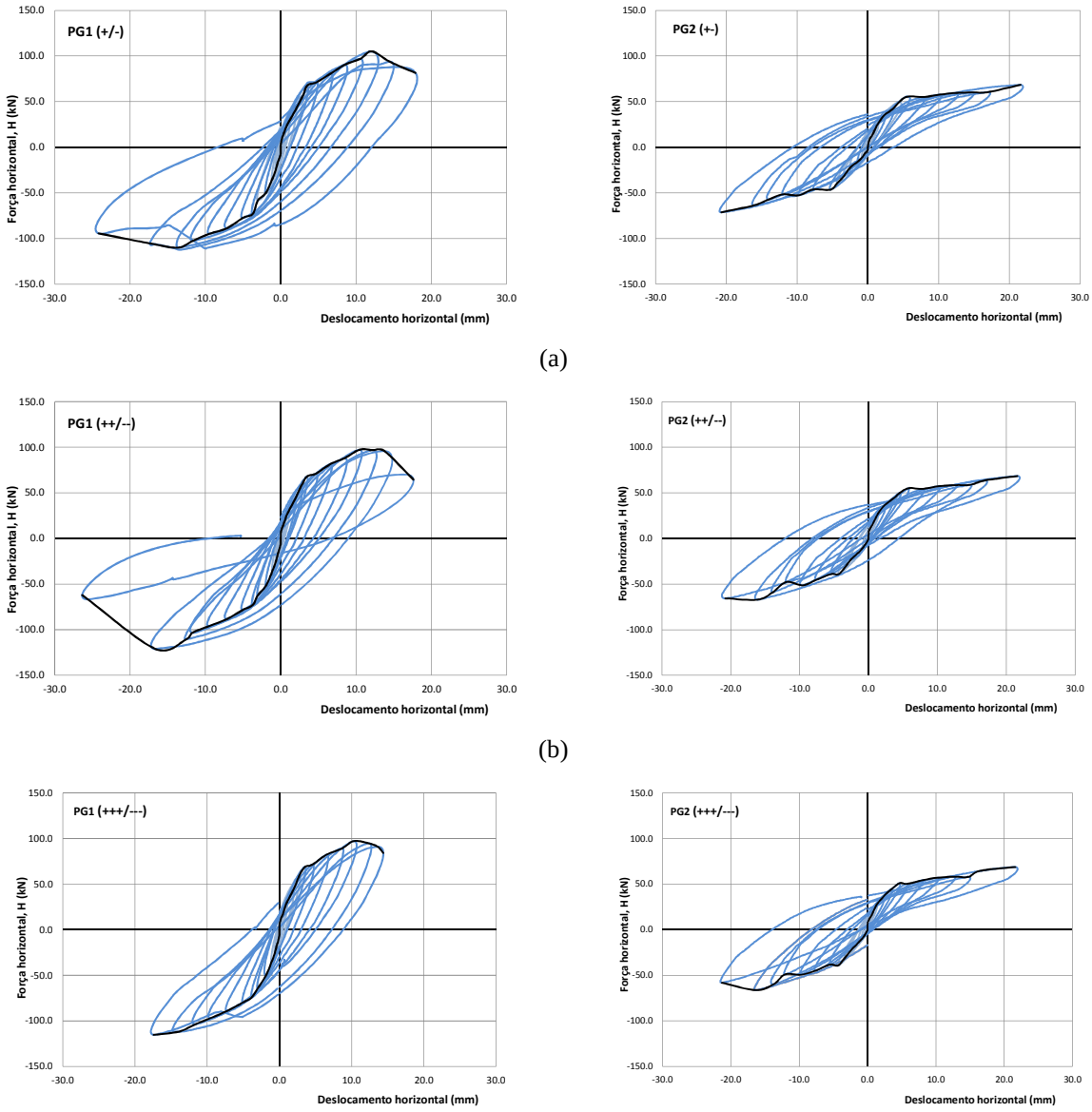


(a) (b)

Figura 4.55: Diagrama força-deslocamento: (a) painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e (b) painel PG2 (σ_0=0.4N/mm^2).

O modo de rotura por corte foi mais visível em PG1. Efetivamente, na fase pré-pico a parede exibiu moderado comportamento histerético, enquanto na fase pós-pico apresentou alguma capacidade de dissipação de energia, acompanhada pela degradação de força e de rigidez. O painel PG2 evidenciou menor capacidade de dissipação de energia em todo o ensaio. Neste painel, para ciclos de deslocamentos positivos não houve degradação de força e nos ciclos negativos a perda de resistência e de rigidez foi pouco acentuada. Verificou-se que, após a formação da linha de rotura por corte, a parede PG2 foi essencialmente governada por um mecanismo de *rocking*.

Adotando o procedimento de (Frumento *et al.*, 2009) na obtenção da curva equivalente, foram traçados os diagramas envolventes para os ciclos de carregamento positivo e negativo, individualizando cada ciclo com a mesma amplitude. Como cada ciclo foi repetido três vezes, no final obtiveram-se três curvas envolventes para o ciclo positivo e três curvas para o ciclo negativo, tal como se pode ver na Figura 4.56. No painel PG1 não foi possível realizar o terceiro ciclo para o último patamar de deslocamentos.



(a)

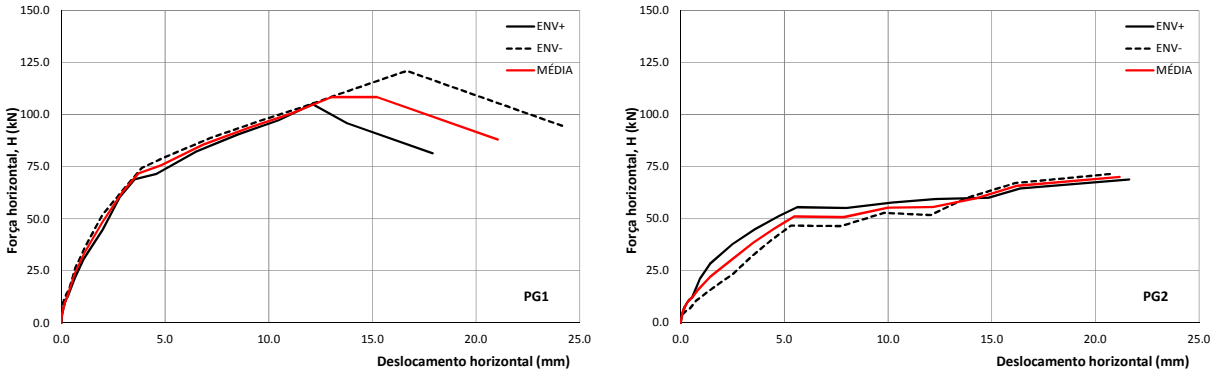
(b)

(c)

Figura 4.56: Diagramas força-deslocamento experimental e envolventes para o painel o PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2) por ciclo de deslocamentos: (a) 1ºciclo, (b) 2ºciclo e (c) 3ºciclo.

O traçado destas curvas permitiu avaliar a evolução da resistência e da rigidez no mesmo patamar de deslocamentos, verificando-se uma perda de resistência e rigidez muito reduzida entre ciclos sucessivos. A partir dos diagramas envolventes anteriores foi definida a curva para o ciclo positivo e negativo, adotando como critério a força máxima. A curva final foi obtida a partir da média das duas curvas envolventes anteriores (positiva e negativa), Figura 4.57.

Os parâmetros globais extraídos das curvas médias por parede encontram-se indicados na Tabela 4.20. Para uma melhor perceção da variação dos parâmetros obtidos com o nível de tensão vertical, foram traçados os diagramas da Figura 4.58 e da Figura 4.59.

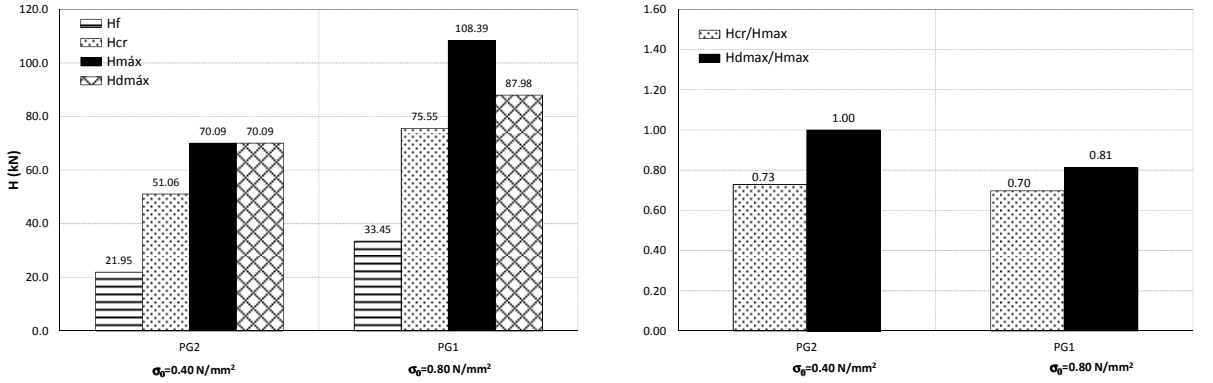


(a) (b)

Figura 4.57: Diagramas envolventes para os ciclos positivos (ENV+) e negativos (ENV-) e diagramas envolventes médios para: (a) painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e (b) PG2 (σ_0=0.4N/mm^2).

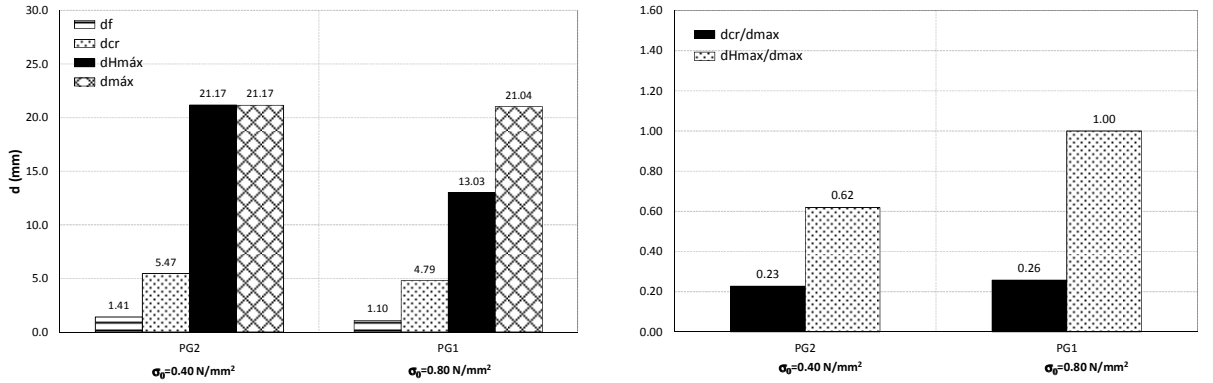
Tabela 4.20: Parâmetros globais da curva envolvente média, PG1 e PG2.

Painel	H_f (kN)	d_f (mm)	H_{cr} (kN)	d_{cr} (mm)	$H_{máx}$ (kN)	$d_{Hmáx}$ (mm)	$H_{dmáx}$ (kN)	$d_{máx}$ (mm)
PG1 (σ_0=0.8N/mm^2)	33.45	1.10	75.55	4.80	108.40	13.03	87.98	21.04
PG2 (σ_0=0.4N/mm^2)	21.95	1.41	51.06	5.46	70.09	21.17	70.09	21.17



(a) (b)

Figura 4.58: Gráficos de: (a) variação da força lateral nas quatros fases e (b) relação entre H_{cr}/H_{max} e H_{dmax}/H_{max}.



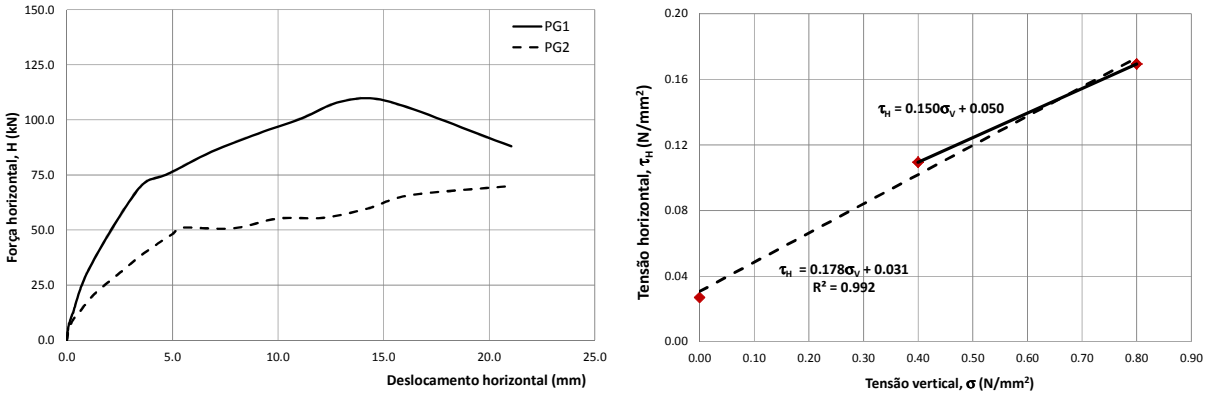
(a) (b)

Figura 4.59: Gráficos de: (a) variação do deslocamento horizontal nas quatros fases e (b) relação entre d_{cr}/d_{max} e d_{Hmax}/d_{max}.

Efetivamente, os dois painéis atingiram aproximadamente o mesmo deslocamento último, correspondente a um *drift* de 0.84%. Contudo, a parede PG1 que esteve submetida a um nível de tensão vertical superior apresentou uma maior capacidade resistente lateral. Verificou-se que em ambas as paredes a relação entre H_{cr} e o H_{max} situa-se entre 0.70 e 0.80, dentro do intervalo proposto por Tomazevic (1999). A redução da capacidade resistente pós-pico apenas foi observada no painel PG1, sendo da ordem dos 20%.

De modo a facilitar a comparação entre a resposta das duas paredes, foi traçado o diagrama representado na Figura 4.60a). A tendência das curvas sugere um comportamento idêntico dos dois painéis, pese embora o facto de não se ter podido impor maiores deslocamentos na parede PG2. Parece razoável admitir que, caso tal tivesse sido possível e considerando que para o sentido negativo os ciclos já apresentavam uma tendência de perda de resistência para o último deslocamento, a força H_{max} obtida tenha correspondido a um valor próximo do de pico. Daqui se poderia inferir um deslocamento último maior que o obtido.

Na Figura 4.60b) encontra-se representada a variação da tensão tangencial (τ_H) com a tensão vertical (σ_c). Tomando os resultados obtidos no ensaio de corte dos painéis e embora se disponha de apenas dois pontos no diagrama (σ_c, τ_H), que é reconhecidamente muito pouco, a adoção da reta definida por esses pontos conduziria a uma coesão de 0.050N/mm^2 e a um coeficiente de atrito de 0.15 (linha a cheio no diagrama Figura 4.60b)). O coeficiente de atrito aqui encontrado é muito inferior ao referido no EC6 (CEN, 2005) de 0.40, embora estudos realizados em paredes de alvenaria reais tenham conduzido a valores no intervalo 0.25-0.50 (Chiostrini *et al.*, 2003). Por outro lado, se à informação anterior fosse incluída o valor da coesão estimado no ensaio de deslizamento apresentado na secção 4.8, de 0.027N/mm^2, a aproximação obtida conduziria a uma coesão final de 0.030N/mm^2 e a um coeficiente de atrito superior de 0.18, associada a uma coeficiente de correlação satisfatório (0.992) (linha a tracejado no diagrama da Figura 4.60b)).

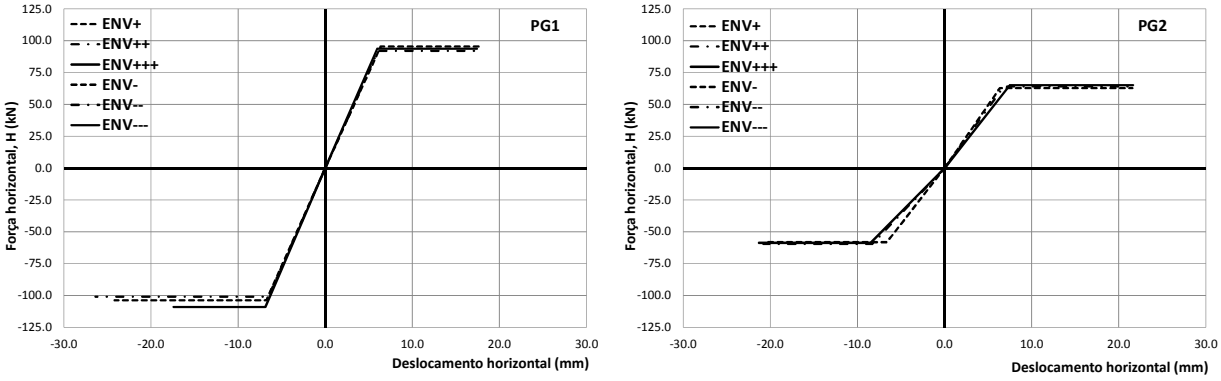


(a) (b)

Figura 4.60: (a) Diagrama envolvente médio das paredes PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2) e (b) evolução da tensão tangencial máxima com a tensão vertical nas paredes reais.

4.9.5.2 Diagramas equivalentes e ductilidade

Na definição do diagrama bilinear foi adotado o procedimento de Frumento *et al.* (2009) que considera a curva envolvente para os ciclos de deslocamentos positivo e negativo, individualizando cada repetição de nível de deslocamento. Neste trabalho foram adotadas três repetições, obtendo-se assim as seis curvas envolventes já indicadas na Figura 4.56. Para cada curva, foi traçado o diagrama bilinear adotando as expressões (4.14) e (4.15), apresentando-se na Figura 4.61 os correspondentes seis traçados para a PG1 e PG2.



(a) (b)

Figura 4.61: Diagramas bilineares para o ciclo positivo e negativo: (a) painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e (b) painel PG2 (σ_0=0.4N/mm^2).

O diagrama final equivalente para cada parede foi definido a partir dos diagramas da Figura 4.61, admitindo:

- O deslocamento elástico equivalente, $d_{e,eq}$, igual à média de d_e.
- O deslocamento último equivalente, $d_{u,eq}$, igual ao valor mínimo de d_u.
- A resistência lateral equivalente, $H_{u,eq}$, igual à média de H_u.
- A rigidez elástica equivalente, $K_{e,eq}$, igual à média de K_e.
- A ductilidade, μ, estimada a partir da expressão (4.17).

A curva equivalente final para os dois painéis encontra-se representada na Figura 4.62 e os parâmetros adotados no diagrama bilinear estão resumidos na Tabela 4.21.

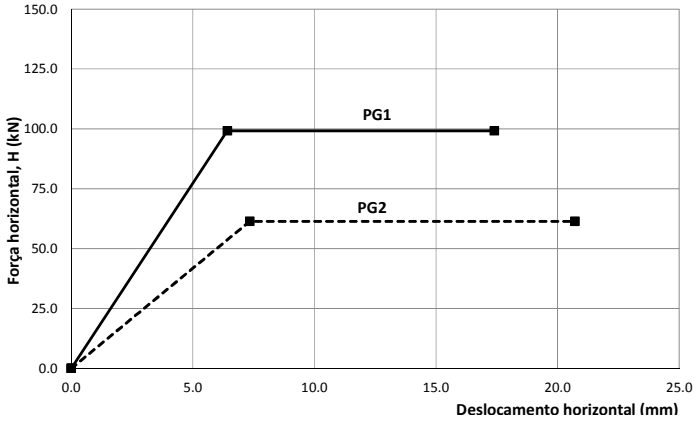


Figura 4.62: Diagrama bilinear final para parede PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2).

Tabela 4.21: Parâmetros do diagrama bilinear das paredes PG1 e PG2.

Painel	K_e (kN/mm)	d_e (mm)	H_u (kN)	d_u (mm)	μ	$drift_{max}$ (%)
PG1 (σ_0=0.8N/mm^2)	15.44	6.42	99.16	17.40	2.71	0.70
PG2 (σ_0=0.4N/mm^2)	8.50	7.34	61.38	20.71	2.82	0.83

Se os diagramas bilineares fossem definidos a partir das curvas envolventes médias, Figura 4.60a), os resultados obtidos seriam quase similares. Pelo facto do deslocamento final resultar da média de valores e não estar condicionado pelo menor deslocamento de todos os ciclos, a ductilidade exibida seria ligeiramente superior, nomeadamente de 3.25 na PG1 e de 3.32 na PG2. Neste caso, as curvas bilineares correspondentes seriam as indicadas na Figura 4.63, mas da comparação das duas estratégias de análise pode reter-se como razoável um valor de ductilidade de cerca de 3 para as paredes analisadas, embora potencialmente mais elevada para a parede PG2 (com menor tensão vertical).

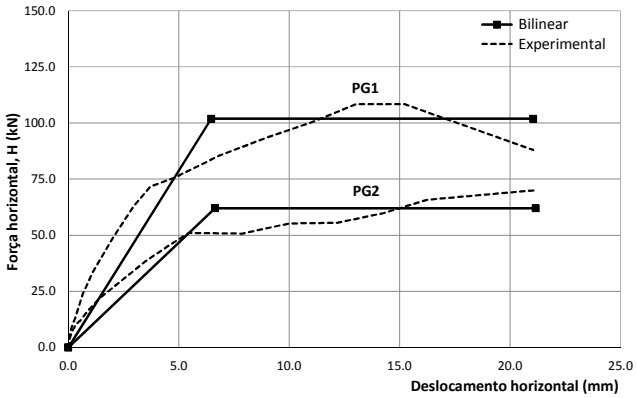


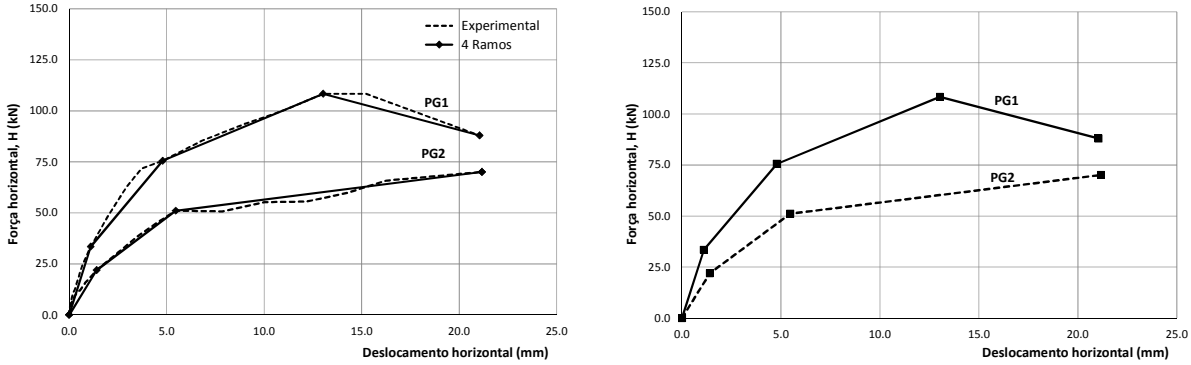
Figura 4.63: Diagrama bilinear obtido da curva envolvente média para parede PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2).

Desta análise, verificou-se que a carga lateral última (H_u) é cerca de 90% da carga máxima (H_{max}) obtida dos ensaios, nomeadamente: 92% para a PG1 e 89% para a PG2, sendo esta relação semelhante à proposta por Tomazevic (1999). A rigidez elástica (K_e) sofreu um acréscimo com o aumento do nível de tensão vertical, evidenciando a dependência deste parâmetro face à tensão instalada. Outros autores obtiveram resultados similares (Vasconcelos, 2005). Como o modo de rotura das paredes foi idêntico, embora a localização do dano esteja dependente da disposição das pedras, refletiu-se numa ductilidade similar nos dois casos, com a ressalva do já referido anteriormente sobre a parede PG2. Finalmente, o *drift* máximo corresponde a um valor expectável em estruturas deste tipo (Magenes *and* Calvi, 1997).

O diagrama equivalente de quatro ramos ilustrado na Figura 4.64 foi definido diretamente a partir da curva envolvente média para as quatro fases identificadas na Tabela 4.20 (fendilhação inicial por flexão, fendilhação por corte ou deslizamento, carga lateral máxima e deslocamento último). A ductilidade foi definida de acordo com o valor do deslocamento último (d_{max}) e do deslocamento de fendilhação (d_{cr}), sendo de 4.39 na parede PG1 e de 3.88 na parede PG2.

Apresenta-se na Figura 4.65 a comparação entre o diagrama bilinear obtido a partir da curva envolvente média e a curva de quatro ramos. Analisando as duas propostas, é notório que a curva de

quatro ramos traduz melhor o comportamento das paredes, uma vez que permite avaliar a variação da rigidez e a degradação da força no final do ensaio. Em termos de ductilidade, os valores encontrados foram ligeiramente diferentes, obtendo-se uma menor ductilidade no diagrama bilinear pelo facto de corresponder a um maior deslocamento de cedência, enquanto no diagrama de quatro ramos o deslocamento de cedência corresponde ao deslocamento de fissuração (d_{cr}). Assim, para as paredes analisadas, a ductilidade obtida na curva de quatro ramos foi superior em cerca de 30% à da curva bilinear (usando o diagrama envolvente médio).



(a) (b)

Figura 4.64: Diagrama equivalente de quatro ramos para a parede PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) demarcação da curva equivalente sobre a curva experimental e (b) diagramas finais.

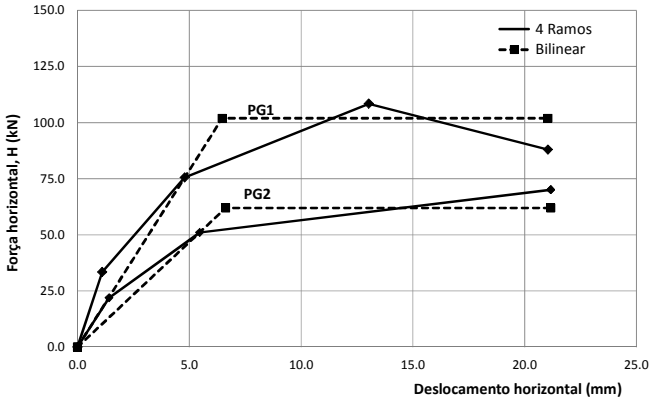


Figura 4.65: Comparação dos diagramas idealizados para o painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2), segundo a formulação bilinear e de quatro ramos.

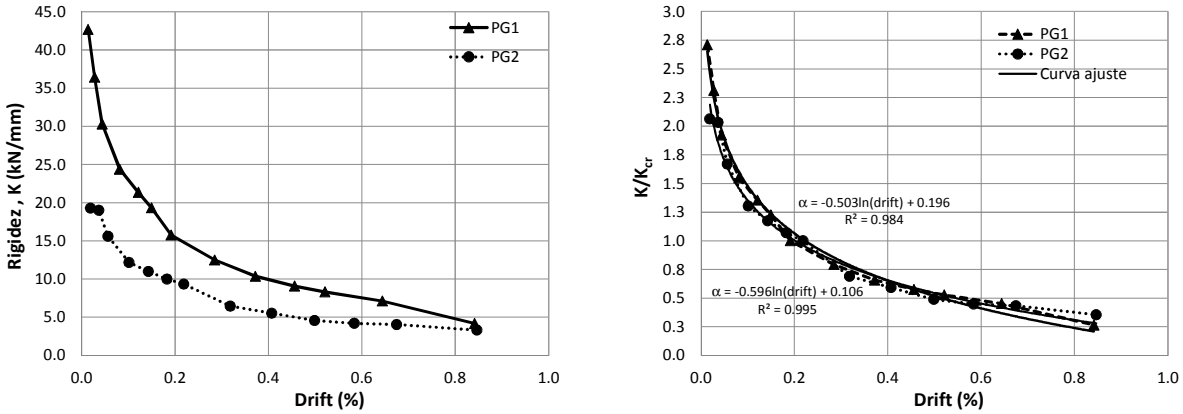
4.9.5.3 Degradação da rigidez

A degradação da rigidez foi avaliada determinando a rigidez secante (K) para cada nível de deslocamento da curva envolvente média, como o declive da linha reta que une a força lateral máxima (ciclo positivo) e a força lateral mínima (ciclo negativo) obtida a partir dos diagramas de força-deslocamento (Zepeda *et al.*, 2000, extraído de Vasconcelos, 2005).

A representação da degradação de rigidez com o *drift* encontra-se ilustrada na Figura 4.66a). Verificou-se que em ambas as paredes a redução da rigidez ocorre com a progressão do dano (acréscimo do deslocamento lateral), sendo mais acentuada na parede PG1 que esteve sujeita a um

nível de tensão vertical mais elevado. Como a parede PG2 esteve sujeita a um nível de tensão vertical mais baixo e exibiu comportamento de *rocking*, a degradação de rigidez foi mais ligeira.

As curvas anteriores foram normalizadas pelo valor da rigidez de fendilhação de cada parede, K/K_{cr}, obtendo-se o diagrama da Figura 4.66b). Aplicando uma função de aproximação do tipo logarítmico às curvas anteriores verificou-se um bom ajuste em ambos os casos (coeficiente de correlação superior a 0.98). O valor da rigidez para as quatros fases do ensaio encontra-se indicado na Tabela 4.22.



(a) (b)

Figura 4.66: Degradação da rigidez secante (K) em função do *drift* para as paredes as PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) valores nominais e (b) rigidez normalizada e curva de ajuste.

Tabela 4.22: Rigidez secante ao longo das quatro fases do ensaio para as paredes PG1 e PG2.

Painel	K_f (kN/mm)	K_{cr} (kN/mm)	K_{Hmax} (kN/mm)	K_{dmax} (kN/mm)
PG1 (σ_0=0.8N/mm^2)	30.29	15.76	8.32	4.18
PG2 (σ_0=0.4N/mm^2)	15.60	9.34	3.31	3.31

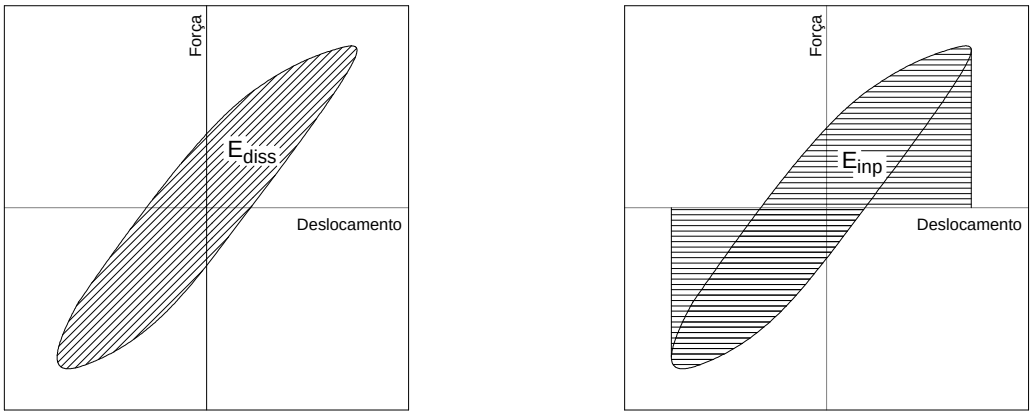
4.9.5.4 Energia de dissipação e coeficiente de amortecimento

Tal como a ductilidade, a energia dissipada e o amortecimento permitem obter informações relevantes sobre o comportamento global das estruturas sob ações sísmicas. Uma estrutura dissipativa pode conduzir à redução da resposta sísmica e, consequentemente, à redução da exigência de ductilidade (Shing *et al.*, 1989 extraído de Vasconcelos, 2005), para valores desejavelmente inferiores à ductilidade disponível.

A energia dissipada (E_{diss}) é definida por cada ciclo de cada nível de deslocamento e obtém-se pela integração numérica do ciclo histerético entre dois picos de deslocamento consecutivos (área interior do diagrama força-deslocamentos, aqui designada de A_{diss}), Figura 4.67a). Por outro lado, a energia necessária para deformar a estrutura até um deslocamento imposto, designada por energia introduzida no sistema (E_{inp}), pode ser obtida a partir da soma das áreas para os ciclos positivos e negativos do diagrama força-deslocamento, Figura 4.67b).

Para cada ciclo de deslocamento, pode ser definido o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (ξ), que consiste na razão entre a energia dissipada definida como a área do ciclo de histerese (A_{diss}) e a energia potencial elástica equivalente (E_P) determinada com base na amplitude de

deslocamentos e da força horizontal máxima e mínima em cada ciclo (da Porto, 2005). As expressões aplicadas estão indicadas em (4.19) e (4.20), respetivamente.



(a) (b)

Figura 4.67: Avaliação da energia num ciclo de deslocamento (adaptado de Vasconcelos, 2005): (a) energia dissipada (E_{diss}) e (b) energia de entrada (E_{inp}).

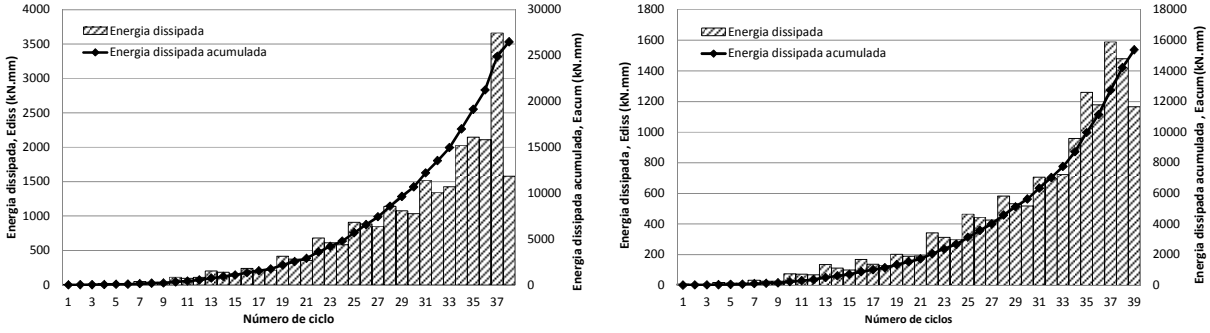
$$\xi = \frac{A_{diss}}{2\pi E_P} \tag{4.19}$$

$$E_P = \frac{1}{4}(H^+ - H^-).(d^+ - d^-) \tag{4.20}$$

No presente estudo, a análise da energia dissipada (E_{diss}) e da energia de entrada (E_{inp}), juntamente com o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (ξ) serviram como indicadores da resposta estrutural das paredes ensaiadas face a ações dinâmicas, e sísmicas em particular.

Neste sentido, para as paredes PG1 e PG2 foi avaliada a energia dissipada para cada ciclo de deslocamentos, bem como a energia dissipada acumulada, cujos diagramas se encontram ilustrados na Figura 4.68. As principais conclusões extraídas desta análise foram:

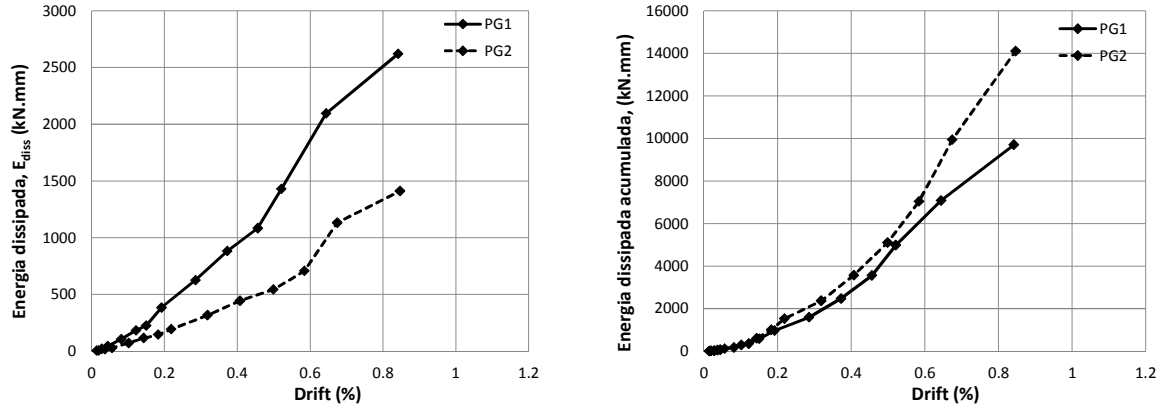
- Em ambos os casos, a energia de dissipação aumenta à medida que os deslocamentos horizontais aumentam, pelo facto da progressão do dano estar associado a abertura de fendas que dissipam mais energia. Contudo, o aumento da energia dissipada não foi proporcional ao aumento dos deslocamentos horizontais.
- A parede PG1 evidenciou maior capacidade de dissipação de energia que a parede PG2, em cerca do dobro, mas também esteve sujeita a uma tensão de compressão superior, gerando também maior força lateral resistente. A observação do diagrama força-deslocamento já evidenciava este facto, em consonância com o facto da energia dissipada depender do nível de tensão de compressão imposto.
- Genericamente, para o mesmo patamar de deslocamento o 1ºciclo exibiu maior energia de dissipação que os ciclos sucessivos. A redução entre o 1ºciclo e o 3ºciclo foi de aproximadamente 15%.



(a) (b)

Figura 4.68: Evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos: (a) painel PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e (b) PG2 (σ_0=0.4N/mm^2).

A evolução da energia dissipada considerando a média dos valores obtidos nos três ciclos de deslocamentos sucessivos e da energia dissipada acumulada correspondente (integral da energia dissipada) com o nível de *drift* encontra-se representada na Figura 4.69. Desta análise verificou-se uma tendência de aumento da energia dissipada a partir do momento em que se formaram as fissuras mais significativas, que na parede PG1 ocorreram para o *drift* de 0.19% e na PG2 para 0.22%.

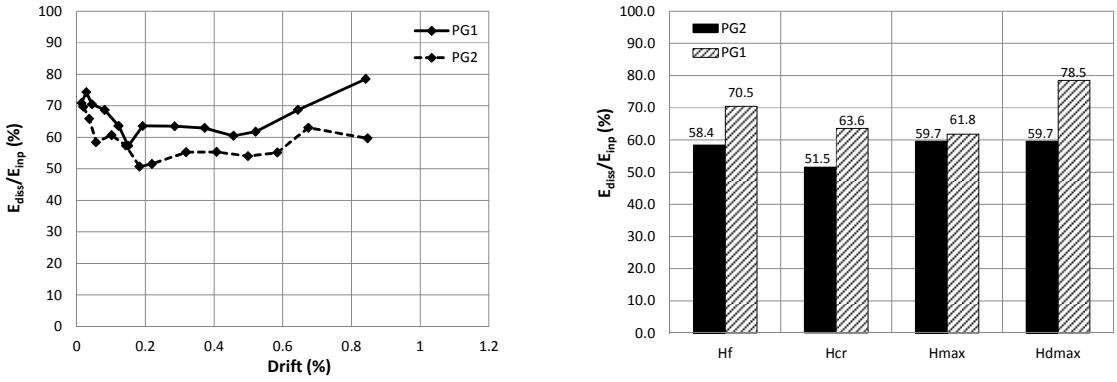


(a) (b)

Figura 4.69: Evolução da energia dissipada da parede PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift* e (b) energia dissipada acumulada por nível de *drift*.

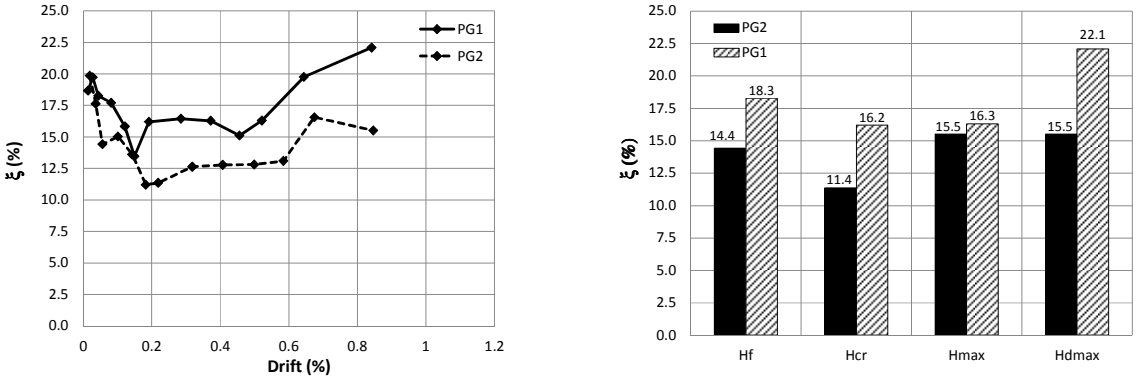
O tratamento dos resultados passou ainda pela análise da razão entre a energia dissipada e a energia de entrada (E_{diss}/E_{inp}) por *drift* e ao longo das quatros fases do ensaio, Figura 4.70. Análise idêntica foi realizada ao nível do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente, Figura 4.71. Em ambos os casos, os resultados foram obtidos a partir da média de valores por nível de *drift*.

Na Figura 4.70a) é bem visível a diminuição da energia dissipada relativa até próximo do início da fendilhação, crescendo a partir do momento em que se formam as linhas de rotura principais. Os valores obtidos para a razão E_{diss}/E_{inp} apresentaram uma pequena variação face ao nível de pré-compressão, sendo superiores na parede PG1. O amortecimento viscoso equivalente exibiu a mesma tendência que a relação de energias. Em termos médios, o ξ foi de 18% na PG1 e de 14% na PG2, valores que estão de acordo com os resultados obtidos em estudos semelhantes (Silva, 2012).



(a) (b)

Figura 4.70: Razão E_{diss}/E_{inp} para as paredes PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) evolução segundo o nível de *drift* e (b) valores correspondentes às quatro fases limite.



(a) (b)

Figura 4.71: Amortecimento viscoso (ξ) para as paredes PG1 (σ_0=0.8N/mm^2) e PG2 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) evolução segundo o nível de *drift* e (b) valores correspondentes às quatros fases limite.

Na Tabela 4.23 encontram-se resumidos os resultados obtidos nesta análise, para as quatros fases do ensaio das paredes PG1 e PG2 sujeitas a diferentes níveis de tensão vertical.

Tabela 4.23: Energia de dissipação (E_{diss}), razão energia dissipada e de entrada (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento equivalente (ξ) e *drift* para as quatros fases de ensaio.

Painel	σ_0/f_{cp} (%)	E_{diss} (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	ξ (%)	*drift* (%)
PG1 (σ_0=0.8N/mm^2)	25					
H_f		43.3	61.4	70.5	18.3	0.04
H_{cr}		383.3	602.2	63.6	16.2	0.19
H_{max}		1428.4	2311.6	61.8	16.3	0.52
H_{dmax}		2620.9	3264.2	78.5	22.1	0.84
PG2 (σ_0=0.4N/mm^2)	12.5					
H_f		28.2	48.2	58.4	14.4	0.06
H_{cr}		193.4	375.8	51.5	11.4	0.22
H_{max}		1411.0	2355.1	59.7	15.5	0.85
H_{dmax}		1411.0	2355.1	59.7	15.5	0.85

4.10 Síntese dos resultados

Nesta secção, pretende-se efetuar uma síntese dos principais resultados do estudo experimental anteriormente apresentado, relativo a paredes em alvenaria de granito de folha única pertencentes a um edifício antigo da cidade do Porto.

4.10.1 Parâmetros geométricos e mecânicos das alvenarias de António Carneiro

Os principais resultados extraídos da caraterização geométrica, material e mecânica de paredes reais do edifício AC são referidos neste ponto.

O levantamento geométrico de panos de paredes com diferentes espessuras permitiu estimar a percentagem de materiais em alçado e na secção transversal, Tabela 4.24. Nos casos analisados, as paredes com menor espessura, 0.30m, apresentaram maior percentagem de pedra e menor percentagem de material de enchimento, enquanto a maior percentagem de vazios foi registada em paredes com maior espessura, 0.50m. O processo construtivo de paredes constituídas por blocos de pedra de grandes dimensões justifica este facto.

Tabela 4.24: Valores médios da % de materiais das paredes de AC.

Espessura	Secção transversal					Alçado	
(cm)	P (%)	C (%)	A (%)	V (%)	E (%)	P (%)	E (%)
0.30	93.5	2.3	3.4	0.8	6.5	84.4	15.6
0.40	87.9	4.8	4.7	2.6	12.1	-	-
0.50	81.7	6.0	7.9	4.4	18.3	-	-

Legenda: P - pedra; C - calços; A - argamassa; V - vazios; E - enchimento=C+A+V.

Na quantificação do índice de irregularidade associado aos parâmetros de análise (forma da pedra, dimensão da pedra e alinhamento horizontal e vertical), e supondo pesos unitários para os diversos índices, as paredes com 0.30m de espessura enquadram-se na classificação de PR (parcialmente regular) definida no capítulo 3.

Na caraterização mecânica de amostras de materiais obtiveram-se os resultados indicados na Tabela 4.25. Verificou-se que as propriedades mecânicas da pedra (deformabilidade, resistência à compressão e tração) encontram-se dentro do intervalo expectável para granitos antigos. Relativamente à argamassa, as amostras analisadas indicaram tratar-se de uma mistura de cal e saibro, numa proporção de 1:3. A resistência à compressão, 1N/mm^2, para além de estar de acordo com os valores referidos na literatura, também se aproximou da resistência estimada em amostras concebidas em laboratório, representativas de argamassas originais.

Tabela 4.25: Valores médios das propriedades mecânicas da pedra e da argamassa.

Pedra				Argamassa
f_{cb} (N/mm^2)	E_{cb} (kN/mm^2)	$k = E_{cb}/f_{cb}$	f_{tb} (N/mm^2)	f_{ca} (N/mm^2)
60.84	26.17	430.56	3.42	1.0

Encontram-se indicados na Tabela 4.26 os principais resultados dos ensaios de compressão uniaxial, de compressão diagonal, de deslizamento e de corte com compressão realizados em painéis reais com 0.40m de espessura.

Tabela 4.26: Valores médios das propriedades mecânicas de paredes reais (espessura de 0.40 m).

f_{cp} (N/mm^2)[a]		E_{cp} (kN/mm^2)		f_{tp}	G	c	$drift_{max}$	ξ	μ
original	após injeção	original	após injeção	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(%)	(%)	
3.22	5.40	0.36	1.37	0.03	1.5	0.03	0.85	16	4.14

[a] Tensão máxima atingida (estimativa do inferior da resistência à compressão).

4.10.2 Aplicação de expressões empíricas na quantificação de parâmetros mecânicos

Como já foi referido no capítulo 2, o EC6 (CEN, 2005) apresenta uma expressão empírica para a quantificação da resistência à compressão de alvenarias (f_k) em função da resistência à compressão da pedra (f_b) e da argamassa (f_m), do tipo de materiais (pedra ou tijolo) e espessura da argamassa das juntas, definido pelo parâmetro K, expressão (4.21).

$$f_k = K f_b^{\,0.70} f_m^{\,0.30} \tag{4.21}$$

Apesar da expressão anterior ter sido formulada para alvenarias com juntas totalmente preenchidas, foi ainda assim aplicada nas paredes em estudo no seu estado original, considerando as propriedades indicadas na Tabela 4.26. Para o parâmetro K admitiu-se o valor de 0.45, correspondente a pedra natural e a argamassa convencional.

Nestas condições, a estimativa da resistência à compressão da alvenaria seria de 7.98N/mm^2, valor muito superior (cerca do dobro) ao obtido no ensaio de compressão. Na realidade, a existência de vazios no interior da secção transversal vai alterar a distribuição das tensões ao longo da parede, originando uma rotura precoce das pedras e reduzindo assim a capacidade resistente. Considerando, por exemplo, o valor de 0.18 para o parâmetro K, a resistência resultante seria similar à obtida no ensaio experimental, no pressuposto que se mantivessem válidos os expoentes incluídos na expressão (4.21).

A resistência à tração de alvenarias (f_{tp}) deve ser estimada a partir de ensaios de compressão diagonal. Contudo, na ausência dessa informação alguns autores procuraram quantificar este parâmetro a partir de ensaios de corte, adotando para f_{tp} o valor da tensão que originou as primeiras fissuras por corte diagonal no centro do painel (Galasco *et al.*, 2009; Vasconcelos, 2005). Esta análise recorre ao critério de Turnsek and Čačovič (1971) que se baseia na aplicação da expressão (4.22).

$$f_{tp} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + \left(b\,\tau_{Hcr}\right)^2} - \left(\frac{\sigma_0}{2}\right) \tag{4.22}$$

sendo, σ_0 a tensão vertical, τ_{Hcr} a tensão tangencial associada à rotura por corte e b um fator que depende da relação entre a altura e a largura do painel. Mediante a aplicação da expressão anterior foi

determinada a resistência à tração das paredes PG1 e PG2 e o resultado obtido foi comparado com o valor estimado no ensaio de compressão diagonal, indicado na Tabela 4.26. Os parâmetros adotados nesta análise e o valor de f_{tp} encontram-se na Tabela 4.27.

Tabela 4.27: Estimativa de f_{tp} das paredes PG1 e PG2, a partir dos ensaios de corte com compressão.

Painel	σ_0 (N/mm^2)	H_{cr} (kN)	τ_{Hcr} (N/mm^2)	b	f_{tp} (N/mm^2)
PG1	0.80	75.55	0.21	1.5	0.11
PG2	0.40	51.06	0.14	1.5	0.09

Comparativamente com a resistência à tração avaliada no ensaio de compressão diagonal (0.03N/mm^2), a aplicação deste procedimento conduziu a uma resistência muito superior, em cerca de três vezes. Deste modo, estas duas abordagens podem conduzir a valores muito díspares, a que não será alheio o facto de durante o ensaio de corte poderem ocorrer diferentes mecanismos de rotura, condicionando a aplicabilidade deste procedimento que se baseia apenas na ocorrência do mecanismo de corte.

4.11 Comentários finais

No presente capítulo, foram apresentadas as fases que envolveram a caraterização geométrica, material e mecânica de paredes em alvenaria de pedra de pano único pertencentes a um edifício do início do séc. XX.

O levantamento geométrico de panos de parede mediante o registo fotográfico permitiu obter uma estimativa da percentagem de materiais (pedra, calços, argamassa e vazios) e da sua variação em função da espessura da secção transversal. Apesar do número limitado de casos analisados, estes resultados permitiram extrair conclusões muito interessantes sobre a constituição deste tipo de alvenarias, servindo como ponto de partida na interpretação do comportamento destas estruturas.

A recolha e a análise laboratorial de amostras de materiais (pedra e argamassa) recolhidas no local permitiram aferir as propriedades mecânicas, como a resistência e o módulo de elasticidade e conhecer a composição de argamassas antigas. Este tipo de informação, para além de ser fundamental numa análise estrutural, em eventuais situações de reabilitação permite identificar materiais compatíveis com os originais.

A realização de um programa experimental em painéis extraídos de um edifício real (ensaios de compressão uniaxial, de compressão diagonal, de deslizamento e de corte) permitiram quantificar parâmetros mecânicos e avaliar o funcionamento destas estruturas quando solicitadas por diferentes tipos de ações. As principais conclusões extraídas desta análise foram:

- Em termos médios, a resistência à compressão foi de cerca de 3.22N/mm^2 e o módulo de elasticidade de cerca de 0.36kN/mm^2 em ramo virgem. A relação entre o módulo de elasticidade e a resistência foi sensivelmente de 94, valor muito inferior ao das propostas referidas na literatura. Contudo, o módulo de elasticidade exibiu um acréscimo significativo em fase de recarga, sendo

de 1.30kN/mm^2, conduzindo neste caso a uma relação na ordem dos 400, mais próxima dos valores propostos por alguns autores (500-700).

- Num dos painéis ensaiados à compressão, a injeção das juntas com uma argamassa pobre permitiu constatar que a elevada deformabilidade da estrutura está relacionada com a existência de grandes vazios no interior da secção transversal, resultantes do processo construtivo, nomeadamente da aplicação de calços no assentamento das pedras, sendo a argamassa introduzida *à posteriori*. Esta técnica de intervenção permitiu obter apreciáveis ganhos de rigidez e de resistência. A resistência final foi de 5.4N/mm^2 e o módulo de elasticidade de 1kN/mm^2 em fase de carga e de 1.90kN/mm^2 em fase de recarga.
- O ensaio de compressão diagonal não pôde ser realizado com o painel orientado a 45º, tal como especifica a norma. A resistência à tração obtida através deste ensaio evidenciou a fraca ligação entre blocos de pedra.
- Nos ensaios cíclicos de corte com compressão, as paredes exibiram alguma ductilidade (valor de cerca de 4) e capacidade de dissipação de energia, com coeficiente de amortecimento equivalente de cerca de 16%. Apesar do dano observado, a perda de resistência foi pouco significativa. O mecanismo de dano foi semelhante nas duas paredes sujeitas a dois níveis de tensão vertical diferentes: as fissuras por corte formaram-se a cerca de meia altura e dividiram o painel em dois blocos rígidos que ficaram sujeitos a *rocking*. O *drift* máximo foi de 0.85%.

Dado o número de paredes analisadas e de ensaios realizados, os resultados obtidos devem ser encarados como indicativos. Contudo, serviram como referência ao programa experimental desenvolvido posteriormente e que se apresenta nos capítulos seguintes.

Capítulo 5

Programa Experimental em Paredes Construídas em Laboratório. Parametrização Geométrica e Caraterização Material

5.1 Introdução

A realização de ensaios experimentais em laboratório revela-se essencial na avaliação do comportamento mecânico de estruturas e na definição de técnicas de construção e de intervenção mais adequadas.

No presente estudo, a caraterização material e mecânica de paredes antigas típicas da cidade do Porto iniciou-se pelo levantamento geométrico e material de alvenarias pertencentes a casos de estudo descritos no capítulo 3, seguido da realização de ensaios experimentais em paredes reais e nos respetivos elementos constituintes, apresentados no capítulo 4. Os resultados obtidos conduziram a valores de deformabilidade superiores aos expectáveis e a uma capacidade resistente dentro do intervalo esperado. Este comportamento foi justificado a partir da análise da secção transversal, onde foi possível observar vazios no interior da parede e verificar que as pedras se encontravam apoiadas pontualmente em calços. A aplicação da técnica de injeção numa parede real evidenciou melhorias significativas ao nível do desempenho estrutural, tal como foi referido no capítulo 4, e à semelhança do já observado por outros investigadores (Corradi *et al.*, 2002; Vintzileou *et al.*, 2007; Silva, 2012).

Neste contexto, de acordo com o levantamento geométrico efetuado e procurando estabelecer uma relação entre as tipologias mais frequentes e o correspondente comportamento estrutural, foi definido um novo programa experimental que se apresenta neste capítulo. Seguindo a metodologia definida no capítulo 4, foram realizados ensaios no LESE com o objetivo de estimar caraterísticas de resistência e de deformabilidade, avaliar os mecanismos de rotura, o padrão de fendilhação, a capacidade de dissipação de energia e a ductilidade de alvenarias de granito de pano único.

O programa experimental envolveu a construção de quatro modelos de parede à escala real, representativos de tipologias de parede frequentes na cidade do Porto, adotando materiais (pedra e argamassa) com caraterísticas físicas e mecânicas que procuraram ser próximas das existentes em paredes reais. Estes modelos foram idealizados de modo a enquadrar-se nas diferentes classes de

irregularidade especificadas no capítulo 3 (regular ***c.R***, parcialmente regular ***c.PR*** e irregular ***c.IR***). Foram realizados ensaios de compressão uniaxial e ensaios cíclicos de corte com compressão. Para cada tipologia foram ensaiados seis painéis, num total de vinte e quatro paredes estudadas. Paralelamente, este estudo incluiu ensaios ao nível dos materiais constituintes.

Desta análise também se pretende obter relações empíricas entre as propriedades mecânicas da pedra e da argamassa e as da alvenaria no seu conjunto, atendendo também ao índice de irregularidade associado a cada tipologia.

O presente capítulo inicia-se com a apresentação do programa experimental e a descrição do processo construtivo adotado nos modelos de paredes a ensaiar. Segue-se a caraterização geométrica e material das paredes ao nível da secção transversal e do respetivo alçado. Foram quantificados índices de irregularidade parciais e totais de acordo como os pressupostos especificados no capítulo 3, de modo a enquadrar os painéis construídos na classificação pré-definida. A avaliação da percentagem de materiais ao nível da secção transversal foi igualmente analisada. A realização de ensaios nos materiais constituintes (pedra e argamassa) permitiu estimar parâmetros mecânicos (resistência e módulo de elasticidade), sendo estes valores comparados com os obtidos em materiais pertencentes a paredes reais, referidos no capítulo 4. Por fim, procedeu-se à identificação dinâmica de diversos painéis por tipologia, com o objetivo de estimar o módulo de elasticidade mediante a aplicação de uma técnica de ensaio não destrutiva e de fácil implementação.

5.2 Programa experimental e sistema de ensaio

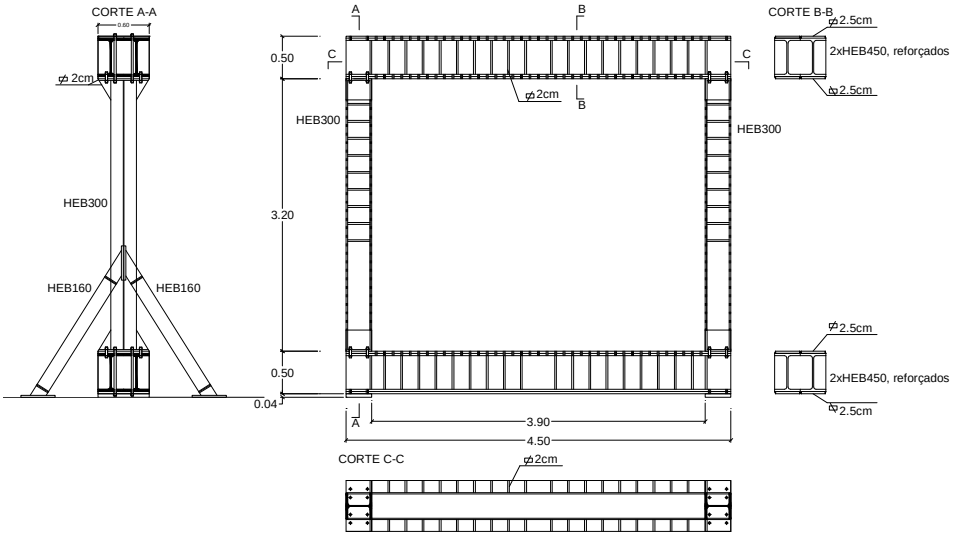
Os ensaios foram realizados num pórtico metálico de reação concebido para esse efeito, capaz de suportar dois atuadores com capacidade máxima de 1.5MN cada (3MN no total), idealizado de modo a autoequilibrar-se, Figura 5.1. O pórtico, com 4.50m de largura e 4.20m de altura, é constituído por dois pilares HEB300 nervurados e por duas vigas no topo e na base formadas por dois perfis HEB450, reforçadas com chapas e nervuras de rigidez. Foram ainda colocados dois perfis metálicos HEB160 para travamento fora do plano.

A estrutura do pórtico foi definida com base nos ensaios a realizar (compressão uniaxial e corte com pré-compressão) e na dimensão expectável para modelos de parede definidos à escala real.

O programa experimental envolveu várias etapas, nomeadamente:

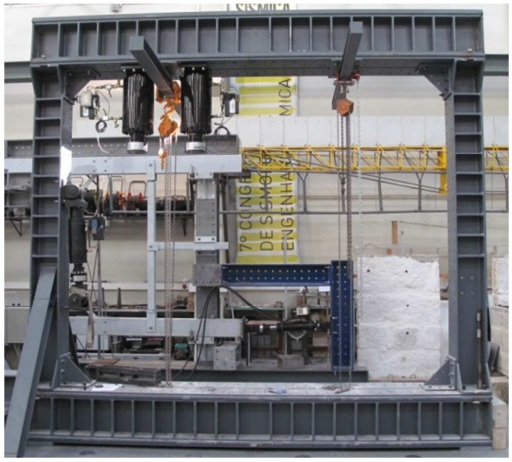
- Construção de quatro modelos de parede com diferente aparelho de pedras, com 7.20m de desenvolvimento, 1.80m de altura e 0.28m de espessura, baseados nas tipologias observadas em casos reais e descritos no capítulo 3.
- Quantificação da percentagem de materiais na secção transversal e avaliação do índice de irregularidade por tipologia.
- Análise mecânica de amostras de pedra e de argamassa utilizada nos modelos experimentais; comparação com resultados obtidos em amostras extraídas de paredes reais.

- Identificação dinâmica das frequências próprias e modos de vibração dos painéis de modo a estimar o módulo de elasticidade.
- Realização de ensaios de compressão uniaxial para avaliação da resistência e deformabilidade vertical por tipologia; comparação com os resultados apresentados na literatura.
- Realização de ensaios cíclicos de corte no plano para três níveis de pré-compressão vertical, para avaliação da capacidade resistente lateral, capacidade de dissipação de energia e ductilidade disponível.



(a)

(b)



(c)

Figura 5.1: Pórtico metálico para realização dos ensaios: (a) desenhos de projeto, (b) montagem dos perfis metálicos e (c) pórtico finalizado com a colocação de atuadores.

Genericamente, no ensaio de compressão uniaxial a carga vertical foi aplicada por dois atuadores de 1.5MN cada, devidamente centrados na parede a ensaiar, Figura 5.2. O ensaio decorreu com controlo de deslocamento (velocidade de ensaio de 0.05mm/s) e os atuadores funcionaram de forma dependente. Um dos atuadores funcionava como piloto de forma servo-controlada, enquanto o outro seguia o piloto impondo a mesma força, porque a pressão hidráulica introduzida em ambos os atuadores era a mesma. O sistema de controlo foi desenvolvido de modo a que o deslocamento de

referência a ser imposto fosse a média dos deslocamentos dos dois atuadores, alinhados com o eixo vertical da parede.

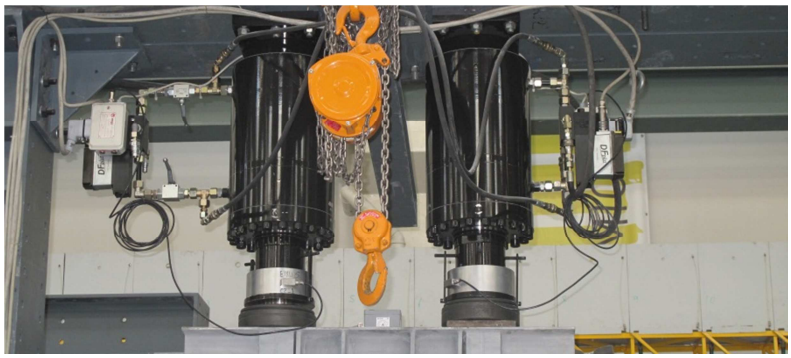


Figura 5.2: Atuadores aplicados no ensaio de compressão uniaxial.

Foram ensaiados três painéis por tipologia, sendo o primeiro carregado monotonicamente até à rotura, de modo a estimar a capacidade resistente. Os restantes painéis foram submetidos a ensaios cíclicos de compressão para avaliar o módulo de elasticidade, sendo posteriormente levados à rotura. No tratamento dos resultados foi considerada a deformação do pórtico, principalmente durante a fase de carregamento cíclico mediante a correção dos deslocamentos impostos ao sistema.

O ensaio de corte com compressão teve início com a aplicação da carga vertical com controlo de força, seguida da carga horizontal cíclica em controlo de deslocamentos e velocidade variável ao longo do ensaio. Os deslocamentos impostos apresentaram um padrão do tipo dente-de-serra característico deste tipo de ensaios, tendo por objetivo a avaliação do comportamento cíclico e a capacidade de dissipação de energia histerética das paredes. Foram definidos três níveis de pré-compressão (0.4, 0.8 e 1.2N/mm^2) e três painéis por tipologia foram submetidos a ensaios cíclicos de corte no plano. A carga horizontal foi imposta por um atuador hidráulico com 200kN de capacidade.

No primeiro ensaio, a pré-compressão foi aplicada pelo atuador de 750kN fixo ao pórtico de reação, sob o qual foi colocada uma placa de deslizamento com uma célula de carga para medir a força de atrito, Figura 5.3.

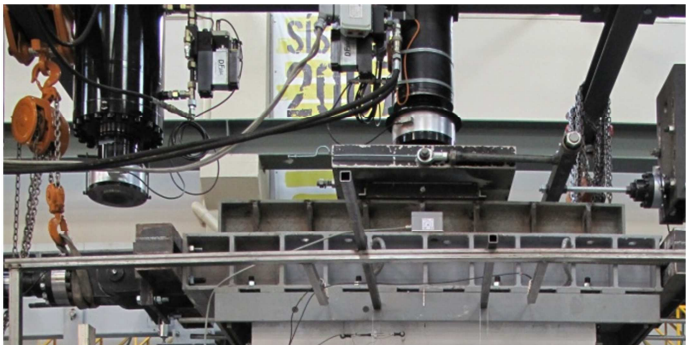
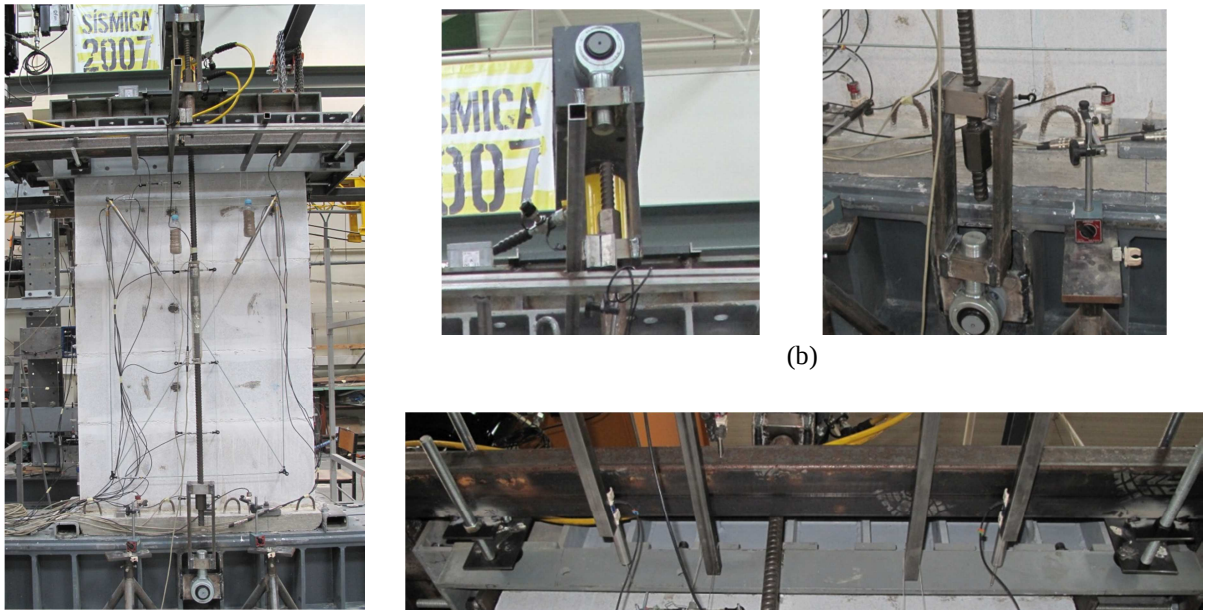


Figura 5.3: Sistema de aplicação da carga vertical aplicado no primeiro ensaio.

Face aos resultados obtidos e de modo a minimizar dificuldades encontradas na correção da força de atrito, nos restantes painéis foi adotado um procedimento diferente, Figura 5.4a). O sistema de pré-compressão consistiu em adotar um atuador hidráulico de 500kN fazendo reação num perfil metálico

transversal fixo na parte posterior do atuador e amarrado por dois varões Dywidag (um em cada lado da parede) à base do pórtico através de rótulas e de chapas soldadas, Figura 5.4b). Neste sistema autoequilibrado a carga vertical aplicada pelo atuador é imposta à parede através da tensão axial nos dois varões aos quais foram acoplados células de carga para o registo e controlo das forças impostas ao longo do ensaio. De modo a reduzir os deslocamentos fora do plano foram colocados dois perfis metálicos tubulares de guiamento do topo da parede, um em cada uma das suas faces, interpondo quatro rótulas esféricas para garantir adequado deslizamento, Figura 5.4c).

Em ambos os ensaios, o registo dos deslocamentos foi realizado recorrendo a transdutores de deslocamento do tipo LVDT e do tipo potenciómetro elétrico de fio, à semelhança dos ensaios descritos no capítulo 4.



(a) (b) (c)

Figura 5.4: Sistema do ensaio de corte com compressão; (a) vista geral; (b) ligação rotulada na base e topo do pórtico e (c) viga de travamento para fora do plano com guiamento mediante rótulas esféricas.

5.3 Modelos de paredes

A definição das tipologias a estudar teve por base a observação de casos reais, centrando-se em paredes de folha única com cerca de 28cm de espessura. As diferentes texturas procuraram reproduzir as tipologias predominantes em paredes de edifícios antigos na cidade do Porto, desde paredes em cantaria a paredes com textura mais irregular. A cada tipologia foi associado o índice de irregularidade descrito no capítulo 3, enquadrado na classificação pré-definida (***c.R***, ***c.PR*** e ***c.IR***). Os modelos de parede foram assim designados por regular (R), parcialmente regular (PR) e irregular (IR). De modo a obter uma tipologia ainda mais irregular que as anteriores foi construído um modelo adicional designado de muito irregular (IR++).

Neste sentido, foram construídos quatro modelos de parede (R, PR, IR e IR++) com 7.20m de desenvolvimento, 1.80m de altura e 0.28m de espessura que foram posteriormente cortados de modo a

obterem-se seis painéis individualizados com 1.20m de largura. A disposição das pedras foi previamente estudada num programa de desenho, onde foram definidas as linhas de corte a realizar, de modo a que as pedras comuns a painéis vizinhos fossem serradas antes de serem colocadas na parede, evitando a realização do corte após a sua construção. Porém, no modelo IR++ foi adotada outra estratégia, por se tratar de uma parede composta por pedras de menor dimensão e com maior desalinhamento horizontal. A parede foi realizada de forma contínua, sem cortes prévios de pedras, tendo sido seccionado após a sua construção.

A sequência de montagem procurou seguir a prática construtiva aplicada neste tipo de paredes e os trabalhos foram realizados por pedreiros experientes em construção tradicional em alvenaria de pedra. Na Figura 5.5 encontra-se esquematizado o alçado de cada modelo de parede, realçando-se o aparelho de pedras segundo cada tipologia e a zona de corte a vermelho para a individualização dos painéis.

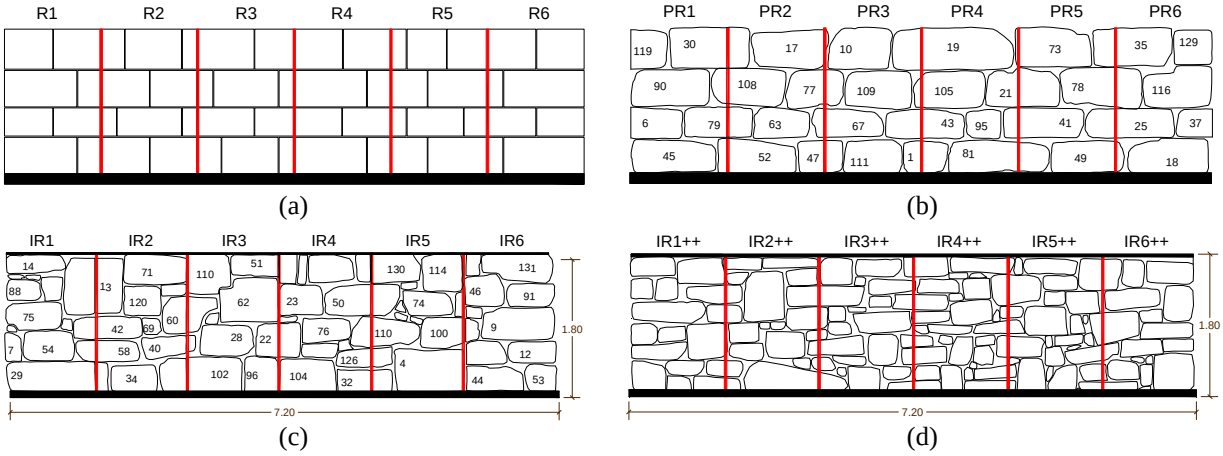


Figura 5.5: Esquema representativo da disposição das pedras nos modelos concebidos em laboratório: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR); (d) parede muito irregular (IR++).

As paredes foram construídas sobre uma base em betão individualizada em troços de 1.20x0.50x0.09m^3, armada com varões 4ø10 longitudinais e 4ø12 em gancho afastados de 0.40m para elevação dos painéis, Figura 5.6a) e b). As pedras foram assentes na base após a colocação de uma camada de argamassa, Figura 5.6c).

(a) (b) (c)

Figura 5.6: (a) Montagem da armadura na base; (b) betonagem da base e (c) assentamento das paredes sobre a base em betão.

Na tipologia R as pedras foram obtidas numa pedreira localizada em Mondim de Basto, tendo sido serradas de acordo com as dimensões previamente definidas, Figura 5.7a). As tipologias PR, IR e IR++ foram construídas a partir de blocos de granito provenientes de construções antigas. Neste caso, procedeu-se previamente à identificação e levantamento geométrico de cada pedra, Figura 5.7b), e só depois e com o auxílio de um programa de desenho foi definida a sequência de montagem a adotar na construção dos painéis. As pedras usadas são de granito amarelo em razoável estado de conservação, a maioria de grande dimensão (menor dimensão de 50cm medida segundo a diagonal). Em todas as tipologias foi aplicada uma argamassa realizada em laboratório constituída por saibro e cal aérea hidratada, com traço de 1:3.

(a) (b)

Figura 5.7: Granitos aplicados na construção dos modelos experimentais: (a) parede R e (b) paredes PR, IR e IR++.

O processo construtivo adotado no modelo regular diferenciou-se do utilizado nas restantes paredes. Na tipologia R as pedras foram assentes sobre uma camada de argamassa com cerca de 1.5cm de espessura, com total preenchimento das juntas horizontais e verticais. Nas juntas foram colocados calços de madeira (cunhas) de modo a evitar o esmagamento da argamassa após o assentamento da camada seguinte, mas que foram retirados antes da realização dos ensaios laboratoriais. A Figura 5.8 apresenta o faseamento construtivo da parede regular.

Figura 5.8: Faseamento construtivo do modelo de parede regular (R).

Nas tipologias PR e IR as pedras foram assentes por camadas recorrendo a calços de pedra para garantir a estabilidade do conjunto. A argamassa foi colocada numa fase posterior para fecho de juntas verticais e horizontais. Este processo construtivo originou vazios no interior da secção transversal que são tanto maiores quanto maior a irregularidade das pedras. Efetivamente, foi adotado o processo construtivo usualmente aplicado em paredes constituídas por pedras de faces irregulares e de grandes dimensões, e que é consentâneo com o observado no caso de estudo apresentado no capítulo 4.

Genericamente, na tipologia IR++ foi adotado o mesmo procedimento que nas paredes PR e IR. Contudo, devido à necessidade de garantir a estabilidade das primeiras camadas de pedra, após o assentamento destas pedras em calços foi aplicada argamassa nas juntas antes do assentamento das camadas superiores. Na Figura 5.9 pode observar-se o assentamento das pedras nas tipologias PR, IR e IR++.

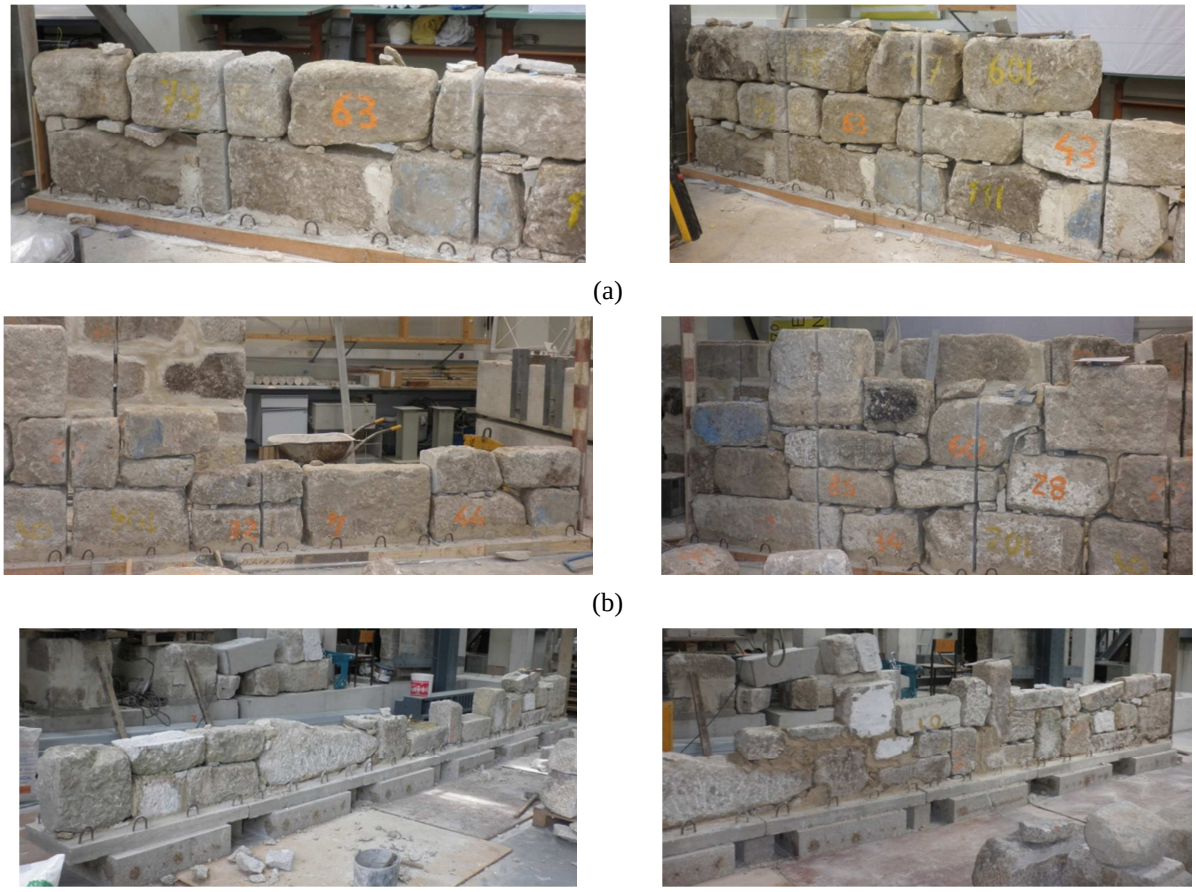


Figura 5.9: Faseamento construtivo dos modelos das paredes: (a) parcialmente regular (PR); (b) irregular (IR) e (c) muito irregular (IR++).

Na Figura 5.10 encontram-se ilustrados os modelos finais das tipologias PR, IR e IR++, antes e após o preenchimento das juntas com argamassa. Posteriormente, no topo superior das paredes foi colocada uma camada de regularização em argamassa de cimento para garantir uma superfície plana e nivelada.

Após noventa dias de cura procedeu-se ao corte do painel IR++. Foram realizados cinco cortes recorrendo a um disco de serra diamantada (100cm de diâmetro) inserido numa régua guia

devidamente fixa à parede com duas ancoragens. O equipamento adotado, bem como o procedimento de corte, foi idêntico ao aplicado na individualização dos painéis pertencentes a paredes reais, apresentado no capítulo 4. Os danos registados nesta operação e ao longo da superfície de corte foram praticamente inexistentes. A Figura 5.11 ilustra a realização dos cortes ao longo da parede, bem como a aparência final do painel.

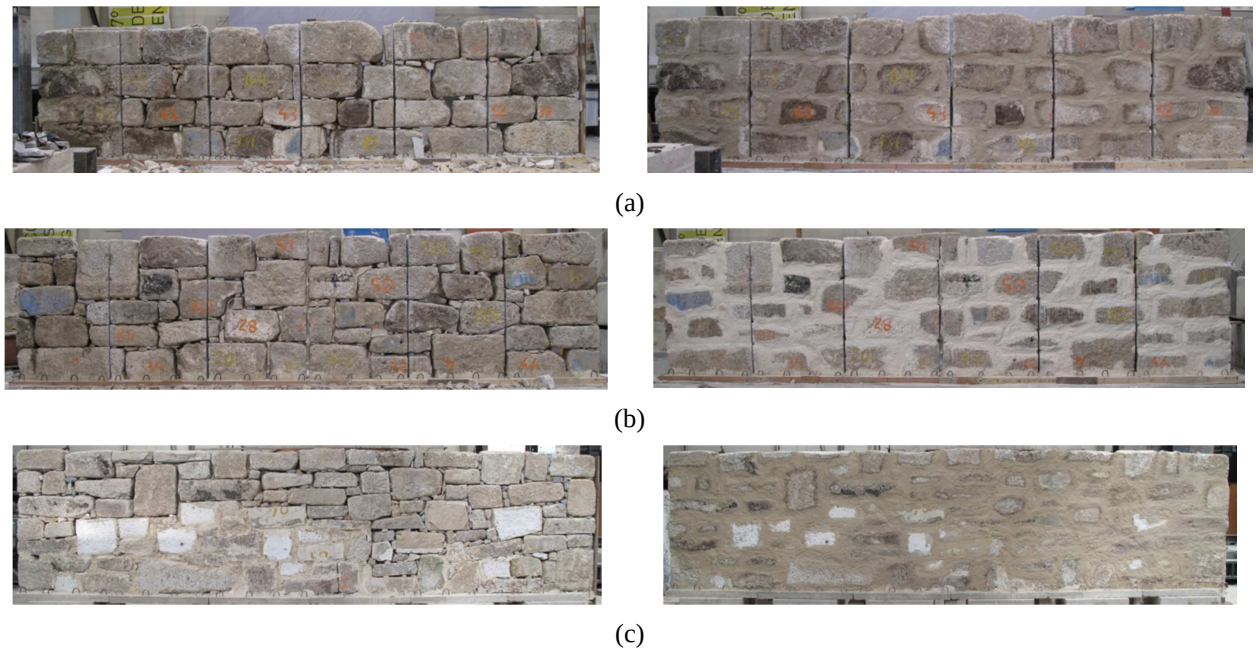


Figura 5.10: Alçado dos modelos das paredes antes e após a colocação de argamassa: (a) parcialmente regular (PR); (b) irregular (IR); (c) muito irregular (IR++).

Figura 5.11: Corte da parede IR++ e aparência final do painel.

Numa fase seguinte, os diversos painéis foram separados de modo a observar-se a constituição da secção transversal e efetuar o levantamento geométrico da percentagem de materiais (pedra, argamassa e vazios). Verificou-se que as paredes regulares apresentavam juntas totalmente preenchidas, enquanto as restantes tipologias possuíam vazios no interior da secção transversal, tal como foi observado na análise da secção transversal de paredes reais (capítulo 4). A maior quantidade de vazios foi registada

na parede IR++ devido à menor dimensão das pedras que conduziu ao aumento do número de juntas e, naturalmente, das cavidades no interior da parede. Como exemplo, na Figura 5.12 apresenta-se o alçado e a secção transversal de alguns painéis individualizados.

(a) (b) (c)

Figura 5.12 Painéis individualizados em alçado e secção transversal: (a) parede regular R3; (b) parede irregular IR4; (c) parede muito irregular IR1++.

Uma vez que em Portugal não existem estudos aprofundados sobre a constituição material de paredes de alvenaria, em particular de folha única deste tipo, os valores obtidos apenas puderam ser comparados com os registados no levantamento de paredes reais apresentados no capítulo 4.

Na Tabela 5.1 encontram-se resumidos os ensaios realizados, incluindo a designação atribuída a cada painel por ensaio. No caso do ensaio de corte com compressão, indica-se ainda o nível de tensão de pré-compressão aplicado em cada parede (entre parêntesis e em N/mm^2).

Tabela 5.1: Resumo dos ensaios realizados e identificação dos painéis; tensão de pré-compressão aplicada no ensaio de corte entre parêntesis (N/mm^2).

Painel	Ensaio de compressão		Ensaio de corte com compressão	
	Nº ensaios	Designação	Nº ensaios	Designação
R	3	R1, R2 e R3	3	R4 (0.4), R5 (0.8) e R6 (1.2)
PR	3	PR1, PR2 e PR3	3	PR4 (0.4), PR5 (0.8) e PR6 (1.2)
IR	3	IR1, IR2 e IR3	3	IR4 (0.4), IR5 (0.8) e IR6 (1.2)
IR++	3	IR1++, IR2++ e IR3++	3	IR4++ (0.4), IR5++ (0.8) e IR6++ (1.2)
Total	12		12	

5.4 Parametrização geométrica dos modelos experimentais

No sentido de estabelecer uma análise comparativa entre as tipologias pré-definidas, procedeu-se à quantificação de parâmetros geométricos associados aos elementos constituintes (pedra e argamassa) e à sua disposição.

Esta análise passou pelas seguintes etapas:

- Levantamento geométrico do alçado e da secção transversal de todos os painéis por tipologia (R, PR, IR e IR++).
- Avaliação da percentagem de materiais (pedra, argamassa e vazios) ao nível da secção transversal e comparação com resultados obtidos no caso de estudo descrito no capítulo 4.

- A partir de modelos geométricos do alçado da parede, quantificação do índice de irregularidade associado à forma da pedra, ao alinhamento horizontal e vertical, bem como à dimensão das pedras.
- Classificação dos modelos experimentais em classes de irregularidade (regular ***c.R***, parcialmente regular ***c.PR*** e irregular ***c.IR***).

5.4.1 Levantamento geométrico e análise da secção transversal

O levantamento geométrico dos modelos construídos em laboratório (R, PR, IR e IR++) foi realizado num programa de desenho, a partir de imagens fotográficas que serviram de base à definição do esquema das paredes. Posteriormente, as dimensões foram confirmadas por medição direta com fita métrica. O levantamento foi realizado ao nível do alçado e da secção transversal após a individualização dos painéis na sequência dos cortes efetuados, tendo cada painel 1.80m de altura e 1.20m de largura. Na Figura 5.13 apresenta-se o alçado e a secção transversal tipo dos painéis por tipologia.

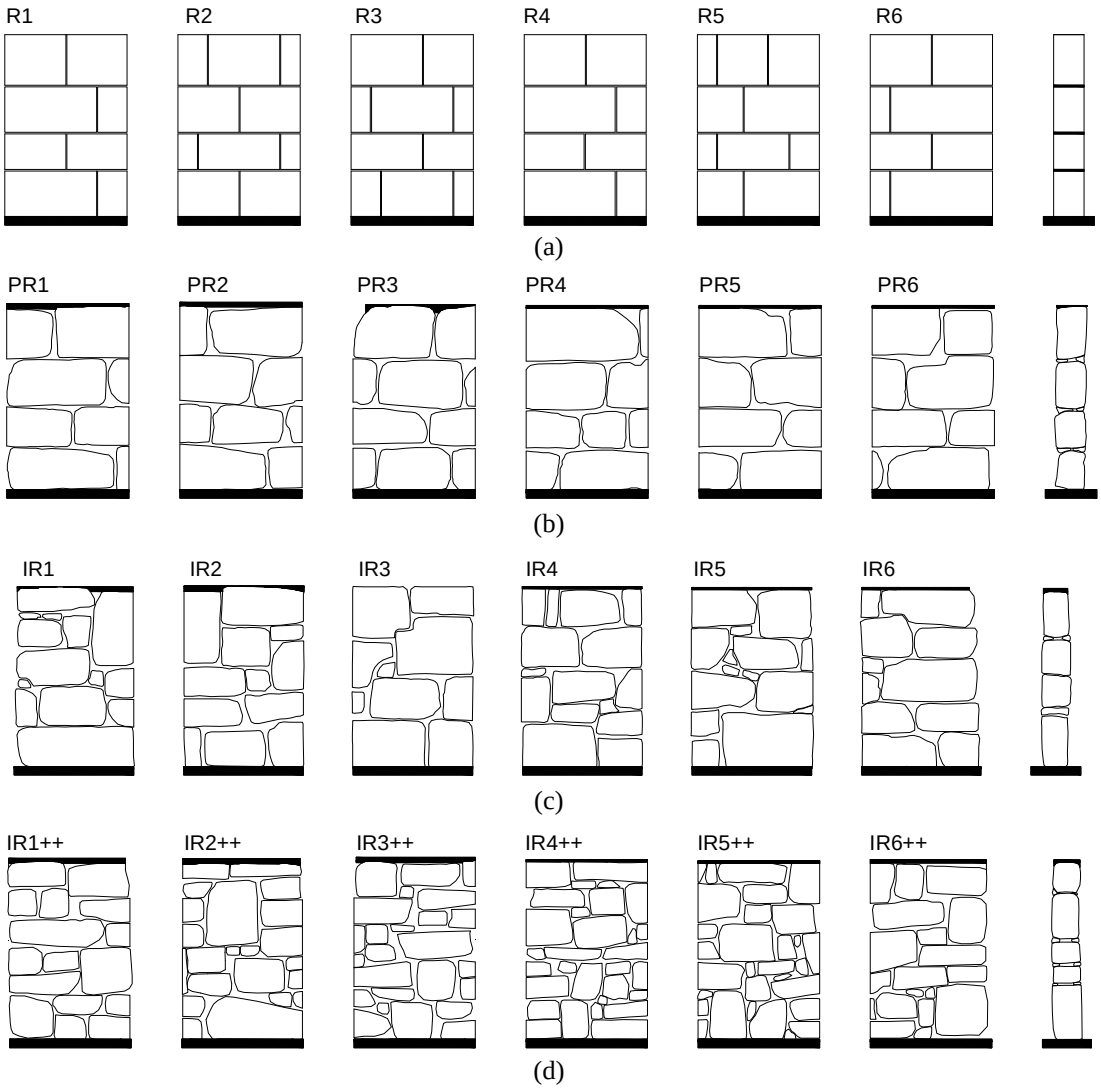
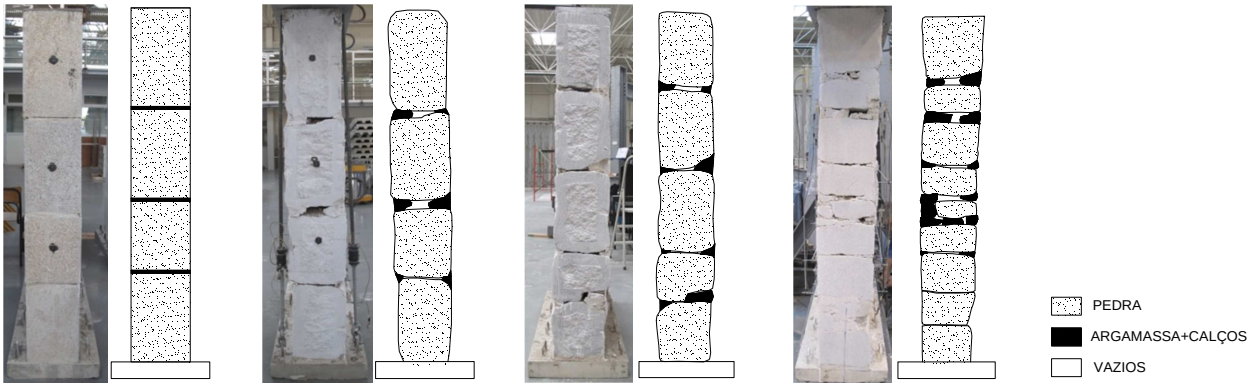


Figura 5.13: Levantamento geométrico em alçado (1.80m de altura por 1.20m de largura) e secção transversal (0.28m de espessura) dos painéis individualizados dos modelos de parede: (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++.

A avaliação da percentagem de materiais (pedra, argamassa, calços de pedra e vazios) ao nível da secção transversal de cada painel foi efetuada num total de dezanove secções analisadas. Devido à dificuldade em diferenciar os calços de pedra da argamassa, a medição destes dois materiais foi realizada em conjunto. A partir do levantamento geométrico e da medição de áreas, foi estimada a percentagem de cada material face à área global em estudo. Na tipologia R as secções transversais por painel são idênticas, não apresentam vazios uma vez que as juntas se encontram preenchidas por argamassa (espessura de cerca de 1.5cm). Nas restantes tipologias foram observadas variações ao nível da quantidade de cada material por painel e respetiva disposição. Na Figura 5.14 encontra-se um exemplo, por tipologia, do levantamento geométrico e material da secção transversal. As restantes secções transversais analisadas encontram-se no anexo D.



(a) (b) (c) (d)

Figura 5.14: Exemplo do levantamento geométrico e material da secção transversal dos painéis de: (a) parede R; (b) parede PR; (c) parede IR e (d) parede IR++.

Como as paredes são constituídas por blocos de granito, genericamente de grandes dimensões (menor dimensão da diagonal com cerca de 50cm), a maior percentagem material diz respeito à pedra. Verifica-se o aumento da percentagem de calços, argamassa e vazios à medida que diminui a dimensão da pedra, uma vez que isto se reflete num maior número de juntas entre pedras. Na Tabela 5.2 encontram-se sintetizados os resultados obtidos por tipologia, que resultam da média da percentagem dos materiais avaliados nas secções transversais estudadas.

De modo a estabelecer uma análise comparativa com casos reais, na mesma tabela foram inseridos os valores obtidos numa parede de idêntica espessura, pertencente ao caso de estudo apresentado no capítulo 4 (identificado por E). Realça-se a similaridade de valores, em particular da percentagem de pedra estimada na tipologia IR++, Figura 5.15.

Tabela 5.2: Valor médio da percentagem de materiais na secção transversal de paredes pertencentes às tipologias R, PR, IR e IR++. Análise comparativa com o levantamento das paredes reais do edifício AC (capítulo 4).

% Materiais	R	PR	IR	IR++	AC
Pedra	97.49	95.22	95.52	93.32	93.50
Argamassa + Calços	2.51	3.71	2.89	3.78	5.70
Vazios	0.0	1.08	1.59	2.90	0.80

Dada a escassez de informação sobre a constituição material deste tipo de alvenarias, os resultados obtidos são importantes e servem como ponto de partida, numa análise que no futuro deverá contemplar mais casos de estudo.

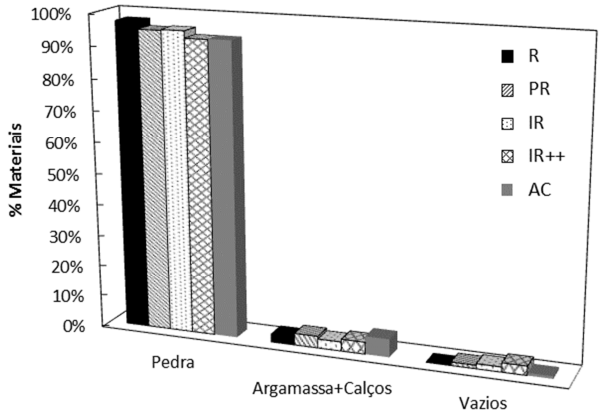


Figura 5.15: Variação da percentagem de materiais na seção transversal por tipologia.

5.4.2 Quantificação do índice de irregularidade

Seguindo o procedimento descrito no capítulo 3, foi quantificado o índice de irregularidade tendo em conta a forma das pedras (I_{FP}), o alinhamento horizontal (I_{AH}) e vertical (I_{AV}), bem como a dimensão das pedras (I_{DP}). Na obtenção dos índices parciais e globais, foram aplicadas as metodologias de análise e as expressões apresentadas no subcapítulo 3.3. Na avaliação do índice final (I_{FG}) foi considerada a mesma contribuição dos índices parciais (peso unitário). A classe de irregularidade atribuída a cada tipologia foi baseada nos intervalos de valores pré-definidos no capítulo 3, e repetida neste capítulo na Tabela 5.3 por índice parcial e global.

Tabela 5.3: Intervalos dos índices de irregularidade por classe.

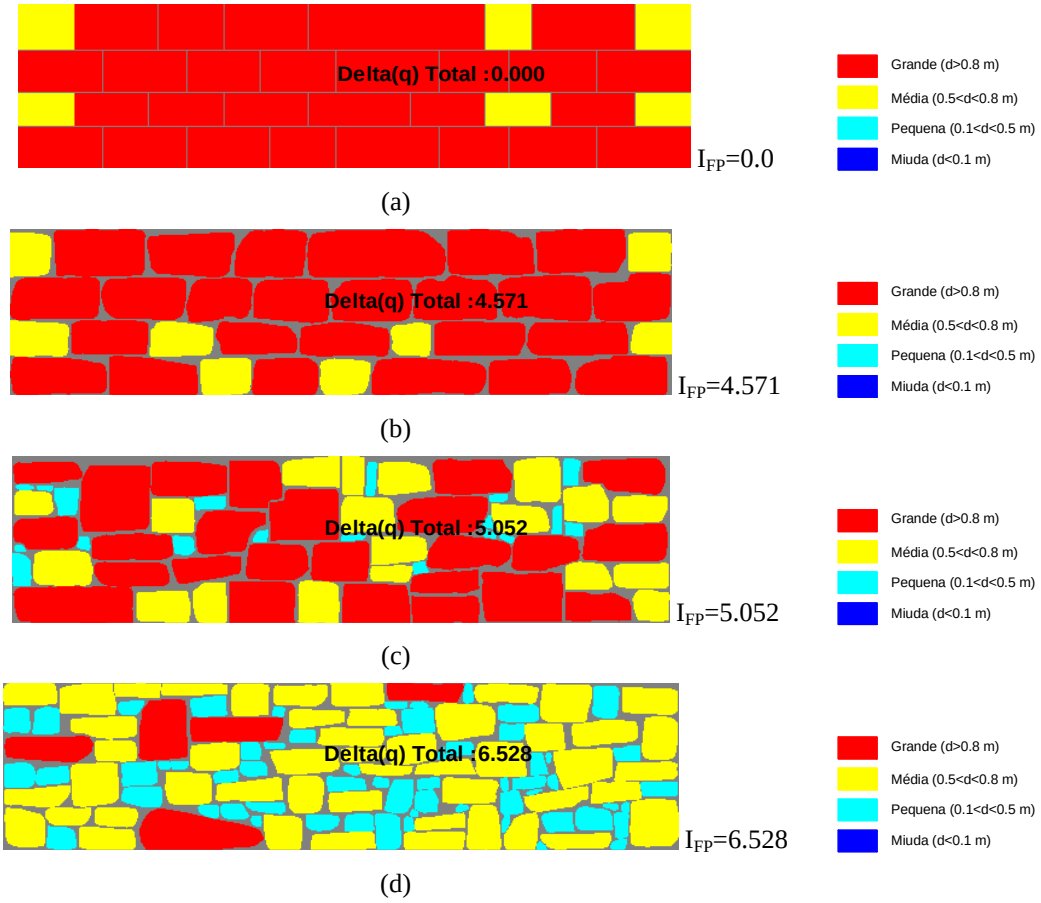
Índice	***c.R***	***c.PR***	***c.IR***
I_{FP}	[0-3]	[3-6]	> 6
I_{AH}	[0-1]	[1-3]	> 3
I_{AV}	[0-1.65]	[1.65-3.5]	> 3.5
I_{DP}	[0-2]	[2-3]	> 3
I_{FG}	[0-6]	[6-16]	> 16

Na quantificação do índice I_{FP} foi também possível avaliar a percentagem de materiais em alçado (pedra e material de preenchimento das juntas designado de enchimento) e enquadrar a variação da dimensão de pedras (medida na diagonal, d) no intervalo pré-definido (miúda d<10cm; pequena 10<d<50, média 50<d<80 e grande d>80cm).

5.4.2.1 Índice de irregularidade da forma da pedra (I_{FP})

A partir da imagem bidimensional dos painéis por tipologia, foram determinados os índices de irregularidade associados à forma das pedras, ilustrados na Figura 5.16. Como já foi referido, a coloração atribuída às pedras está relacionada com a sua dimensão.

Como esperado, a parede regular (R) exibiu um índice nulo e da tipologia PR para a IR++ ocorreu um ligeiro aumento. Nas tipologias PR e IR a dimensão e a forma das pedras foi muito semelhante, conduzindo a uma alteração pouco significativa do índice. Com a utilização de pedras de menor dimensão, o índice atribuído à parede IR++ foi ligeiramente superior ao das restantes tipologias.



I_{FP}=0.0

(a)

I_{FP}=4.571

(b)

I_{FP}=5.052

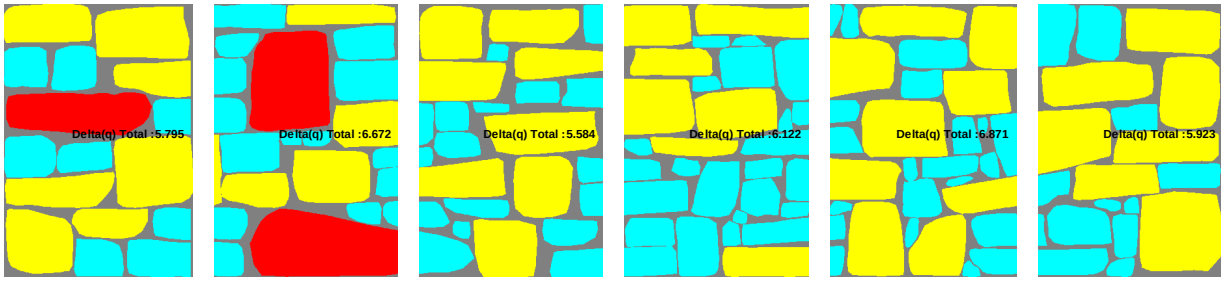
(c)

I_{FP}=6.528

(d)

Figura 5.16: Índice de irregularidade da forma da pedra, I_{FP}: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++).

A mesma análise foi efetuada ao nível dos painéis individualizados das tipologias PR, IR e IR++. Neste caso, verificou-se que o índice de irregularidade foi, genericamente, inferior ao encontrado no painel global devido à maior regularidade geométrica das pedras ao longo das faces de corte. Contudo, o valor médio do índice, apesar de inferior, é relativamente próximo. Como exemplo, na Figura 5.15 indicam-se os índices de irregularidade por painel para a tipologia IR++.



I_{FP}=5.795 I_{FP}=6.672 I_{FP}=5.584 I_{FP}=6.122 I_{FP}=6.871 I_{FP}=5.923

Figura 5.17: Índice de irregularidade I_{FP} por painel relativo à tipologia IR++ (valor médio I_{FP}=6.161 e índice total I_{FP}=6.528).

Atendendo aos valores encontrados, a classe conferida aos modelos experimentais encontra-se indicada na Tabela 5.4. Realça-se a classificação atribuída à parede IR de parcialmente regular (***c.PR***). Efetivamente, a principal diferença entre a parede PR e a IR reside na disposição horizontal das pedras, a forma geométrica dos blocos mantém-se praticamente inalterada. Em termos dos restantes painéis, verificou-se estarem de acordo com os pressupostos iniciais.

Tabela 5.4: Classificação da irregularidade geométrica dos modelos experimentais baseada na quantificação do índice I_{FP}.

Painel	I_{FP} (%)	Classe de irregularidade
R	0	Regular (***c.R***)
PR	4.57	Parcialmente regular (***c.PR***)
IR	5.05	Parcialmente regular (***c.PR***)
IR++	6.53	Irregular (***c.IR***)

5.4.2.2 Índice de irregularidade do alinhamento horizontal (I_{AH})

Como já foi referido, a determinação do índice associado ao alinhamento horizontal passou pela definição do menor caminho ao longo das juntas horizontais (d_i) e pela quantificação do afastamento desse caminho relativamente a um trajeto retilíneo tomado como referência (L, comprimento da parede), correspondente a um alinhamento perfeitamente horizontal. Na tipologia R, PR e IR foram adotados três caminhos ao longo das juntas, enquanto no painel IR++ foram considerados quatro caminhos possíveis, indicados na Figura 5.18.

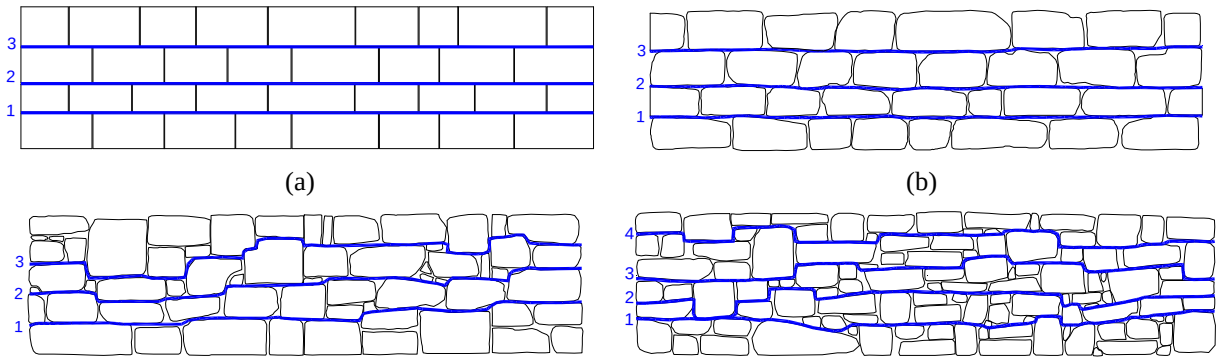


Figura 5.18: Alinhamento horizontal para a quantificação do índice I_{AH}: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++).

Na tipologia R o índice foi nulo por se tratar de uma alvenaria com juntas perfeitamente horizontais, enquanto da tipologia PR para a IR e IR++ verificou-se o acréscimo do índice. Efetivamente, os painéis IR e IR++ apresentam maior irregularidade na disposição das pedras face à parede PR. O maior índice esteve associado ao painel IR++, constituído por pedras de menor dimensão que originaram traçados mais sinuosos ao longo das juntas relativamente às paredes constituídas por pedras de maior dimensão. Face aos resultados obtidos, a classificação atribuída a cada modelo experimental encontra-se indicado na Tabela 5.4. As classes atribuídas por painel estão de acordo com o esperado.

Tabela 5.5: Classificação dos modelos experimentais baseada no índice I_{AH}.

Painel	L (m)	$d_{médio}$ (m)	I_{AH} (%)	Classe de irregularidade
R	7.250	7.250	0	Regular (***c.R***)
PR	7.208	7.215	0.10	Regular (***c.R***)
IR	7.200	7.628	5.94	Irregular (***c.IR***)
IR++	7.134	7.652	7.28	Irregular (***c.IR***)

5.4.2.3 Índice de irregularidade do alinhamento vertical (I_{AV})

Tal como foi apresentado no capítulo 3, a quantificação do índice associado ao alinhamento vertical passou por traçar o menor caminho ao longo das juntas verticais, desde o topo até à base. A partir da quantificação do afastamento do caminho definido (d_i) face à altura do painel (H) foi determinado o respetivo índice. Para as diversas tipologias foram considerados os vários traçados indicados na Figura 5.19.

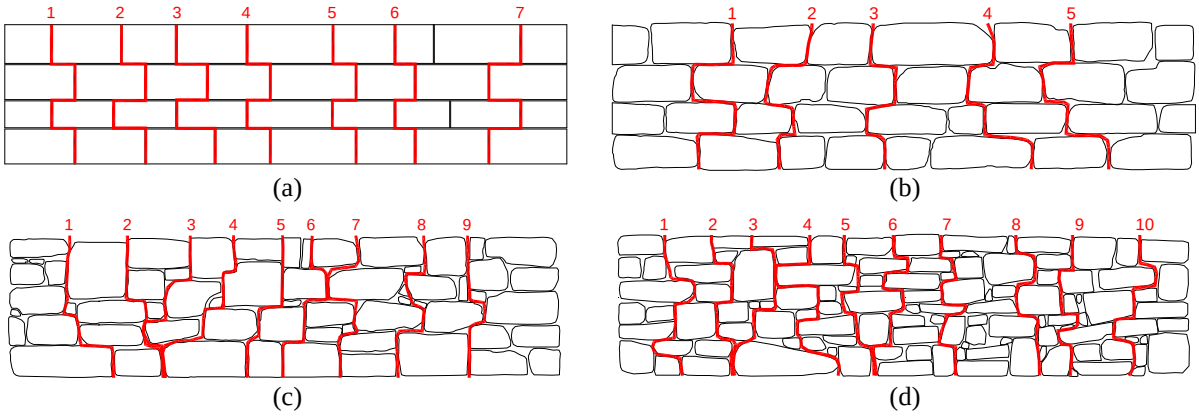


Figura 5.19: Alinhamento vertical para a quantificação do índice I_{AV}: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++).

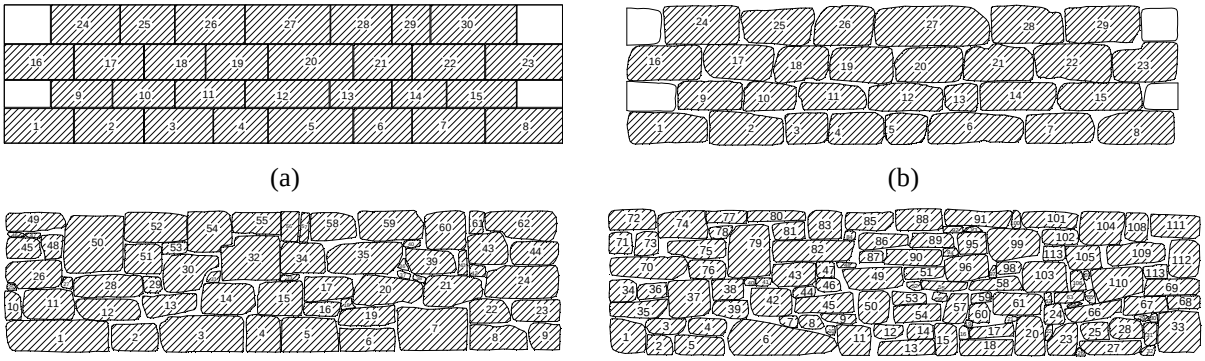
O resultado obtido nesta análise, bem como a classificação final das paredes encontra-se resumida na Tabela 5.6. Constatou-se que todas as tipologias foram classificadas como parcialmente regular (***c.PR***). De facto, apesar dos painéis apresentarem, genericamente, pedras de grandes dimensões a disposição das mesmas não garantiu um grande desfasamento das juntas verticais. Realça-se ainda o facto da parede IR apresentar o maior índice I_{AV}, que resultou do deficiente desfasamento vertical das pedras nalgumas zonas da parede.

Tabela 5.6: Classificação dos modelos experimentais baseada no índice I_{AV}.

Painel	H (m)	$d_{médio}$ (m)	I_{AV} (%)	Classe de irregularidade
R	1.795	2.815	1.76	Parcialmente regular (***c.PR***)
PR	1.800	2.797	1.81	Parcialmente regular (***c.PR***)
IR	1.861	2.392	3.50	Parcialmente regular (***c.PR***)
IR++	1.758	2.562	2.19	Parcialmente regular (***c.PR***)

5.4.2.4 Índice de irregularidade da dimensão da pedra (I_{DP})

Para a avaliação do índice associado à dimensão da pedra foram previamente identificadas as pedras a contabilizar nesta análise, devidamente sombreadas na Figura 5.20. De seguida, a área de cada bloco (a_i) foi comparada com a área de referência (a_{ref}) e o índice foi obtido a partir da quantificação do desvio entre estas áreas. Na Tabela 5.7 encontram-se indicados os resultados obtidos e a classificação final por tipologia.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 5.20: Identificação das pedras na avaliação do índice I_{DP}: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++).

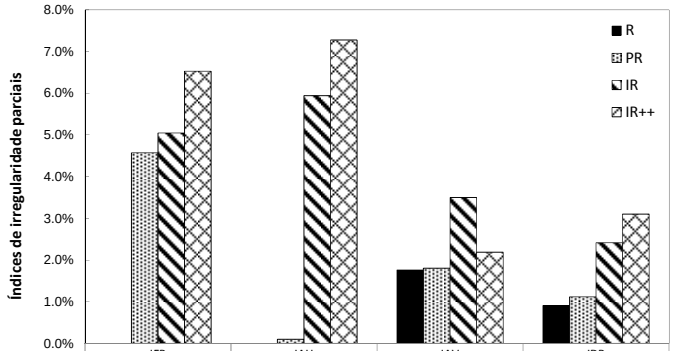
Tabela 5.7: Classificação dos modelos experimentais baseada no índice I_{DP}.

Painel	a_{ref} (m^2)	$a_{médio}$ (m^2)	I_{DP} (%)	Classe de irregularidade
R	0.50	0.38	0.91	Regular (***c.R***)
PR	0.50	0.37	1.12	Regular (***c.R***)
IR	0.50	0.18	2.42	Parcialmente regular (***c.PR***)
IR++	0.50	0.09	3.11	Irregular (***c.IR***)

Como esperado, a tipologia R enquadra-se na classificação regular (***c.R***). A tipologia PR exibe pedras de grandes dimensões conduzindo à classificação de regular (***c.R***). Por outro lado, a classificação de parcialmente regular (***c.PR***) da tipologia IR é devida ao aumento do número de pedras de menor dimensão, sendo ainda mais evidente na tipologia IR++. Deste modo, o índice I_{DP} segue a tendência esperada.

5.4.2.5 Índice de irregularidade final (I_{FG})

O índice global foi obtido a partir dos índices parciais (forma da pedra, alinhamento horizontal, alinhamento vertical e dimensão das pedras) considerando a mesma contribuição para todos eles, Figura 5.21.



	IFP	IAH	IAV	IDP
R	0.00%	0.00%	1.76%	0.91%
PR	4.57%	0.10%	1.80%	1.12%
IR	5.05%	5.94%	3.50%	2.42%
IR++	6.53%	7.28%	2.19%	3.11%

Figura 5.21: Variação dos índices de irregularidade parciais por tipologia.

Seguindo o procedimento descrito no capítulo 3, a partir da classificação individual dos índices foi averiguada a tendência para o índice final. Por outro lado, tomando o somatório dos índices parciais e atendendo ao intervalo de valores pré-definido, foi atribuída a classificação final. Verificou-se que ambas as análises conduziram a resultados semelhantes. Contudo, na tipologia IR, apesar da classificação por índice conduzir à classe PR (mais vezes repetida) o somatório final enquadrou-se no intervalo da classe IR, sendo esta a classificação adotada. Na Tabela 5.8 encontram-se os resultados desta análise.

Tabela 5.8: Classificação final dos modelos experimentais baseada em índices de irregularidade. Quantificação do índice final entre parêntesis (%).

Painel	I_{FP}	I_{AH}	I_{AV}	I_{DP}	I_{FG}
R	***c.R***	***c.R***	***c.PR***	***c.R***	***c.R*** (2.67%)
PR	***c.PR***	***c.R***	***c.PR***	***c.R***	***c.PR*** (7.59%)
IR	***c.PR***	***c.IR***	***c.PR***	***c.PR***	***c.IR*** (16.91%)
IR++	***c.IR***	***c.IR***	***c.PR***	***c.IR***	***c.IR*** (19.10%)

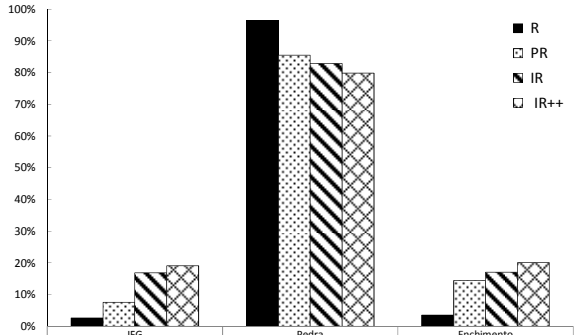
5.4.3 Evolução dos índices de irregularidade com a percentagem de materiais

De modo a estabelecer uma análise comparativa entre o índice final (I_{FG}) e a percentagem de materiais em alçado, foi traçado o gráfico da Figura 5.22a). Da análise deste diagrama, constatou-se que à medida que o índice aumenta, diminui a percentagem de pedra e aumenta a percentagem de material das juntas (enchimento). Este facto foi igualmente registado na análise de paredes reais, apresentado no capítulo 4. Idêntica conclusão foi obtida através da análise dos índices I_{AH} e I_{AV}; o índice I_{DP} sofre uma redução da tipologia IR para a IR++.

Por outro lado, analisando a variação do índice I_{FG} com a dimensão das pedras, verificou-se o acréscimo de valor à medida que aumenta a percentagem de pedras de menor dimensão, Figura 5.22b). Efetivamente, nos painéis R e PR predominam as pedras de maior dimensão (88% e 86%) sendo esta percentagem inferior no painel IR (66%). Por outro lado, o painel IR++ apresenta maior percentagem de pedras de média dimensão, concluindo-se que a maior irregularidade está associada a paredes

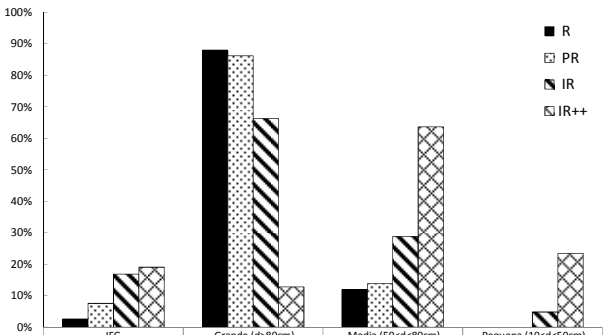
constituídas por pedras de menor dimensão que, por sua vez, se traduz numa menor percentagem de pedras face à percentagem do enchimento.

Comparando a percentagem de pedra através da leitura do alçado e da secção transversal, verifica-se que no alçado essa percentagem é inferior, nomeadamente cerca de 1.8% na parede R e de 13% nas restantes tipologias. Esta diferença de valores resulta, em parte, do fato das juntas verticais não serem contabilizadas na análise da secção transversal.



	IFG	Pedra	Enchimento
R	2.67%	96.45%	3.55%
PR	7.59%	85.55%	14.45%
IR	16.91%	82.92%	17.08%
IR++	19.10%	79.89%	20.11%

(a)



	IFG	Grande (d>80cm)	Media (50<d<80cm)	Pequena (10<d<50cm)
R	2.67%	87.97%	12.03%	0.00%
PR	7.59%	86.16%	13.84%	0.00%
IR	16.91%	66.26%	28.87%	4.87%
IR++	19.10%	12.86%	63.62%	23.51%

(b)

Figura 5.22: Evolução do índice de irregularidade final I_{FG} por tipologia com: (a) a variação da percentagem de pedra e enchimento no plano e (b) a variação da dimensão das pedras.

5.5 Caraterização mecânica dos materiais

A caraterização mecânica dos materiais constituintes dos modelos experimentais (pedra e argamassa) passou pela recolha de amostras e pela realização de ensaios experimentais, adotando os procedimentos definidos nas normas e especificados no capítulo 4.

5.5.1 Pedra

Como já referido, na parede R foram utilizadas pedras originárias de uma pedreira em Mondim de Basto (granito de Mondim de Basto), enquanto nas restantes tipologias foram utilizadas pedras recolhidas de construções antigas.

Na quantificação das propriedades mecânicas do granito foram extraídas carotes cilíndricas (ø10cm e altura no mínimo de 20cm) de blocos de pedras das diferentes paredes. As amostras foram identificadas de acordo com a tipologia a que pertencem (R, PR, IR e IR++) e mantidas nas condições ambientais do laboratório. Seguindo as normas NP_EN1926 (IPQ, 2000b), NP_EN14580 (IPQ, 2007) e ASTM D3967-95a (ASTM, 1995), foram realizados ensaios de compressão uniaxial para avaliar a resistência à compressão (f_{cb}) e o módulo de elasticidade (E_{cb}) da pedra, e ensaios de tração indiretos para estimar a resistência à tração (f_{tb}), Figura 5.23.

(a)

(b)

(c)

Figura 5.23: Caraterização mecânica da pedra: (a) ensaio de compressão; (b) ensaio para a avaliação do módulo de elasticidade e (c) ensaio de compressão diametral (ensaio brasileiro).

Os ensaios decorreram na prensa do LABEST e o número de amostras ensaiadas encontram-se indicadas na Tabela 5.9, paralelamente as amostras foram pesadas para avaliar a densidade aparente. A Tabela 5.10 contém as propriedades mecânicas da pedra em termos de valores médios, bem como a relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão. A densidade aparente foi de cerca de 25.7kN/m^3. Os resultados relativos às diversas amostras ensaiadas por tipologia encontram-se no anexo D.

Tabela 5.9: Número de amostras ensaiadas por ensaio e tipologia da parede.

Painel	Compressão	Módulo de elasticidade	Tração
R	5	4	6
PR	7	5	5
IR	12	9	5
IR++	12	8	6
Total	36	26	22

Tabela 5.10: Valores médios da resistência à compressão (f_{cb}), módulo de elasticidade (E_{cb}), resistência à tração (f_{tb}) e relação E_{cb}/f_{cb} por tipologia; o coeficiente de variação aparece entre parêntesis.

Painel	f_{cb} (N/mm^2)	E_{cb} (kN/mm^2)	f_{tb} (N/mm^2)	E_{cb}/f_{cb}
R	61.06 (19.12%)	19.98 (15.33%)	3.91 (17.23%)	339.20 (9.90%)
PR	43.83 (15.96%)	13.85 (24.49%)	3.37 (13.57%)	333.30 (24.90%)
IR	54.90 (28.11%)	16.03 (24.90%)	3.02 (29.09%)	296.14 (11.13%)
IR++	67.50 (23.69%)	19.82 (24.81%)	4.03 (8.98%)	295.37 (8.70%)

Verificou-se que as pedras da parede R e IR++ exibiram resistência à compressão e módulo de elasticidade superior ao das restantes tipologias. Genericamente, em compressão a rotura dos provetes foi frágil e ocorreu após a formação de fendas diagonais. As amostras das pedras dos painéis PR e IR evidenciaram alguma alteração interna observada após os ensaios.

A relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão foi semelhante em todas as tipologias (entre 300 a 340) e da mesma ordem de grandeza do valor encontrada em ensaios realizados

em pedras extraídas de edifícios existentes, apresentados no capítulo 4. Na Figura 5.24 encontra-se ilustrada a variação das propriedades mecânicas por tipologia.

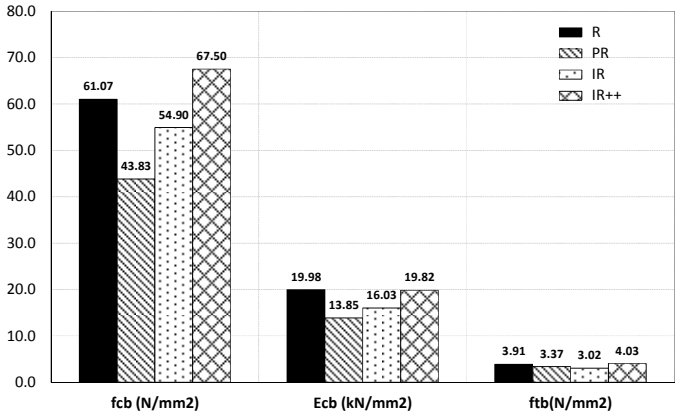


Figura 5.24: Valores médios da resistência à compressão (f_{cb}), do módulo de elasticidade (E_{cb}) e da resistência à tração (f_{tb}) por tipologia.

De modo a estabelecer uma análise comparativa entre as propriedades mecânicas da pedra utilizada nos modelos experimentais e a pedra pertencente a casos reais (AC, PV, VG e LL, de acordo com capítulo 4), foram traçados os diagramas representados na Figura 5.25 e Figura 5.26.

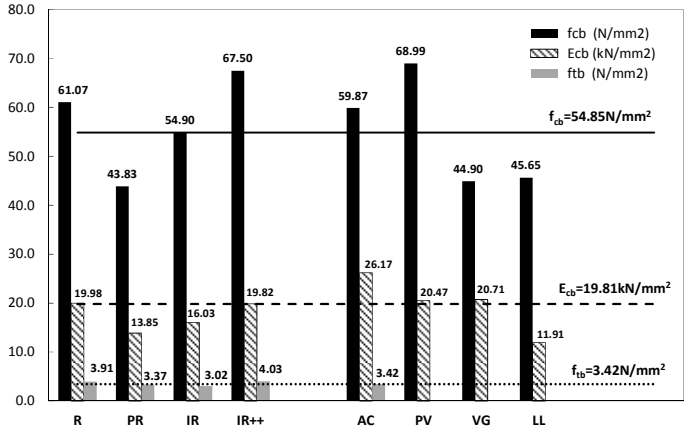


Figura 5.25: Valores médios das propriedades mecânicas da pedra nos modelos experimentais e casos reais: resistência à compressão (f_{cb}), módulo de elasticidade (E_{cb}) e resistência à tração (f_{tb}).

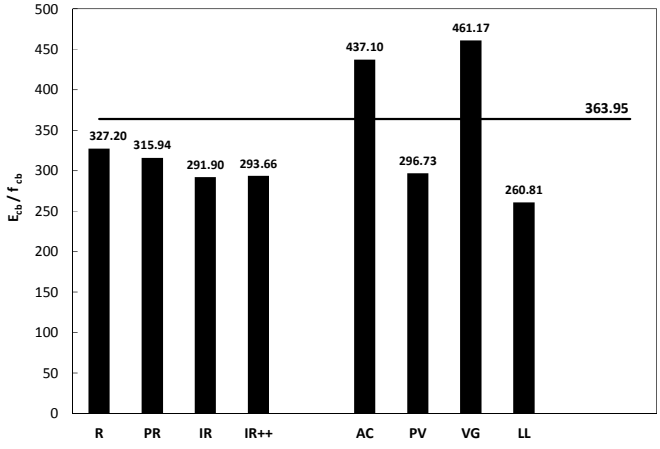


Figura 5.26: Valores médios da relação E_{cb}/f_{cb} nos modelos experimentais e casos reais.

Nas referidas figuras, para além da indicação dos valores associados aos parâmetros mecânicos foi incluída uma linha horizontal que corresponde à média dos valores obtidos nos casos reais. Desta análise constatou-se que as propriedades mecânicas da pedra adotada nas paredes construídas em laboratório, bem como a relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão se encontram dentro do intervalo de valores expectável e são da mesma ordem de grandeza dos resultados obtidos em estudos similares (Vasconcelos, 2005; Silva, 2008; Costa, 2009).

5.5.2 Argamassa

De acordo com as caraterísticas aferidas em amostras de argamassa original descritas no capítulo 4, a composição da argamassa concebida em laboratório consistiu numa mistura de cal aérea hidratada (hidróxido de cálcio) e saibro com o traço1:3. Previamente, foi efetuada a análise granulométrica do saibro a aplicar, comparando a curva obtida com a análise realizada em amostras reais.

Uma vez que a parede IR++ foi construída numa fase posterior às restantes tipologias, o saibro utilizado nesta parede foi ligeiramente diferente. Os resultados obtidos podem ser observados na Figura 5.27. Apesar das variações registadas nas diferentes curvas granulométricas, considerou-se que o saibro analisado era adequado ao pretendido.

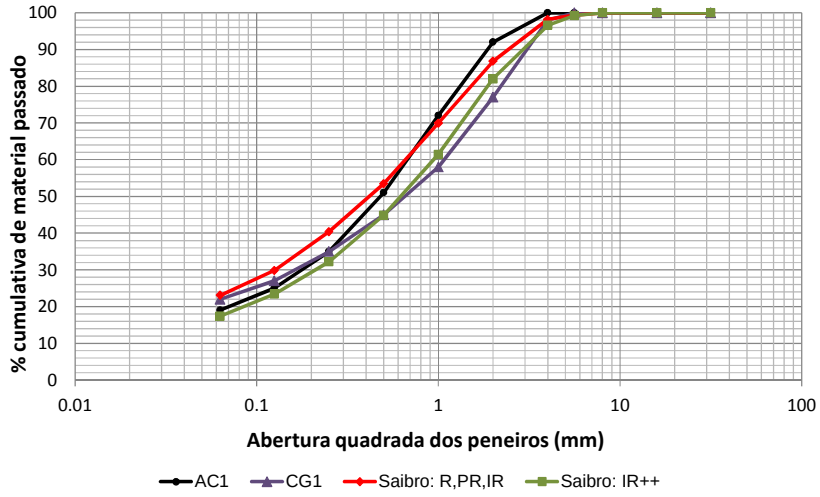
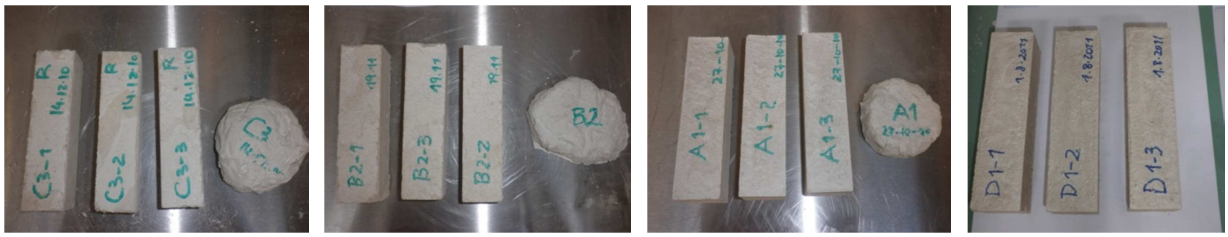


Figura 5.27: Curva granulométrica do agregado em amostras de argamassa original e do saibro aplicado na argamassa concebida em laboratório.

Durante a construção das paredes foram preenchidos quinze moldes de argamassa (cada um com três amostras prismáticas de 4x4x16cm^3), de modo a avaliar a resistência à compressão (f_{ca}) e à flexão (f_{fa}) para diferentes tempos de cura (20, 60, 120, 200, 300 e 500 dias). Procurou-se que pelo menos uma amostra de argamassa por tipologia fosse ensaiada no mesmo dia em que decorria o ensaio em paredes da tipologia correspondente. Os moldes de argamassa foram identificados por letras de acordo com a tipologia a que pertencem (C correspondente à parede R, B à parede PR, A à parede IR e D à parede IR++).

Paralelamente, e para as tipologias R, PR e IR foram moldadas porções de argamassa de dimensão não normalizada com o objetivo de avaliar a aplicabilidade deste tipo de ensaios em amostras potencialmente extraídas de paredes reais, Figura 5.28.



(a) (b) (c) (d)

Figura 5.28: Amostras de argamassa por tipologia: (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++.

As amostras de dimensão não normalizada foram previamente cortadas e encabeçadas por uma argamassa de cimento de modo a regularizar as superfícies a contactar com os pratos da prensa, sendo posteriormente ensaiadas à compressão, Figura 5.29. Seguindo a norma EN 1015-11, os provetes normalizados foram submetidos a ensaios de flexão e, numa segunda fase, as duas metades resultantes da rotura foram sujeitas a ensaios de compressão, Figura 5.30. Foi avaliada a densidade aparente das amostras, tendo-se medido o valor médio de 14kN/m^3. O ensaio das amostras A, B, C e D foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro enquanto o molde D foi ensaiado no LABEST.

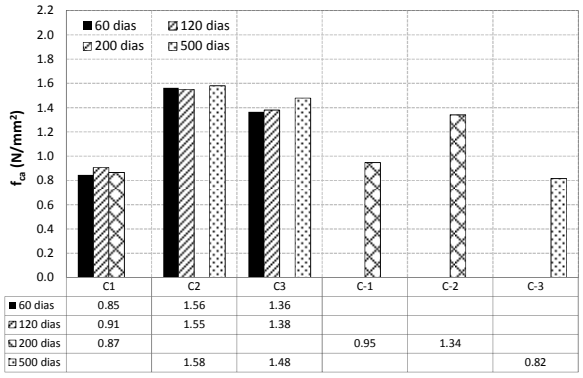
Figura 5.29: Preparação, encabeçamento e ensaio de amostras de argamassa de dimensão não normalizada.

(a) (b) (c)

Figura 5.30: Ensaio de amostras de argamassa: (a) flexão; (b) compressão e (c) pós ensaio de compressão.

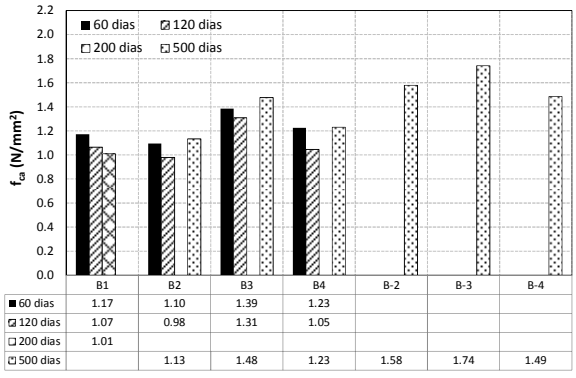
Na Figura 5.31 encontram-se representados os valores da resistência à compressão por amostra de argamassa (valor médio de amostras por molde) e tempo de cura para cada tipologia, incluindo as amostras não normalizas identificadas por A-, B- e C-, seguido do número associado ao molde a que

dizem respeito. Os resultados detalhados destes parâmetros por amostra de argamassa e ensaios encontram-se no anexo D.



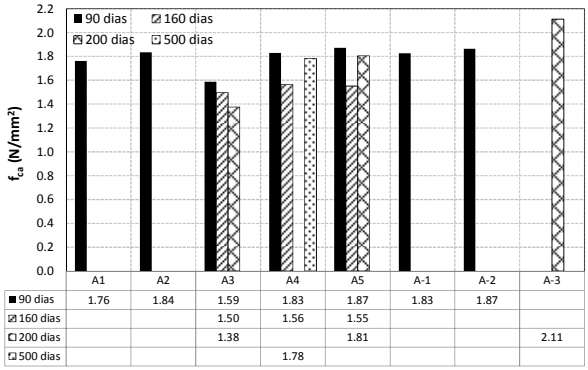
	C1	C2	C3	C-1	C-2	C-3
60 dias	0.85	1.56	1.36			
120 dias	0.91	1.55	1.38			
200 dias	0.87			0.95	1.34	
500 dias		1.58	1.48			0.82

(a)



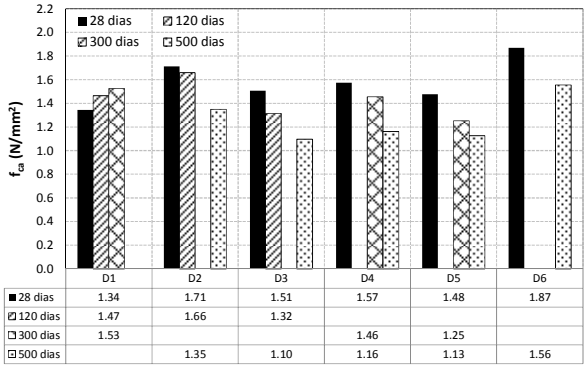
	B1	B2	B3	B4	B-2	B-3	B-4
60 dias	1.17	1.10	1.39	1.23			
120 dias	1.07	0.98	1.31	1.05			
200 dias	1.01						
500 dias		1.13	1.48	1.23	1.58	1.74	1.49

(b)



	A1	A2	A3	A4	A5	A-1	A-2	A-3
90 dias	1.76	1.84	1.59	1.83	1.87	1.83	1.87	
160 dias			1.50	1.56	1.55			
200 dias			1.38		1.81			2.11
500 dias				1.78				

(c)



	D1	D2	D3	D4	D5	D6
28 dias	1.34	1.71	1.51	1.57	1.48	1.87
120 dias	1.47	1.66	1.32			
300 dias	1.53			1.46	1.25	
500 dias		1.35	1.10	1.16	1.13	1.56

(d)

Figura 5.31: Resultados dos ensaios de compressão em amostras de argamassa por idade de cura: (a) parede R; (b) parede PR; (c) parede IR e (d) parede IR++.

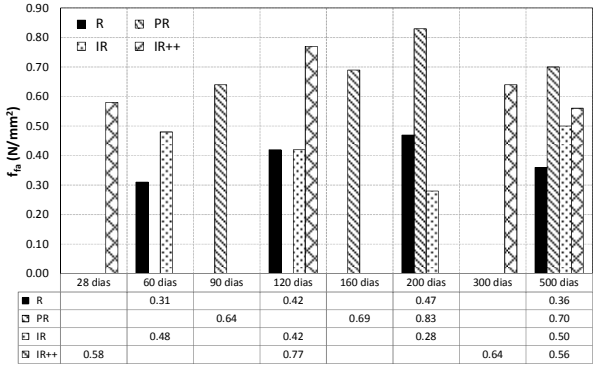
Desta análise verificou-se o seguinte:

- A redução da resistência à compressão entre os 28 dias e os 200 dias de cura na maioria das amostras de argamassa (com exceção das amostras C2, C3 e D1). Este fenómeno pode estar associado à retração durante o processo de cura, que origina fissuração interna do material. Resultados semelhantes foram registados em estudos similares (Oliveira *and* Lourenço, 2006; Silva, 2008).
- Um ligeiro aumento da resistência à compressão entre os 200 e 500 dias de idade em algumas amostras, nomeadamente B2, B3, B4, A4, A5, que pode evidenciar o lento processo de cura destas argamassas cujo endurecimento é conseguido pela via aérea.
- As amostras C2, C3 e D1 exibiram sempre uma tendência de aumento da resistência com a idade de cura, designadamente de 1.3%, 8.1% e 12.4%, valores que evidenciam a variabilidade dos resultados por amostra.
- As amostras D2, D3, D4, D5 e D6 apresentaram sempre uma redução da capacidade resistente à compressão com a idade de cura, que pode ser novamente devida ao fenómeno de retração.
- A aplicação de ensaios em amostras não normalizadas conduziu a valores da resistência à compressão semelhantes ou superiores às amostras normalizadas (a menos da C-3), o que é

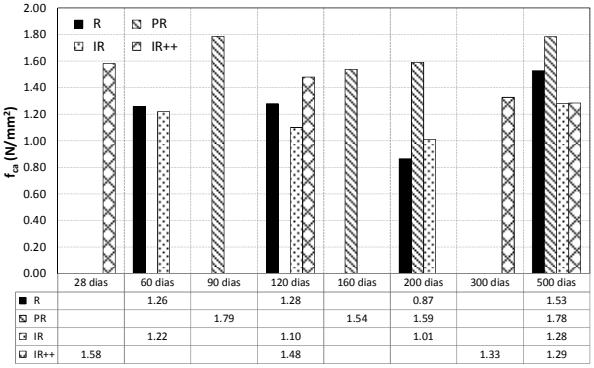
atribuível ao efeito de confinamento associado ao encabeçamento da peça com argamassa de cimento.

- Os valores de resistência obtidos encontram-se dentro do intervalo expectável neste tipo de argamassa e referido na literatura (Magalhães *and* Veiga, 2009).

De modo a sintetizar os resultados por tipologia, na Figura 5.32 encontram-se indicados os valores médios obtidos nos ensaios de flexão (f_{fa}) e de compressão (f_{ca}) das amostras normalizadas, em função da idade de cura e da tipologia da parede. Apesar das argamassas aplicadas nas diferentes tipologias apresentarem a mesma composição e terem sido realizadas de modo idêntico, os resultados obtidos apresentam uma significativa variabilidade. Nesta análise global, verifica-se que nas paredes R, PR e IR as argamassas apresentam uma redução da resistência à compressão até cerca de 200 dias de idade e uma recuperação até 500 dias, enquanto na IR a tendência é de decréscimo com a idade de cura. Porém, este fenómeno não se verificou na avaliação da resistência à flexão, porventura devido à sua maior sensibilidade aos efeitos de retração.



(a)



(b)

Figura 5.32: Resultados dos ensaios em amostras de argamassa por tipologia e idade de cura: (a) resistência à flexão (f_{fa}) e (b) resistência à compressão (f_{ca}).

5.6 Identificação dinâmica dos modelos experimentais

A identificação dinâmica consiste numa técnica não destrutiva habitualmente utilizada no diagnóstico e inspeção de estruturas. No caso específico das paredes, a aplicação desta metodologia permitiu estimar a deformabilidade dos painéis a partir da medição das frequências naturais e das correspondentes deformadas modais. Com os resultados obtidos, foi possível efetuar uma análise comparativa entre as diversas tipologias.

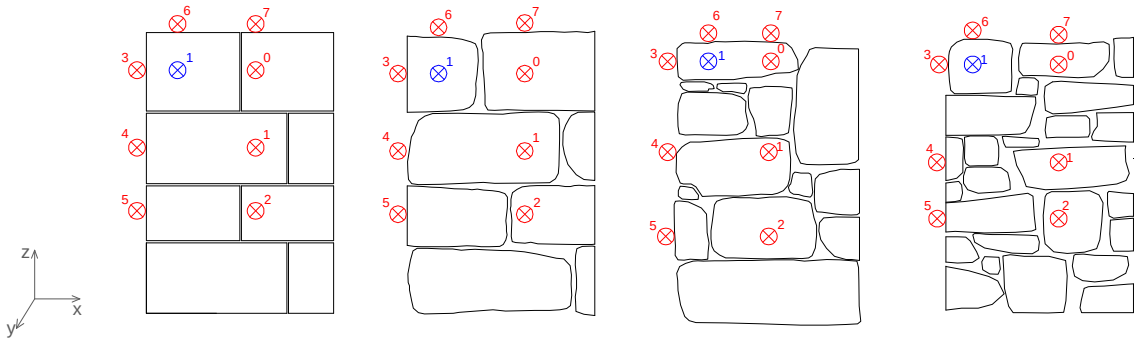
O programa do ensaio consistiu na colocação de acelerómetros em pontos pré-definidos e no registo das acelerações ao longo do tempo, mediante a excitação da estrutura pela aplicação direta de pancadas segundo as três direções (xx, yy e zz). Foram utilizados oito acelerómetros piezoelétricos unidirecionais modelo 393A03 da marca PCB® (sensibilidade de 1000mV/g e gama de frequência de 0.5 a 2000 Hz), uma placa de aquisição NI cDAQ-9172 com dois módulos do tipo IEPE (NI 9233®) e um computador portátil com o programa Labview para o controlo e aquisição dos dados durante o

ensaio, Figura 5.33. Os registos temporais foram adquiridos por períodos de cerca de 3 minutos, com uma frequência de amostragem de 2000 Hz.

(a) (b)

Figura 5.33: (a) Equipamento utilizado no ensaio e (b) registo das acelerações no programa Labview.

Foi adotado o mesmo esquema de ensaio em todos painéis, Figura 5.34: os acelerómetros identificados por 0, 1 e 2 para leituras segundo o eixo yy (fora do plano), os acelerómetros 3, 4 e 5 segundo o eixo xx (horizontal no plano) e os acelerómetros 6 e 7 segundo o eixo zz (vertical).



(a) (b) (c) (d)

Figura 5.34: Esquema tipo de colocação dos acelerómetros por tipologia: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++).

Após a recolha de dados por ensaio, foi efetuado o processamento de sinal no programa Matlab com o objetivo de reduzir/eliminar os erros e efeitos indesejáveis normalmente associados ao registo de sinal, nomeadamente de ‘leakage’ e ‘aliasing’. O tratamento de dados passou pela correção da linha de base para anular o valor residual médio e pela decimação do sinal (decimação na ordem de 10, passando a frequência de amostragem para 200Hz), procedimento adotado por Lopes (2009). Seguidamente, e recorrendo ao método avançado de decomposição no domínio da frequência (‘Enhanced Frequency Domais Decomposition’, EFDD) disponível no programa ARTeMIS Extrator (2011), foram identificadas as frequências naturais e os modos de vibração a partir da análise da função densidade espectral de potência e de funções de coerência.

Foram registadas as frequências em todos os painéis e analisados os modos de vibração correspondentes, Figura 5.35. Não foi possível identificar a frequência vertical da parede regular, provavelmente devido à elevada rigidez da estrutura nessa direção. Os resultados obtidos encontram-se indicados na Tabela 5.11: frequências no plano (xx), fora do plano (yy) e vertical (zz) para os primeiros modos de vibração com componentes de deslocamentos importantes nessas direções.

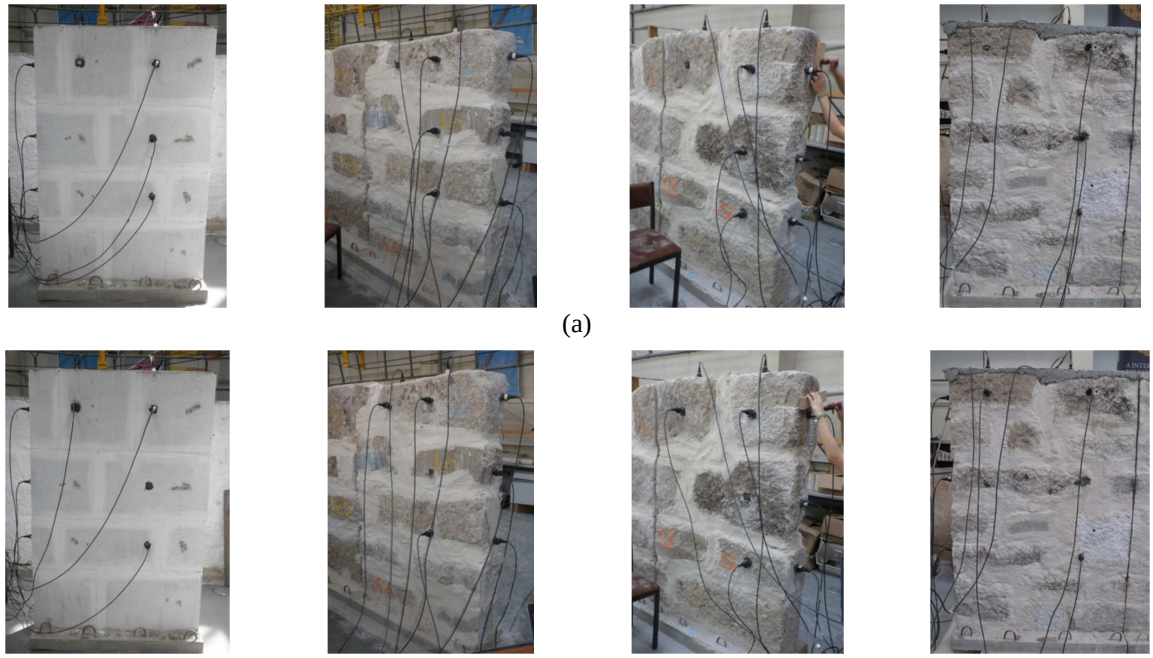


Figura 5.35: Ensaio de identificação dinâmica dos painéis por tipologia (R, PR, IR e IR++): (a) primeiro ensaio e (b) segundo ensaio.

Tabela 5.11: Frequências obtidos no ensaio por tipologia (1º modo de vibração).

Painel	Frequência (Hz)		
	xx (plano)	yy (fora plano)	zz (vertical)
R1	49.82	17.59	*
R2	56.88	15.03	*
R3	23.82	12.05	*
R5	33.02	11.17	*
R6	57.32	18.73	*
PR1	24.56	6.66	63.74
PR2	27.63	7.91	72.26
PR3	21.27	7.23	68.00
PR5	22.90	6.29	61.88
PR6	27.29	8.77	78.40
IR1	24.08	7.48	71.97
IR2	25.87	7.91	65.72
IR3	27.99	9.03	75.66
IR4	18.61	7.18	56.74
IR5	15.46	6.17	60.93
IR6	25.87	7.58	73.29
IR1++	12.01	5.09	52.10
IR2++	22.09	2.82	65.39
IR3++	15.77	5.07	70.00
IR6++	*	5.34	54.68

* não foi detetada

A título de exemplo, na Figura 5.36 encontra-se representada a função dos valores próprios das matrizes densidade espectral de potência da parede R5, onde se identificam os picos correspondentes aos dois primeiros modos de vibração (fora do plano e no plano).

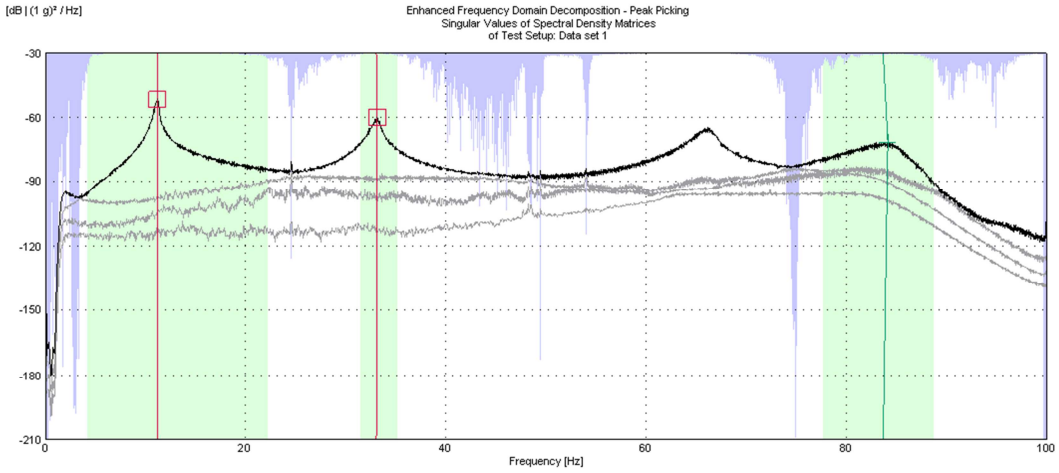
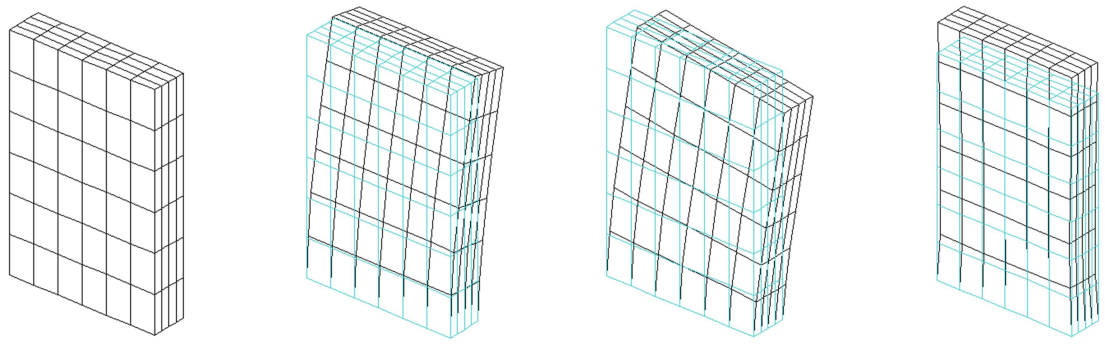


Figura 5.36: Função densidade espectral de potência para a parede R5 (ARTeMIS Extrator, 2011).

A estimativa do módulo de elasticidade (E) passou pela comparação das frequências obtidas nos ensaios, com as extraídas da modelação numérica homogénea 3D recorrendo a elementos finitos volumétricos (cub20) de uma parede com 1.20x1.80x0.28 m^3 realizada no programa Cast3M (CEA, 1990.), Figura 5.37. Nesta análise, foi considerada a massa volúmica de 25kN/m^3 para a tipologia R e de 22kN/m^3 para as restantes. Em todos os painéis considerou-se 0.20 para o coeficiente de Poisson.



(a) (b) (c) (d)

Figura 5.37: Modelação numérica no Cast3M (CEA, 1990): (a) malha; (b) 1º modo vibração fora do plano; (c) 1º modo vibração no plano e (c) 1º modo de vibração vertical.

A partir do valor médio das frequências por tipologia, foi estimado o módulo de elasticidade que aproxima as frequências numéricas das experimentais segundo as três direções (x, y e z) e para os primeiros modos de vibração correspondentes. Os resultados obtidos encontram-se indicados na Tabela 5.12.

Genericamente, verificou-se uma razoável proximidade de valores entre as duas abordagens (numérica e experimental) e para as três direções de análise, tal como se pode observar na Figura 5.38 onde se representa a relação entre as frequências experimentais e as frequências numéricas por tipologia. Posteriormente, os módulos de elasticidade determinados por este procedimento foram comparados com os obtidos no ensaio de compressão uniaxial dos painéis, a apresentar no capítulo 7.

Tabela 5.12: Frequências experimentais e numéricas e estimativa do módulo de elasticidade por tipologia.

Tipologia	Frequência (Hz)						E (kN/mm^2)
	Experimental			Numérico			
	xx (plano)	yy (f. plano)	zz (vertical)	xx (plano)	yy (f. plano)	zz (vertical)	
R	44.17	14.91	*	45.57	13.02	130.80	2.20
PR	24.73	7.37	68.86	24.29	6.94	69.71	0.55
IR	22.98	7.56	67.39	23.39	6.68	67.13	0.51
IR++	16.62	4.58	60.54	16.38	4.68	47.00	0.25

* não foi detetada

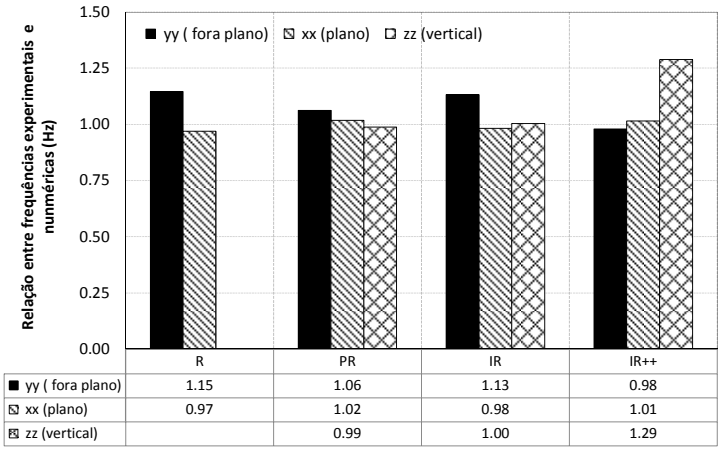


Figura 5.38: Relação entre frequências experimentais e numéricas por tipologia.

Face aos resultados obtidos pode referir-se o seguinte:

- As tipologias PR, IR e IR++ evidenciaram frequências muito distintas das obtidas na parede R (cerca do dobro), independentemente da direção de vibração. Estes resultados refletem-se na rigidez estimada para cada tipologia.
- Apesar da proximidade de valores, a tipologia IR++ apresenta frequências no plano e fora do plano inferiores à PR e IR em cerca de 30%. Este resultado evidencia a maior flexibilidade da parede IR++ que é consentânea com outros resultados (% de materiais e índice de irregularidade).
- Com esta técnica de ensaio foi possível identificar um comportamento diferente das paredes por tipologia, em particular entre a parede R e as restantes.

5.7 Comentários finais

Neste capítulo, foi apresentado o programa experimental relativo a modelos de paredes construídos em laboratório, definidos a partir do levantamento geométrico e material de alvenarias pertencentes a edifícios antigos.

Quatro tipologias de paredes foram construídas à escala real (R, PR, IR e IR++), aplicando técnicas tradicionais e recorrendo a materiais que procuraram ser próximos dos utilizados em casos reais. As

tipologias foram definidas de modo a enquadrarem-se nas diferentes classes de irregularidade identificadas no capítulo 3. A parede R corresponde a uma tipologia muito regular que pode surgir em edifícios com maior importância cultural. As restantes paredes surgem com maior frequência em edifícios antigos presentes no centro histórico do Porto. Da tipologia PR para a IR e depois para a IR++ procurou-se aumentar a irregularidade geométrica através do desalinhamento crescente das juntas horizontais e da aplicação de pedras com menor dimensão.

O levantamento da geometria em dezanove secções transversais permitiu estimar a percentagem de materiais (pedra, argamassa e calços) e vazios por tipologia. Na tipologia regular os resultados foram similares em todas as paredes, por se tratar de juntas totalmente preenchidas por argamassa com espessura de cerca de 1.5cm. Nas restantes tipologias, observaram-se variações ao nível da quantidade de cada material e verificou-se o aumento da percentagem da argamassa, calços e vazios com o aumento da irregularidade geométrica. A comparação com os valores obtidos no levantamento de paredes reais (edifício AC, capítulo 4) mostrou haver uma boa aproximação para as tipologias mais irregulares.

Os índices de irregularidade foram quantificados de acordo com os procedimentos especificados no capítulo 3 e face ao intervalo de valores pré-definido, verificou-se que as tipologias se enquadram na classe prevista na sua idealização.

A caraterização mecânica dos materiais constituintes (pedra e argamassa) permitiu aferir parâmetros de resistência e de deformabilidade, valores que foram comparados com os obtidos em casos reais. Constatou-se uma boa proximidade entre as propriedades mecânicas das pedras extraídas de paredes reais e as aplicadas nos modelos experimentais.

Uma primeira estimativa da deformabilidade das paredes por tipologia foi obtida através da medição das frequências e modos de vibração próprios, mediante a excitação da estrutura por pancadas nas três direções (plano, fora do plano e vertical), e recorrendo à calibração de um modelo numérico homogéneo num programa de cálculo automático. Obteve-se uma razoável concordância de valores entre as frequências experimentais e numéricas. Os resultados obtidos evidenciaram uma diminuição do módulo de elasticidade com o aumento da irregularidade das paredes. As diferenças mais significativas ocorreram entre os valores obtidos na tipologia regular relativamente às restantes tipologias.

Capítulo 6

Ensaios de Compressão Uniaxial

6.1 Introdução

A realização de ensaios de compressão *in situ* bem como a extração de painéis de parede para serem ensaiados em laboratório resultam, na maioria dos casos, em procedimentos muito complexos e pouco viáveis. Por este motivo, reproduzir o comportamento de alvenarias em laboratório a partir de protótipos que respeitem as caraterísticas da parede no seu estado original consiste no procedimento mais corrente (Valluzzi *et al.*, 2001; Vasconcelos, 2005; Oliveira *and* Lourenço, 2006; Binda *et al.*, 2006; Vintzileou *et al.*, 2007; Sorour *et al.*, 2009; Pinho *et al.*, 2011; Silva, 2012). O comportamento destas estruturas depende de diversos fatores (aparelho das pedras, secção transversal, tipo de materiais, etc.), estando a resistência à compressão e a deformabilidade fortemente condicionadas pela superfície de contacto entre as pedras, bem como pelas propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

A realização de ensaios de compressão em paredes de granito à escala real constituídas por blocos de grandes dimensões, apresenta como principal dificuldade a limitação técnica dos atuadores disponíveis em laboratório. Face à considerável resistência deste tipo de alvenarias, mesmo prensas mecânicas de elevada capacidade (ex: 10MN) podem não ser suficientes para conduzir à rotura painéis de parede de dimensão apropriada. Talvez por esta razão, ensaios de compressão em paredes de granito à escala real são pouco reportados na literatura.

Alguns autores procuraram avaliar a capacidade resistente de alvenarias através de ensaios em prismas (Oliveira, 2003; Vasconcelos, 2005; García, 2011). Vasconcelos (2005) realizou ensaios de compressão em prismas constituídos por três blocos de granito sobrepostos, considerando diferentes superfícies de contacto entre as pedras. As propriedades mecânicas médias do granito utilizado foram: resistência à compressão de 69.2N/mm^2, módulo de elasticidade de 20.2kN/mm^2 e resistência à tração de 2.8N/mm^2. Nos casos de junta argamassada, foi adotada uma mistura pré-doseada da *Albaria Strutural*, com um valor médio da resistência à compressão aos 7 dias de idade de 5.5N/mm^2. Em termos de resistência e de deformabilidade foram obtidos os resultados indicados na Tabela 6.1 para os diferentes tipos de junta entre pedras.

Tabela 6.1: Valores médios da resistência à compressão (f_{cp}), módulo de elasticidade (E_{cp}) e extensão no pico de tensão (ε_c) de prismas de alvenaria de pedra para diferentes tipos de juntas, Vasconcelos (2005).

Prismas	Corte da pedra	Tipo de junta	f_{cp} (N/mm^2)	E_{cp} (kN/mm^2)	ε_c (‰)
PR_S	serrada	seca	73	14.7	6.3
PR_SR	serrada e bujardada	seca	52	7.9	8.0
PR_SM	serrada	argamassada	37	4.6	9.1
PR_SS	serrada	solo granítico	64	8.9	11.7
PR_IM	corte manual	argamassa	18	1.3	14.9

Uma rápida observação da Tabela 6.1 permite constatar que os valores de resistência e do módulo de deformabilidade são muito superiores aos obtidos no caso de estudo apresentado no capítulo 4. Esta diferença de resultados dá acrescida motivação ao estudo a seguir descrito.

No presente trabalho procurou-se avaliar as propriedades mecânicas à compressão das diferentes tipologias de paredes de folha única construídas em laboratório e descritas no capítulo 5. A dimensão dos painéis foi definida de modo a procurar respeitar as normas, considerando a dimensão real dos blocos de pedra (medida diagonal entre 50 e 90cm).

O capítulo inicia com a descrição do programa de ensaio, passando de seguida à análise e interpretação dos resultados. Por último, apresenta-se os resultados da modelação numérica dos painéis ensaiados, realizada com o objetivo de melhor compreender os fenómenos envolvidos no comportamento das paredes e de tentar encontrar relações empíricas entre as propriedades mecânicas dos materiais isoladamente e no seu conjunto por tipologia. Como já foi referido no capítulo 2, na literatura são apresentadas algumas expressões genericamente dirigidas a alvenarias, preferencialmente de tijolo, com juntas totalmente preenchidas (EC6, CEN 2005; da Porto, 2005; Kaushik *et al.*, 2007 referido por Lopes, 2009).

6.2 Aspetos gerais do programa experimental

Os ensaios de compressão uniaxial foram, na sua maioria, realizados no LESE, sendo a carga vertical aplicada por dois atuadores com capacidade máxima total de 3.0MN a funcionar em conjunto, Figura 6.1a). Paralelamente, foi necessário recorrer a uma prensa com maior capacidade (10MN) disponível no Laboratório de Ensaios de Materiais de Construção (LEMC) da FEUP, para ensaiar à rotura os painéis regulares, Figura 6.1b).

Conforme já foi descrito no capítulo 5, no pórtico do LESE o ensaio decorreu sob controlo de deslocamentos (velocidade de ensaio de 0.05mm/s), enquanto na prensa do LEMC o controlo foi efetuado em força por imposição do próprio equipamento (velocidade de ensaio de 5kN/s). Aplicar o sistema de controlo em força em ensaios à rotura exige cuidados acrescidos, nomeadamente em estruturas que exibem uma rotura frágil, como é o caso das alvenarias. Por segurança, o sistema interrompe o ensaio quando o nível de força atingido for inferior a uma dada fração da força (ex: 10%) registada no instante imediatamente anterior, pelo que a resposta obtida na fase pós-pico vem influenciada por esta limitação.

(a) (b)

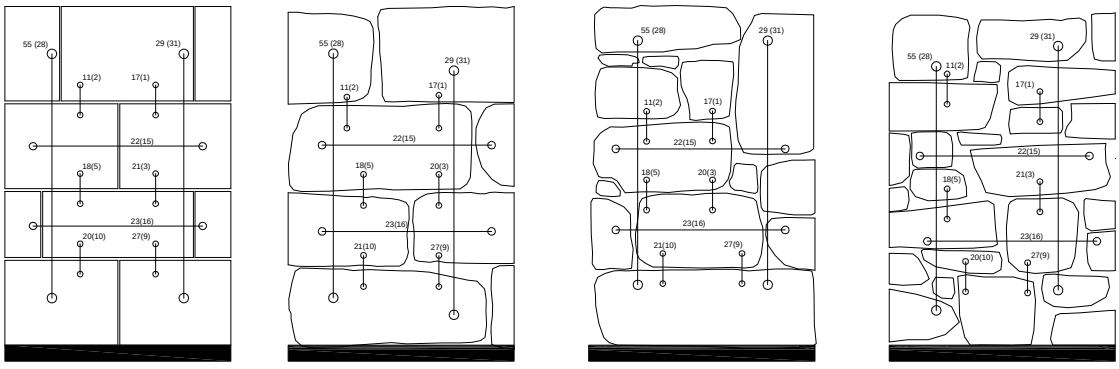
Figura 6.1: (a) Pórtico de ensaio do LESE e (b) prensa de 10MN do LEMC.

De modo a garantir uniformidade na distribuição das cargas verticais, foi colocada na face superior das paredes uma viga metálica constituída por dois perfis HEB200 soldados e rigidificados com nervuras verticais (viga de repartição). Apenas no ensaio à rotura do painel R3, realizado na prensa do LEMC foi adotada uma viga de repartição mais rígida constituída por quatro perfis HEB200 soldados e rigidificados com nervuras (a mesma que foi aplicada no ensaio das paredes reais, apresentada no capítulo 4). Esta alteração permitiu uma melhor distribuição das cargas verticais.

A medição dos deslocamentos foi realizada mediante a colocação de LVDTs em ambas as faces da parede, devidamente fixados às pedras e com diferentes cursos, nomeadamente:

- Quatro LVDTs para o registo dos deslocamentos verticais globais da parede (55, 28, 29, 31).
- Doze LVDTs para o registo dos deslocamentos verticais das juntas (11, 2, 17, 1, 18, 5, 21, 3, 20, 10, 27, 9).
- Quatro LVDTs para a medição dos deslocamentos horizontais (22, 15, 23, 16).

O esquema adotado em cada tipologia pode ser observado na Figura 6.2.



(a) (b) (c) (d)

Figura 6.2: Esquema do ensaio à compressão por tipologia: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++).

A instrumentação foi igual em todos os painéis, variando apenas a localização em função da disposição das pedras. Ao longo da secção transversal não foi colocada instrumentação por se tratar de paredes de folha única.

No âmbito do programa experimental foram então ensaiados à compressão doze painéis de parede (três por tipologia) com cerca de 1.20m de largura, 1.80m de altura e 0.28m de espessura. Numa primeira fase, realizaram-se ensaios monotónicos em quatro painéis (um por tipologia), de modo a estimar a resistência à compressão por tipologia. Uma vez que no painel regular não foi possível atingir a rotura, foi necessário ensaiá-lo novamente na prensa do LEMC.

Numa segunda fase, os restantes painéis (dois por tipologia, num total de oito) foram submetidos a ensaios cíclicos no LESE para valores de tensão da ordem dos 10% a 40% da resistência estimada na primeira fase, de modo a avaliar o módulo de elasticidade. Após a conclusão da fase cíclica, os painéis das tipologias PR, IR e IR++ foram ensaiados até à rotura, enquanto os painéis da tipologia R foram transferidos para a prensa do LEMC para serem ensaiados até à rotura. Na Tabela 6.2 encontram-se identificados os painéis por tipologia e o tipo de ensaio realizado.

Tabela 6.2: Identificação dos painéis submetidos a ensaios de compressão.

Tipologia	Painel	Local de ensaio	Tipo de ensaio
R	R1	LESE/LEMC	monotónico
	R2	LESE/LEMC	cíclico
	R3	LESE/LEMC	cíclico
PR	PR1	LESE	monotónico
	PR2	LESE	cíclico
	PR3	LESE	cíclico
IR	IR1	LESE	monotónico
	IR2	LESE	cíclico
	IR3	LESE	cíclico
IR++	IR1++	LESE	monotónico
	IR2++	LESE	cíclico
	IR3++	LESE	cíclico

6.3 Análise dos resultados

Os modelos concebidos em laboratório foram submetidos a cargas verticais crescentes, com o objetivo de estimar as caraterísticas mecânicas de alvenarias constituídas por blocos de grandes dimensões. O tratamento dos resultados incluiu a observação e a marcação do padrão de fissuração ao longo das quatro faces da parede, bem como o registo do nível de tensão associado às primeiras fissuras.

Os ensaios monotónicos permitiram avaliar a capacidade resistente das paredes, sendo posteriormente realizados ensaios cíclicos para estimar o comportamento das paredes nestas condições. Para além de se avaliar a capacidade resistente e a deformabilidade global das paredes, foi ainda estudado o

comportamento local das juntas. Os resultados obtidos foram devidamente tratados e permitiram estabelecer uma análise comparativa entre as diferentes tipologias de parede.

6.3.1 Modos de rotura

O padrão de fissuração registado nos painéis regulares (R) foi significativamente diferente do observado nas restantes tipologias. Contudo, em todas as tipologias o modo de rotura foi frágil.

Na tipologia R, como as juntas foram totalmente preenchidas por argamassa, os vazios são praticamente inexistentes, permitindo uma distribuição de tensões mais uniforme entre a pedra e a argamassa. O efeito de arco das pedras, embora exista (uma vez que a argamassa tem uma rigidez muito inferior à das pedras), apresenta menor expressão, atrasando o desenvolvimento das primeiras fissuras que são verticais e ocorrem no alinhamento das juntas verticais, Figura 6.3.

Nas tipologias R1 e R2, as primeiras fissuras ocorreram a meio do painel e para um nível de tensão inferior ao registado no painel R3. Neste último painel, não foi possível determinar a tensão máxima uma vez que foi atingida a capacidade limite da prensa sem o colapso da parede.

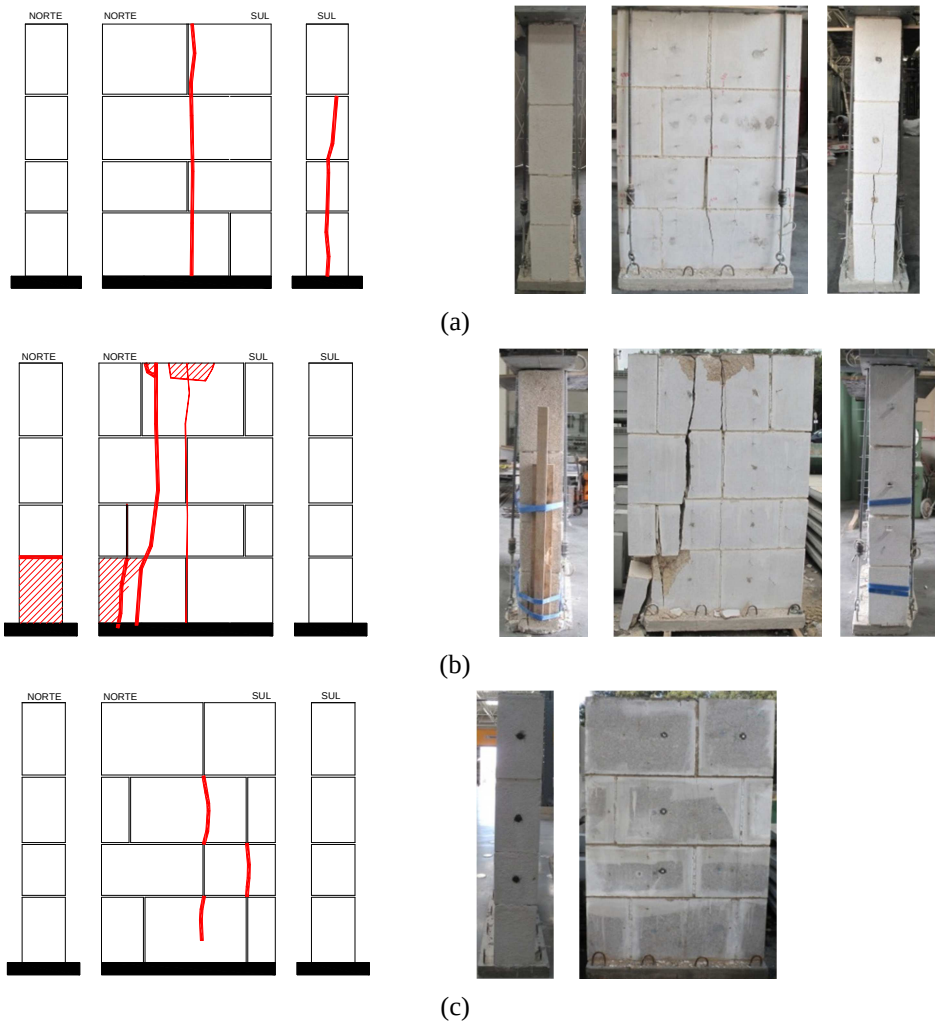


Figura 6.3: Modos de rotura das paredes da tipologia R: (a) R1, (b) R2 e (c) R3.

Realça-se o estado de compactação da argamassa no final do ensaio, verificado após o desmonte da parede; as camadas de argamassa com cerca de 1.5cm encontravam-se fortemente confinadas entre pedras, destacando-se facilmente em grandes placas, Figura 6.4. Na realidade, nas zonas mais internas da parede, a argamassa esteve sujeita a um estado de compressão triaxial, característico de alvenarias formadas pela assemblagem de blocos prismáticos com juntas totalmente preenchidas (da Porto, 2005).

Figura 6.4: Aparência da argamassa no final do ensaio dos painéis regulares.

O padrão de fissuração observado no ensaio das tipologias PR, IR e IR++ foi semelhante, apesar das primeiras fissuras surgirem para diferentes níveis de tensão. Devido à existência de calços e vazios no interior da secção transversal, a deformação teve início no esmagamento dos calços e colmatação dos vazios. As tensões de compressão são então desviadas para os pontos de contacto entre pedras, gerando um efeito de arco que induz esforços de tração na zona inferior das pedras, provocando fissuras na direção vertical.

Com o aumento do nível de tensão, o dano foi-se acentuando e surgiram novas fissuras em diferentes zonas do painel. Os bordos das pedras nas extremidades dos painéis sofreram esmagamento e ocorreu a delaminação e destacamento de partes dessas pedras (efeito de bordo). Apesar da perda de rigidez resultante da fissuração, na maioria dos casos as paredes conseguiram recuperar e ganhar novamente rigidez e resistência após um novo rearranjo dos elementos constituintes. Durante o ensaio o dano estendia-se progressivamente a toda altura dos painéis com rotura por tração e esmagamento de pedras, até as paredes começaram a perder resistência, altura em que o ensaio terminava. Na Figura 6.5 encontra-se um exemplo do padrão de fissuração registado nas tipologias PR, IR e IR++, onde as linhas de rotura estão marcadas a vermelho e as zonas preenchidas a vermelho correspondem à delaminação das pedras. Os danos registados nas restantes paredes encontram-se no anexo E.

Na Figura 6.6 encontram-se indicados os valores das tensões de compressão (σ_{cr}) que originaram as primeiras fissuras das pedras de maior dimensão. Previamente a este nível de tensão, foram observados esmagamentos de calços acompanhados de destacamento de argamassa. Face aos resultados apresentados, destaca-se o elevado nível de σ_{cr} das paredes regulares face às restantes. Em particular, refere-se o valor muito superior da parede R3 comparativamente com os resultados obtidos nos restantes painéis da mesma tipologia, provavelmente devido à alteração da viga de repartição que permitiu uma melhor distribuição das tensões ao longo da espessura da parede. Valores similares de

σ_{cr} foram obtidos nas tipologias PR, IR e IR++, embora tendencialmente decrescentes à medida que aumenta a irregularidade do painel.

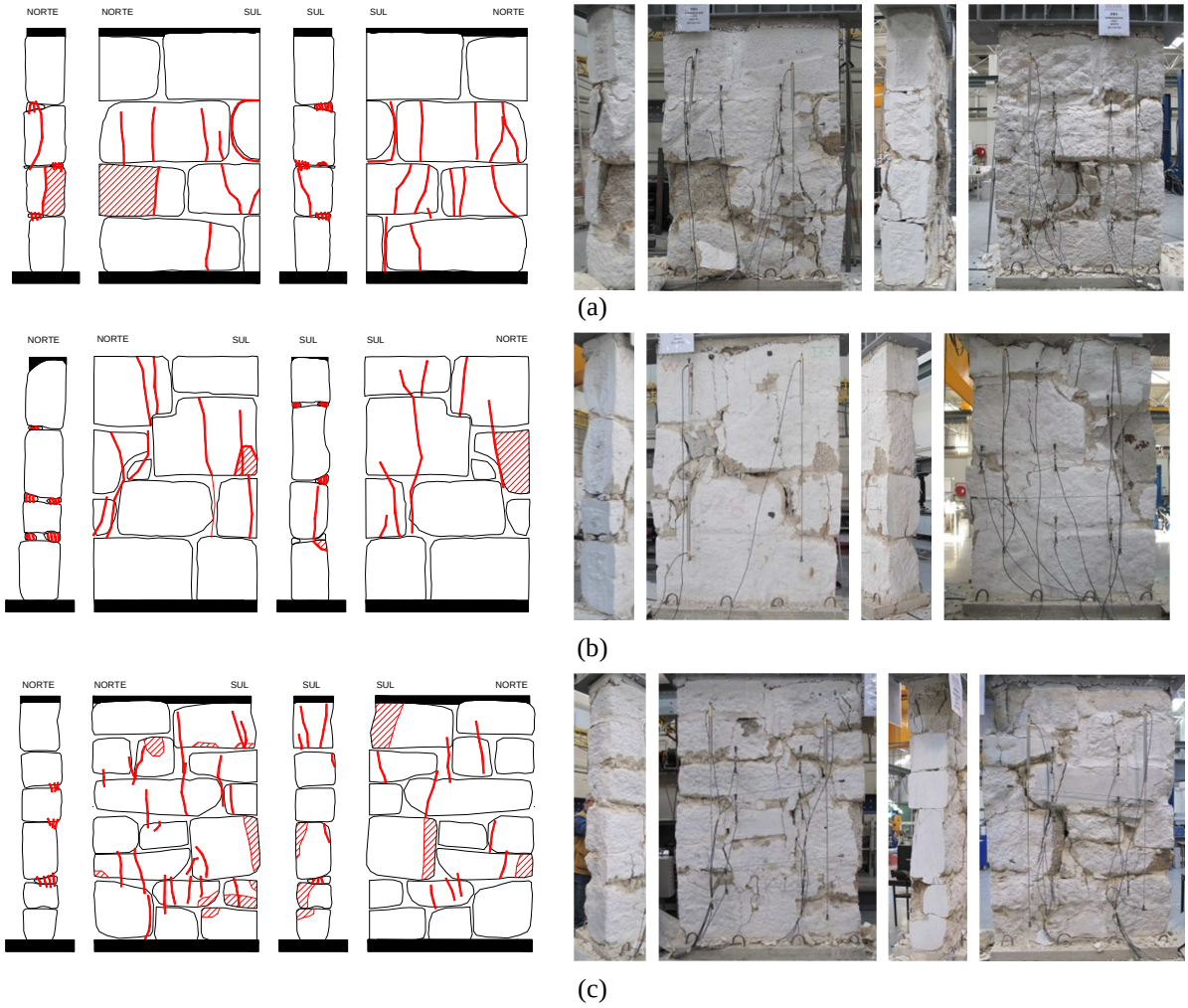


Figura 6.5: Exemplo de padrão de fissuração de paredes por tipologia: (a) parcialmente regular, PR1; (b) irregular, IR3 e (c) muito irregular, IR1++.

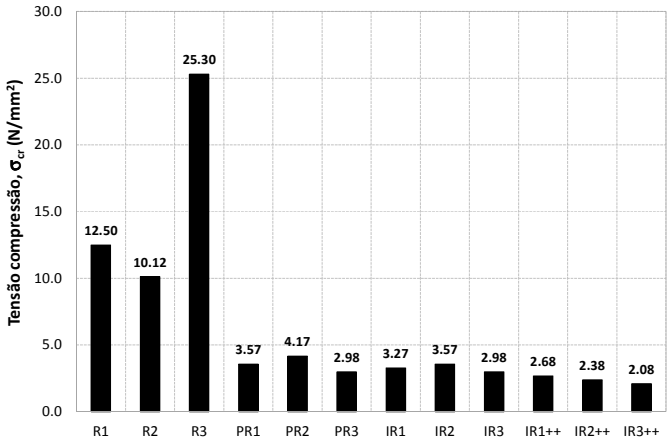


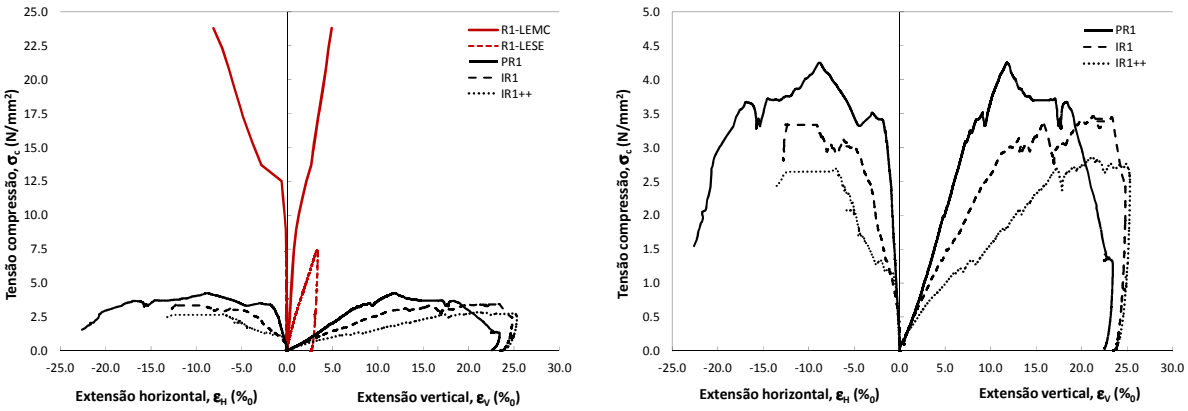
Figura 6.6: Tensões de compressão correspondente às primeiras fissuras (σ_{cr}) por tipologia.

6.3.2 Quantificação de parâmetros mecânicos dos modelos experimentais

Baseado nos resultados obtidos, foi possível quantificar parâmetros de resistência e de deformabilidade dos diversos painéis. Foi determinada a extensão vertical (ε_V) e horizontal (ε_H), e a relação entre estas extensões para 40% da tensão máxima permitiu estimar o coeficiente de Poisson (ν). A partir dos níveis de força registada nos dois atuadores, e tendo em conta a dimensão da secção transversal, foi avaliada a tensão instalada (σ_c), cujo máximo valor corresponde à resistência à compressão do painel (f_{cp}). O módulo de elasticidade (E_{cp}) foi quantificado a partir da análise dos diagramas (σ-ε) para valores entre 10 e 40% da tensão máxima. A relação entre a deformabilidade e a resistência à compressão obtida nestes ensaios foi comparada com propostas referidas na literatura. A extensão última também foi analisada (ε_{cu}).

6.3.2.1 Ensaio de compressão monotónico

Numa primeira fase, foi traçado o diagrama (σ_c-ε_v) correspondente ao ensaio monotónico de quatro painéis (um por tipologia), Figura 6.7a). Como já foi referido, o ensaio da parede R1 ocorreu em duas fases, primeiro no LESE e depois no LEMC. A curva relativa ao painel R1-LEMC não apresenta fase pós pico, uma vez que o ensaio decorreu em controlo de força.



(a) (b)

Figura 6.7: Diagrama (σ_c-ε_v) no ensaio monotónico dos painéis: (a) R1, PR1, IR1e IR1++ e (b) PR1, IR1 e IR1++.

Da análise do referido diagrama verificou-se uma clara diferença de comportamento entre o painel R e os restantes. De facto, a forma regular das pedras originou uma superfície de contacto também regular, levando a que a parede R1 exibisse uma resistência e rigidez muito superior à das restantes tipologias (cerca de sete vezes mais). Por outro lado, as paredes PR1, IR1 e IR1++ apresentaram comportamento praticamente linear até próximo da tensão máxima, surgindo algumas quebras à medida que vão ocorrendo fissuras nas pedras e um novo rearranjo dos elementos, Figura 6.7b). Em termos de resistência e de deformabilidade, as diferenças entre estes painéis foram ligeiras mas verificou-se a redução da capacidade resistente e rigidez à medida que aumentava a irregularidade do painel. Efetivamente, estas tipologias são constituídas por pedras com forma geométrica idêntica e ligeira variação de dimensão (índices de forma da pedra muito próximos), diferenciando-se em particular na

disposição das pedras em termos de alinhamentos horizontais. Deste modo, a variação da textura destas tipologias influenciou levemente o comportamento das paredes à compressão.

Nesta fase, para além da avaliação da resistência à compressão, foi também estimado o módulo de elasticidade (10-40%), o coeficiente de Poisson e a extensão última. Os resultados obtidos encontram-se sintetizados na Tabela 6.3, conjuntamente com outros resultados relativos aos ensaios de compressão cíclicos.

6.3.2.2 Ensaio de compressão cíclico

Numa segunda fase foram realizados ensaios cíclicos para níveis de tensão entre 10 a 40% da resistência estimada nos ensaios monotónicos, seguindo-se o ensaio até à rotura. Os ciclos de carga não foram iguais em todos os ensaios devido à dificuldade em estabelecer correspondência entre o deslocamento a impor ao sistema e o nível de carga pretendido. Os ensaios decorreram em controlo de deslocamentos, mas tendo como referência a leitura do transdutor interno ao atuador que vinha afetado da deformação do pórtico de reação, pelo que os deslocamentos máximos não coincidiam com os pretendidos.

Os diagramas (σ_C-ε_V) da Figura 6.8 ilustram o comportamento dos painéis ensaiados. De salientar que não foi possível atingir a rotura do painel R3, pelo que a tensão máxima registada foi considerada como um limite inferior da capacidade resistente.

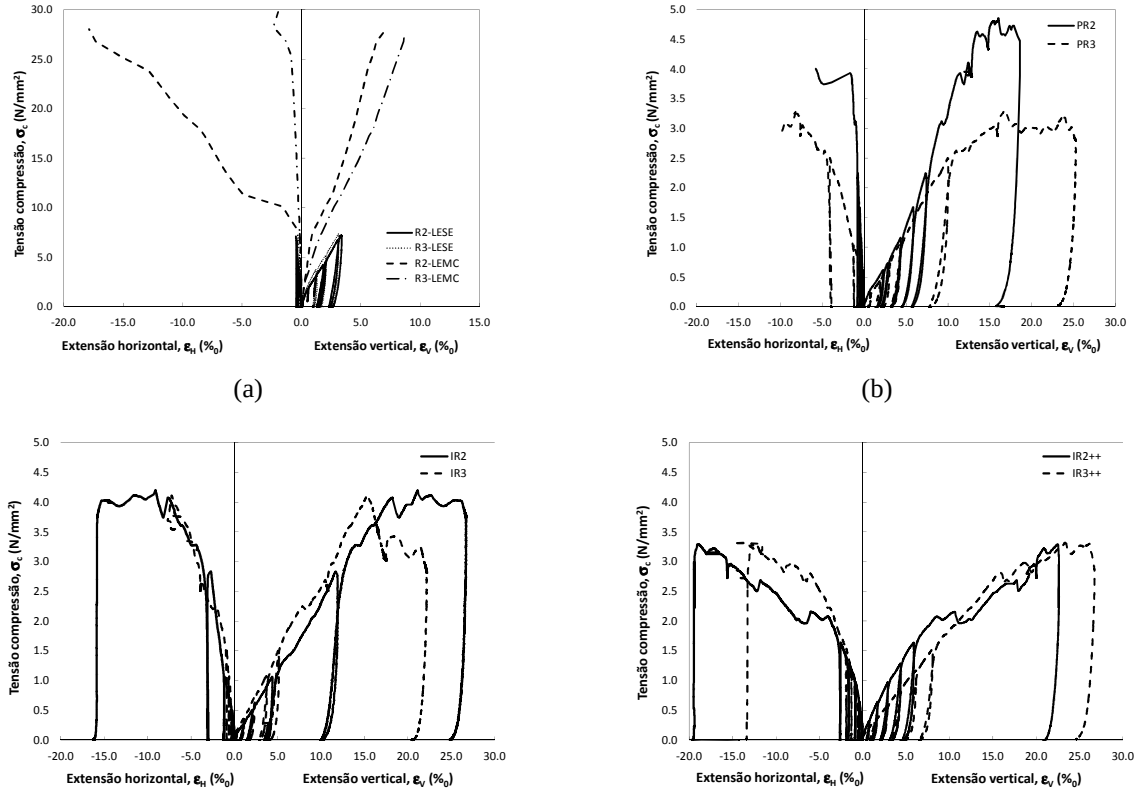


Figura 6.8: Diagrama (σ_c-ε_v) para o ensaio cíclico e rotura: (a) parede R2e R3; (b) PR2 e PR3; (c) IR2 e IR3; (d) IR2++ e IR3++.

Em concordância com os ensaios monotónicos, a tipologia regular destacou-se das restantes em termos de resistência e de rigidez. Em termos médios, a resistência à compressão da parede R é cerca de sete vezes superior. Nas tipologias PR, IR e IR++ as diferenças são bastante menores, correspondendo em termos médios a uma variação na ordem dos 16%.

Foi avaliado o módulo de elasticidade tangente em fase de primeira carga e de recarga para os diversos ciclos. Verificou-se que as paredes exibem rigidez semelhante em ciclos sucessivos de carga e de recarga. Por outro lado, em todas as tipologias observou-se que a rigidez em fase de recarga é cerca de quatro a cinco vezes superior à de carga. Este fenómeno já foi constatado por diversos autores e está relacionado com as caraterísticas de deformabilidade do material das juntas (Vasconcelos, 2005; Oliveira *and* Lourenço, 2006; Binda *et al.*, 2006).

Admitindo uma relação linear entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão ($E_{cp}=kf_{cp}$), o parâmetro de proporcionalidade k foi idêntico em todas as tipologias. Verificou-se que o acréscimo de k entre a fase de primeira carga e de recarga é de cerca de quatro vezes. Nos ensaios de paredes reais descritos no capítulo 4, este parâmetro foi na ordem dos 95 em fase de carga e de 430 em fase de recarga, logo um pouco superiores aos aqui obtidos. Comparativamente com as relações definidas na bibliografia e códigos (entre 700 e 1000) os valores encontrados são novamente bastante inferiores. Os resultados dos ensaios de compressão das paredes encontram-se indicados na Tabela 6.3.

6.3.2.3 Síntese de resultados

Nesta secção são analisados e comparados os resultados obtidos nos ensaios monotónicos e cíclicos das diversas tipologias. O módulo de elasticidade determinado pela via experimental é comparado com o estimado na identificação dinâmica e os resultados do ensaio de compressão da parede real apresentados no capítulo 4 são comparados com os valores obtidos nos modelos experimentais.

A Tabela 6.3 contém os valores dos parâmetros mecânicos obtidos em todos os ensaios de compressão, nomeadamente a tensão das primeiras fissuras (σ_{cr}), a resistência à compressão (f_{cp}), o módulo de elasticidade (E_{cp}) em carga e recarga, a relação entre módulo de elasticidade e resistência identificado por k, o coeficiente de Poisson (ν) e a extensão última (ε_{cu}).

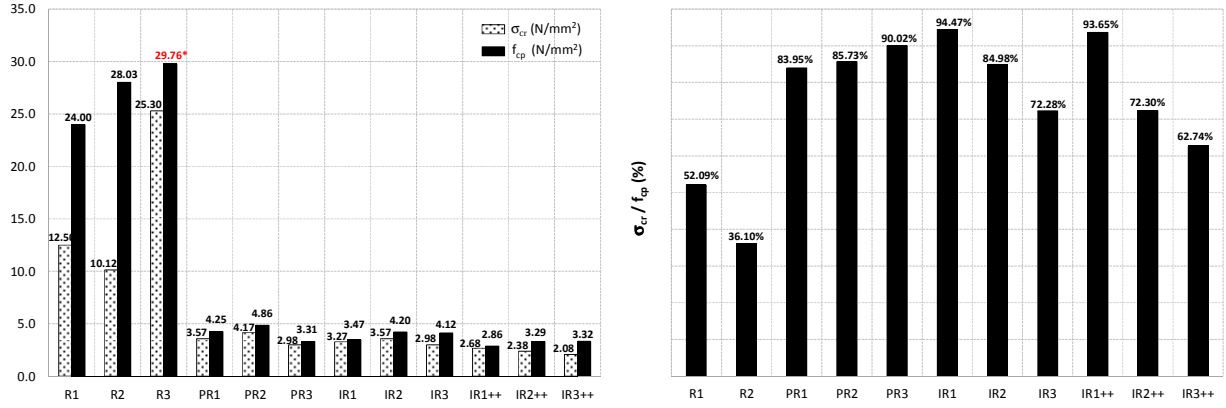
De modo a estabelecer uma análise comparativa entre a resistência à compressão (f_{cp}) e o nível de tensão associado às primeiras fissuras (σ_{cr}) foi traçado o diagrama da Figura 6.9a). Verificou-se que, enquanto nas tipologias R1 e R2 se registou uma diferença significativa entre a ocorrência dos primeiros danos e o colapso, o mesmo não se verificou nas tipologias PR, IR e IR++. Na parede R3 esta diferença foi menos acentuada, uma vez que não foi atingida a tensão máxima e, por este motivo, o valor indicado no diagrama está a vermelho. Nas tipologias PR, IR e IR++, a diferença entre a tensão que causou o aparecimento das primeiras fendas e a tensão máxima foi muito ligeira, o que evidencia o comportamento frágil deste tipo de alvenarias. Nestas tipologias, numa primeira fase do carregamento ocorreu o esmagamento de calços e de argamassa. Posteriormente, o contato entre pedras originou as primeiras fissuras que se estenderam ao longo da parede e rapidamente se atingiu a

capacidade resistente. O diagrama da Figura 6.9b) evidencia essas diferenças. Pelo facto da parede R3 não se encontrar nas mesmas condições das restantes não foi incluída neste diagrama.

Tabela 6.3: Propriedades mecânicas obtidas dos ensaios de compressão por tipologia de parede.

Painel	σ_{cr} (N/mm^2)	f_{cp} (N/mm^2)	E_{cp} (kN/mm^2)		k= E_{cp}/f_{cp}		$\frac{E_{cp}^{rec\,arg\,a}}{E_{cp}^{c\,arg\,a}}$	$\nu_{40\%}$	ε_{cu} (%0)
			carga 10-40%	recarga	carga	recarga			
R1	12.50	24.00	2.10	10.07	87.51	419.60	4.80	0.04	4.91
R2	10.12	28.03	2.17	8.10	77.42	288.88	3.73	0.14	7.13
R3	25.30	29.76*	2.02	7.63	67.88	256.39	3.78	0.24	6.67
média	**15.97**	**27.26***	**2.10**	**8.60**	**77.60**	**321.62**	**4.10**	**0.14**	**6.24**
PR1	3.57	4.25	0.42	-	99.81	-	-	0.18	22.60
PR2	4.17	4.86	0.33	1.31	67.38	269.53	3.97	0.10	16.00
PR3	2.98	3.31	0.26	1.00	77.13	302.46	3.85	0.24	23.30
média	**3.57**	**4.14**	**0.34**	**1.16**	**81.44**	**286.00**	**3.91**	**0.17**	**20.63**
IR1	3.27	3.47	0.30	-	86.39	-	-	0.23	23.81
IR2	3.57	4.20	0.26	1.26	61.32	299.80	4.85	0.23	25.15
IR3	2.98	4.12	0.32	1.26	78.29	306.02	3.94	0.17	21.04
média	**3.27**	**3.93**	**0.29**	**1.26**	**75.33**	**302.91**	**4.40**	**0.21**	**23.33**
IR1++	2.68	2.86	0.18	-	61.03	-	-	0.13	23.71
IR2++	2.38	3.29	0.29	1.29	88.96	391.19	4.45	0.30	21.30
IR3++	2.08	3.32	0.18	1.09	55.18	327.22	6.06	0.21	25.00
média	**2.38**	**3.16**	**0.22**	**1.19**	**68.39**	**359.21**	**5.26**	**0.21**	**23.34**

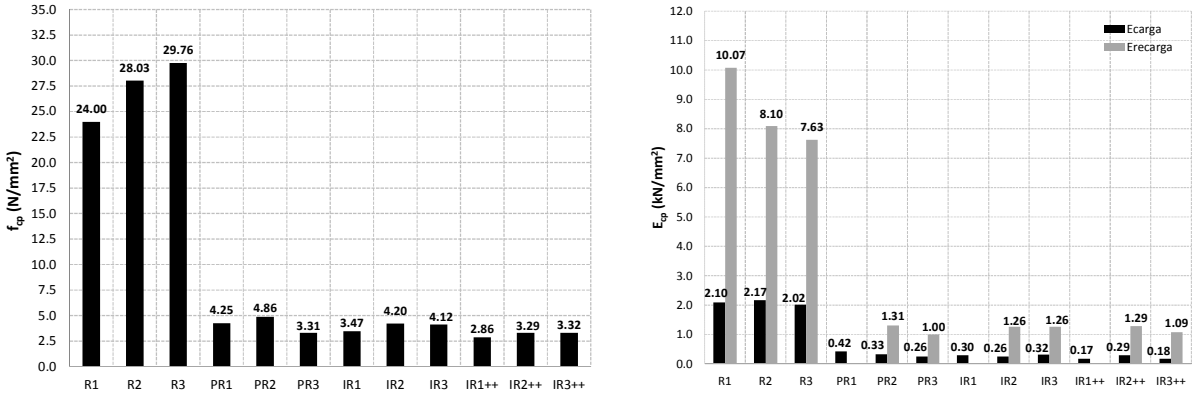
Nota: * limite inferior da resistência à compressão



(a) (b)

Figura 6.9: (a) Comparação entre f_{cp} (N/mm^2) e σ_{cr} (N/mm^2) para todas as tipologias e (b) σ_{cr}/ f_{cp} (%).

No diagrama da Figura 6.10 apresenta-se a variação da resistência à compressão por tipologia (f_{cp}), bem como o módulo de elasticidade (E_{cp}) em fase de carga e de recarga. Como já foi referido, realça-se a acentuada diferença entre a tipologia regular e as restantes. Para a mesma tipologia, os ensaios monotónicos e cíclicos exibiram resultados semelhantes.

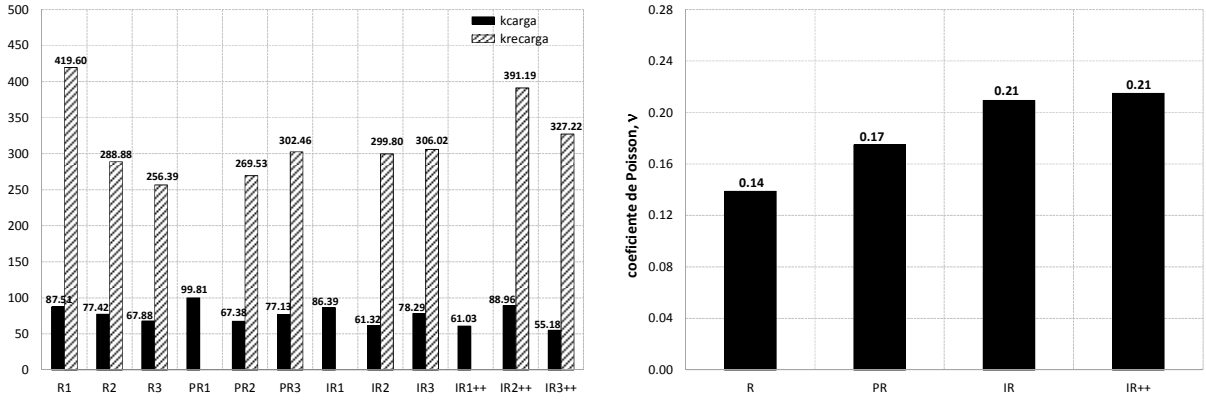


(a) (b)

Figura 6.10: Análise comparativa entre painéis: (a) resistência à compressão (f_{cp}) e (b) módulo de elasticidade (E_{cp}).

Face ao exposto, conclui-se que a deformabilidade de paredes constituídas por pedras de grandes dimensões é em grande parte condicionada pelas caraterísticas mecânicas do material das juntas, bem como pelos vazios presentes no interior da secção transversal. Por outro lado, a resistência à compressão depende, essencialmente, das condições de apoio das pedras, nomeadamente da superfície de contacto entre pedras e da sua capacidade resistente à tração.

Verificou-se ainda que a relação entre a deformabilidade e a resistência à compressão (k) em carga e recarga é da mesma ordem de grandeza, independentemente da tipologia, e muito inferior ao valor especificado na literatura, Figura 6.11a). Em termos médios, o coeficiente de Poisson exibiu uma tendência de ligeiro acréscimo com o aumento da irregularidade dos painéis, Figura 6.11b), o que é expectável face à maior deformabilidade lateral que os painéis irregulares exibem devido à menor dimensão das pedras.



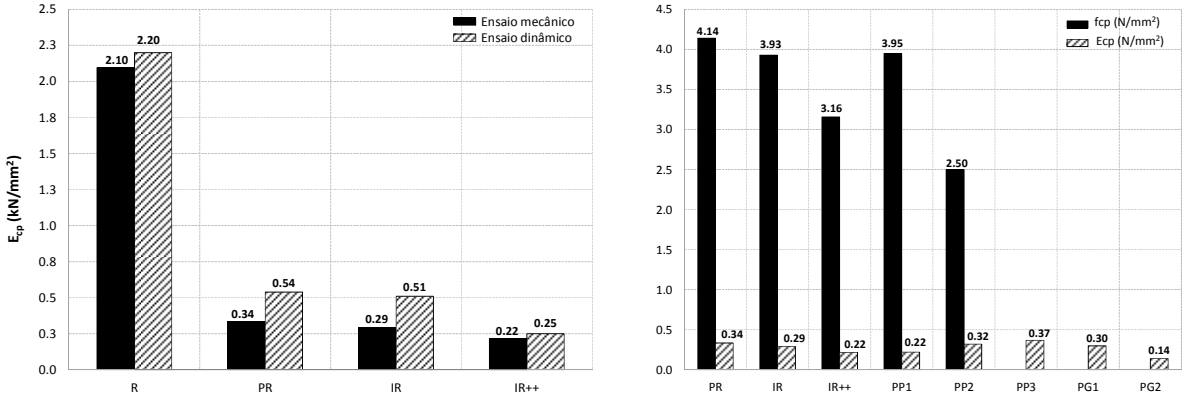
(a) (b)

Figura 6.11: (a) Evolução da relação entre a deformabilidade e a resistência dos painéis ensaiados e (b) valores médios do coeficiente de Poisson por tipologia.

Comparando o módulo de elasticidade obtido nos ensaios experimentais com o estimado a partir da identificação dinâmica e da modelação numérica apresentada na secção 5.6 do capítulo 5, verificou-se uma considerável concordância de valores, Figura 6.12a). A tipologia R foi a que esteve mais próxima com uma variação de 4.8%, seguida da tipologia IR++ com uma variação de cerca de 13%. As paredes

PR e IR exibiram maiores diferenças, nomeadamente de 38% e 43%, respetivamente. Desta análise, conclui-se que a medição das frequências como meio para aferir o módulo de elasticidade é viável e conduz a uma estimativa de valores próxima da obtida em ensaios mecânicos.

Tomando o valor médio da resistência à compressão e do módulo de elasticidade para as tipologias PR, IR e IR++, a Figura 6.12b) compara esses resultados com os obtidos nos ensaios em paredes reais do caso AC (António Carneiro) e descritos no capítulo 4 (painéis PP1, PP2, PP3, PG1 e PG2). Da análise da referida figura, verifica-se uma boa proximidade de valores em termos de resistência e de deformabilidade.



(a) (b)

Figura 6.12: (a) Valores do módulo de elasticidade (E_{cp}) obtidos no ensaio de compressão e no ensaio dinâmico e (b) comparação entre f_{cp} e E_{cp} dos modelos e das paredes reais do edifício AC (capítulo 4).

6.3.3 Quantificação da deformabilidade das juntas

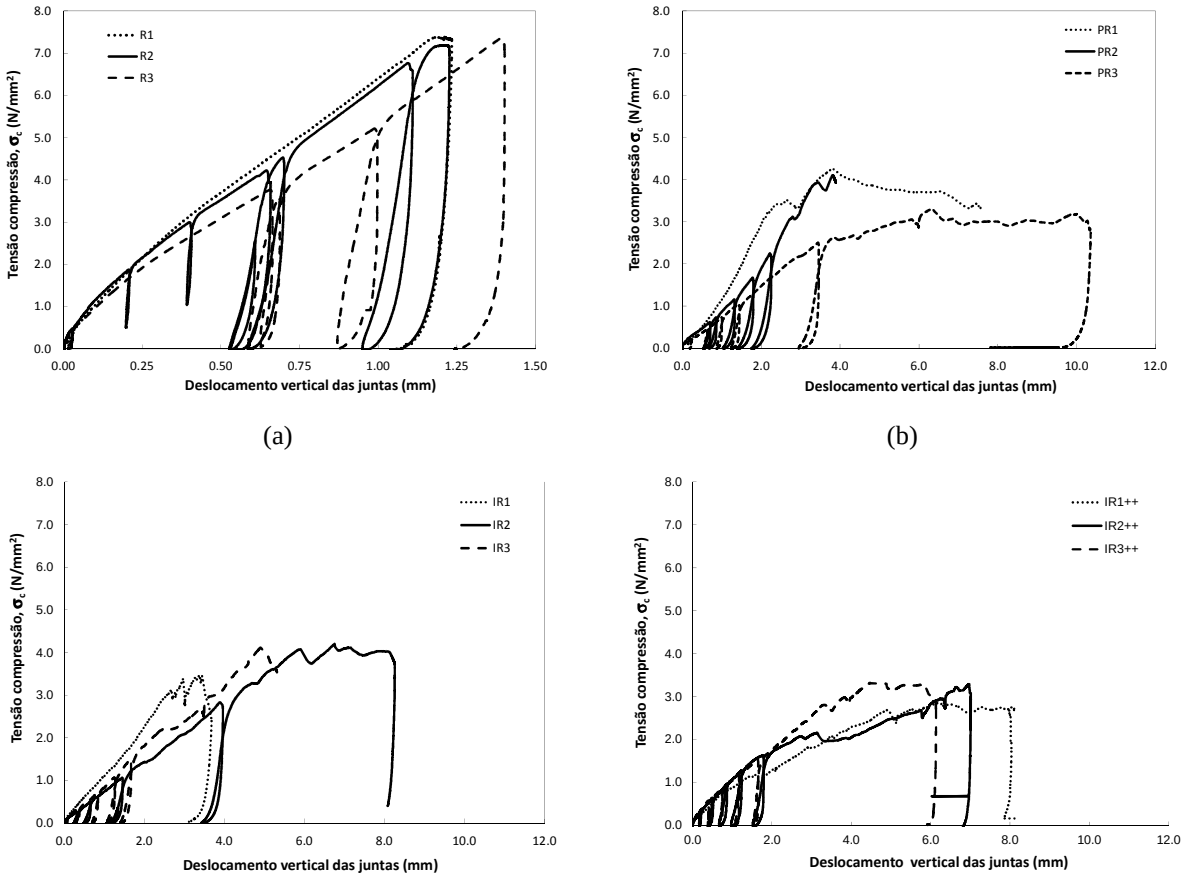
Procurando avaliar as caraterísticas de deformabilidade das juntas, foram registados os deslocamentos verticais ao longo de três alinhamentos através de seis LVDTs colocados em cada face da parede. Na Figura 6.13 ilustra-se o sistema de instrumentação e a constituição das juntas ao longo da secção transversal de alguns painéis.

Na Figura 6.14 encontram-se representados os diagramas tensão vertical *vs* deslocamento vertical para as diferentes tipologias, obtidos da média dos valores para os três níveis de juntas. Uma vez que na tipologia regular as juntas se encontravam totalmente preenchidas, os resultados obtidos foram diretamente relacionados com as propriedades da argamassa. Como nas restantes tipologias as juntas de espessura variável são constituídas por argamassa, vazios e calços, a informação extraída diz respeito às caraterísticas do material de enchimento no seu conjunto.

(a) (b)

(c) (d)

Figura 6.13: Instrumentação das juntas por tipologia, vista em alçado e secção transversal: (a) painel regular R1; painel parcialmente regular PR1; (c) painel irregular IR2 e (d) painel muito irregular (IR++).



(a) (b)

(c) (d)

Figura 6.14: Diagrama tensão vs deslocamento ao nível das juntas para a tipologia: (a) R, (b) PR, (c) IR e (d) IR++.

De acordo com o diagrama da Figura 6.14, e apesar dos diferentes tipos de juntas, foi avaliada a rigidez normal (k_n) para cada tipologia. Na Tabela 6.4 encontram-se indicados os resultados de k_n por

painel, assim como as estimativas do módulo de elasticidade do material constituinte das juntas (E_j), obtidos a partir do valor médio da espessura de junta (t_j), da altura de pedra entre os pontos de fixação (t_b) dos LVDTs e do módulo de elasticidade da pedra (E_{cb}), aplicando a expressão (6.1) que resulta de uma associação em serie de duas 'molas', uma correspondente à junta e outra à pedra.

$$E_j = t_j \cdot \left(\frac{1}{k_n} - \frac{t_b}{E_{cb}}\right)^{-1} \tag{6.1}$$

Face aos resultados extraídos dos ensaios em carotes de pedras descritos no capítulo 5 (secção 5.5), admitiu-se E_{cb}=20kN/mm^2. Considerou-se uma espessura de junta de 15mm para as paredes regulares e de 25mm para as restantes tipologias. A altura de pedra foi definida como a diferença entre a distância dos pontos de fixação dos sensores e a espessura de junta.

Tabela 6.4: Propriedades mecânicas obtidas do ensaio à compressão por tipologia.

Painel	k_n (MPa/mm)		E_j (kN/mm^2)		$\frac{k_n^{recarga}}{k_n^{carga}}$
	carga	recarga	carga	recarga	
R1	5.95	-	0.092	-	-
R2	5.63	32.72	0.088	0.600	5.81
R3	5.34	36.85	0.083	0.697	6.90
média	**5.64**	**34.78**	**0.088**	**0.649**	**6.36**
PR1	1.51	-	0.038	-	-
PR2	0.95	5.34	0.024	0.138	5.62
PR3	0.72	4.61	0.018	0.118	6.40
média	**1.06**	**4.98**	**0.027**	**0.128**	**6.01**
IR1	1.03	-	0.026	-	-
IR2	0.73	5.86	0.018	0.151	8.03
IR3	0.87	7.39	0.022	0.195	8.49
média IR	**0.89**	**6.62**	**0.022**	**0.173**	**8.26**
IR1++	0.78	-	0.020	-	-
IR2++	0.79	4.60	0.020	0.118	5.82
IR3++	0.83	9.27	0.021	0.244	11.17
média	**0.80**	**6.94**	**0.020**	**0.181**	**8.50**

Para a tipologia regular (R) esta informação permitiu avaliar as caraterísticas de deformabilidade da argamassa em condições mais próximas da real. Neste caso, a rigidez encontrada está de acordo com os valores obtidos em ensaios realizados em argamassas antigas (Almeida, 2000). O baixo módulo de elasticidade evidencia a fraca qualidade da argamassa. O acréscimo de rigidez entre a fase de carga e de recarga foi de cerca de seis vezes.

Nas tipologias PR, IR e IR++, a rigidez e o módulo de elasticidade dizem respeito ao material das juntas no global. Trata-se de uma análise complexa pelo facto destas zonas apresentarem argamassa, calços e vazios numa proporção e disposição muito aleatória, e pelo facto de não haver a garantia de uma distribuição uniforme de tensões normais. Contudo, a quantificação destes parâmetros permitiu

estimar as propriedades mecânicas do material das juntas, sendo que este tipo de informação se torna fundamental quando se pretende efetuar uma análise numérica com recurso à discretização dos elementos constituintes da alvenaria (pedras e material das juntas).

Tal como na tipologia regular, nas restantes tipologias verificou-se o acréscimo de rigidez entre a fase de carga e de recarga. Em termos médios, esta relação foi sofrendo um ligeiro aumento com o aumento da irregularidade da parede (da tipologia PR para a IR++), Figura 6.15a). Realça-se, ainda, a proximidade desta relação entre a parede R e PR, provavelmente devida a uma maior regularidade da superfície de contacto em ambas as tipologias faces às restantes, conforme se pode constatar na leitura da Figura 6.15b).

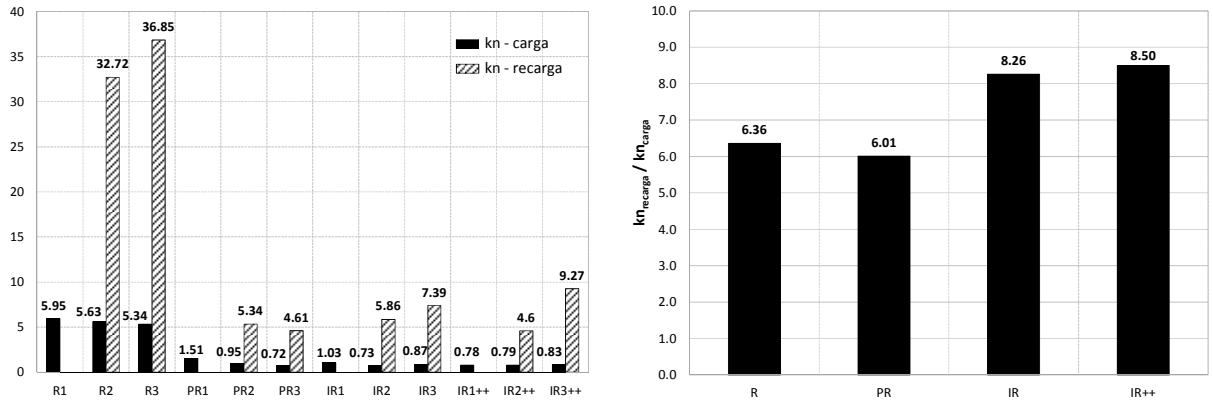


Figura 6.15: Variação da rigidez normal (k_n): (a) de recarga e de carga e (b) para as tipologias R, PR, IR e IR++.

6.4 Índices de irregularidade e capacidade resistente à compressão

Uma parede de alvenaria de pedra solicitada por carga vertical pode entrar em colapso por instabilidade estrutural ou por rotura das pedras. A ocorrência de instabilidade pode resultar da esbelteza da parede, podendo ser potenciada pela existência de deformações, ou cargas aplicadas de forma excêntrica. No caso de paredes de panos múltiplos e caso não exista uma ligação capaz entre eles, a instabilidade pode ocorrer ao nível dos paramentos e de forma separada, podendo esta situação ser potenciada pela expansão do material de enchimento interno. A rotura das pedras ocorre nos casos em que estes elementos se apresentam pouco resistente ou muito degradados, ou quando há grandes concentrações de tensões devido a movimentos e alterações no estado de equilíbrio das pedras.

Nos casos analisados, verificou-se que a capacidade resistente das paredes é muito condicionada pela forma dos elementos resistentes. A utilização de pedras com faces mais irregulares, implicando a utilização de calços no seu assentamento, faz desviar as tensões para estes pontos de contato onde ocorrem esmagamentos localizados que potenciam a rotura das pedras por tração.

Considerando a resistência à compressão das paredes (f_{cp}) e o módulo de elasticidade (E_{cp}) estimados nos ensaios, procurou-se estabelecer uma relação entre estes parâmetros e o índice de irregularidade quantificado no capítulo 5. Como já foi referido, este índice foi definido tendo apenas em consideração a geometria dos painéis. Para as diferentes tipologias foram quantificados os índices de irregularidade parciais (I_{FP}, I_{AH}, I_{AV}, I_{DP}), bem como o índice final (I_{FG}) que conduziram à classificação destas paredes

em ***c.R***, ***c.PR*** e ***c.IR***, de acordo com o intervalo de valores referidos no capítulo 3 e novamente indicados na Tabela 6.5 apenas para os índices parciais.

Tabela 6.5: Intervalo de valores dos índices de irregularidade por classe.

Índice	***c.R***	***c.PR***	***c.IR***
I_{FP}	[0-3]	[3-6]	> 6
I_{AH}	[0-1]	[1-3]	> 3
I_{AV}	[0-1.65]	[1.65-3.5]	> 3.5
I_{DP}	[0-2]	[2-3]	> 3

Na Tabela 6.6 são apresentados os valores dos índices de irregularidade parciais quantificados no capítulo 5 por tipologia e as caraterísticas mecânicas à compressão avaliadas neste capítulo. Face aos resultados apresentados verificou-se que a forma das pedras e o alinhamento horizontal são os fatores que mais condicionam o comportamento destas alvenarias. A atribuição de um índice nulo para a forma da pedra (I_{FP}) e para o alinhamento horizontal (I_{AH}) são provavelmente os responsáveis pela clara diferença dos resultados entre a tipologia R e os das restantes paredes. Nas tipologias PR, IR e IR++, as diferenças ao nível do índice I_{FP} foram ligeiras e apesar de serem mais expressivas no I_{AH}, como o material das juntas (calços e argamassa) foi idêntico em todos os painéis, os resultados obtidos foram similares. Contudo, foi possível verificar uma ligeira redução da capacidade resistente e da rigidez com o aumento da irregularidade geométrica. Nesta análise realça-se a evidente influência do material das juntas no comportamento final das paredes.

Tabela 6.6: Resumo dos índices parciais dos modelos experimentais pela análise da geometria; classificação por índices parciais. Parâmetros mecânicos (f_{cp} e E_{cp}) obtidos do ensaio de compressão uniaxial.

Painel	I_{FP} (%)	I_{AH} (%)	I_{AV} (%)	I_{DP} (%)	f_{cp} (N/mm^2)	$E_{cp\ (carga)}$ (kN/mm^2)
R	0.00 (***c.R***)	0.00 (***c.R***)	1.76 (***c.PR***)	0.91 (***c.R***)	27.26	2.10
PR	4.57 (***c.PR***)	0.10 (***c.R***)	1.81 (***c.PR***)	1.12 (***c.R***)	4.14	0.34
IR	5.05 (***c.PR***)	5.94 (***c.IR***)	3.50 (***c.PR***)	2.42 (***c.PR***)	3.93	0.29
IR++	6.53 (***c.IR***)	7.28 (***c.IR***)	2.19 (***c.PR***)	3.11 (***c.IR***)	3.16	0.22

A classificação das alvenarias será agora atribuída considerando a capacidade resistente à compressão. Em termos de módulo de elasticidade todas as paredes evidenciaram uma considerável deformabilidade, associada a valores baixos do rácio E_{cp}/f_{cp}. Admitindo as três classes de irregularidade previamente definidas, uma primeira proposta de associação ao comportamento mecânico expectável face a ações verticais poderia passar por:

- Classe ***regular (c.R)***: corresponde a uma alvenaria de boa qualidade que não é passível de sofrer danos, mesmo quando solicitada por cargas muito superiores às correntes em edifícios antigos.

- Classe ***parcialmente regular (c.PR)***: corresponde a uma alvenaria média qualidade, que tem uma baixa probabilidade de colapso quando solicitada por cargas correntes em edifícios antigos, mas que pode exibir alguns danos.
- Classe ***irregular (c.IR)***: corresponde a uma alvenaria de fraca qualidade, que apresenta uma considerável probabilidade de colapso quando solicitada por cargas correntes em edifícios antigos, ou exibe danos elevados.

O estado de conservação dos elementos resistentes também deve ser considerado, e sempre que uma alvenaria exibir elementos com fraca capacidade resistente deverá ser classificada como ***irregular (c.IR)***. Esta análise também deve atender à qualidade da argamassa. No entanto, como nos casos analisados as argamassas apresentavam idênticas caraterísticas, este parâmetro não foi incluído neste estudo. Este tipo de abordagem vai de encontro à metodologia definida por Borri (2006).

A análise destes dados permitiu concluir que a tipologia R claramente corresponde a uma alvenaria com uma elevada capacidade resistente quando solicitada por ações verticais, sendo classificada como (***c.R***). Relativamente às caraterísticas mecânicas, os restantes painéis podem ser incluídos numa mesma classificação de parcialmente regular (***c.PR***), que corresponde a uma alvenaria com boa capacidade resistente e apresenta uma pequena probabilidade de colapso quando solicitada por ações verticais comuns em edifícios antigos.

Considerando os índices I_{FP} e I_{AH} como os parâmetros de referência na classificação das alvenarias quando solicitadas por ações verticais, foram admitidos novos intervalos de valores para estes índices relativamente à primeira proposta indicada na Tabela 6.5, que apenas atendia à geometria dos painéis. Os novos intervalos encontram-se indicados na Tabela 6.7. Dando assim maior importância a estes dois índices na classificação final, as tipologias PR, IR e IR++ ficam inseridos na mesma classe (***c.PR***).

Tabela 6.7: Ajuste do intervalo de valores dos índices de irregularidade I_{FP} e I_{AH} por classe, considerando a contribuição do comportamento face às ações verticais.

Índice	***c.R***	***c.PR***	***c.IR***
I_{FP}	[0-3]	[3-7]	> 7
I_{AH}	[0-1]	[1-8]	> 8

Deste modo, a classificação dará lugar a um resultado associado diretamente ao comportamento mecânico expectável em função de índices de irregularidade avaliados pela geometria das paredes. Esta proposta é, naturalmente, passível de ajustes quando forem incluídos os resultados de mais casos de estudo.

6.5 Avaliação do comportamento à compressão dos modelos experimentais através de modelação numérica

Nesta secção, pretende-se contribuir para uma melhor compreensão dos fenómenos envolvidos no comportamento à compressão de paredes de folha única, através da simulação numérica dos painéis

submetidos a ensaios experimentais. Em particular, procura-se explicar a baixa rigidez e capacidade resistente de paredes constituídas pela assemblagem de grandes blocos de granito com boas caraterísticas mecânicas.

Neste sentido, as análises numéricas foram realizadas no programa de cálculo Cast3M (CEA 1990) adotando modelos 2D na análise do alçado, diferenciando as pedras e o enchimento. Este estudo centrou-se na análise numérica de três painéis por tipologia, tendo por base os resultados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial.

Numa primeira fase foram realizadas análises lineares elásticas de modo a calibrar os modelos numéricos e avaliar a influência das caraterísticas mecânicas dos materiais individualmente na deformabilidade global das paredes. Como resultado dessas análises, para cada tipologia foram propostas expressões empíricas que relacionam a deformabilidade da pedra e da argamassa com a da alvenaria no seu conjunto, tendo presente que na literatura escasseiam expressões deste tipo aplicadas a alvenaria de pedra.

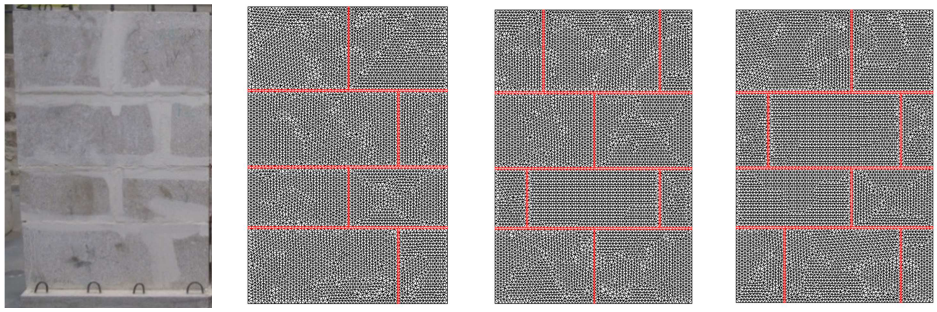
Numa segunda fase, foram realizadas análises em regime não linear, de modo a avaliar a evolução do dano a partir do momento em que se inicia a fissuração dos elementos constituintes e a estimar a capacidade resistente final. Particularmente neste ponto, pretende-se dar um contributo para um melhor conhecimento do funcionamento interno destas estruturas em termos de transferência de cargas e do modo como cada elemento contribui para a resposta final. Os resultados obtidos nesta análise foram comparados com os obtidos nos ensaios experimentais.

6.5.1 Descrição dos modelos numéricos

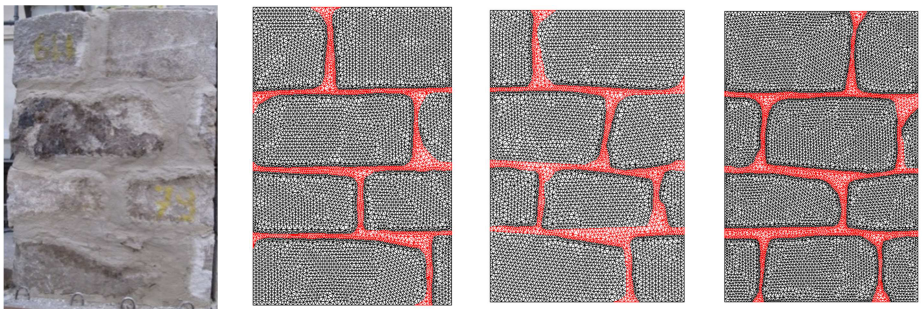
A modelação numérica das paredes foi realizada de acordo com os alçados, tendo-se considerado apenas as pedras e o material de enchimento, definidos separadamente, uma vez que os vazios internos apenas são visíveis na análise da secção transversal. A definição da geometria foi efetuada num programa de desenho a partir do modelo geométrico dos painéis, sendo posteriormente transformada numa geometria compatível com o Cast3M, recorrendo ao programa GiD (CIMNE, 2011).

Na modelação foi considerado estado plano de tensão, recorrendo a elementos finitos triangulares de seis nós. Apenas foram efetuadas modelações 2D, uma vez que uma modelação 3D realista não só implicaria uma maior complexidade na modelação da geometria, como não traria vantagens evidentes face aos objetivos pretendidos com este trabalho. Foram analisadas três paredes por tipologia (num total de doze paredes analisadas), isto é os mesmos painéis submetidos aos ensaios de compressão uniaxial.

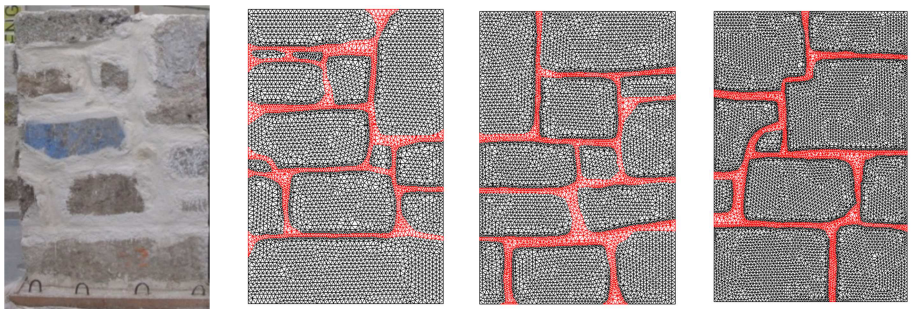
Na Figura 6.16 encontra-se representada a malha de elementos finitos dos painéis, onde o enchimento se encontra a vermelho e os blocos de pedra a preto. Admitiu-se que as paredes se encontravam encastradas na base e as propriedades mecânicas dos materiais foram definidas a partir de ensaios em amostras e através de um processo de calibração direta entre os resultados experimentais e numéricos.



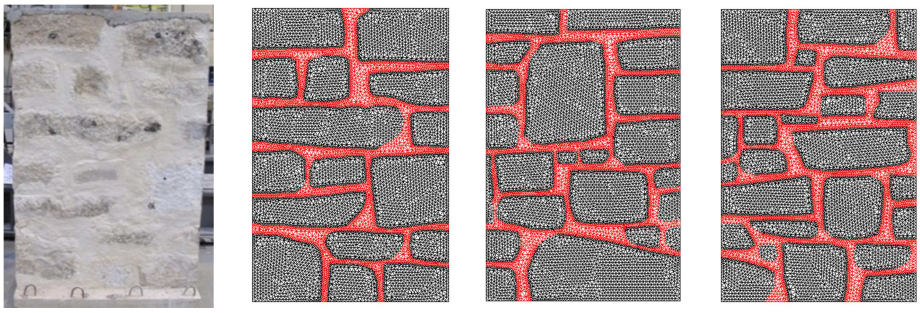
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.16: Discretização numérica das paredes. Imagem de uma parede tipo e malha de elementos finitos para: (a) R1, R2 e R3; (b) PR1, PR2 e PR3; (c) IR1, IR2 e IR3 e (d) IR1++, IR2++ e IR3++.

6.5.2 Simulação numérica em regime linear

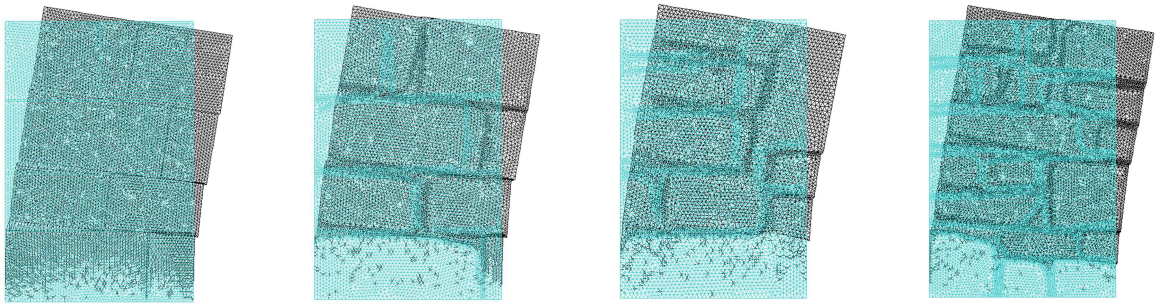
6.5.2.1 Propriedades dos materiais e calibração do modelo

Numa primeira análise, considerou-se comportamento linear elástico dos materiais. Para cada tipologia, as propriedades físicas e mecânicas dos materiais foram definidas de acordo com os resultados obtidos em ensaios laboratoriais apresentados no capítulo 5. O peso volúmico atribuído à

pedra foi de 26kN/m^3 e ao enchimento de 21kN/m^3. O módulo de elasticidade da pedra foi retirado diretamente dos ensaios de compressão em provetes, correspondendo a 20kN/mm^2 na parede R e a cerca de 15kN/mm^2 nas restantes tipologias. Por outro lado, a rigidez do material de enchimento resultou de um processo de calibração, adotando duas estratégias:

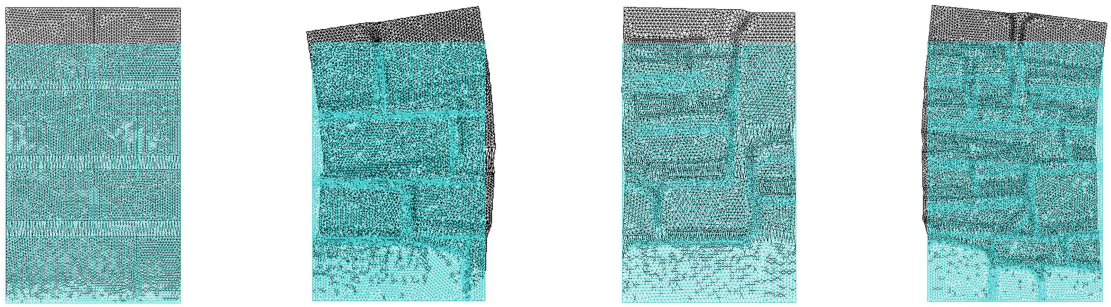
- Aproximar as frequências dos modos de vibração do modelo numérico com as frequências estimadas por via experimental (capítulo 5), considerando o primeiro modo horizontal no plano e, quando possível, a componente vertical. Nas situações em que se verificou uma diferença de valores entre estas duas frequências (horizontal no plano e vertical), a calibração foi realizada atendendo apenas à frequência do modo horizontal no plano.
- Aproximar a deformabilidade global do modelo numérico com a estimada nos ensaios de compressão uniaxial.

Considerando a primeira estratégia, apresentam-se na Figura 6.17 os modos de vibração e as frequências próprias do modelo numérico das paredes R1, PR1, IR1 e IR1++, para o primeiro modo horizontal no plano e na Figura 6.18 para o modo vertical. Os valores das frequências próprias por parede encontram-se indicados na Tabela 6.8, em conjunto com os obtidos na análise experimental. Genericamente, verificou-se uma razoável concordância média de valores entre estas duas análises, principalmente para as frequências horizontais no plano.



f = 49.74 Hz (a) | f = 24.11 Hz (b) | f = 24.92 Hz (c) | f = 16.95 Hz (d)

Figura 6.17: 1º modo de vibração horizontal no plano da parede: (a) R1; (b) PR1; (c) IR1 e (d) IR1++.



f = 136.65 Hz (a) | f = 62.28 Hz (b) | f = 71.14 Hz (c) | f = 45.08 Hz (d)

Figura 6.18: 1º modo de vibração vertical: (a) R1; (b) PR1; (c) IR1 e (d) IR1++.

Tabela 6.8: Valores das frequências próprias experimentais e obtidos na modelação numérica, por tipologia.

Painel	Frequências experimentais (Hz)		Frequências numéricas (Hz)	
	xx (horizontal plano)	zz (vertical)	xx (horizontal plano)	zz (vertical)
R1	49.82	*	49.74	136.65
R2	56.88	*	55.87	154.81
R3	23.82	*	27.15	73.85
PR1	24.56	63.74	24.11	62.28
PR2	27.63	72.26	27.27	72.96
PR3	21.27	68.00	22.30	59.68
IR1	24.08	71.97	24.92	71.14
IR2	25.87	65.72	26.03	66.88
IR3	27.99	75.66	28.52	74.11
IR1++	12.01	52.10	16.95	45.08
IR2++	22.09	65.39	22.32	62.56
IR3++	15.77	70.00	16.07	48.31

* não foi detetada

Considerando a segunda estratégia, foram avaliadas as propriedades mecânicas do enchimento que garantiram uma boa concordância entre a deformabilidade do modelo numérico e experimental.

Deste modo, o módulo de elasticidade atribuído ao enchimento e o valor da deformabilidade global da parede resultante das duas abordagens por tipologia encontram-se indicados na Tabela 6.9. Como era expectável, o módulo de elasticidade obtido através da calibração pelas frequências foi superior ao da segunda abordagem (calibração pelo ensaio de compressão). Nas paredes PR e IR esta diferença foi superior ao dobro. Na realidade, as frequências experimentais correspondem a módulos de elasticidade dinâmicos avaliados numa estrutura não danificada e para deformações de baixa amplitude.

Tabela 6.9: Módulo de elasticidade do material de enchimento das juntas e da parede na modelação numérica por tipologia. Comparação com o módulo de elasticidade experimental.

Tipologia	Módulo de elasticidade, E (kN/mm^2)				
	Numérico				Experimental parede
	Calibração pelas frequências		Calibração pelo ensaio compressão		
	enchimento	parede	enchimento	parede	
R	0.070	2.36	0.055	2.15	2.10
PR	0.045	0.72	0.020	0.35	0.34
IR	0.048	0.75	0.017	0.30	0.29
IR++	0.042	0.39	0.017	0.20	0.22

6.5.2.2 Relação entre a deformabilidade das paredes e a dos elementos constituintes por tipologia

Nesta secção, procura-se definir expressões empíricas que permitam quantificar a deformabilidade das alvenarias em função da deformabilidade dos seus elementos constituintes. Deste modo, recorrendo a uma análise linear foi avaliado o módulo de elasticidade global, fazendo variar as propriedades da

pedra e do enchimento das juntas dentro de intervalos de valores pré-definidos, a maioria passíveis de serem aplicados a alvenarias antigas.

O módulo de elasticidade do granito depende do grau de alteração interno da pedra, podendo assumir diferentes valores, nomeadamente: 12kN/mm^2 no caso de granito muito alterado; sensivelmente 20 e 75kN/mm^2 para granito alterado e valores superiores no caso de granito são. Para a argamassa, o módulo de elasticidade depende da sua composição e do grau de alteração, sendo que valores entre 0.5 e 2kN/mm^2 para argamassas antigas de cal são referidos na literatura. Como o material a simular (enchimento) não é apenas constituído por argamassa, mas por uma mistura de vários elementos (argamassa, calços e vazios), foram adotados valores em torno da deformabilidade estimada na calibração dos modelos numéricos e ainda valores muito superiores aos expectáveis em argamassas antigas, no sentido de avaliar a sensibilidade deste parâmetro no comportamento global da parede.

Nas análises efetuadas foram então consideradas dez possibilidades de valores para a argamassa e cinco para a pedra, nomeadamente: 0.01; 0.04, 0.07; 0.5, 1; 1.5; 2, 5, 14 e 25kN/mm^2 para o módulo de elasticidade da argamassa e 15, 20, 40 e 65 e 100kN/mm^2 para o módulo de elasticidade da pedra.

Variação da rigidez da pedra e do enchimento:

Numa primeira fase, foi avaliada a sensibilidade do módulo de elasticidade da alvenaria à variação das propriedades do enchimento, fixando-se o valor da rigidez das pedras e fazendo variar a rigidez do enchimento dentro do intervalo referido anteriormente.

Esta análise foi realizada para todas as paredes por tipologia e os resultados obtidos encontram-se na Figura 6.19, para o módulo de elasticidade da pedra de 40kN/mm^2. Foi igualmente definida a curva média por tipologia, indicada na mesma figura a vermelho. Considerando apenas as curvas médias por tipologia, na Figura 6.20 encontram-se representadas as evoluções obtidas para os restantes valores adotados para o módulo de elasticidade da pedra.

Os resultados obtidos evidenciaram a influência das caraterísticas do material de enchimento no comportamento global da parede, principalmente quando o módulo de elasticidade é inferior a 5kN/mm^2. À medida que a rigidez do enchimento se aproxima da rigidez da pedra esta influência vai-se reduzindo e a resposta tende para um patamar. Atendendo ao fato das argamassas encontradas em edifícios antigos apresentarem fracas caraterísticas mecânicas (resistência à compressão na ordem de 1N/mm^2 e módulo elasticidade inferior a 1kN/mm^2), pequenas variações na rigidez podem influenciar significativamente a deformabilidade à compressão destas alvenarias.

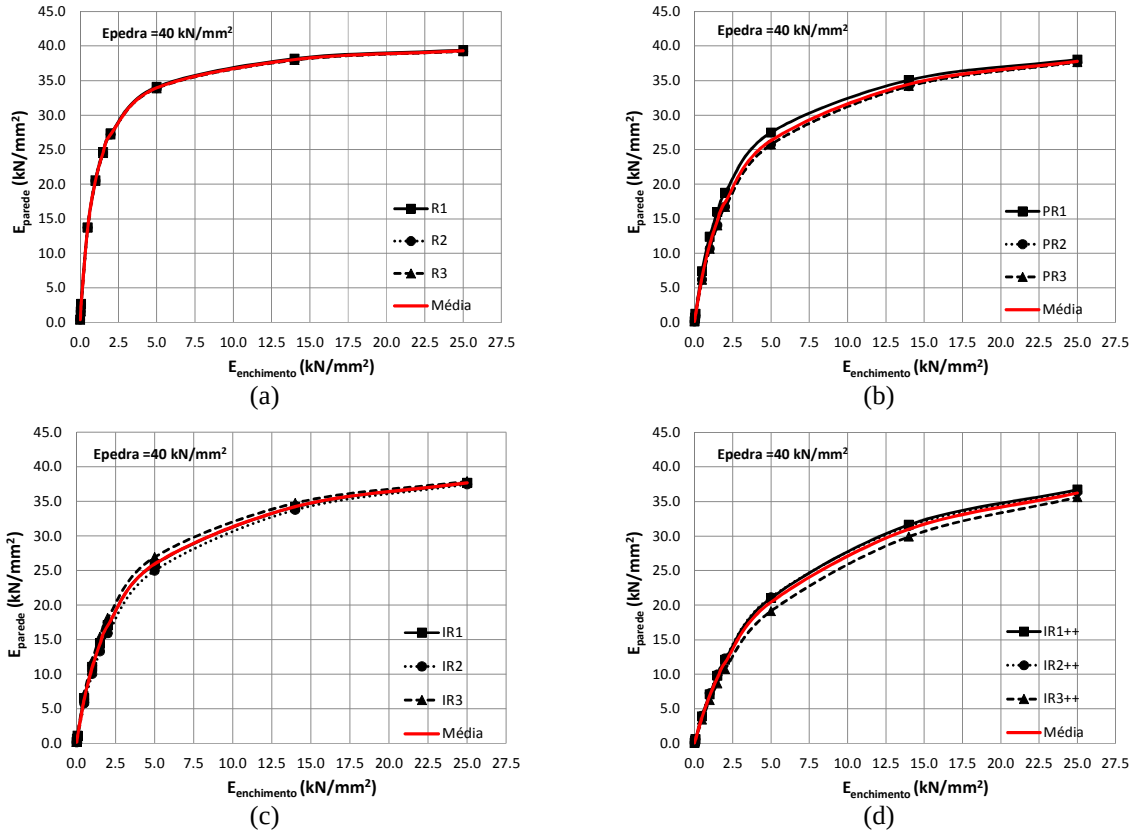


Figura 6.19: Módulo de elasticidade das paredes (E_{parede}) fazendo variar a rigidez do enchimento ($E_{enchimento}$) e considerando E_{pedra}= 40kN/mm^2: (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++.

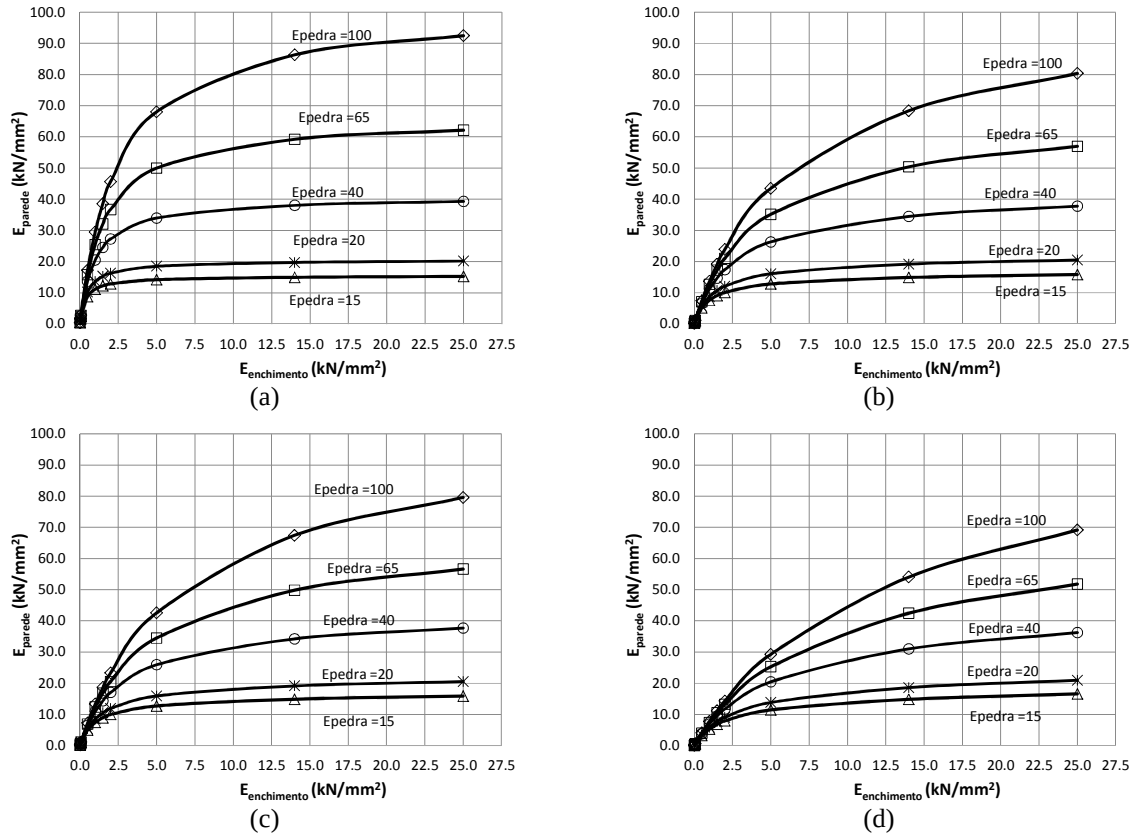
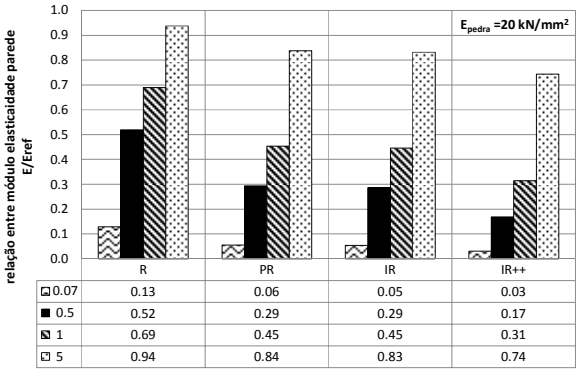
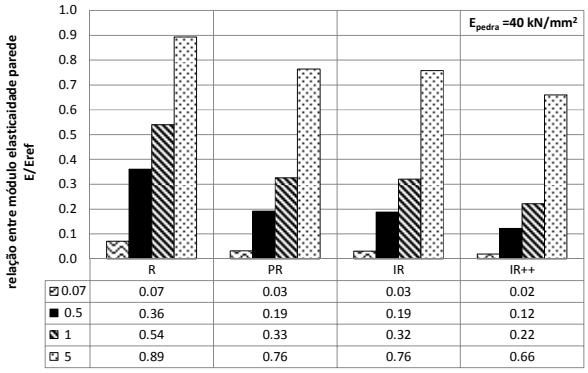


Figura 6.20: Módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) fazendo variar a rigidez do enchimento ($E_{enchimento}$) e considerando diferentes valores para a rigidez da pedra (E_{pedra}): (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++.

Analisando o efeito da variação da rigidez do enchimento para as diferentes tipologias, verificou-se que as paredes mais irregulares são as mais sensíveis à amplitude de valores considerados. Contudo, todas as tipologias evidenciaram uma grande variação na gama de valores inferiores a 1kN/mm^2. Para uma melhor perceção do exposto, na Figura 6.21 encontra-se representado a relação entre o módulo de elasticidade global da parede tendo como referência os valores obtidos quando o módulo de elasticidade do enchimento é 14kN/mm^2. Para tal, foram comparados os valores para diferentes valores do módulo de elasticidade do enchimento (0.07; 0.5; 1; 5kN/mm^2) e para duas possibilidades de rigidez das pedras (20 e 40kN/mm^2). Esta análise permite confirmar a maior sensibilidade das paredes mais irregulares e que à medida que a rigidez da pedra aumenta maior é o diferencial, em particular para os valores do módulo de elasticidade do enchimento mais baixos.



(a)



(b)

Figura 6.21: Acréscimo do módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) considerando como referência os valores para $E_{enchimento}$ de 14kN/mm^2, fazendo variar a rigidez do enchimento ($E_{enchimento}$): (a) E_{pedra}= 20kN/mm^2 e (b) E_{pedra}= 40kN/mm^2.

Numa segunda fase, foi avaliada a sensibilidade à variação das caraterísticas da pedra, fixando-se o valor da rigidez do enchimento e fazendo variar a rigidez das pedras dentro do intervalo referido. Na Figura 6.22 pode-se observar a evolução da rigidez global das paredes para o módulo de elasticidade do enchimento de 1kN/mm^2, bem como a curva média por tipologia (a vermelho). De modo a estabelecer uma análise comparativa, foram traçadas as curvas médias para todos os casos analisados, indicadas na Figura 6.23.

Os resultados obtidos evidenciaram a pouca influência da rigidez dos blocos no comportamento global das paredes, nomeadamente nas tipologias mais irregulares e nos casos em que a rigidez do enchimento é baixa (sensivelmente até 2kN/mm^2). Para a gama de valores superiores a 2kN/mm^2 (enchimento com muito boas caraterísticas mecânicas) a rigidez dos blocos apresenta alguma influência no módulo de elasticidade global da parede. De fato, à medida que diminui a distância entre a rigidez dos blocos e a da argamassa, a influência do módulo de elasticidade dos blocos vai aumentando. No caso de enchimentos de menor rigidez, para além da pouca sensibilidade à variação da rigidez dos blocos, verificou-se ainda que esta influência diminui com o aumento da irregularidade geométrica.

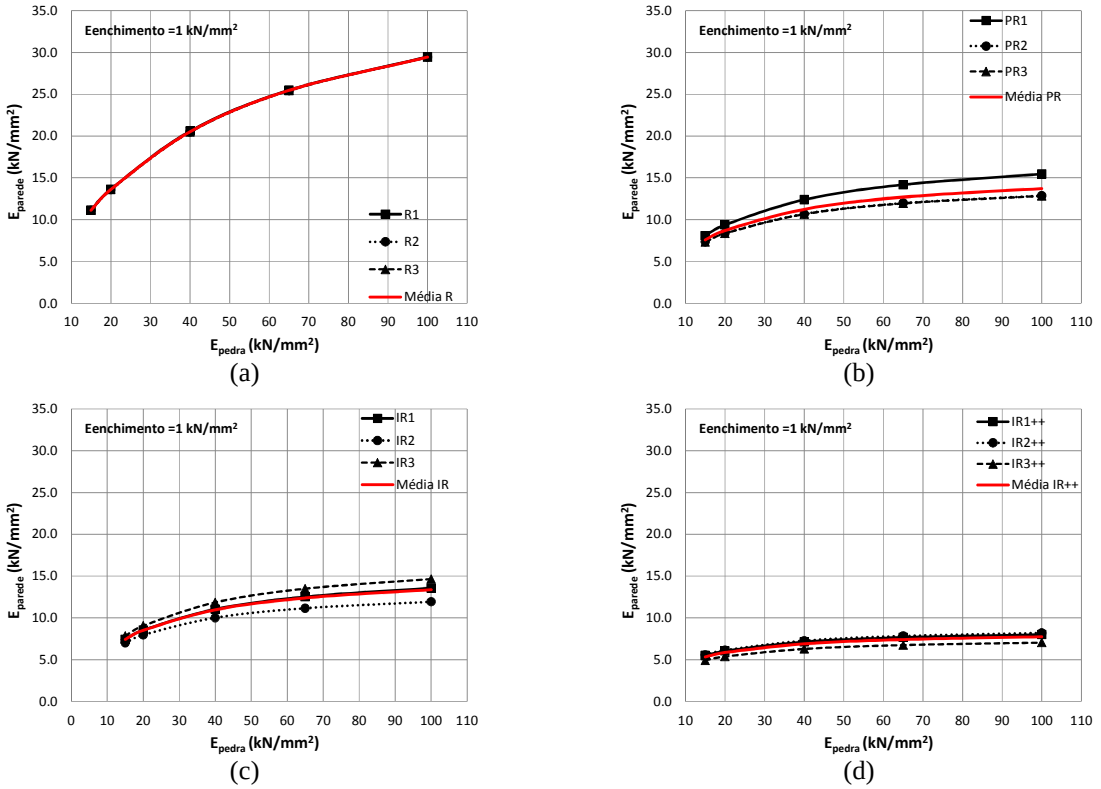


Figura 6.22: Módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) fazendo variar a rigidez da pedra (E_{parede}) e considerando $E_{enchimento}$=1kN/mm^2: (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++.

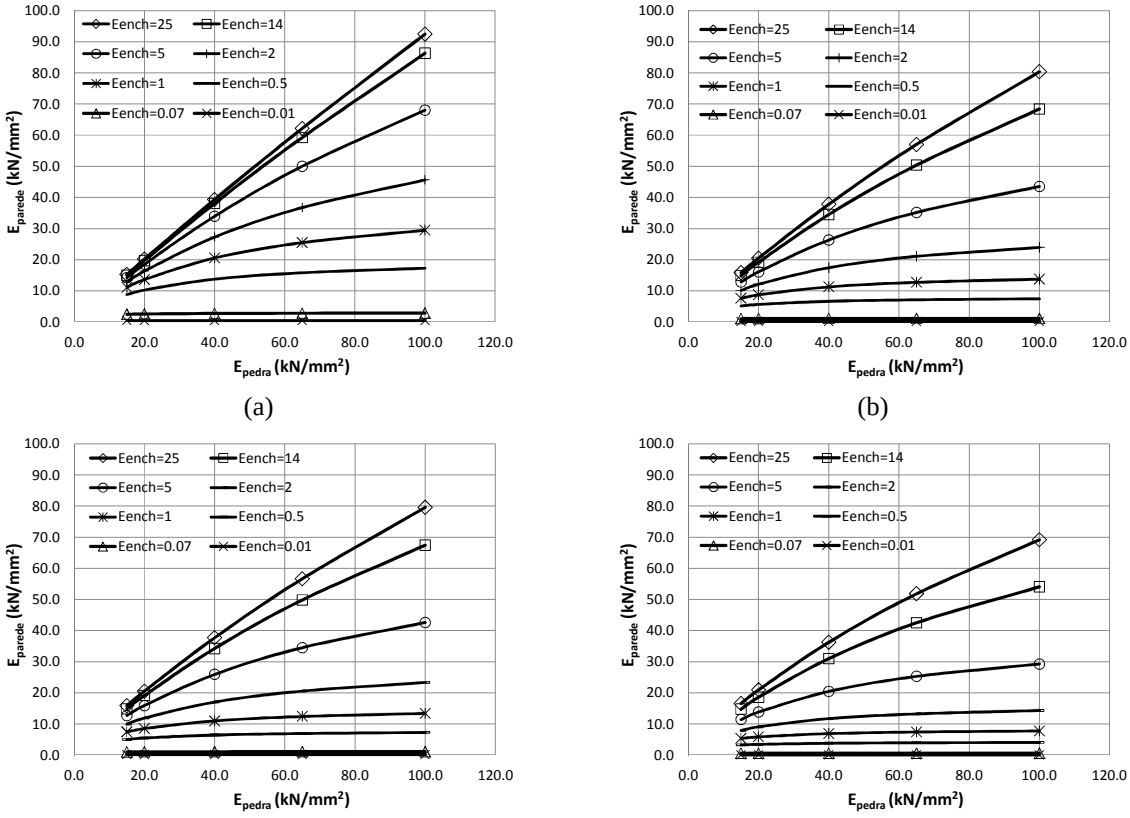


Figura 6.23: Módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) fazendo variar a rigidez da pedra (E_{pedra}) e considerando diferentes valores para a rigidez do enchimento ($E_{enchimento}$): (a) R; (b) PR; (c) IR e (d) IR++.

Conclui-se assim, que o material de enchimento constitui o fator que nas alvenarias antigas mais contribui para a baixa rigidez das paredes. Os resultados permitiriam evidenciar que o facto de se ter uma pedra mais ou menos rígida pouco influencia a deformabilidade da parede, quando se tratam de alvenarias com enchimentos com fracas caraterísticas mecânicas, como é habitual nos edifícios antigos. Por outro lado, verificou-se que a rigidez global das paredes diminui com o aumento da irregularidade geométrica. Contudo, a influência da geometria na deformabilidade global da parede diminui com o aumento da rigidez do enchimento.

No entanto, esta análise refere-se apenas à rigidez avaliada numa fase inicial de carregamento, em ramo elástico. Com o aumento dos efeitos não lineares, o comportamento poderá vir a ser controlado pela fissuração da argamassa e das pedras, podendo este fenómeno alterar algumas das conclusões apresentadas.

Formulação empírica:

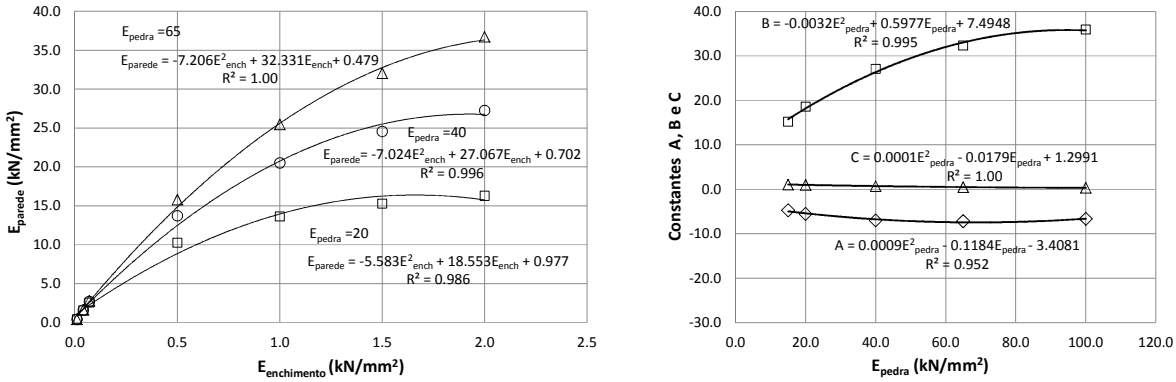
Baseado nos resultados da análise linear, procedeu-se à pesquisa de relações empíricas que relacionem a deformabilidade da pedra e do enchimento com a rigidez global das paredes, atendendo também à tipologia de cada painel.

Foram analisadas as curvas que traduzem a evolução da rigidez global das paredes face à variação da rigidez do enchimento, fixando a rigidez dos blocos de pedra. Para cada curva foram realizadas aproximações do tipo polinomial do segundo grau, pelo facto de exibirem coeficientes de correlação satisfatórios (em média superior a 0.98),

$$E_{parede} = AE^{2}_{ench} + BE_{ench} + C \tag{6.2}$$

sendo A, B e C constantes calibradas de acordo com a geometria do painel e a rigidez das pedras. No final, o módulo de elasticidade global vai ser definido em função da rigidez do enchimento, bem como da deformabilidade das pedras e respetiva geometria.

O procedimento adotado vai ser exemplificado para a parede regular. Nas restantes tipologias apenas vão ser apresentadas as expressões finais, obtidas de acordo com os resultados que constam do anexo E. Deste modo, foram analisadas as cinco evoluções correspondentes às diferentes caraterísticas adotadas para a rigidez da pedra, sendo efetuada uma aproximação polinomial do segundo grau. Na Figura 6.24a) encontra-se indicada a lei polinomial obtida para a tipologia R, considerando, por exemplo, a rigidez da pedra de 20, 40 e 65kN/mm^2. De cada expressão, foram extraídas as constantes A, B e C, e novamente foi adotada uma função polinomial do segundo grau na calibração desses parâmetros, função da rigidez das pedras. Na Figura 6.24b) pode-se observar a aproximação efetuada para a tipologia R.



(a) (b)

Figura 6.24: Expressões empíricas para a quantificação do E_{parede} na tipologia R: (a) aproximação polinomial da variação do módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) com o do enchimento ($E_{enchimento}$) para E_{pedra} de 20, 40 e 65kN/mm^2 e (b) aproximação polinomial na calibração das constantes A, B e C.

Assim sendo, a estimativa da rigidez global das paredes R tendo em conta a rigidez das pedras e do enchimento parte das expressões (6.3), (6.4) e (6.5), para a quantificação das constantes A, B e C, que depois são aplicadas na expressão (6.2).

$$A = 0.0009E^2{}_{pedra} - 0.118E_{pedra} - 3.408 \quad (6.3)$$

$$B = -0.0032E^2{}_{pedra} + 0.598E_{pedra} + 7.495 \quad (6.4)$$

$$C = 0.0001E^2{}_{pedra} - 0.0179E_{pedra} + 1.299 \quad (6.5)$$

O mesmo procedimento foi adotado nas restantes tipologias. Em todos os casos, as funções de aproximação estiveram associadas a coeficientes de correlação superiores a 0.98. As expressão aplicadas na calibração dos parâmetros A, B e C para a parede PR estão indicadas em (6.6), (6.7) e (6.8), para a parede IR em (6.9), (6.10) e (6.11) e para a IR++ em (6.12), (6.13) e (6.14). Realça-se a proximidade da expressão encontrada para os parâmetros A, B e C das tipologias PR e IR.

$$A = 0.00007E^2{}_{pedra} + 0.0022E_{pedra} - 2.708 \quad (6.6)$$

$$B = -0.0011E^2{}_{pedra} + 0.183E_{pedra} + 7.770 \quad (6.7)$$

$$C = 0.00004E^2{}_{pedra} - 0.0079E_{pedra} + 0.388 \quad (6.8)$$

$$A = 0.0001E^2{}_{pedra} + 0.0025E_{pedra} - 2.628 \quad (6.9)$$

$$B = -0.0010E^2{}_{pedra} + 0.177E_{pedra} + 7.624 \quad (6.10)$$

$$C = 0.00004E^2{}_{pedra} - 0.0075E_{pedra} + 0.375 \quad (6.11)$$

$$A = -0.00010E^2{}_{pedra} + 0.0179E_{pedra} - 1.648 \quad (6.12)$$

$$B = -0.0004E_{pedra}{}^2 + 0.0604E_{pedra} + 5.962 \quad (6.13)$$

$$C = 0.00002E_{pedra}{}^2 - 0.0030E_{pedra} + 0.128 \quad (6.14)$$

Considerando, por exemplo, uma rigidez para a pedra de 20kN/mm^2, os módulos de elasticidade da parede obtidos pela aplicação da formulação empírica e resultante da análise numérica encontram-se indicados na Figura 6.25 para as diversas tipologias.

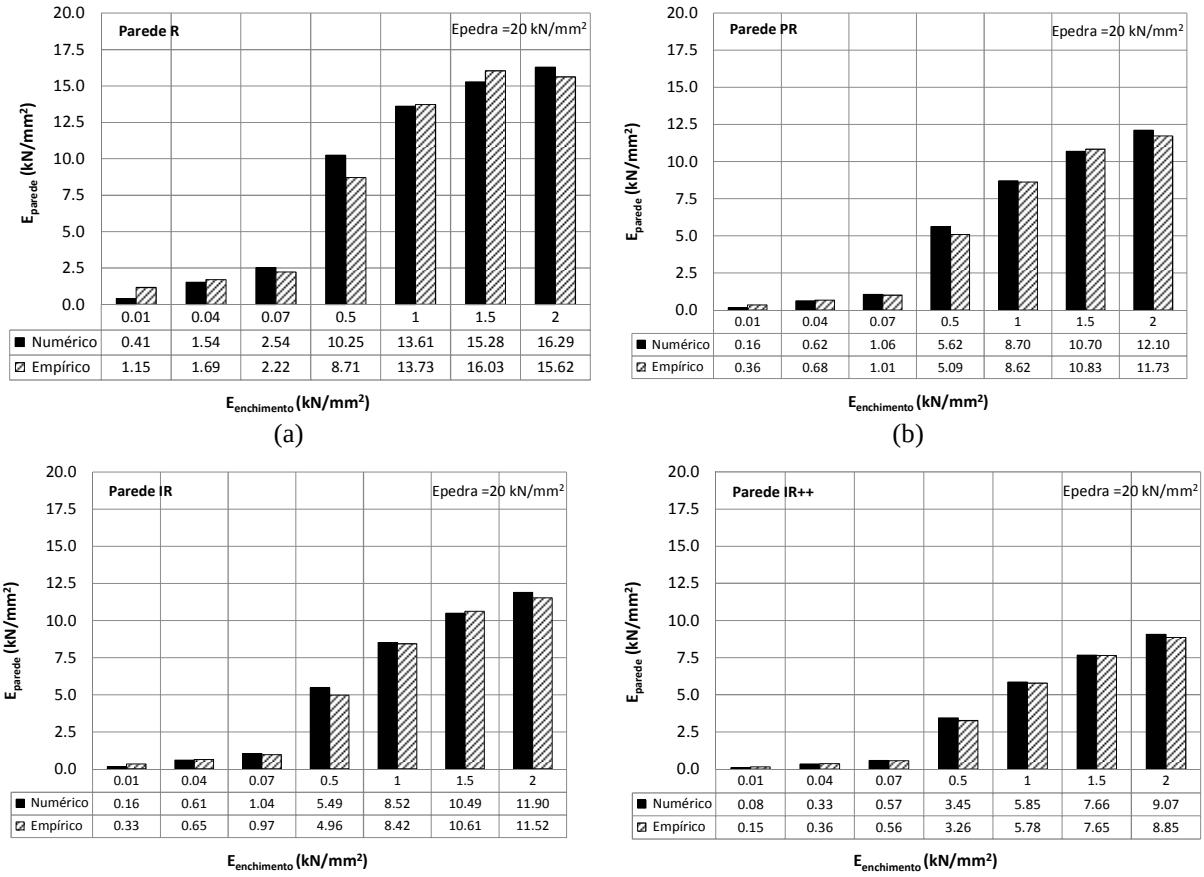
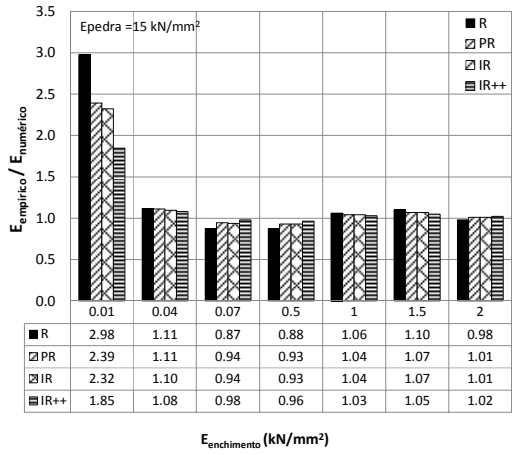


Figura 6.25: Módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) determinado através da formulação empírica e da modelação numérica, considerando E_{pedra}=20kN/mm^2: (a) parede R; (b) parede PR; (c) parede IR e (d) parede IR++.

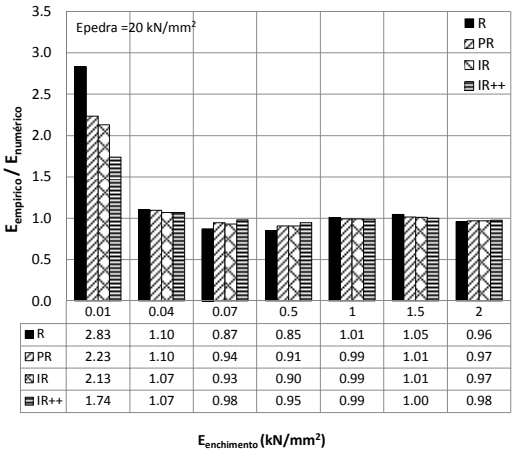
Este exemplo evidencia bons resultados quando o módulo de elasticidade do enchimento é superior a 0.04kN/mm^2. Para uma gama de valores entre 0.04 e 2kN/mm^2 a diferença é no máximo de 14%. Quando o módulo de elasticidade do enchimento é 0.01kN/mm^2, a diferença de valores é considerável, sendo aproximadamente o dobro. Neste caso, seria necessário aplicar fatores corretivos que garantissem uma melhor aproximação entre a simulação numérica e a aproximação polinomial adotada.

Para uma melhor perceção do exposto, foi traçado o diagrama da Figura 6.26 que estabelece a relação entre o módulo de elasticidade pela via empírica e numérica, considerando diferentes valores para a rigidez da pedra (15, 20, 40 e 65kN/mm^2). Independentemente da tipologia e da rigidez da pedra o cociente obtido é próximo da unidade na generalidade dos casos. A exceção verifica-se nos casos em que a rigidez do enchimento é de 0.01kN/mm^2, denotando-se melhorias significativas para valores crescentes do módulo de elasticidade da pedra.



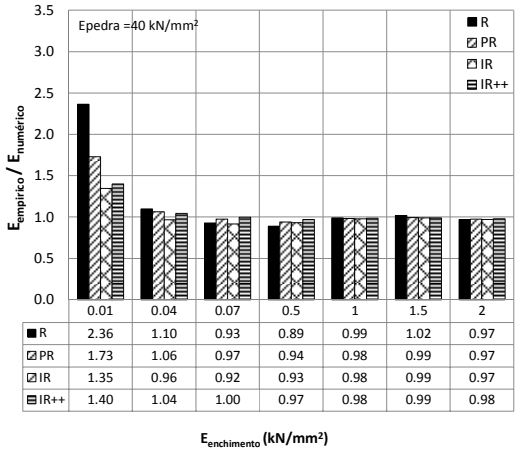
	0.01	0.04	0.07	0.5	1	1.5	2
R	2.98	1.11	0.87	0.88	1.06	1.10	0.98
PR	2.39	1.11	0.94	0.93	1.04	1.07	1.01
IR	2.32	1.10	0.94	0.93	1.04	1.07	1.01
IR++	1.85	1.08	0.98	0.96	1.03	1.05	1.02

(a)



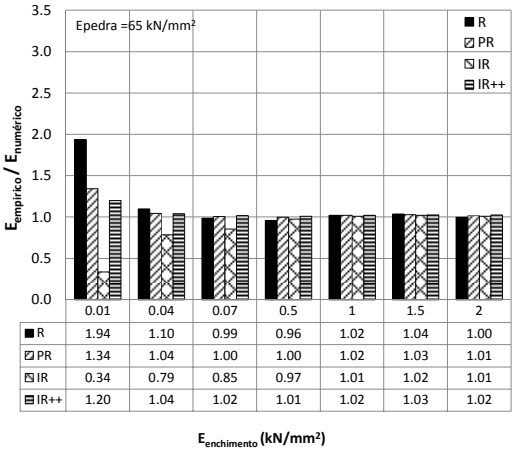
	0.01	0.04	0.07	0.5	1	1.5	2
R	2.83	1.10	0.87	0.85	1.01	1.05	0.96
PR	2.23	1.10	0.94	0.91	0.99	1.01	0.97
IR	2.13	1.07	0.93	0.90	0.99	1.01	0.97
IR++	1.74	1.07	0.98	0.95	0.99	1.00	0.98

(b)



	0.01	0.04	0.07	0.5	1	1.5	2
R	2.36	1.10	0.93	0.89	0.99	1.02	0.97
PR	1.73	1.06	0.97	0.94	0.98	0.99	0.97
IR	1.35	0.96	0.92	0.93	0.98	0.99	0.97
IR++	1.40	1.04	1.00	0.97	0.98	0.99	0.98

(c)



	0.01	0.04	0.07	0.5	1	1.5	2
R	1.94	1.10	0.99	0.96	1.02	1.04	1.00
PR	1.34	1.04	1.00	1.00	1.02	1.03	1.01
IR	0.34	0.79	0.85	0.97	1.01	1.02	1.01
IR++	1.20	1.04	1.02	1.01	1.02	1.03	1.02

(d)

Figura 6.26: Relação entre o módulo de elasticidade numérico e empírico da parede (E_{parede}) para todas as tipologias e considerando E_{pedra} de 15, 20, 40 e 65kN/mm^2.

Embora seja necessário definir fatores corretivos a aplicar no caso do módulo de enchimento ser muito baixo, 0.01kN/mm^2, a formulação empírica proposta parece ser uma boa via para estimar o módulo de elasticidade global de alvenarias de pano único constituídas por blocos de grandes dimensões, tendo em conta a sua geometria e a rigidez da pedra e do material de enchimento. A consideração de mais casos de estudo em termos de geometria e de variação das propriedades dos materiais vai permitir efetuar melhoramento das expressões empíricas propostas nesta abordagem.

6.5.3 Simulação numérica em regime não linear

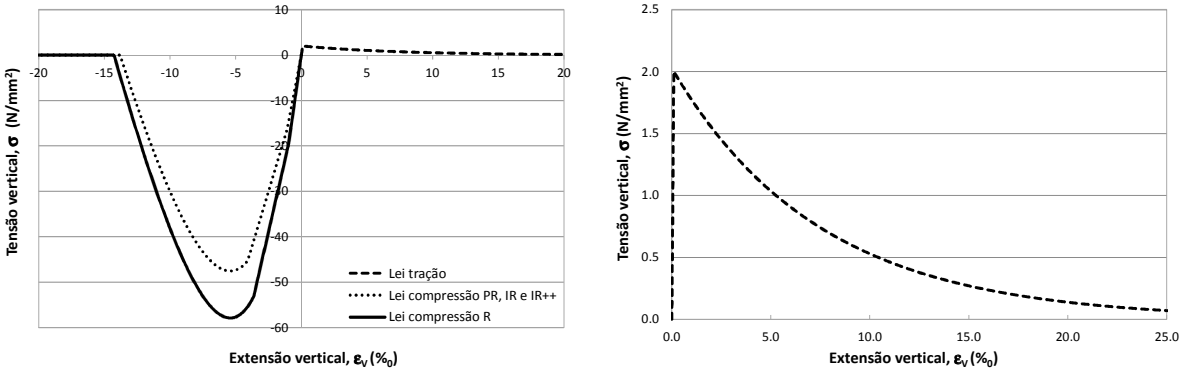
6.5.3.1 Leis de comportamento dos materiais

Após estudar a resposta linear, a análise prosseguiu considerando as propriedades não lineares dos materiais. O comportamento das pedras e do enchimento foi simulado por um modelo de dano contínuo isotrópico, originalmente concebido para simular o comportamento de barragens de betão (Faria, 1993). Este modelo tem sido utilizado para avaliar a resposta sísmica de estruturas de alvenaria de pedra com resultados promissores (Costa, 2009; Lopes, 2009; Silva, 2012).

O modelo baseia-se na Mecânica do Dano Contínuo, e estabelece que o estado de tensão num ponto é definido de acordo com duas variáveis escalares e independentes, que traduzem o comportamento não-linear associado à degradação material. Correspondem a duas variáveis de dano, uma para a tração e outra para a compressão, que assumem valores compreendidos entre 0 e 1; à fase elástica sem dano corresponde o valor 0; ao estado de dano máximo associado ao colapso corresponde o valor 1. A evolução do dano é caraterizada pela diminuição da área resistente eficaz e a análise é efetuada separadamente para as tensões de compressão e de tração. O modelo é capaz de reproduzir as curvas tensão-deformação do material, incluindo o amolecimento e efeitos de endurecimento. Em tração não considera plasticidade, sendo as descargas dirigidas para a origem; em compressão as descargas apresentam uma extensão plástica.

A aplicação do modelo de dano isotrópico (em compressão e tração) envolve o conhecimento de diversos parâmetros, alguns dos quais de difícil determinação. Nas paredes analisadas foi adotado o mesmo módulo de elasticidade e densidade aparente da pedra e da argamassa assumida na análise linear.

A lei de compressão da pedra foi definida por ajuste direto da curva obtida no ensaio experimental deste material. Uma vez que as pedras da parede R apresentaram melhores caraterísticas mecânicas (f_{cb}=60N/mm^2; E_{cb}=20kN/mm^2), foi adotada uma lei diferente das restantes tipologias. Nas paredes PR, IR e IR++ foram consideradas as mesmas leis, associadas a f_{cb}=50N/mm^2; E_{cb}=15kN/mm^2. A lei em tração da pedra foi idêntica em todas as tipologias e foi definida pelos seguintes parâmetros: resistência à tração obtida experimentalmente por meio de testes laboratoriais (admitido 2N/mm^2) e energia de fratura de 300N/m estimada a partir dos ensaios realizados por Vasconcelos (2005). Esta lei apresenta uma evolução exponencial na fase pós-pico. As leis de comportamento consideradas em compressão e em tração encontram-se indicadas na Figura 6.27a), e na Figura 6.27b) apenas a lei em tração para uma melhor visualização da mesma.



(a) (b)

Figura 6.27: Leis de comportamento da pedra para as diferentes tipologias: (a) à tração e à compressão e (b) à tração.

No comportamento à tração do material de enchimento e para ambas as tipologias, foi adotada uma lei caraterizada por uma tensão máxima de 0.03N/mm^2 e uma energia de fratura de 60N/m. Assumiu-se

uma rigidez à compressão de 70N/mm^2 para a parede R e de 20N/mm^2 para as restantes paredes, valores obtidos com base na calibração do modelo.

Numa situação real, após o esmagamento do material das juntas as pedras com melhores caraterísticas mecânicas entrariam em contato, transferindo diretamente as cargas aplicadas. No modelo numérico adotado não foi possível simular este comportamento, que envolveria análises de segunda ordem com mudanças de geometria após o enchimento atingir o limite da tensão à compressão. Deste modo e porque as juntas são os elementos menos resistentes, neste modelo as juntas horizontais limitam o comportamento da parede à sua própria resistência, estando o colapso associado ao esmagamento das juntas. Na realidade, o esmagamento do material das juntas ocorre, mas não evita a transferência das forças entre pedras. Como forma de superar esta dificuldade, alterou-se a lei de comportamento do enchimento. A rigidez, o peso volúmico, o coeficiente de Poisson e a resistência à tração foram mantidas. O comportamento à compressão foi alterado de modo a assegurar, em permanência, a transferência de cargas entre pedras através do material de enchimento. Deste modo, assumiu-se um comportamento infinitamente linear elástico à compressão (isto é, com um dano à compressão sempre nulo) e um comportamento não linear à tração seguindo as caraterísticas do modelo de dano. As leis de comportamento encontram-se indicadas na Figura 6.28a) e na Figura 6.28b) apenas a lei em tração.

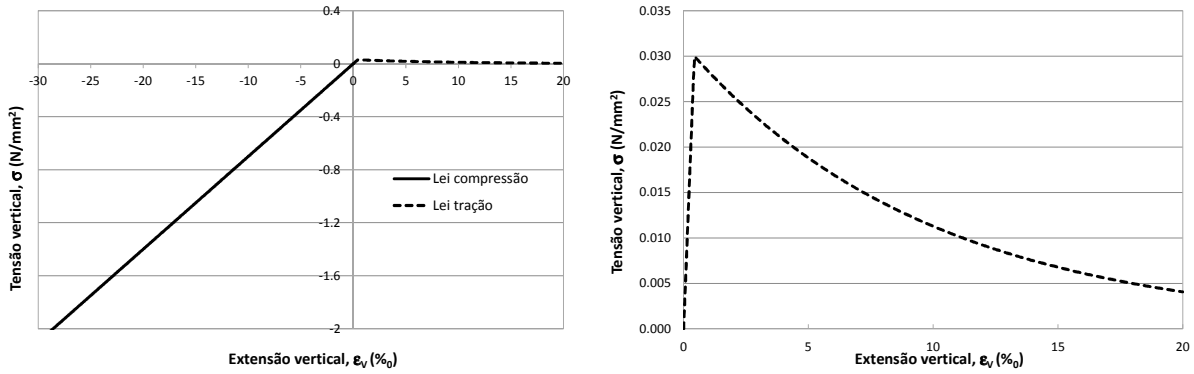


Figura 6.28: Leis de comportamento do enchimento para as diferentes tipologias: (a) à tração e à compressão e (b) à tração.

A lei de carregamento aplicada no modelo teve início na aplicação do peso próprio, seguido da imposição de deslocamentos sucessivamente crescentes até o modelo deixar de convergir. O número de iterações necessárias por parede foi muito distinto. Verificou-se uma maior dificuldade de convergência nas paredes mais irregulares, influenciada pela maior complexidade na transferência de tensões entre elementos. Nas paredes PR, IR e IR++ surgiram situações de concentrações de tensões que geraram roturas locais e que, apesar de não serem as responsáveis pelo colapso da parede, geraram em problemas de convergência do modelo. Apenas nas paredes regulares foi possível efetuar uma análise mais consistente, obtendo-se um padrão de rotura mais visível com perda de resistência no final do processo de convergência.

6.5.3.2 Análise dos resultados

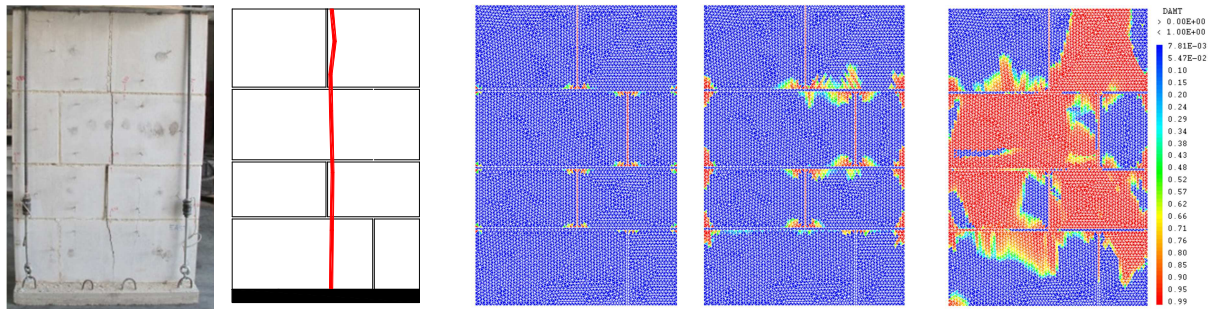
A análise dos resultados foi realizada separadamente por tipologia e passou pelo traçado dos mapas de dano e pela avaliação da capacidade resistente. Os resultados foram comparados com os obtidos nos ensaios de compressão uniaxial, de modo a avaliar a aplicabilidade deste modelo de cálculo simplificado na previsão do comportamento à compressão destas paredes.

A análise dos mapas de dano permitiu identificar as zonas mais críticas, observar os mecanismos de rotura predominantes e analisar o processo de transferência das cargas. O dano observado foi essencialmente de tração no enchimento e nas pedras. Em compressão o dano das pedras foi praticamente nulo. A partir da lei de deslocamentos imposta e da força de compressão resultante traçaram-se as curvas tensão *vs* extensão por parede. Neste mesmo diagrama foram incluídas as curvas experimentais.

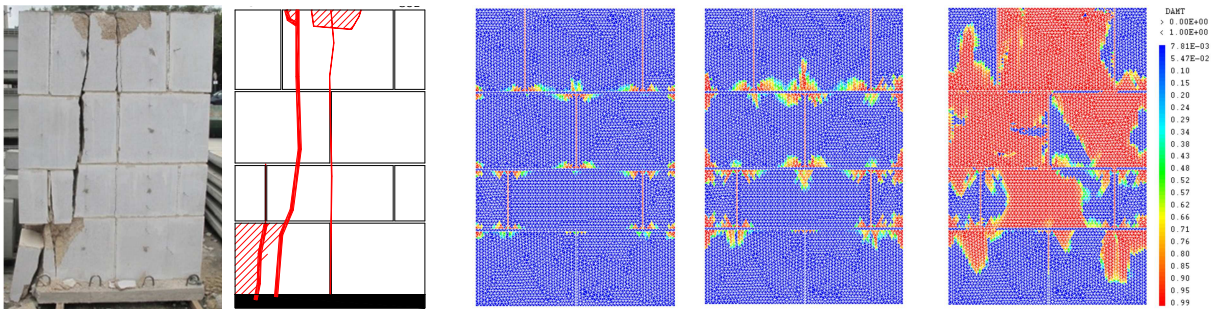
Análise do dano:

Relativamente à tipologia R, os mapas de dano obtidos em duas fases intermédias e na fase final do processo e as linhas de rotura após o ensaio experimental podem ser observados na Figura 6.29. Verificou-se que em todas as paredes desta tipologia o dano teve início nos bordos exteriores das pedras e nas juntas verticais superiores. A concentração de tensões nos bordos das pedras está relacionada com o fenómeno de interação entre a argamassa e a pedra. A argamassa, sendo mais deformável que a pedra, ao comprimir na vertical expande na horizontal (por efeito de Poisson), originando uma concentração de tensões nas extremidades livres das pedras. Nas juntas verticais, o dano em tração foi-se alastrando e aumentando de intensidade ao longo do carregamento, propagando-se para os blocos de pedra. O dano em compressão foi praticamente nulo, dadas as caraterísticas mecânicas dos materiais.

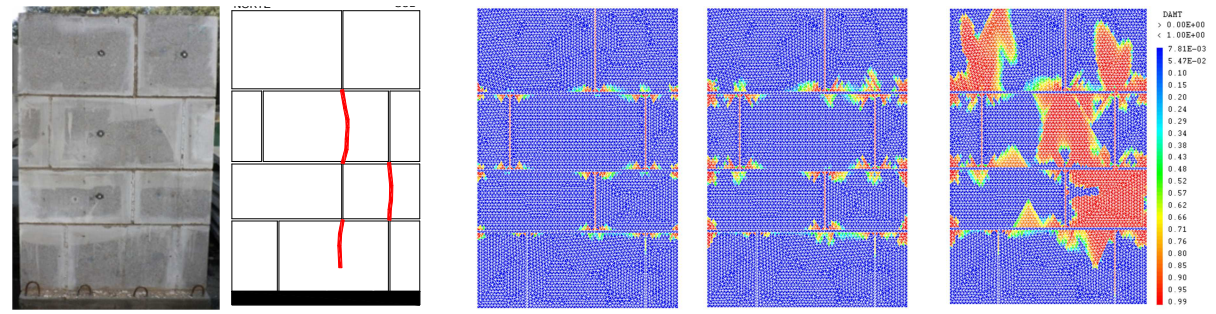
Nas tipologias PR, IR e IR++ surgiram problemas durante o processo de convergência que impediram a análise da evolução do dano até à queda da tensão na parede, impedindo uma clara previsão dos mecanismos de rotura. Esta situação está provavelmente relacionada com a geometria dos painéis e com a transferência das tensões entre elementos. Esta dificuldade foi superior nas paredes mais irregulares. Foram realizadas tentativas de alteração dos parâmetros mecânicos e da malha de elementos finitos das paredes como forma de superar esta dificuldade, mas sem sucesso. Deste modo, na Figura 6.30 encontram-se os mapas de dano encontrados nas paredes PR1, IR1 e IR1++ em três fases e terminando no deslocamento em que o processo convergiu. Apesar do processo ter terminado numa fase ainda precoce, foi possível verificar que, tal como ocorreu na tipologia R, o dano teve início nas juntas verticais e foi-se alastrando aos blocos de pedra. A acentuada deformabilidade do material das juntas e a existência de zonas com maior espessura originaram movimentos de flexão nas pedras que provocaram a rotura por tração horizontal, ou seja por fissuração vertical.



(a)

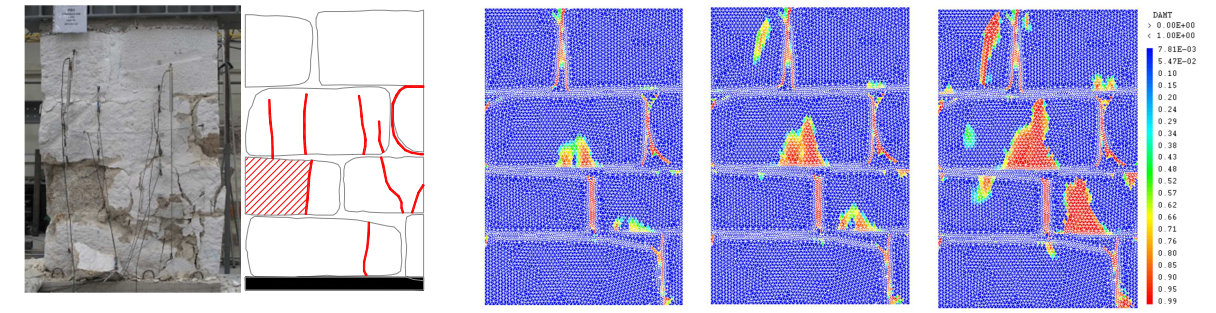


(b)

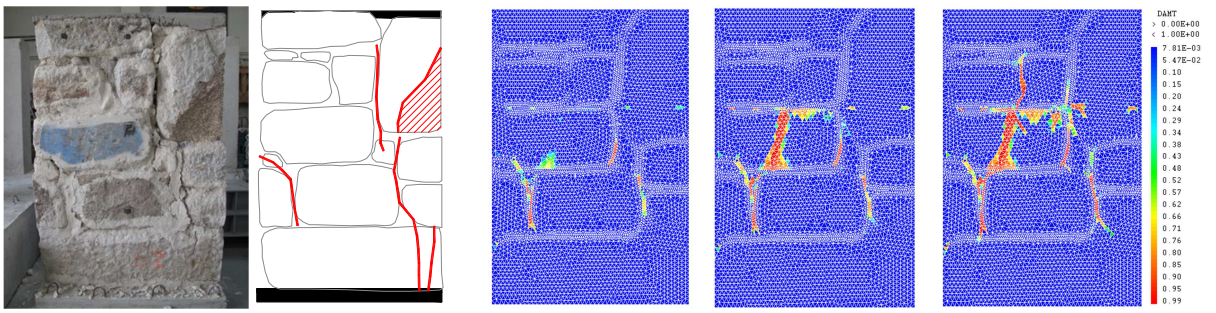


(c)

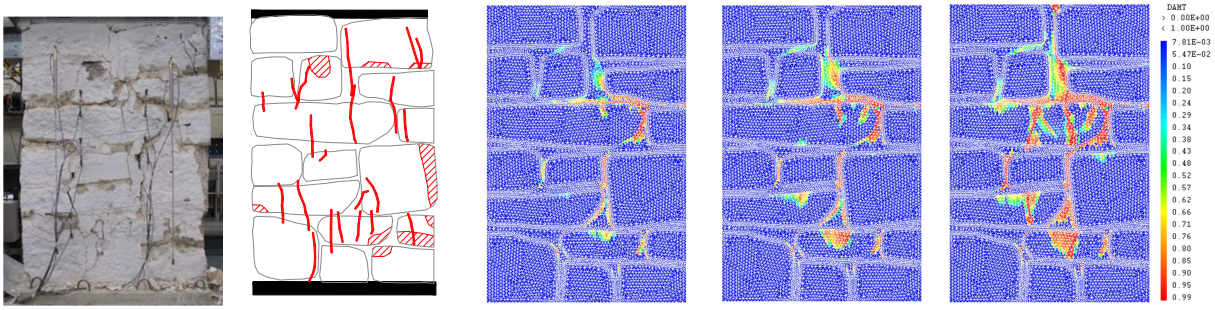
Figura 6.29: Tipologia R; modelo experimental após o ensaio e marcação das linhas de rotura no esquema da parede e mapa de danos do modelo numérico da parede total e nos blocos de pedra em três fases do carregamento: (a) R1; (b) R2 e (c) R3.



(a)



(b)

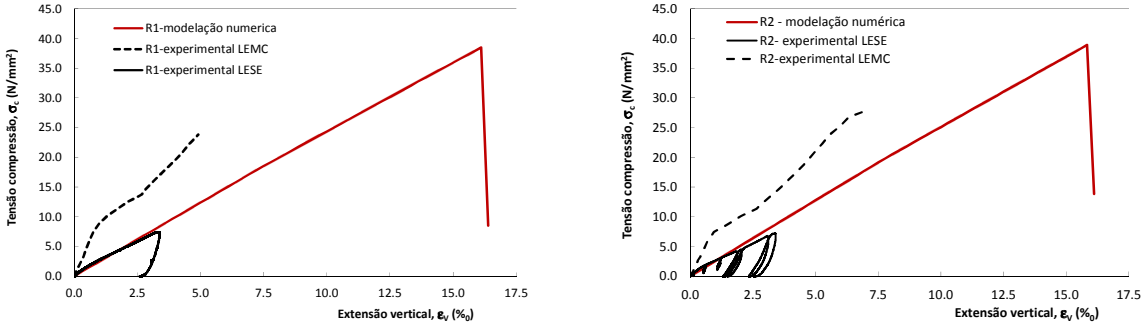


(c)

Figura 6.30: Modelo experimental após o ensaio e marcação das linhas de rotura no esquema da parede e mapa de danos do modelo numérico da parede total e nos blocos de pedra: (a) PR1; (b) IR1 e (c) IR1++.

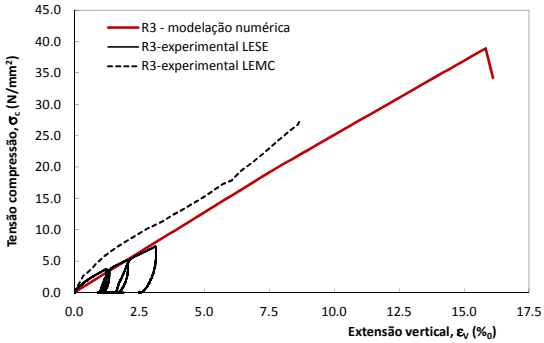
Análise da resposta estrutural:

Os diagramas tensão-extensão das paredes regulares obtidas através da análise não linear encontram-se indicados na Figura 6.31, em simultâneo com as curvas experimentais. Em todas as paredes verificou-se uma resposta praticamente linear até atingir a rotura que ocorreu de forma brusca. Estes diagramas evidenciam o comportamento frágil deste tipo de alvenarias, tal como se constatou durante o ensaio experimental. Os principais resultados desta análise encontram-se indicados na Tabela 6.10. Verificou-se que a capacidade resistente estimada na modelação numérica destas paredes foi superior à avaliada nos ensaios de compressão uniaxial, aproximadamente de 61% na R1, de 40% na R2 e de 30% na R3. Realça-se o facto do dano registado nas simulações numéricas também ter sido muito superior ao observado nos ensaios experimentais que, por questões de segurança, foram concluídos antes de se verificar perda de resistência, tal como se pode observar nos diagramas experimentais indicados na Figura 6.31 (identificados por experimental LEMC).



(a)

(b)



(c)

Figura 6.31: Diagrama tensão-extensão obtida pela via experimental e numérica da tipologia R: (a) R1; (b) R2 e (c) R3.

Tabela 6.10: Resultados da modelação não linear das paredes regulares.

Parede	Numérico			Experimental		
	d_{max} (mm)	f_{cp} (N/mm^2)	E (kN/mm^2)	d_{max} (mm)	f_{cp} (N/mm^2)	E (kN/mm^2)
R1	29.50	38.49	2.46	6.40	24.00	2.10
R2	29.00	38.90	2.55	9.30	28.03	2.17
R3	29.00	38.91	2.55	3.40	29.76	2.02

Relativamente às tipologias mais irregulares, também foram traçados os diagramas tensão-extensão relativos às paredes PR1, IR1 e IR1++. Resultados similares foram encontrados nas restantes paredes de cada tipologia. Devido a problemas de convergência do algoritmo utilizado não foi possível atingir a verdadeira rotura das paredes no modelo numérico, tal como se pode observar na Figura 6.32.

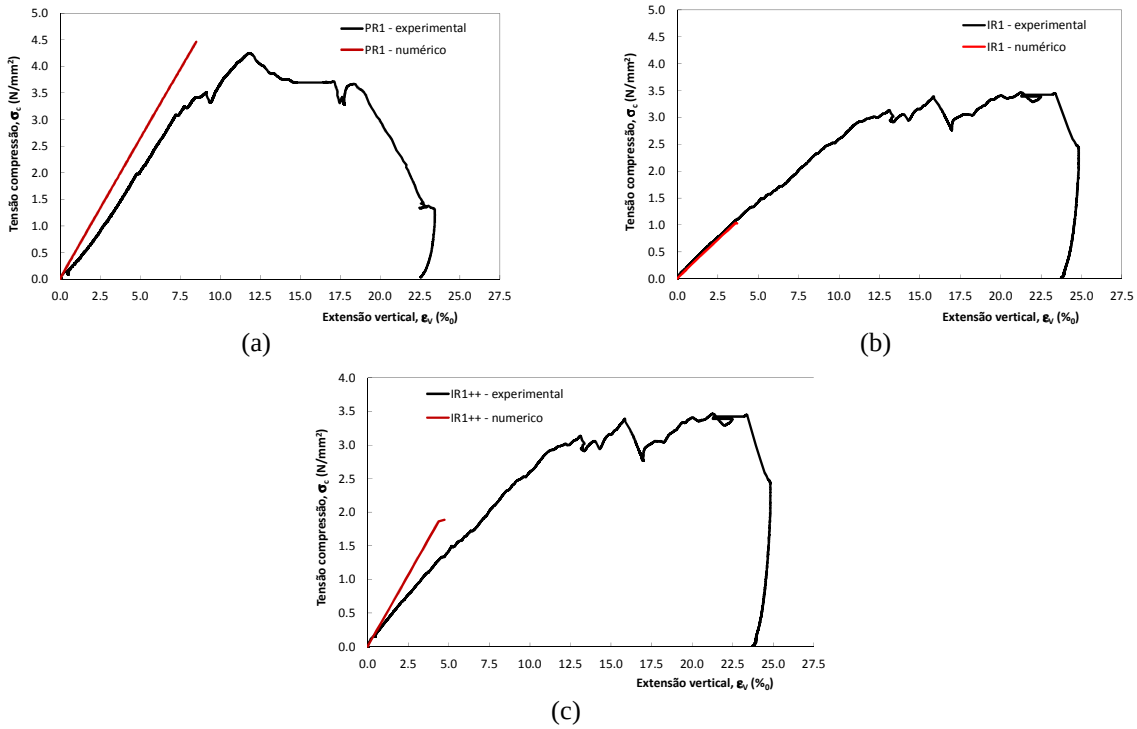


Figura 6.32: Diagrama tensão-extensão obtida pela via experimental e numérica da parede: (a) PR1; (b) IR1 e (c) IR1++.

Contudo, apesar das dificuldades que surgiram na aplicação do modelo numérico e tendo em conta que não foram introduzidos verdadeiros elementos de junta na interface pedra e enchimento, referem-se alguns aspetos que se consideraram relevantes na análise realizada:

- Genericamente, os danos têm início com a rotura por tração das juntas verticais que originam a separação dos blocos de pedra. As tensões encontram-se concentradas nas zonas de contato entre as pedras e o material de enchimento. A elevada deformabilidade da argamassa induz a rotura por tração das pedras nas faces de assentamento e em particular junto aos cantos.
- As paredes regulares apresentam um comportamento muito distinto do das restantes tipologias. A maior regularidade geométrica da tipologia R origina uma distribuição de tensões e deformações mais uniforme, obtendo-se uma maior rigidez e capacidade resistente.

- Devido à maior irregularidade geométrica das paredes PR, IR e IR++, a convergência do modelo foi mais difícil. As pedras por serem irregulares apoiam-se pontualmente em zonas mais rígidas, os calços, que servem de apoio e materializam zonas preferenciais de transferência de forças, originando esforços de flexão nas pedras que rompem por tração. Note-se que as roturas principais têm início no alinhamento das juntas verticais, condicionando a rotura global da parede que irá, por isso, depender da geometria das paredes.

6.6 Comentários finais

Com o objetivo de estimar as caraterísticas de resistência e de deformabilidade de alvenarias típicas da cidade do Porto foi realizado um programa experimental no LESE e no LEMC, a partir de modelos de paredes construídos em laboratório. Doze painéis de parede com diferentes texturas foram submetidos a ensaios de compressão uniaxial até à rotura. Amostras de pedra e de argamassa também foram ensaiadas e as caraterísticas mecânicas foram indicadas no capítulo 5. Na Tabela 6.11 encontram-se indicados os principais resultados extraídos desta análise.

Tabela 6.11: Resumo das propriedades mecânicas do ensaio de compressão uniaxial, por tipologia.

Propriedades mecânicas	Tipologia			
	R	PR	IR	IR++
f_{cp} (N/mm^2)	27.26*	4.14	3.93	3.16
f_{cb} (N/mm^2)	61.06	43.83	54.90	67.50
f_{ca} (N/mm^2)	0.90	1.00	1.30	1.48
$E_{cp\ -\ carga}$ (kN/mm^2)	2.10	0.34	0.29	0.22
$E_{cp\ -\ recarga}$ (kN/mm^2)	8.60	1.16	1.26	1.19
E_{cb} (kN/mm^2)	19.98	13.85	16.03	19.82
E_j - carga (N/mm^2)	87.43	26.70	22.06	20.05
E_j - recarga (N/mm^2)	649.15	127.94	173.16	180.65

Nota: * limite inferior da resistência à compressão

As principais conclusões extraídas deste estudo foram:

- A tipologia R apresentou uma capacidade resistente e uma rigidez muito superior à das restantes paredes. Esta clara diferença de comportamento foi devida à forma das pedras e à necessidade de considerar calços no seu assentamento, processo construtivo adotado na construção dos painéis PR, IR e IR++.
- Entre as tipologias PR, IR e IR++, verificou-se uma ligeira redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade com o aumento da irregularidade dos painéis. Efetivamente, a variação da dimensão e da disposição das pedras não influenciou significativamente o comportamento destas paredes à compressão.
- Em todas as tipologias verificou-se um acréscimo significativo do módulo de elasticidade entre a fase de carga e a de recarga (entre quatro a cinco vezes superior).

- As relações encontradas entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão foram semelhantes em todas as tipologias, nomeadamente de cerca de 70 em fase de carga e de 300 em fase de recarga. Estes valores são inferiores aos referidos na literatura.
- A estimativa da deformabilidade das paredes a partir da identificação das frequências próprias e dos modos de vibração, recorrendo à modelação numérica, evidenciaram resultados satisfatórios.
- A instrumentação colocada na proximidade das juntas permitiu avaliar a rigidez da argamassa no caso das paredes regulares e do material de enchimento nas restantes tipologias. Os valores obtidos nas paredes R evidenciaram as fracas caraterísticas mecânicas da argamassa, e estão de acordo com os resultados obtidos em estudos similares.
- Foi proposta uma classificação das alvenarias quando sujeitas a ações verticais, mediante a aplicação de índices de irregularidade associados à geometria das paredes. Verificou-se que a forma da pedra e o alinhamento horizontal são os fatores que mais influenciam o comportamento destas alvenarias.
- A modelação numérica em regime linear de doze painéis (três por tipologia) permitiu avaliar a influência da variação das caraterísticas mecânicas da pedra e do material de enchimento na deformabilidade global das paredes. Verificou-se que dentro da gama de valores expectável para as propriedades dos materiais em alvenarias antigas, pequenas variações na rigidez do enchimento podem influenciar significativamente a deformabilidade à compressão, sendo as paredes mais irregulares as mais sensíveis a esta variação. Por outro lado, no caso de enchimento mais fraco (deformabilidade inferior a $5kN/mm^2$), para além da pouca sensibilidade à variação da rigidez dos blocos, verificou-se que esta influência diminui com o aumento da irregularidade geométrica.
- Baseada nos resultados da modelação linear, foram propostas expressões empíricas que relacionam a deformabilidade da pedra e do enchimento com a rigidez global das paredes, para cada tipologia pré-definida. Foram adotadas formulações polinomiais do segundo grau que evidenciaram uma razoável proximidade com os resultados obtidos na modelação numérica. Apenas para valores da rigidez do enchimento na ordem dos $0.01kN/mm^2$ se verificaram erros consideráveis.
- Por último, a modelação numérica não linear recorrendo ao modelo de dano revelou algumas dificuldades quando aplicada aos casos analisados. Apenas nas paredes regulares foi possível realizar uma análise mais detalhada. Contudo, pode referir-se que estas alvenarias quando sujeitas a esforços de compressão apresentam as juntas verticais tracionadas e ocorre a concentração de tensões nas zonas de contato entre os dois materiais. As juntas horizontais estão comprimidas e a elevada deformabilidade deste material origina a rotura por tração das pedras que condiciona o comportamento final das paredes.

Capítulo 7

Ensaios Cíclicos de Corte no Plano com Compressão

7.1 Introdução

A realização de ensaios cíclicos de corte no plano com compressão em modelos de paredes construídos em laboratório consiste numa prática habitual quando se pretende avaliar o comportamento estrutural de alvenarias solicitadas por ações do tipo sísmico (Vasconcelos, 2005; Magenes *et al*.; 2009; Silva, 2012; Costa A. A., 2012).

Dada a maior proximidade aos objetivos do presente trabalho, referem-se os ensaios de corte realizados por Vasconcelos (2005) em painéis de granito de pano único com diferentes texturas (largura de 1m, altura de 1.20m e espessura de 0.20m, correspondente a uma escala de 1:3). Neste estudo foram consideradas três tipologias de paredes identificadas por WS (alvenaria regular de junta seca), WI (alvenaria irregular de junta argamassada) e WR (alvenaria de aparelho aleatório com pedra miúda e junta argamassada) sujeitas a três níveis de pré-compressão (0.5, 0.75 e 1.25N/mm^2), adotando um granito típico da região Norte de Portugal e uma argamassa pré-doseada da *Albaria Strutural*. Algumas das conclusões extraídas destes ensaios foram: (*i*) o modo de rotura das paredes depende claramente do nível de tensão vertical e da geometria do painel (níveis de carga vertical baixa promovem uma resposta em flexão, *rocking*, e níveis de tensão mais elevados caraterizam-se por rotura em corte com abertura de fendas diagonais); (*ii*) o aumento da irregularidade conduz a uma redução da ductilidade, sendo mais significativo para os níveis de tensão vertical mais elevados (em termos médios, a ductilidade da parede WS foi de 10; na WI de 10 e na WR de 7.3), e também a uma redução da capacidade resistente. Para cada tipologia a ductilidade também reduziu com o aumento da tensão vertical; (*iii*) a capacidade de dissipação de energia depende claramente do aparelho das pedras e do nível de compressão axial (menor capacidade dissipativa das paredes WS em relação às parede WS e WI); (*iv*) a resistência lateral é razoavelmente aproximada por métodos simplificados, em particular os valores obtidos indicam um coeficiente de atrito de 0.4 para a parede WS, de 0.3 para a WI e de 0.20 para WS.

Neste contexto, no presente capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios cíclicos de corte no plano com carga vertical constante, realizados nos modelos experimentais referidos no capítulo 5. Seguindo a sequência de análise definida na secção 4.9 do capítulo 4, foi avaliada a

influência do nível de tensão vertical e da tipologia no comportamento estrutural de paredes de granito de folha única perante ações horizontais. Nesta análise, procurou-se quantificar parâmetros globais de comportamento, tais como a resistência lateral, a degradação de rigidez, a capacidade de dissipação de energia e o coeficiente de amortecimento equivalente, bem como observar os mecanismos de rotura predominantes. Para cada tipologia foram ensaiadas três paredes, cada uma sujeita a diferentes níveis de pré-compressão.

Tendo por base as curvas envolventes experimentais que traduzem o comportamento cíclico em corte, foram realizadas análises comparativas que permitiram obter informações interessantes sobre o comportamento deste tipo de alvenarias.

7.2 Aspetos gerais do programa experimental

Os ensaios de corte com compressão foram realizados no pórtico de reação do LESE, em modelos de parede construídos em laboratório. Consistiram na imposição de deslocamentos cíclicos no plano no topo da parede após a aplicação de uma carga vertical que se manteve constante ao longo do ensaio. Foram ensaiados três painéis por tipologia (R, PR, IR e IR++), num total de doze paredes analisadas. Em todos os painéis a relação entre a altura (h) e a largura (l) foi de, aproximadamente, 1.50. A rotação do topo da parede não foi impedida, à semelhança e pelas mesmas razões dos ensaios referidos no capítulo 4. Como também já foi referido nesse capítulo (secção 4.9), os mecanismos de dano associados a estes ensaios podem ser de deslizamento, corte diagonal e flexão (*rocking*), ou ainda a combinação destes mecanismos. A descrição do sistema de ensaio em termos de funcionamento dos atuadores e do modo de aplicação das cargas foi detalhado no capítulo 5.

Numa primeira fase, as paredes foram sujeitas a carregamento vertical de modo a estimar o módulo de elasticidade e comparar com os valores obtidos nos ensaios de compressão uniaxial apresentados no capítulo 6. Foram considerados três níveis de pré-compressão (0.4, 0.8 e 1.2N/mm^2), o primeiro nível de modo a simular o estado de tensão presente em casos reais e os dois últimos para avaliar o comportamento destas alvenarias em situações mais gravosas. Por outro lado, procurou-se que os níveis de tensão impostos conduzissem a diferentes modos de rotura. Na Tabela 7.1 encontra-se indicado o nível de tensão por painel e a relação com a capacidade resistente à compressão (f_{cp}) por cada tipologia. Seguidamente, e após estabilizar a carga vertical, iniciou-se o ensaio cíclico no plano que decorreu em controlo de deslocamentos. Foi adotada a lei indicada na Tabela 7.2, com ciclos de amplitude crescente e velocidade variável (crescendo à medida que aumenta o deslocamento horizontal). Cada ciclo foi repetido três vezes, a fim de avaliar efeitos de degradação da resistência e de possível acumulação do dano.

Este procedimento permitiu estimar a resistência lateral, bem como a capacidade de dissipação de energia histerética destas alvenarias. Na generalidade dos casos, o ensaio terminou quando foi registado um dano considerável na estrutura, que na maioria das situações não esteve associado a um acentuado decréscimo de resistência.

Tabela 7.1: Informação relativa ao carregamento vertical.

Tipologia	Painel	Força vertical (kN)	Tensão vertical σ_0 (N/mm^2)	σ_0/f_{cp} (%)
R	R4	150	0.4	1.67
	R5	300	0.8	2.85
	R6	450	1.2	4.40
PR	PR4	150	0.4	9.41
	PR5	300	0.8	16.46
	PR6	450	1.2	36.25
IR	IR4	150	0.4	11.53
	IR5	300	0.8	19.05
	IR6	450	1.2	29.13
IR++	IR4++	150	0.4	13.99
	IR5++	300	0.8	24.32
	IR6++	450	1.2	36.14

Tabela 7.2: Lei de deslocamentos imposta no ensaio de corte com compressão.

Ciclo	Deslocamento horizontal (mm)	Velocidade (mm/s)	*drift* (%)
1A	0.9	0.05	0.05
2A	1.8	0.05	0.10
3A	2.7	0.10	0.15
4A	3.6	0.10	0.20
5A	4.5	0.15	0.25
6A	5.4	0.15	0.30
7A	6.3	0.15	0.35
8A	7.2	0.15	0.40
9A	9.0	0.20	0.50
10A	10.8	0.20	0.60
11A	12.6	0.30	0.70
12A	14.4	0.30	0.80
13A	16.2	0.30	0.90
14A	18.0	0.40	1.00
15A	22.5	0.40	1.25
16A	27.0	0.40	1.50
17A	36.0	0.40	2.0
18A	45.0	0.40	2.50

O esquema de instrumentação, por tipologia, pode ser observado na Figura 7.1, que ilustra em sequência o topo norte, a face oeste, o topo sul e a face este. A instrumentação foi sofrendo alterações do número de sensores e respetiva localização devido à variação da dimensão e da disposição das pedras ao longo dos painéis. Esta alteração ocorreu entre tipologias, bem como em painéis pertencentes à mesma tipologia.

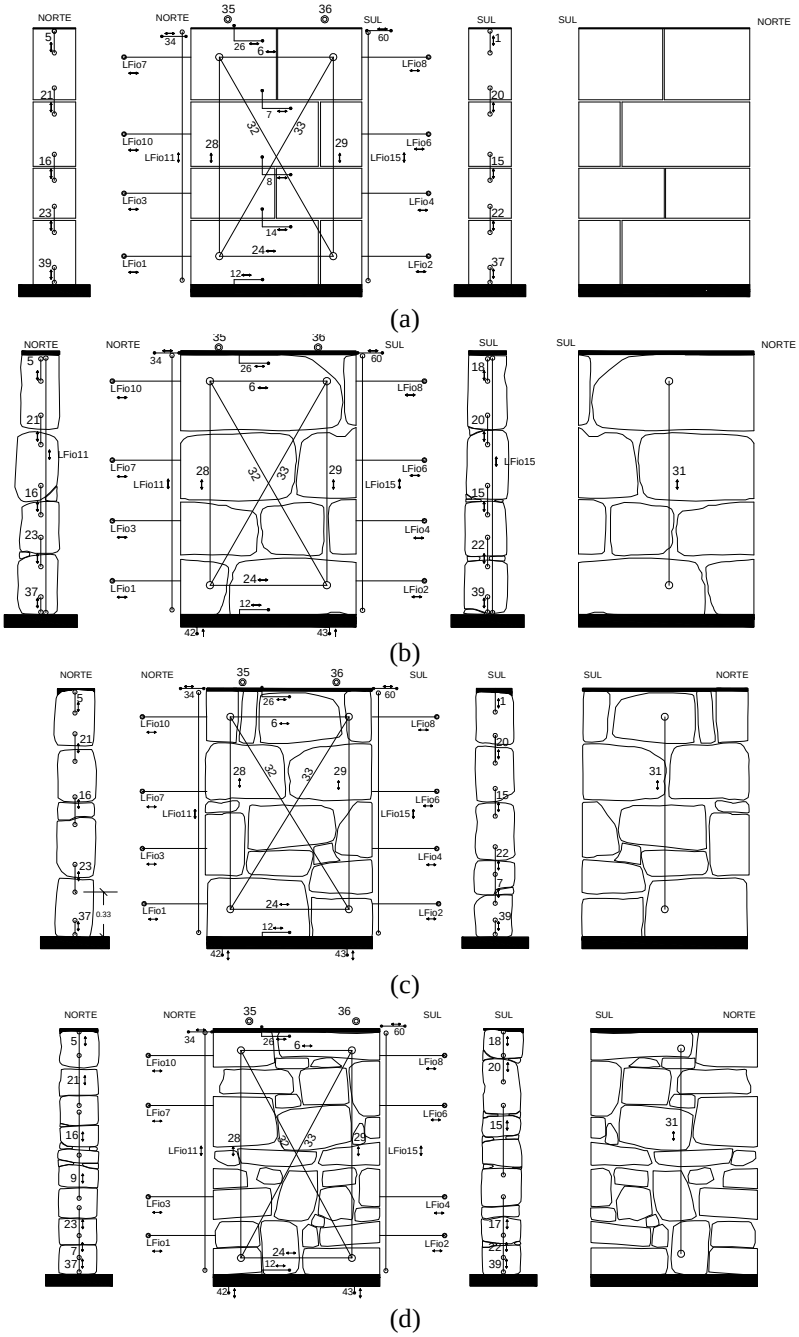


Figura 7.1: Instrumentação no ensaio corte com compressão por tipologia: (a) parede regular (R); (b) parede parcialmente regular (PR); (c) parede irregular (IR) e (d) parede muito irregular (IR++).

A medição dos deslocamentos foi realizada por LVDTs e também transdutores de fio (do tipo potenciómetro elétrico), com diferentes cursos, aplicados em ambas as faces da parede e ao nível da secção transversal, devidamente fixos às pedras. De uma forma genérica, esta instrumentação teve como objetivo:

- Registo dos deslocamentos verticais globais da parede (nº 28, 29, 31, Lfio11 e Lfio15).
- Registo dos deslocamentos verticais das juntas (nº 1, 5, 7, 9, 15, 16, 17, 18, 20, 21, 22, 23).
- Registo dos deslocamentos verticais da base da parede (nº 37, 39).
- Registo dos deslocamentos horizontais da parede (nº 6, 24).
- Registo dos deslocamentos segundo a diagonal (nº 32, 33).

- Registo dos deslocamentos horizontais pelo transdutor interno do atuador hidráulico.
- Registo dos deslocamentos laterais (Lfio1, Lfio2, Lfio3, Lfio4, Lfio6, Lfio7, Lfio8 e Lfio10).
- Registo dos deslocamentos no topo da parede (nº 34, 60).
- Registo dos deslocamentos fora do plano (nº 35, 36).
- Registo dos deslocamentos horizontais entre a viga repartição e a parede (nº 26).
- Registo dos deslocamentos horizontais entre a parede e a sapata (nº 12).
- Registo dos deslocamentos verticais entre a sapata e o pórtico (nº 42, 43).

A instrumentação permitiu registar e interpretar os fenómenos envolvidos, sendo fundamental a comparação das medidas extraídas dos diferentes aparelhos de medida. Foi possível associar a abertura/fecho de juntas nos dois topos da parede a mecanismos de dano. Os sensores colocados entre a viga de repartição e a parede, bem como entre a sapata de betão e a parede, permitiram o controlo de movimentos que poderiam influenciar o resultado final. Para além disso, durante os ensaios verificou-se que o atuador horizontal apresentou folgas internas que originaram diferenças significativas entre o deslocamento pretendido e o deslocamento realmente aplicado na parede. Por este motivo, não foi possível utilizar diretamente a lei de deslocamentos pré-definida, e na análise de resultados foram consideradas as medições registadas pelos LVDTs localizados no topo da parede (34 e 60).

A partir da análise das deformações registadas nos pontos instrumentados, verificou-se a necessidade de retificar os deslocamentos horizontais no plano da parede devido aos desvios associados à inclinação horizontal e vertical dos fios que ligam os sensores à parede. Deste modo, foram adotados procedimentos de correção geométrica mediante relações de ângulos e distâncias. Foi considerada a inclinação associada ao deslocamento vertical devido à aplicação da pré-carga, bem como os desvios relativos aos deslocamentos horizontais no plano e fora do plano durante a fase cíclica, avaliados por um inclinómetro posicionado no topo da parede. Os procedimentos adotados estão referidos em Gomes (2012).

Genericamente, os resultados foram agrupados por tipologia de parede, começando pelas paredes regulares, seguindo as parcialmente regulares, as irregulares e, por fim, as mais irregulares.

A parede R4 foi a primeira a ser ensaiada, tendo servido como referência na verificação do funcionamento dos atuadores e do sistema de controlo. No início do ensaio, e devido a problemas de funcionamento conjunto do atuador horizontal e vertical, ocorreu o levantamento por rotação de parte da parede, obrigando à correção do sistema de controlo e forçando ao reinício do ensaio. Neste ensaio não foi utilizado qualquer sistema de guiamento do topo da parede. Tal como foi efetuado nos ensaios descritos no capítulo 4, a aplicação da carga vertical foi efetuada através de um atuador de 1.5MN fixo ao pórtico metálico, que atuava sobre uma placa de deslizamento que dispunha de uma célula de carga para medir a força de atrito. No tratamento dos dados, a força horizontal final corresponde à do atuador horizontal reduzida da força de atrito medida na placa de deslizamento.

Face aos resultados obtidos no ensaio da parede R4, verificou-se a necessidade de colocar um sistema de guiamento lateral para evitar deslocamentos fora do plano, e a carga vertical foi aplicada através do

atuador hidráulico apoiado diretamente no topo da parede, tal como foi descrito no capítulo 5. A alteração do sistema de aplicação da carga vertical foi implementada nos ensaios seguintes ao R4, enquanto o guiamento lateral apenas foi adotado a partir do ensaio da parede R6, a terceira parede a ser ensaiada.

7.3 Avaliação do módulo de elasticidade

Na aplicação da pré-compressão foram estimados os módulos de elasticidade de carga em ramo 'virgem' a partir dos deslocamentos verticais registados pelos LVDTs 28, 29 e 31. Em cada tipologia a deformabilidade diz respeito a diferentes níveis de carga vertical (0.4, 0.8 e 1.2N/mm^2), cujos resultados se encontram sintetizados na Tabela 7.3.

Tabela 7.3: Módulo de elasticidade por tipologia, E_{cp} (kN/mm^2).

Tipologia	σ_0 = 0.4 N/mm^2	σ_0 = 0.8 N/mm^2	σ_0 = 1.2 N/mm^2
R	4.31	2.97	8.00
PR	0.33	0.42	0.41
IR	0.21	0.22	0.23
IR++	0.17	0.22	0.27

Na tipologia R verificou-se uma variação significativa do módulo de elasticidade, sendo genericamente superior ao valor quantificado no ensaio de compressão (2.10kN/mm^2, ver capítulo 6). Nas restantes tipologias, a variação da deformabilidade com o nível de pré-compressão foi menos acentuada (entre 3 a 20%) e os valores obtidos foram próximos dos quantificados no ensaio de compressão (0.34kN/mm^2 para PR; 0.29kN/mm^2 para IR e 0.22kN/mm^2 para IR++, capítulo 6).

Note-se que, durante a aplicação da pré-compressão, as tipologias PR, IR e IR++ evidenciaram alguns danos que se foram acentuando para níveis de tensão vertical superiores, nomeadamente:

- Na tipologia PR observaram-se ligeiras fissuras na argamassa.
- Na tipologia IR registaram-se fissuras e destacamento de argamassa.
- Na tipologia IR ++ os danos foram mais significativos, principalmente para as tensões verticais de 0.8 e 1.2N/mm^2. Por se tratar de paredes constituídas por pedras de menor dimensão face às anteriores, a aplicação da pré-compressão originou fissuração generalizada da argamassa e nos painéis IR5++ e IR6++ ocorreu mesmo a rotura de algumas pedras, Figura 7.2.

(a) (b)

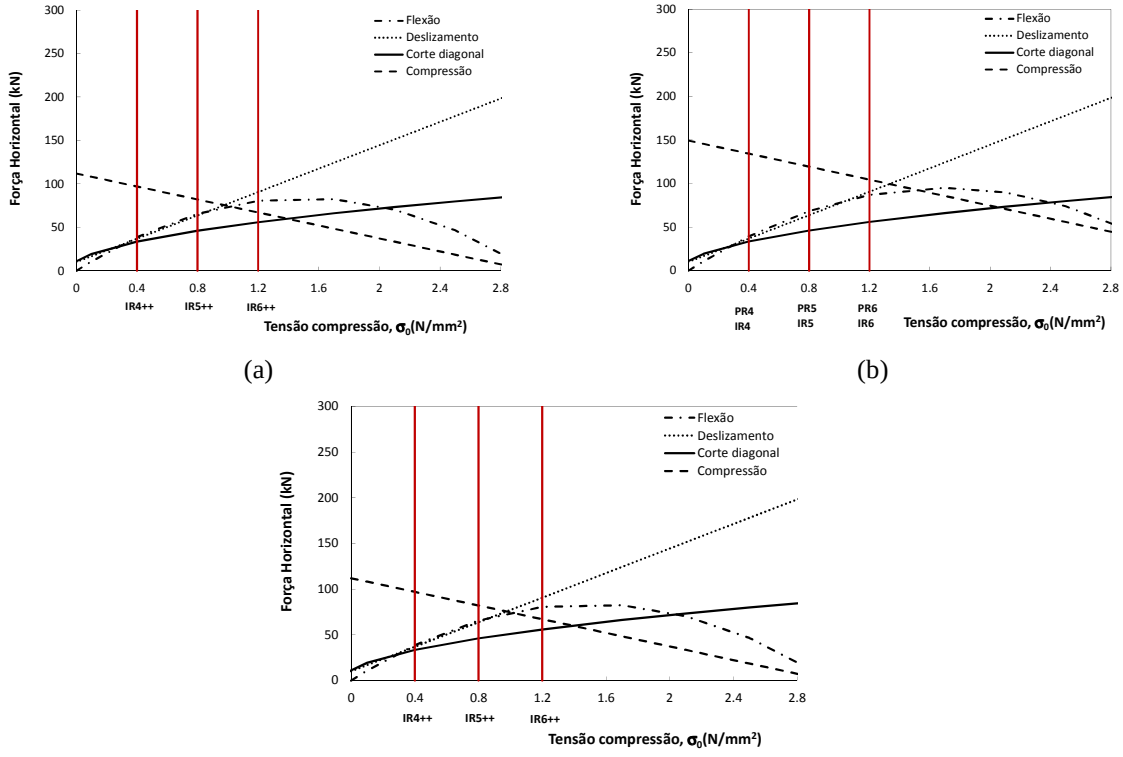
Figura 7.2: Fissuração da argamassa e rotura em pedras após a aplicação da carga vertical (assinaladas na figura as zonas críticas: (a) IR5++ e (b) IR6++.

7.4 Previsão do mecanismo de rotura

Como já foi referido, o nível de pré-compressão foi definido tomando como referência a tensão presente em paredes reais (0.4N/mm^2) como valor inferior, seguido de valores mais elevados (0.8 e 1.2N/mm^2) de modo a procurar diferentes mecanismos de rotura (deslizamento, corte diagonal, flexão, rotura por compressão). Neste tipo de estruturas a flexão está normalmente associada a movimentos de corpo rígido, sendo designados de *rocking*. A partir da aplicação das expressões 4.8 a 4.11 mencionadas no capítulo 4 (secção 4.8.3) e considerando os parâmeros mecânicos indicados na Tabela 7.4, foram traçados os diagramas da Figura 7.3.

Tabela 7.4: Parâmetros mecânicos das tipologias R, PR, IR e IR++ na avaliação do mecanismo de rotura.

Tipologia	f_{cp} (N/mm^2)	f_{tp} (N/mm^2)
R	27.0	0.10
PR, IR	4.0	0.05
IR++	3.0	0.05



(a) (b)

(c)

Figura 7.3: Previsão do mecanismo de rotura dos painéis: (a) R, (b) PR e IR e (c) IR++.

O valor da resistência à compressão (f_{cp}) foi definido de acordo com os resultados apresentados no capítulo 6. Uma vez que não foram realizados ensaios de compressão diagonal para estimar a resistência à tração (f_{tp}), foram adotados valores próximos dos obtidos na parede real (capítulo 4) para as tipologias PR, IR e IR++, e um valor superior para a tipologia R, de acordo com fonte bibliográfica (Vasconcelos, 2005; Silva, 2012). Para a coesão e coeficiente de atrito foram adotados os valores indicados no capítulo 4, nomeadamente 0.030N/mm^2 e 0.20, respetivamente. Como as paredes PR e IR

exibiram idêntica resistência à compressão, a análise das duas tipologias foi efetuada no mesmo diagrama.

Genericamente e para os níveis de tensão vertical considerados, verificou-se uma proximidade entre o mecanismo de flexão e de corte diagonal. Na tipologia R esta proximidade ocorreu para os três principais modos de rotura (deslizamento, corte diagonal e flexão). Apenas na parede IR++ e para o nível de tensão vertical de 1.2N/mm^2 a rotura por compressão pode ser condicionante. Na Tabela 7.5 encontram-se indicados, por nível de tensão vertical e tipologia, a previsão dos mecanismos de rotura associados à menor força lateral.

Tabela 7.5: Previsão do mecanismo de rotura por nível de tensão vertical e tipologia. Força lateral associada a cada mecanismo de rotura entre parêntesis.

Tensão vertical	Mecanismo de rotura		
σ_0 (N/mm^2)	R	PR e IR	IR++
0.4	flexão (H=44kN)	corte diagonal (H=34kN)	corte diagonal (H=34kN)
0.8	corte diagonal (H=67kN)	corte diagonal (H=46kN)	corte diagonal (H=46kN)
1.2	corte diagonal (H=81kN)	corte diagonal (H=56kN)	corte diagonal (H=56kN)

7.5 Mecanismo de dano

A identificação dos mecanismos de dano nos modelos experimentais foi realizada a partir da análise das linhas de rotura marcadas nos alçados das paredes e dos deslocamentos registados durante o ensaio pelos sensores colocados ao longo da secção transversal, em particular através da representação gráfica da abertura/fecho de juntas e da deformação lateral da parede para o terceiro ciclo de deslocamentos (positivo e negativo) para cada amplitude imposta. A análise em conjunto dos diversos resultados permitiu uma melhor interpretação dos fenómenos envolvidos.

Tal como foi referido no capítulo 4 (secção 4.8.3.2), nos diagramas relativos ao comportamento das juntas, a abertura de junta corresponde a deslocamentos positivos, enquanto o fecho a deslocamentos negativos. De modo a visualizar no mesmo diagrama a resposta das juntas nos dois topos da parede (norte e sul), as juntas do lado norte foram representadas em abcissas negativas e as do lado sul em abcissas positivas. Contudo, ambas as leituras dizem respeito ao mesmo ciclo de deslocamentos (positivo ou negativo). Nalguns casos, verificou-se que os resultados extraídos destes sensores não estão de acordo com o esperado e com o observado durante o ensaio. Efetivamente, ocorreram situações em que se esperaria fecho de junta e a leitura indicou abertura. Este resultado está relacionado com o facto de estas leituras não serem apenas resultado de abertura/fecho mas também de escorregamentos ao longo das juntas. Por outro lado, sempre que o curso dos sensores atingiu a sua capacidade limite, os resultados relativos aos ciclos seguintes foram eliminados, e por isso nem todos os sensores apresentam as mesmas leituras de deslocamentos.

7.5.1 Tipologia regular (R)

O mecanismo de rotura das paredes R foi uma combinação de corte, flexão e deslizamento. Os máximos deslocamentos registados foram aproximadamente de 18, 22 e 39mm para as paredes R4, R5 e R6, respetivamente.

Independentemente do nível de tensão imposto, para o deslocamento horizontal entre 1.0 e 1.5mm observou-se o levantamento da parede pela base. Com o aumento do deslocamento horizontal surgiram fissuras por corte que conduziram a movimentos de rotação de corpo rígido (*rocking*) para deslocamentos superiores, mas sem provocar dano nos blocos de pedra. Com o aumento do nível de pré-compressão verificou-se a mobilização de um menor número de juntas. Nas paredes R4 e R5 verificou-se a abertura de fendas por deslizamento de blocos, e estes movimentos originaram deslocamentos fora do plano de blocos adjacentes às fendas.

Tal como pode se observar na Figura 7.4, nos ciclos negativos e após a formação da linha de corte diagonal, a parede R4 exibiu essencialmente movimento de corpo rígido (*rocking*). Por outro lado, para ciclos de deslocamento positivos observou-se a rotura por corte diagonal, acompanhado por deslizamento ao longo da junta 16 (as juntas são referidas pelo número dos sensores associados). Este facto foi igualmente constatado a partir da análise da deformada lateral, verificando-se que o deslizamento dessa junta foi mais evidente a partir do deslocamento horizontal de 14.5mm, Figura 7.4c). O acréscimo de deslocamento registado no sensor 16 em ciclos negativos (Figura 7.4f) não resultou da abertura da junta, mas do seu escorregamento. O mesmo fenómeno foi registado no LVDT 22 para ciclos positivos, mas com menor expressão e para ciclos de deslocamentos superiores. O ensaio terminou quando se observou instabilidade da parede associada a desvios apreciáveis fora do plano.

O mecanismo de rotura da parede R5 iniciou com o levantamento pela base do lado sul, evoluiu para corte por deslizamento no segundo nível de juntas, sendo no final governado por *rocking* e deslizamento de pedras, Figura 7.5. A partir do deslocamento horizontal de 7mm, verificou-se o deslizamento das pedras da segunda fiada da parede, em particular da junta do topo norte (junta 16), passando a funcionar de modo independente dos blocos superiores, Figura 7.5 c) e d). Devido à ausência de guiamento lateral, os desvios fora do plano da parede foram significativos e condicionaram a conclusão do ensaio.

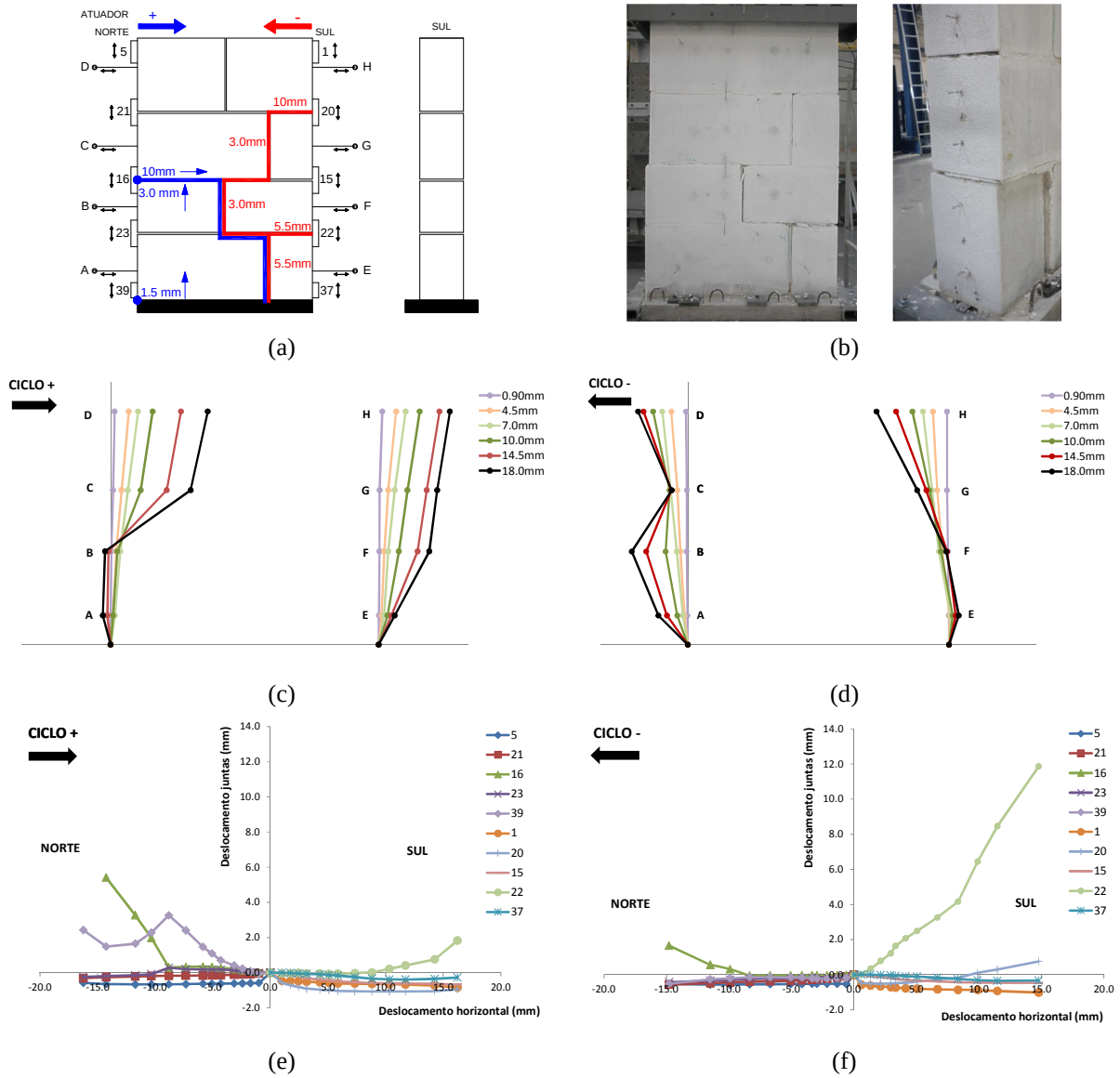


Figura 7.4: Ensaio de corte com compressão da parede R4 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

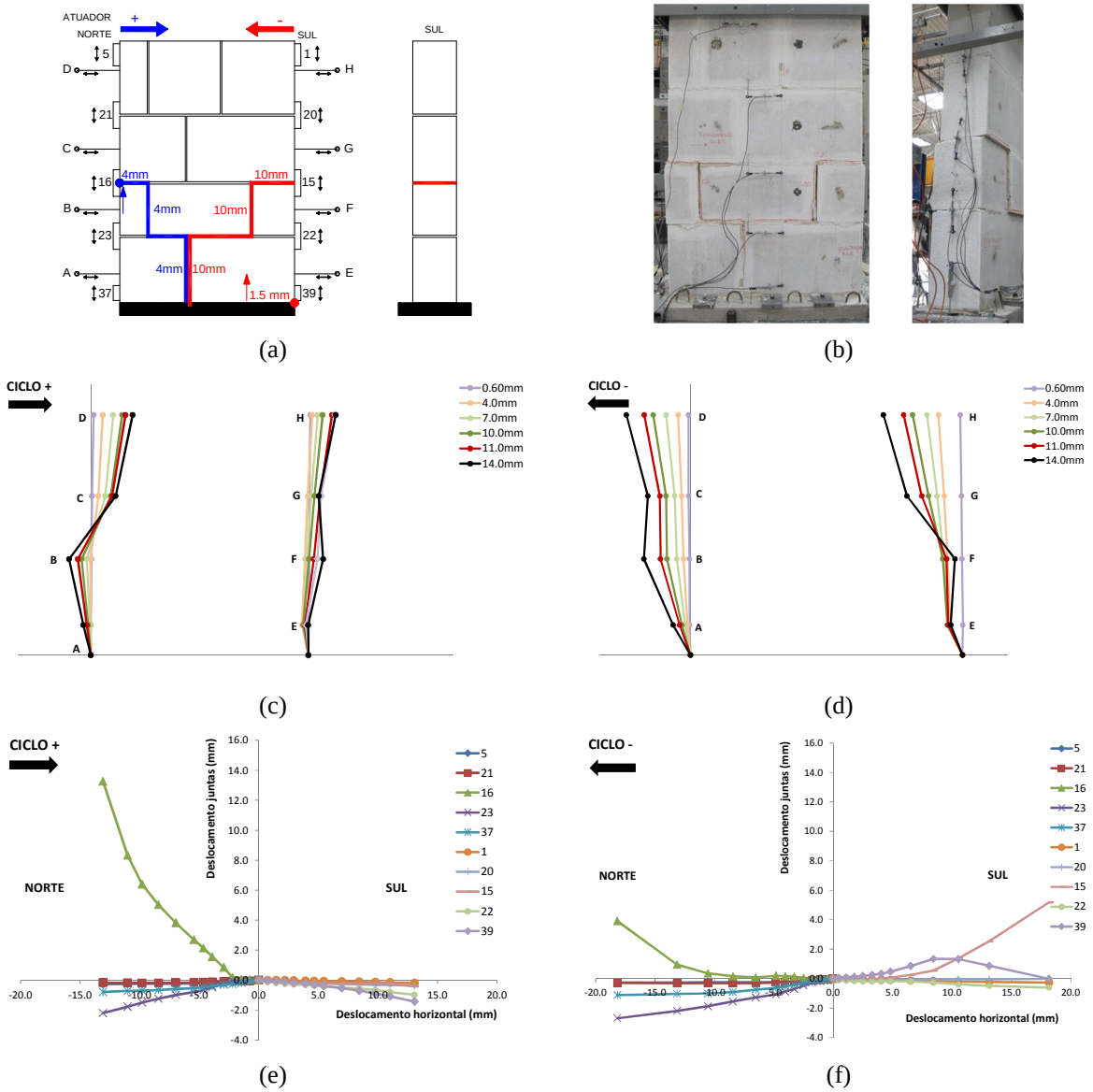


Figura 7.5: Ensaio de corte com compressão da parede R5 (σ_0=0.8N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

Na parede R6 foi aplicado o nível de compressão mais elevado e verificou-se a mobilização de apenas um nível de juntas. No sentido negativo, a parede funcionou como bloco rígido, rodando em torno da base (*rocking*). No sentido positivo, ocorreu um ligeiro levantamento pela base, mas o comportamento principal foi de deslizamento dos blocos ao longo da junta 23, Figura 7.6. Este mecanismo de rotura provocou um destacamento significativo da pedra de menor dimensão localizada na base da parede. Devido ao nível de tensão instalada, foram mobilizadas menos juntas que nos casos anteriores e os blocos de pedra foram genericamente acompanhando o deslocamento horizontal imposto. Neste ensaio, a colocação da estrutura de guiamento lateral evitou a ocorrência de deslocamentos significativos fora do plano e permitiu chegar a maiores deslocamentos horizontais no plano.

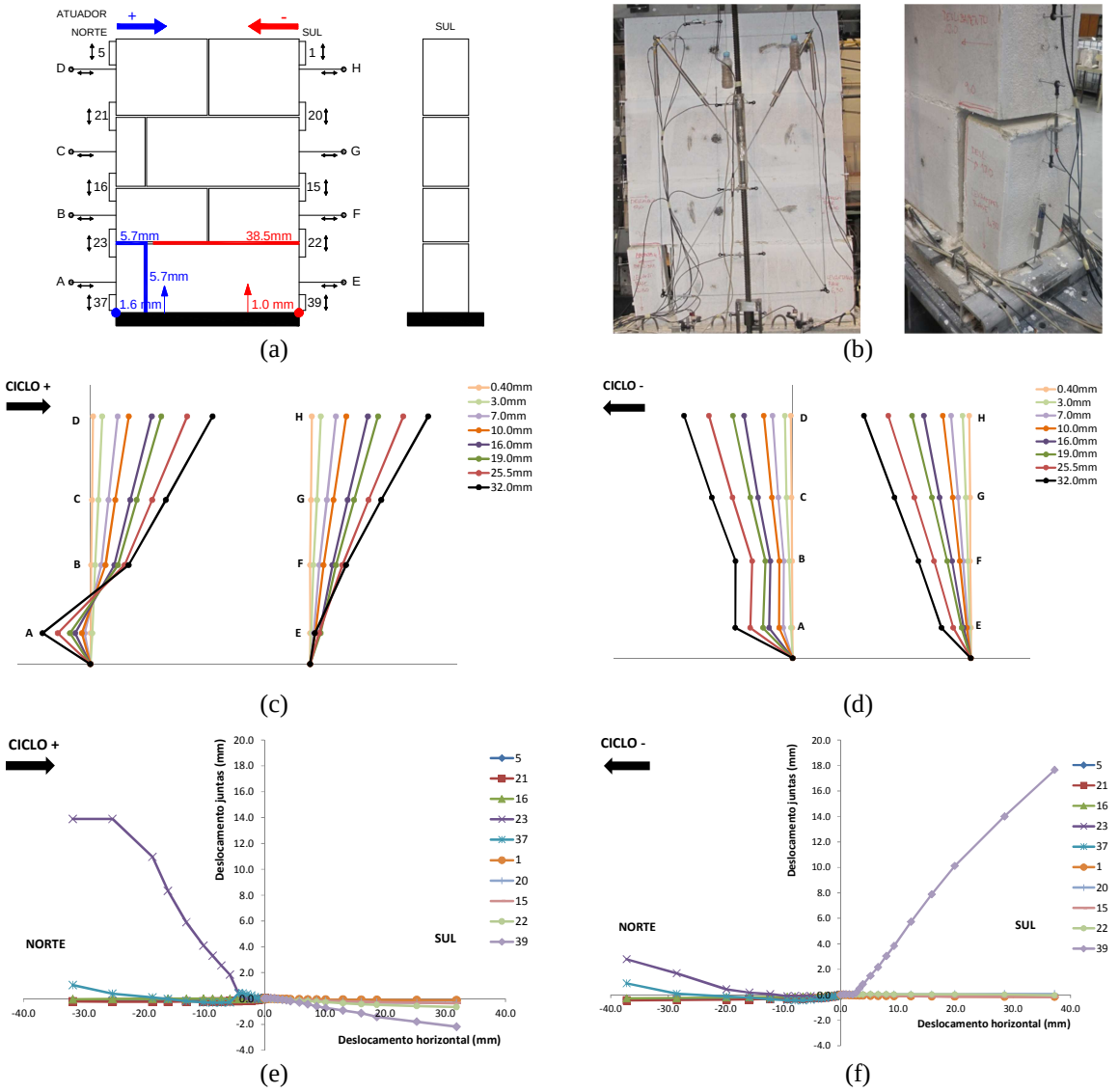


Figura 7.6: Ensaio de corte com compressão da parede R6 (σ_0=1.2N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

7.5.2 Tipologia parcialmente regular (PR)

Genericamente, o mecanismo de rotura da tipologia PR iniciou-se pela rotura por corte diagonal, seguido de *rocking*, acompanhado pela fissuração e a delaminação de pedras. O nível de tensão não influenciou o número de juntas mobilizadas, ao contrário do que se verificou na tipologia R. Os máximos deslocamentos registados foram de 16mm para a parede PR4, e cerca de 30mm para as paredes PR5 e PR6.

Nas paredes PR4 e PR5 verificou-se, numa fase inicial (deslocamento horizontal entre 1.5 e 4mm), a mobilização da junta horizontal da segunda fiada de pedras. Na parede PR6 este fenómeno também esteve presente, mas para um deslocamento bastante superior (11mm). A formação das fendas horizontais foi acompanhada por fendas diagonais ao longo da parede que depois originaram a rotação

de corpo de rígido dos blocos de cada lado das fissuras. A concentração de tensões nos cantos inferiores originou a rotura de pedras da base em todas as paredes. Com o aumento dos deslocamentos, verificou-se um aumento significativo da espessura das fendas, as paredes conseguiram manter a capacidade resistente enquanto se garantia o equilíbrio entre pedras, apesar do dano observado. O ensaio foi dado por concluído por questões de segurança, sem perda significativa da capacidade resistente.

Na parede PR4 foi evidente a formação de uma linha de corte diagonal que se iniciou para o deslocamento de 4mm no sentido negativo, Figura 7.7. Verificou-se o esmagamento de calços e, por efeito de compressão, ocorreu a fissuração da pedra da base no topo sul.

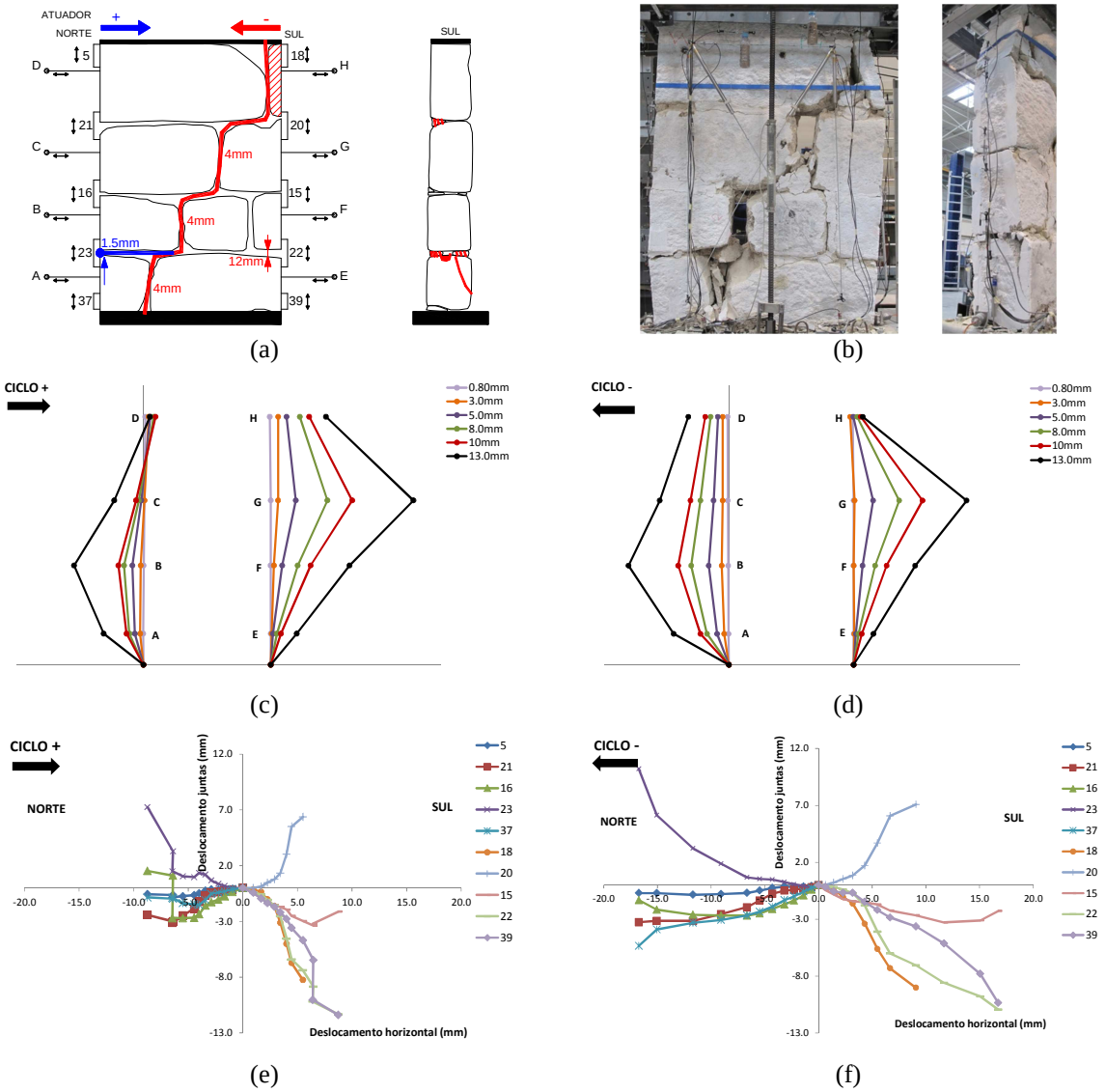


Figura 7.7: Ensaio de corte com compressão da parede PR4 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

A pedra do lado sul, sombreada a vermelho na Figura 7.7a), tornou-se muito instável e de modo a garantir condições de segurança foi colocada uma cinta não tensionada na direção transversal. No final

do ensaio, a parede exibiu uma significativa dilatância transversal, verificada igualmente pela análise do perfil da deformada lateral.

A parede PR5 evidenciou comportamento de *rocking* pela base no topo sul para ciclos negativos, e ao nível da segunda fiada de pedras no topo norte para ciclos positivos, Figura 7.8. Observou-se a abertura/fecho de juntas e ocorreu fissuração de algumas pedras. A linha de corte diagonal ficou bem visível para o deslocamento horizontal de 30mm, ou seja próximo do final do ensaio. Da análise do perfil da deformada lateral verificou-se que, genericamente, os blocos foram acompanhando os deslocamentos impostos como um todo. O desfasamento da segunda fiada de pedras do topo sul ocorreu apenas no final do ensaio, após uma rotura brusca de uma pedra da base (assinalada na secção transversal da Figura 7.8a)).

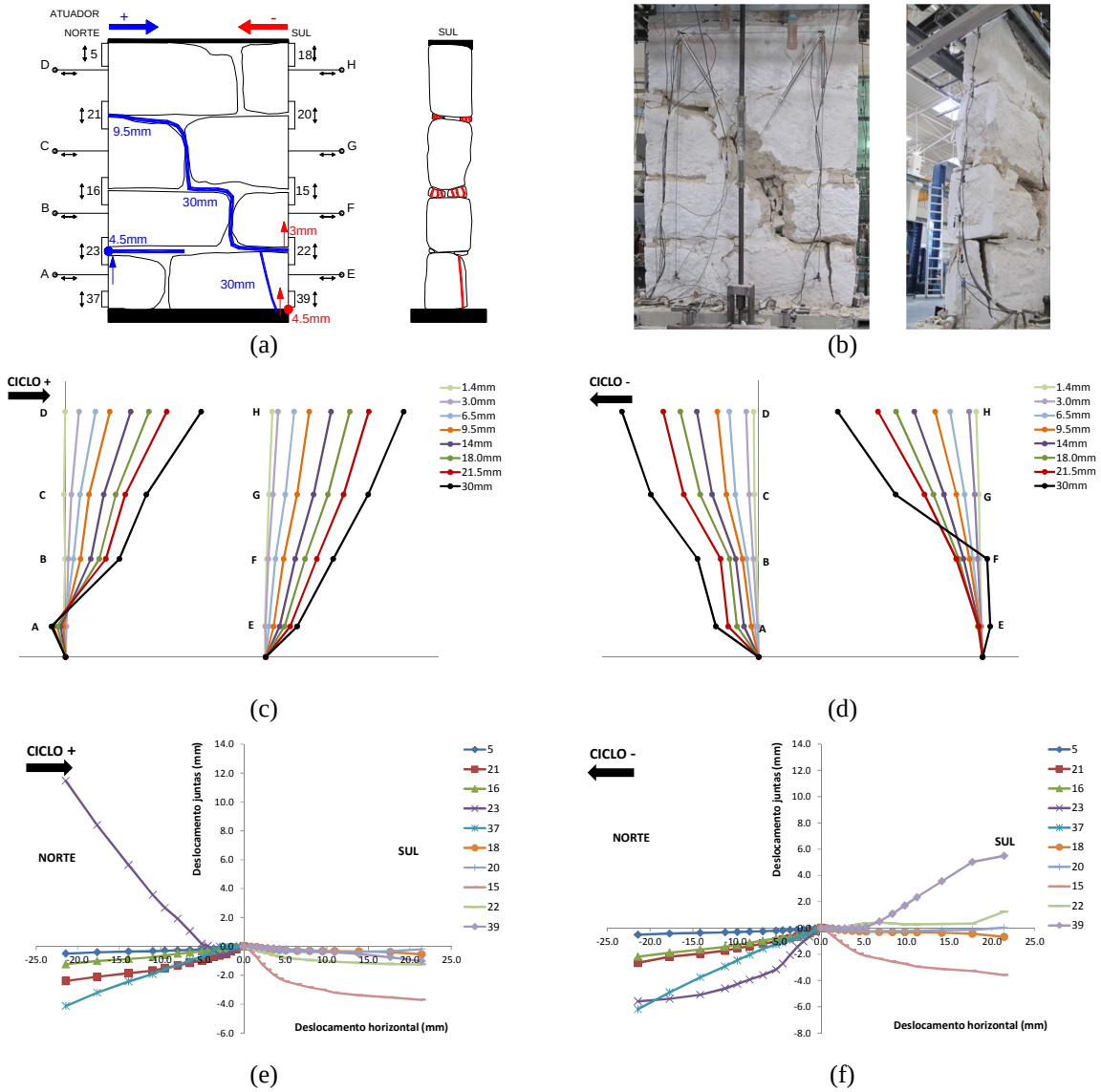


Figura 7.8: Ensaio de corte com compressão da parede PR5 (σ_0=0.8N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

Durante a aplicação da pré-compressão, a parede PR6 apresentou algumas fissuras ao nível da argamassa. Na fase cíclica, e para o deslocamento de 1.6mm, observou-se um ligeiro levantamento pela base da junta 39. Contudo, o comportamento de flexão com deslizamento das juntas superiores consistiu no mecanismo predominante e que conduziu à formação da linha de rotura diagonal, Figura 7.9. Por questões de segurança, nomeadamente devido à possibilidade de destacamento das pedras localizadas a meio altura da parede, foi necessário colocar uma cinta na direção transversal sem tensão instalada. Devido à deficiência de calços na junta 23, verificou-se a perda de apoio da pedra da segunda fiada do topo norte no sentido negativo para o deslocamento de 14mm, que acabou por condicionar o comportamento da parede para o ciclo de deslocamentos negativos, como se poderá constatar mais adiante na análise do diagrama força-deslocamento.

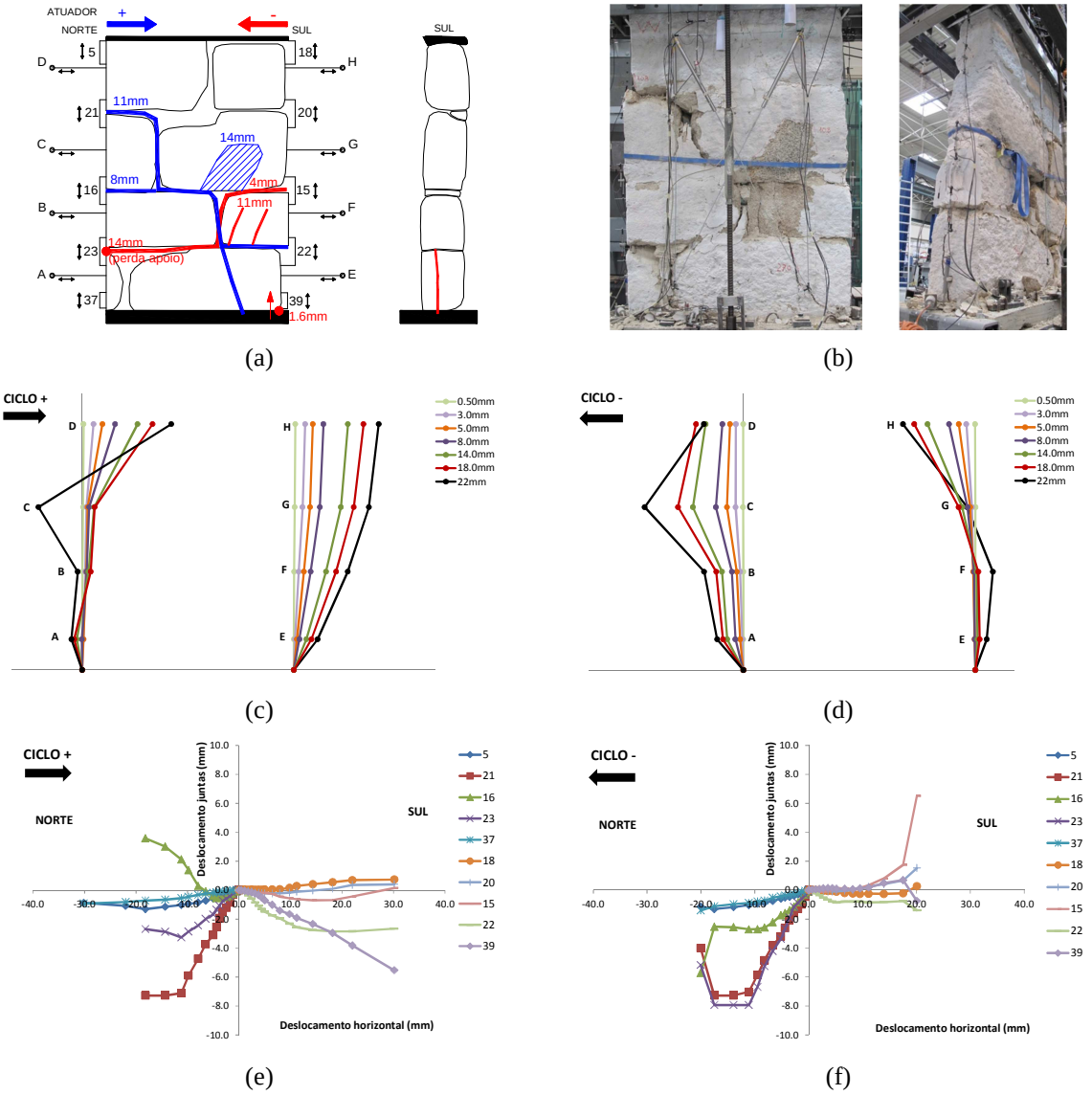


Figura 7.9: Ensaio de corte com compressão da parede PR6 (σ_0=1.2N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

7.5.3 Tipologia irregular (IR)

O mecanismo de rotura dos painéis da tipologia IR consistiu no levantamento pela base para pequenos deslocamentos, na ordem dos 1.5mm, seguindo-se a formação de uma linha de rotura aproximadamente diagonal, acompanhado pelo esmagamento, delaminação e fissuração de pedras. Os máximos deslocamentos foram de 23mm para as paredes IR4 e IR5 e de 16mm para o painel IR6, verificando-se que neste caso, e ao contrário dos ensaios anteriores, não houve acréscimo do deslocamento último com o aumento do nível de pré-compressão. No painel IR6 este facto pode ser justificado pela menor dimensão das pedras do lado sul e pela fissuração generalizada observada durante a aplicação da pré-compressão. O painel IR4 evidenciou linhas de rotura diagonais nos dois sentidos do movimento que tiveram início para o deslocamento de 4mm, Figura 7.10.

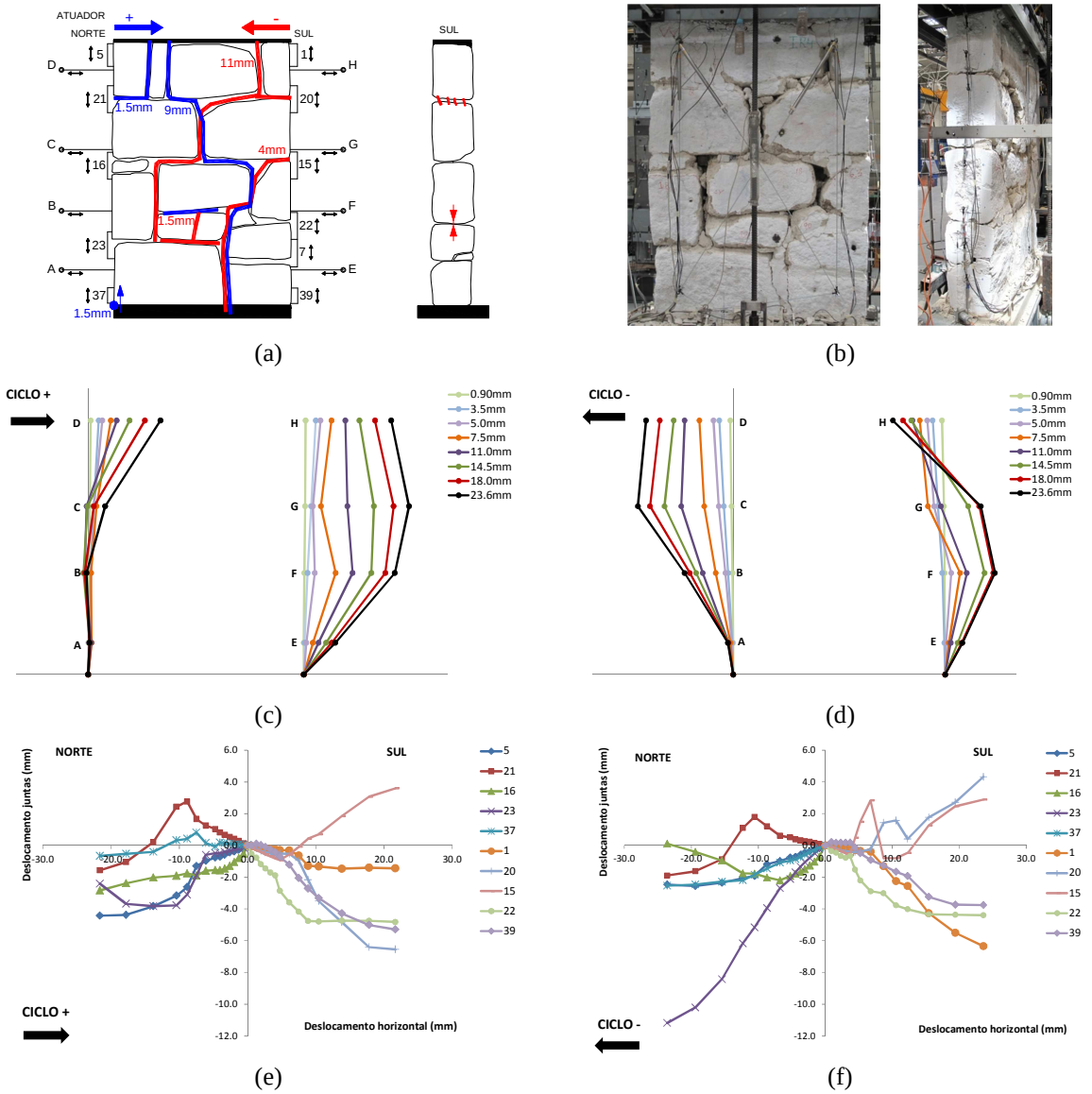


Figura 7.10: Ensaio de corte com compressão da parede IR4 (σ_0=0.4N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

Idêntico comportamento foi registado nas paredes IR5 e IR6, mas para deslocamentos superiores, nomeadamente de 9 e 7.5mm, respetivamente, Figura 7.11 e Figura 7.12. A delaminação e a rotura de pedras foi mais acentuada à medida que o nível de pré-compressão foi aumentando. Verificou-se que a evolução do dano e a progressiva abertura de fendas foi influenciada pela geometria de cada parede. No caso do painel IR6, durante a aplicação da carga vertical registaram-se fissuras no topo norte que se foram acentuando após a aplicação do carregamento cíclico. Pelo facto de esta parede apresentar neste topo pedras de menor dimensão o dano esteve concentrado nesta zona e de modo a assegurar a realização do ensaio em segurança, foi colocada, *à posteriori*, uma cinta transversal sem tensão instalada.

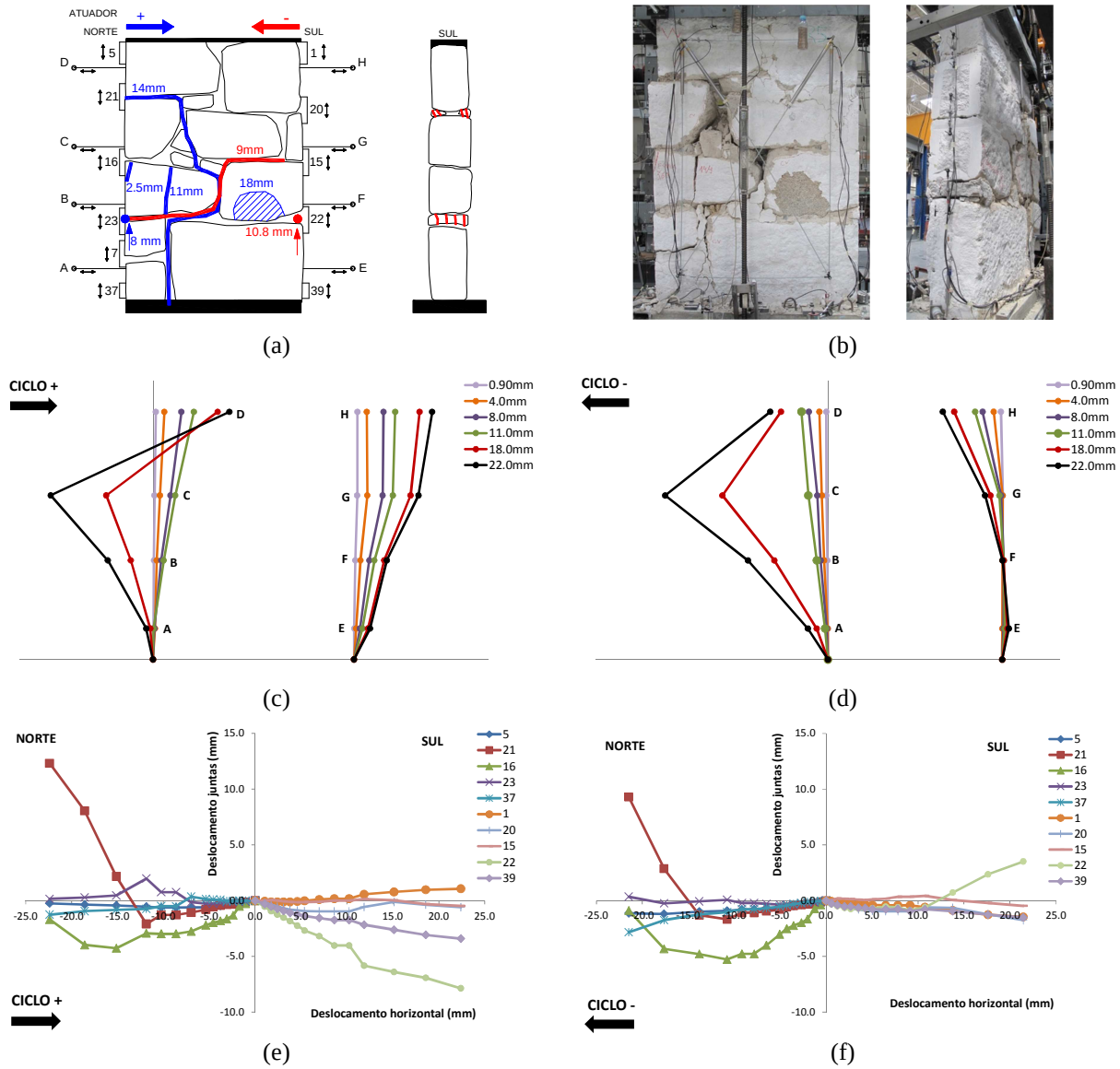


Figura 7.11: Ensaio de corte com compressão da parede IR5 (σ_0=0.8N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

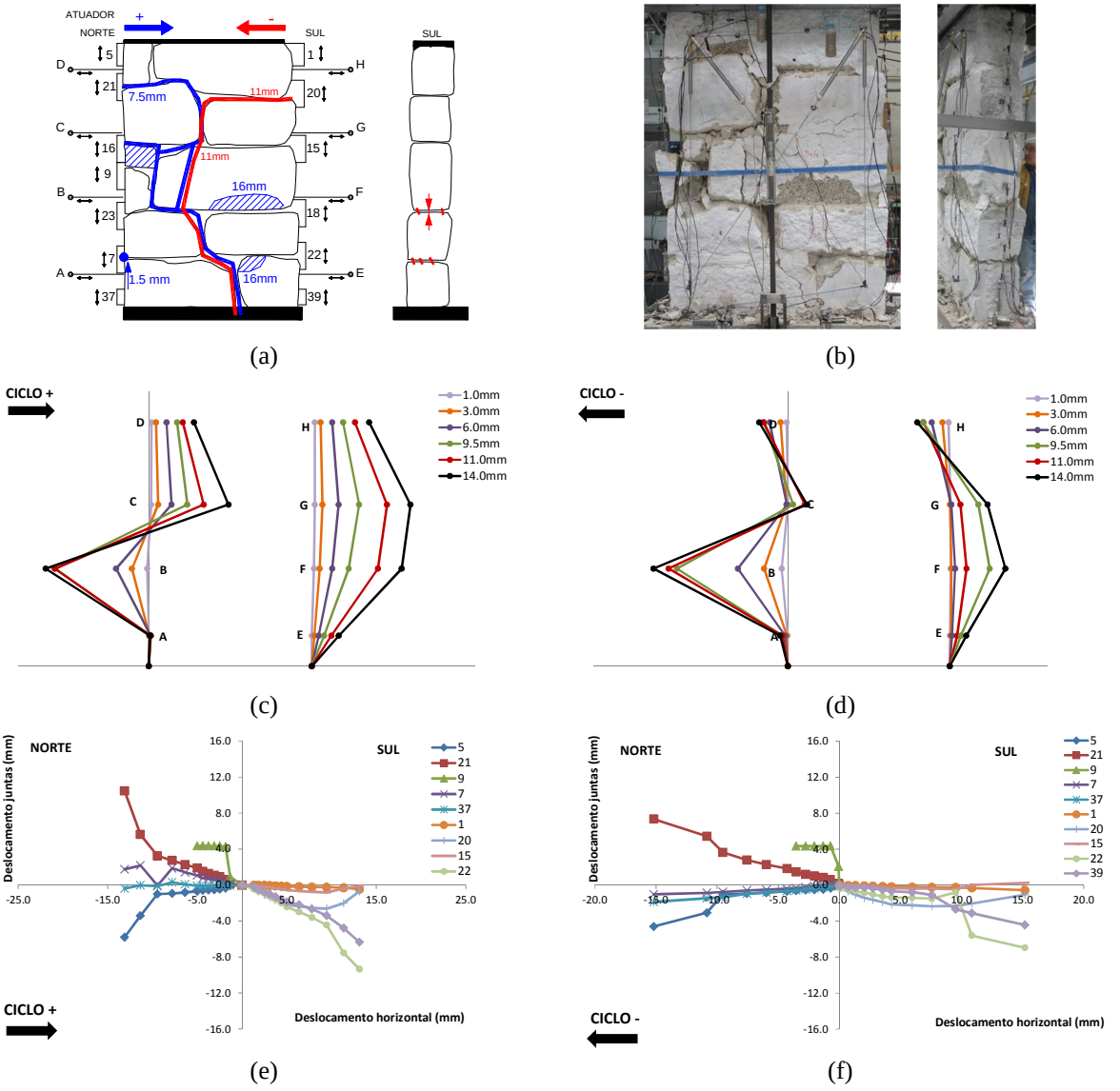


Figura 7.12: Ensaio de corte com compressão da parede IR6 (σ_0=1.2N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

7.5.4 Tipologia muito irregular (IR++)

Na tipologia IR++, a pré-compressão originou danos na argamassa e pontualmente em pedras, condicionando o comportamento das paredes durante a fase cíclica. As paredes IR5++ e IR6++ sujeitas a tensões verticais mais elevadas evidenciaram maiores danos. A identificação do mecanismo de rotura durante a fase cíclica foi mais complexo devido às diversas linhas de rotura que se foram formando ao longo das paredes e à rotura de pedras. Nestes painéis, verificou-se a combinação de vários mecanismos, nomeadamente de deslizamento, *rocking* e corte. Os máximos deslocamentos registados foram de cerca de 22.5mm para a parede IR4++, de 15mm para a IR5++ e de 19mm para a IR6++.

A partir do momento em que se formaram as linhas de rotura predominantes, as pedras deixaram de funcionar em conjunto, tornando-se esse efeito mais visível à medida que os deslocamentos foram aumentando. Genericamente, esta situação conduziu a apreciáveis espessuras de fendas que impuseram o fim do ensaio. Devido à instabilidade observada no decorrer do ensaio, por questões de segurança foi necessário colocar uma cinta transversal em todos os painéis mas, sem impor qualquer tensão de confinamento das paredes. Da Figura 7.13 à Figura 7.15 ilustram-se os resultados dos painéis IR++.

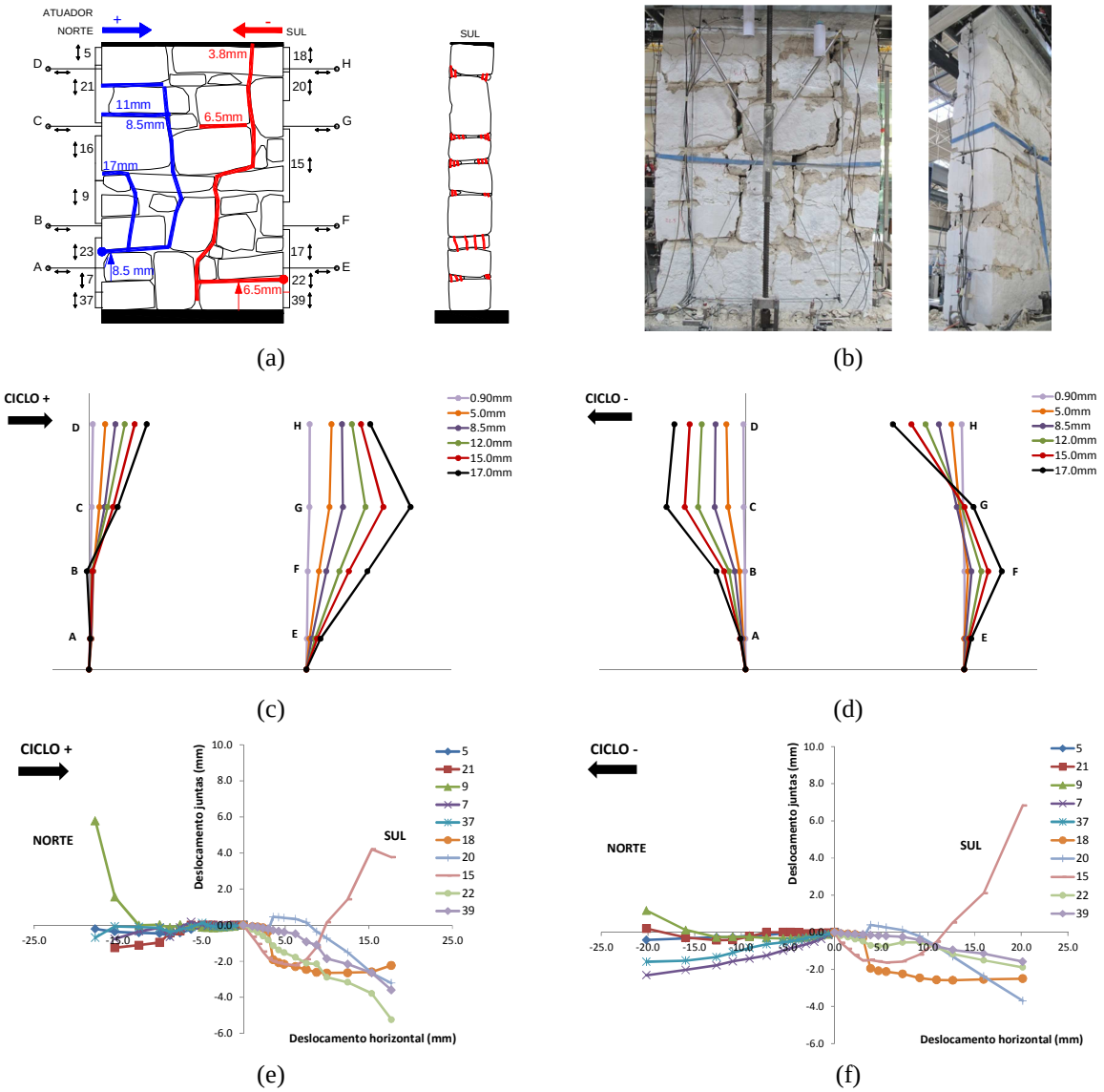


Figura 7.13: Ensaio de corte com compressão da parede IR4++ (σ_0=0.4N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

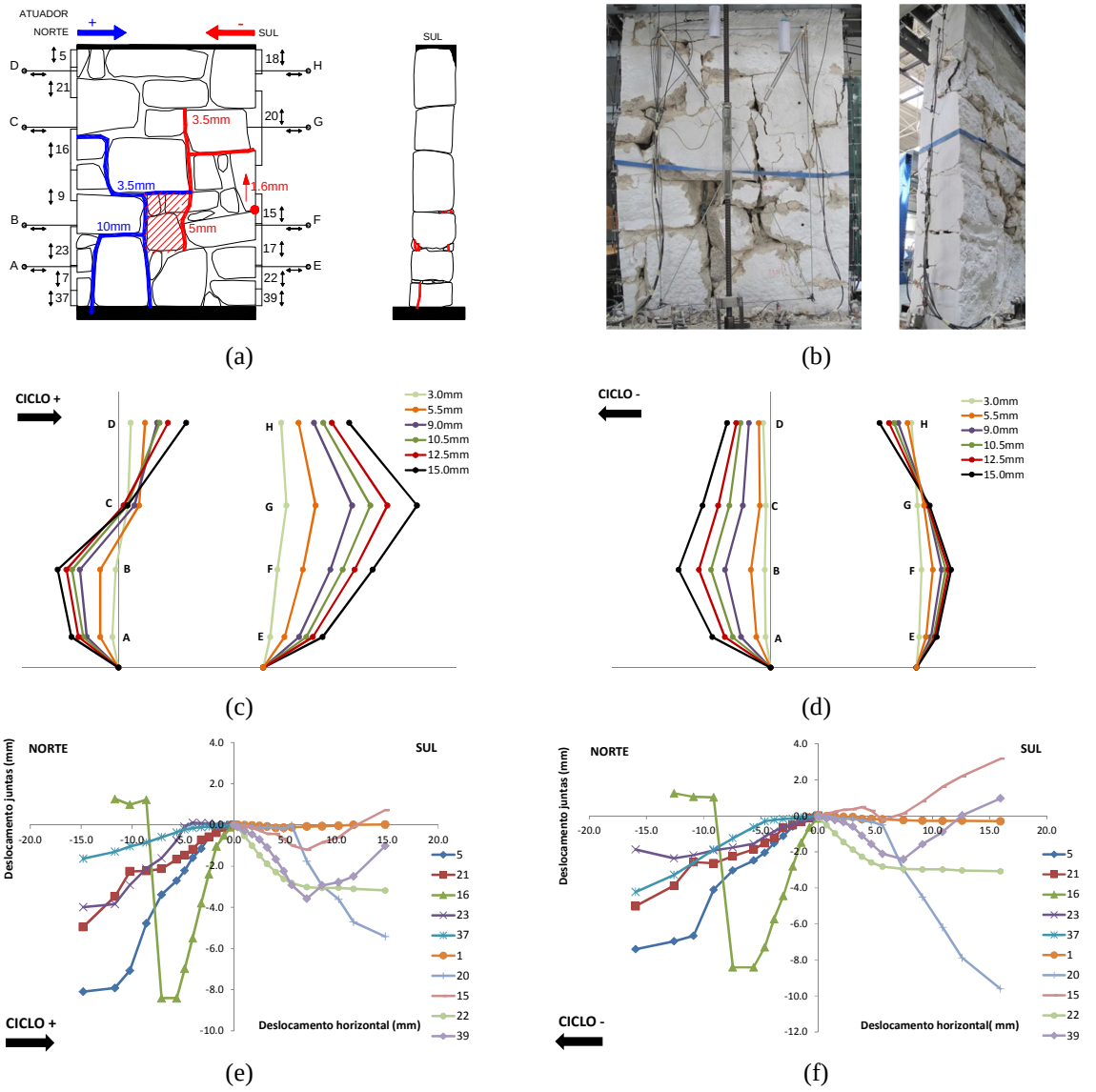


Figura 7.14: Ensaio de corte com compressão da parede IR5++ (σ_0=0.8N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

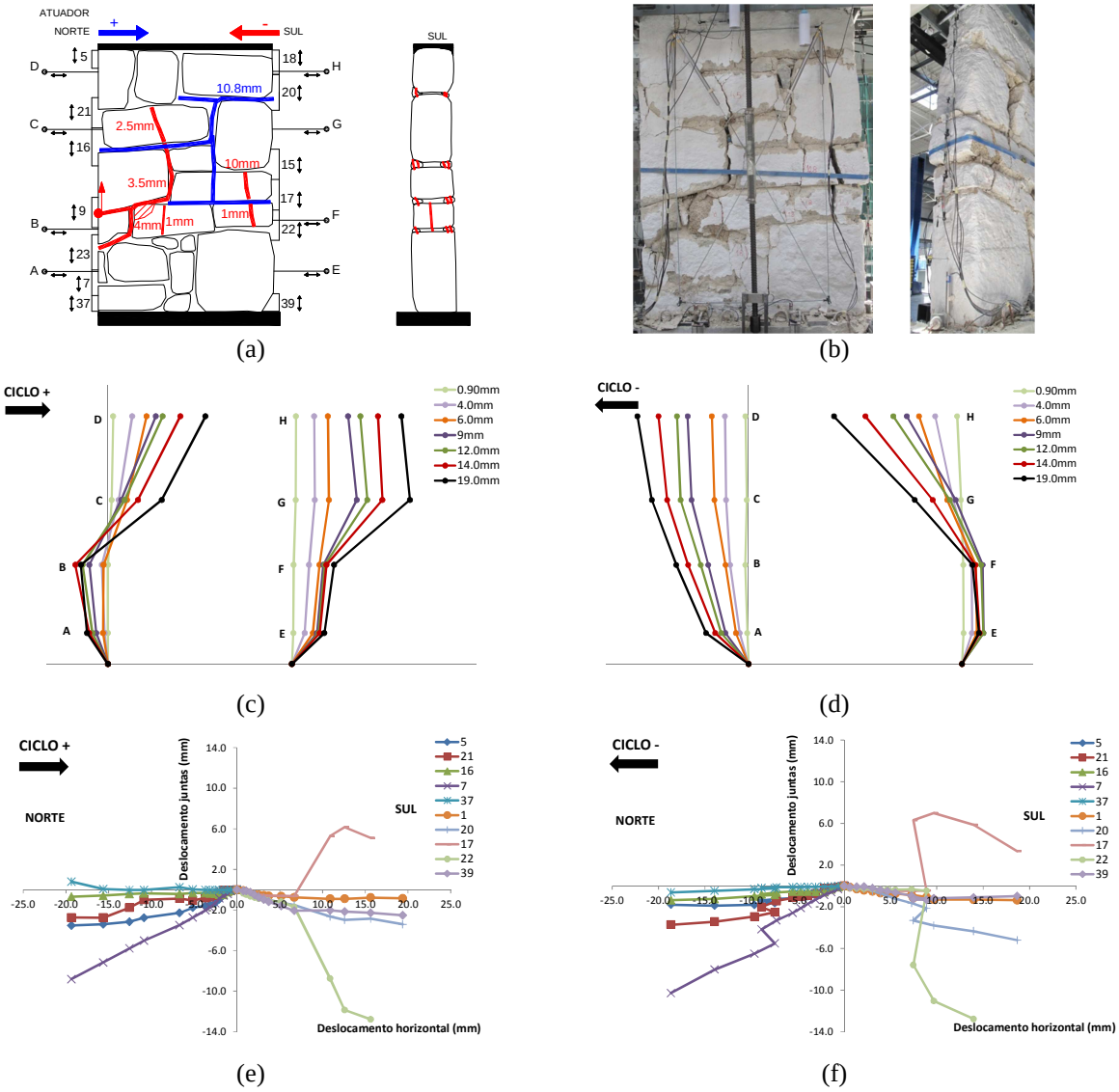


Figura 7.15: Ensaio de corte com compressão da parede IR6++ (σ_0=1.2N/mm^2): (a) identificação da instrumentação, marcação das linhas de rotura e deslocamentos associados; (b) aparência no final do ensaio; (c) perfil da deformada para ciclos+; (d) perfil da deformada para ciclos-; (e) comportamento das juntas para ciclos+ e (f) para ciclos -.

7.6 Análise da resposta estrutural

Os ensaios de corte com compressão são tipicamente descritos por diagramas histeréticos força-deslocamento, acompanhados pela avaliação de parâmetros mecânicos, nomeadamente da resistência lateral, da capacidade de dissipação de energia, da ductilidade e do coeficiente de amortecimento.

No presente estudo, o tratamento da informação foi realizado separadamente por tipologia e, tal como foi referido, seguiu o procedimento descrito na secção 4.9 do capítulo 4. Deste modo, esta análise passou por:

- Traçar os diagramas força-deslocamento de cada parede por tipologia e por nível de tensão vertical. Como cada ciclo foi repetido três vezes, foram delineadas as três curvas envolventes para os ciclos positivos e negativos (seis curvas no total). A curva envolvente final foi obtida a partir

da média das curvas envolventes para os ciclos positivos e negativos. Nalgumas paredes, verificou-se ganho de resistência entre ciclos sucessivos para o mesmo nível de *drift*, o que poderá ser devido ao rearranjo das pedras após os ciclos.

- Definir o diagrama equivalente a partir da curva envolvente média, considerando o valor da força e do deslocamento em quatro fases do ensaio, nomeadamente: quando ocorre fissuração horizontal ao longo das juntas por flexão (d_f, H_f); quando se observa fendilhação apreciável (d_{cr},H_{cr}); quando se regista a força máxima ($d_{Hmáx}$, $H_{máx}$) e, por último, quando se atinge o deslocamento final ($d_{máx}$, $H_{dmáx}$). A aproximação do diagrama de quatros ramos à curva média final por parede encontra-se descrita no anexo F. Com base nos parâmetros anteriores, foi estimada a ductilidade das paredes para o pico de tensão (μ_{Hmax}) e para o deslocamento último (μ_{dmax}).
- Avaliar a degradação da rigidez (K) com o nível de *drift*; quantificar o valor de K para as quatros fases do ensaio e analisar graficamente a variação da rigidez normalizada pelo valor de fendilhação, K/K_{cr}.
- Estimar a capacidade de dissipação de energia mediante o cálculo da energia dissipada (E_{diss}) e a energia total acumulada em cada ciclo de deslocamentos, a evolução da energia dissipada com o nível de *drift*, a razão entre a energia dissipada e a energia de entrada (E_{diss}/E_{inp}), bem como o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (ξ). Em todas as tipologias verificou-se que durante a fase inicial do ensaio e até o *drift* de cerca de 0.2%, as paredes apresentam valores muito elevados da relação de energias e coeficiente de amortecimento que não são realistas, e que são provavelmente devidos a imprecisões de 'leitura' do sistema na gama dos pequenos deslocamentos. Por este motivo, nos diagramas relativos à evolução da relação de energias (E_{diss}/E_{inp}) e do coeficiente de amortecimento (ξ) foram incluídas linhas a vermelho no *drift* de 0.2% que demarcam a zona que, na nossa opinião, traduz o real comportamento das paredes. Contudo, realça-se que este fenómeno também foi registado em ensaios similares realizados por outros autores (da Porto, 2005; Silva, 2012).
- Avaliar a evolução da capacidade resistente lateral com o nível de tensão vertical e estimar uma correlação linear entre os resultados obtidos.

No final, pretende-se efetuar uma análise comparativa entre as diferentes tipologias de modo a avaliar a influência da geometria no comportamento ao corte deste tipo de alvenarias.

7.6.1 Tipologia regular (R)

Diagrama força-deslocamento experimental e equivalente

Na Figura 7.16 encontram-se representados os diagramas cíclicos histeréticos, a curva envolvente para ciclos positivos e negativos e a curva envolvente média dos três painéis da tipologia R.

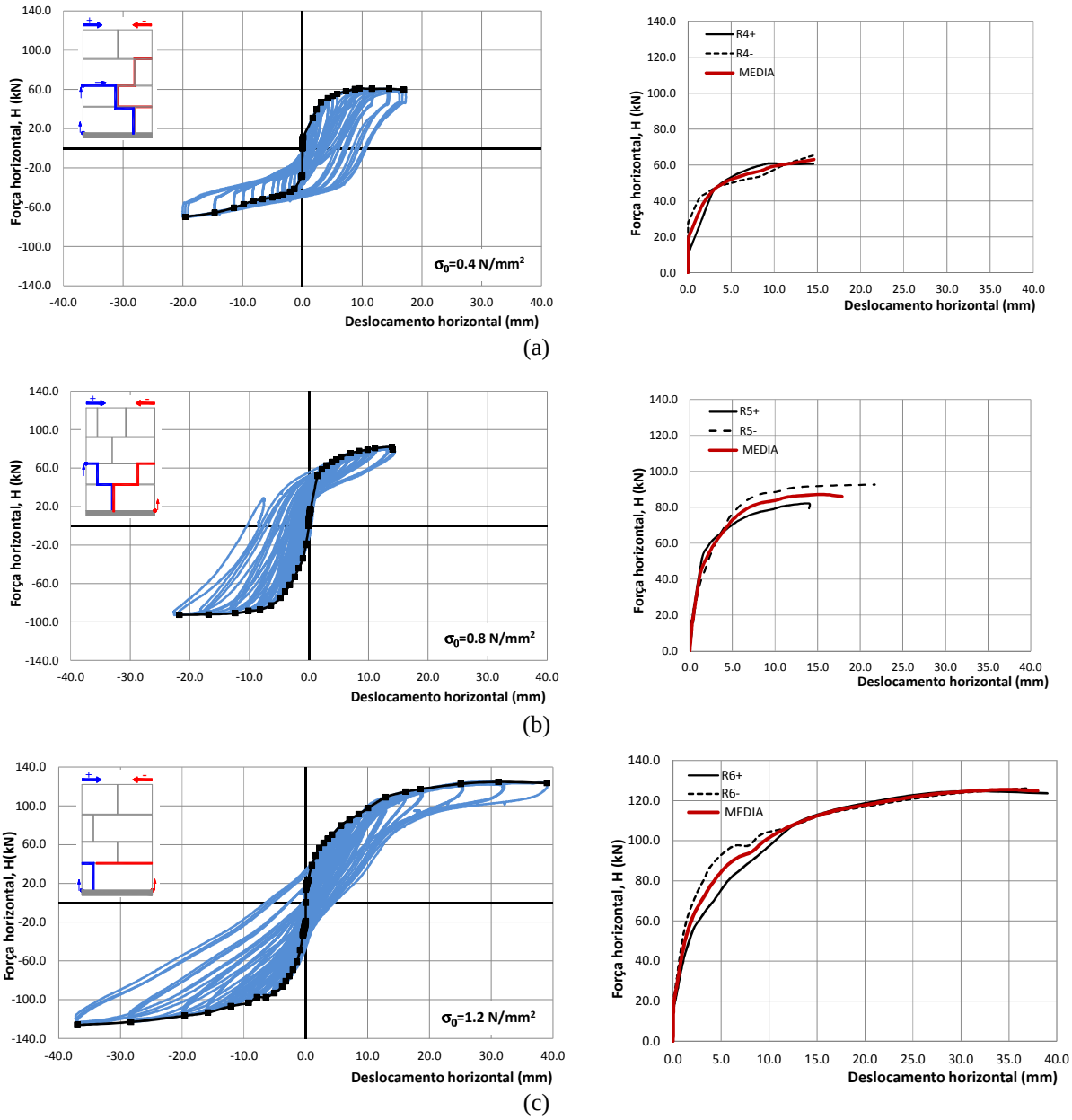


Figura 7.16: Diagramas força-deslocamento da tipologia R; curvas envolventes para ciclos positivos e negativos e curva envolvente média: (a) R4 (σ_0=0.4N/mm^2); (b) R5 (σ_0=0.8N/mm^2) e (c) R6 (σ_0=1.2N/mm^2).

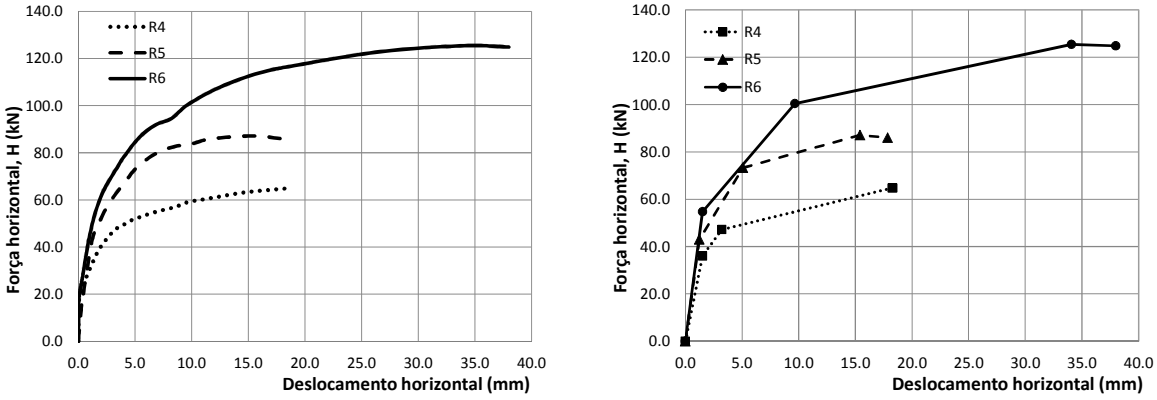
Da análise dos diagramas pode referir-se que:

- As paredes evidenciaram alguma capacidade de dissipação de energia, mais evidente na R4 no sentido negativo e na R5 e R6 no sentido positivo, e a redução de resistência entre ciclos foi muito reduzida ou mesmo inexistente.
- O fenómeno de flexão associado a movimentos de corpo rígido (*rocking)*, acompanhado pelo deslizamento ao longo das juntas dominou o comportamento das paredes, traduzindo-se num diagrama que exibe resposta não linear sem perda de resistência. A ausência de rotura nas pedras é frequente em paredes sujeitas a este mecanismo de rotura.
- Embora se observe alguma recuperação dos deslocamentos, a ocorrência de deslizamento originou deslocamentos plásticos que se foram acumulando. Este fenómeno foi mais evidente

na parede R4 no sentido positivo, e na R5 no sentido negativo, originando assimetrias no diagrama, Figura 7.16a) e b). No caso da R4 verificou-se ainda um ligeiro aumento de força nos ciclos negativos. A parede R6 foi a que exibiu comportamento com maior simetria em termos de força nos dois sentidos de movimento, Figura 7.16c).

- Verificou-se o acréscimo de resistência lateral e do deslocamento máximo com o aumento do nível de pré-compressão, o que é consentâneo com uma resposta em *rocking* de estruturas constituídas por materiais de elevada resistência, como é o caso das paredes R.

Tomando apenas a curva envolvente média, foi traçado o diagrama da Figura 7.17a) que contém a resposta desta tipologia para os diferentes níveis de tensão vertical. O diagrama equivalente representado na Figura 7.17b) foi obtido a partir do valor da força lateral e do deslocamento horizontal para as quatros fases do ensaio (fissuração por flexão inicial, fendilhação, força lateral máxima e deslocamento máximo). Os resultados desta análise estão indicados na Tabela 7.6, onde se incluiu ainda a ductilidade para o pico de tensão (μ_{Hmax}) e para o deslocamento último (μ_{dmax}).



(a) (b)

Figura 7.17: Diagramas força-deslocamento da tipologia R: (a) curvas envolventes médias e (b) curvas equivalentes.

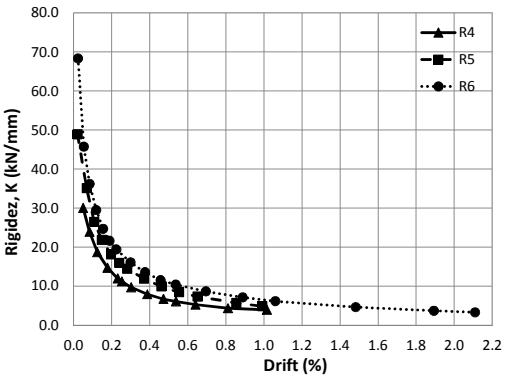
Tabela 7.6: Parâmetros das curvas envolventes médias, tipologia R.

Painel	H_f (kN)	d_f (mm)	H_{cr} (kN)	d_{cr} (mm)	$H_{máx}$ (kN)	$d_{Hmáx}$ (mm)	$H_{dmáx}$ (kN)	$d_{máx}$ (mm)	μ_{Hmax}	μ_{dmax}
R4 (σ_0=0.4N/mm^2)	36.05	1.51	47.15	3.21	64.81	18.29	64.81	18.29	5.70	5.70
R5 (σ_0=0.8N/mm^2)	42.99	1.23	73.31	5.08	87.12	15.40	86.01	17.86	3.03	3.52
R6 (σ_0=1.2N/mm^2)	54.71	1.51	100.42	9.67	125.42	34.08	124.85	37.99	3.53	3.93

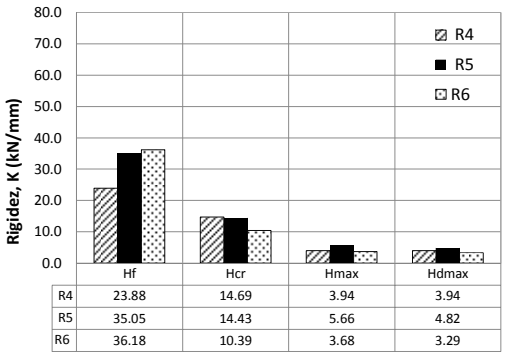
Não foi possível retirar uma conclusão inequívoca sobre a influência do nível de tensão vertical no valor da ductilidade, uma vez que este parâmetro não seguiu uma tendência de acréscimo ou decréscimo, provavelmente devido aos mecanismos de dano desenvolvidos que terão sido condicionantes no resultado. Contudo, realça-se que a maior ductilidade esteve associada à menor tensão vertical. Os parâmetros obtidos permitiram ainda constatar que o aumento da tensão de compressão impõe que as primeiras fissuras surjam para forças laterais e deslocamentos superiores. Nestas paredes, a relação entre H_{cr}/H_{max} foi de 0.73 na parede R4, de 0.84 na R5 e de 0.80 na R6, encontram-se dentro dos valores habituais em alvenarias.

Degradação da rigidez

As curvas com a degradação da rigidez em função do *drift* das paredes da tipologia R encontram-se representadas na Figura 7.18a). Verificou-se que a perda de rigidez da parede R6, que esteve sujeita ao maior nível de tensão vertical e ao maior *drift*, foi ligeiramente superior à das paredes R4 e R5 que exibiram uma degradação de rigidez semelhante. Os valores obtidos para as quatros fases do ensaio encontram-se ilustrados na Figura 7.18b). Na Figura 7.18c) pode observar-se a degradação de rigidez das paredes normalizada pelo valor de fendilhação (K_{cr}).

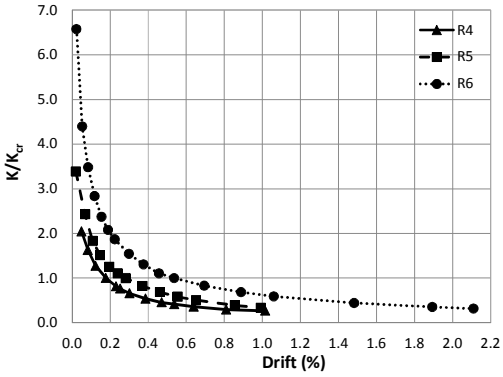


(a)



	Hf	Hcr	Hmax	Hdmax
R4	23.88	14.69	3.94	3.94
R5	35.05	14.43	5.66	4.82
R6	36.18	10.39	3.68	3.29

(b)



(c)

Figura 7.18: Variação da rigidez secante na tipologia R: (a) evolução da degradação da rigidez com o nível de *drift*; (b) rigidez para as quatro fases do ensaio e (c) evolução da rigidez normalizada, $K/K_{max,}$ com o nível de *drift*.

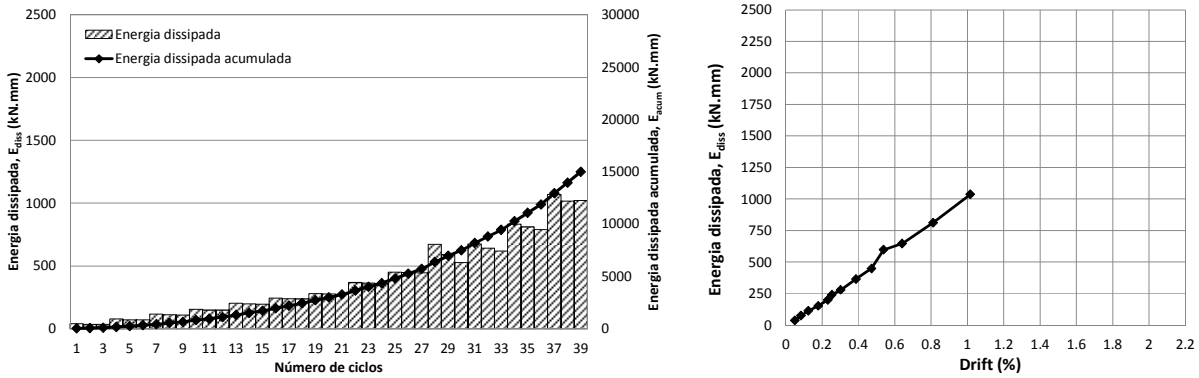
Energia de dissipação e coeficiente de amortecimento

Para cada parede, foi analisada a variação da energia dissipada (E_{diss}) por ciclo e da energia dissipada acumulada (E_{acum}) ao longo da história de carregamento, bem como a evolução da energia dissipada por nível de *drift*. Neste último diagrama, a energia indicada correspondente à média dos três ciclos para o mesmo nível de *drift*. Os respetivos diagramas encontram-se representados na Figura 7.19 à Figura 7.21.

As principais conclusões extraídas desta análise foram as seguintes:

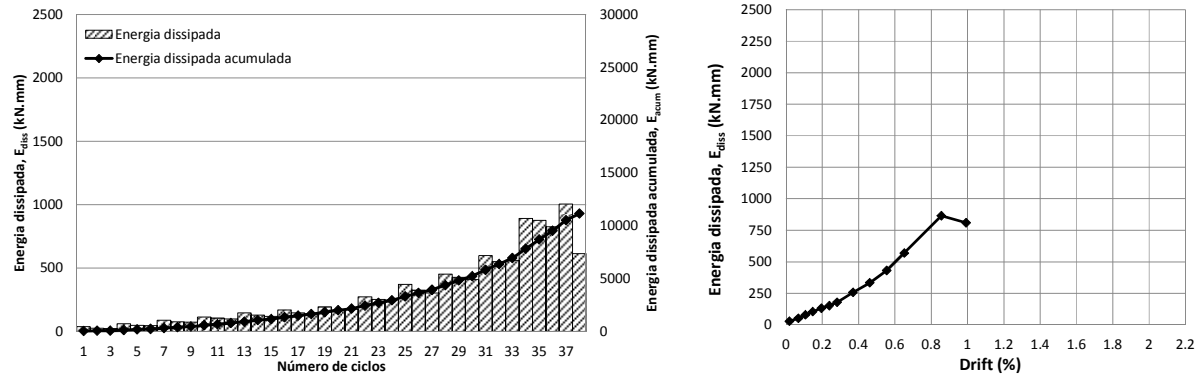
- A energia de dissipação aumentou significativamente para o nível de tensão vertical de 1.2N/mm^2, painel R6. Apesar de ser habitual a energia dissipada aumentar com o nível de pré-compressão, nos painéis R4 e R5 não foi observada essa tendência.

- Em todos os painéis, verificou-se que, genericamente, para o mesmo patamar de deslocamento o 1ºciclo exibiu maior energia de dissipação que os ciclos sucessivos. Em termos médios, a redução foi de aproximadamente 10%. Efetivamente, o dano registado na primeira vez que um dado deslocamento é alcançado foi superior ao observado nos ciclos sucessivos.
- A quebra da energia dissipada no último ciclo de deslocamentos da parede R5 está relacionada com a conclusão do ensaio.



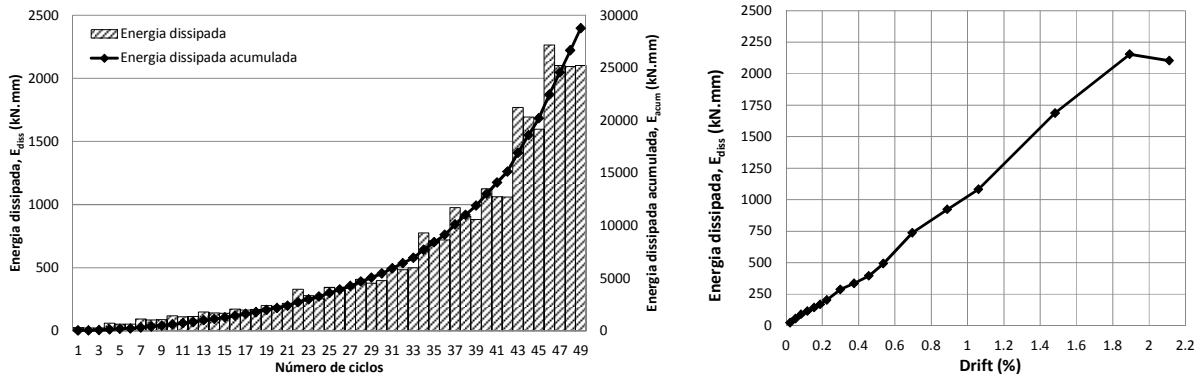
(a) (b)

Figura 7.19: Parede R4: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.



(a) (b)

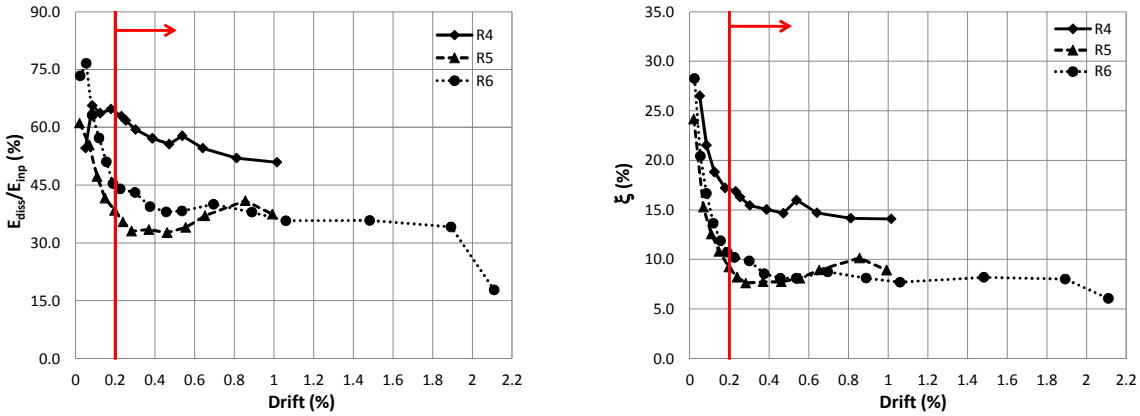
Figura 7.20: Parede R5: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.



(a) (b)

Figura 7.21: Parede R6: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.

Os diagramas relativos à evolução da razão entre a energia dissipada e a energia de entrada (E_{diss}/E_{inp}) e do coeficiente de amortecimento equivalente (ξ) por nível de *drift* encontram-se ilustrados na Figura 7.22, com a demarcação a vermelho da zona em análise pelos motivos apresentados na secção 7.6. Ambas as análises foram realizadas a partir da energia dissipada média por ciclo para cada nível de *drift*. Genericamente, verificou-se uma tendência de diminuição de E_{diss}/E_{inp} até próximo da ocorrência da fendilhação, seguido de um ligeiro acréscimo. Contudo, uma vez que estas paredes exibiram comportamento de *rocking* após a formação das linhas de rotura principais, a tendência seguinte foi decrescente, tendo na parede R6 terminado em patamar. As mesmas observações são aplicadas na análise da evolução do amortecimento. Na Tabela 7.7 encontram-se resumidos os resultados desta análise para as quatros fases principais do ensaio.



(a) (b)

Figura 7.22: Tipologia R: (a) razão E_{diss}/E_{inp} e (b) amortecimento viscoso equivalente (ξ).

Tabela 7.7: Valores médios por nível de *drift* para as quatros fases de ensaio da tipologia R: energia dissipada (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento equivalente (ξ) e *drift*.

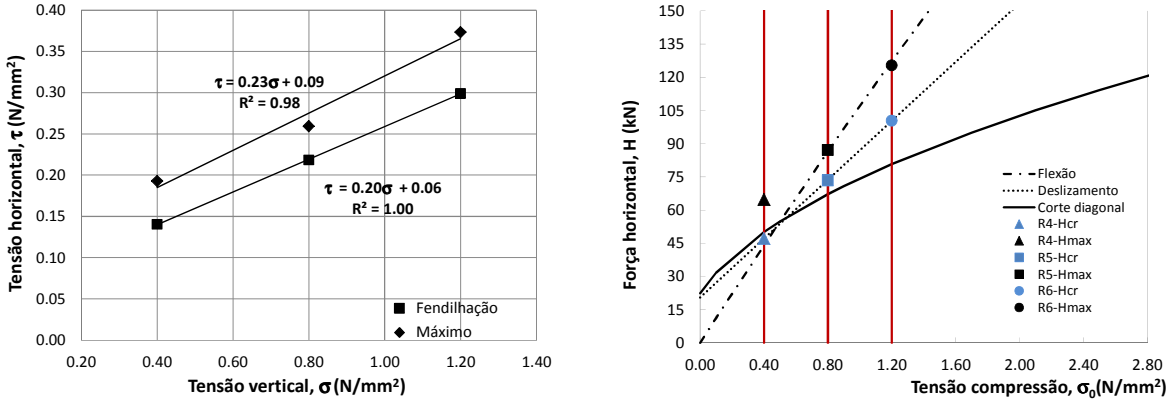
Painel	σ_0/f_{cp} (%)	E_{diss} (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	ξ (%)	*drift* (%)
R4 (σ_0=0.4N/mm^2)	1.5					
H_f		74.40	114.00	65.67	21.53	0.08
H_{cr}		151.52	234.08	64.75	17.21	0.18
H_{max}		1036.26	2034.50	50.93	14.09	1.02
H_{dmax}		1036.26	2034.50	50.93	14.09	1.02
R5 (σ_0=0.8N/mm^2)	3.0					
H_f		51.12	92.12	55.39	15.27	0.07
H_{cr}		178.49	540.04	33.03	7.61	0.28
H_{max}		864.83	2112.01	40.96	10.14	0.86
H_{dmax}		808.82	2129.18	37.44	8.92	0.99
R6 (σ_0=1.2N/mm^2)	4.5					
H_f		89.93	143.71	63.15	16.65	0.08
H_{cr}		493.18	1288.96	38.27	8.09	0.54
H_{max}		2153.99	6308.07	34.14	8.02	1.89
H_{dmax}		2102.74	11820.46	17.79	6.05	2.11

Na realidade, a parede R4 que esteve sujeita a uma tensão vertical mais baixa evidenciou maior capacidade de dissipação de energia e de amortecimento. Este facto é justificado pelo mecanismo de rotura desta parede que mobilizou a abertura de um maior número de juntas. Observou-se uma ligeira redução da capacidade de dissipação de energia e de amortecimento da parede R5 para a R6. Efetivamente, neste painéis, e à medida que aumenta o nível de pré-compressão, o fenómeno de *rocking* dominou o mecanismo de rotura, sendo este pouco indutor de energia dissipada.

Análise do critério de rotura

Considerando as fases do ensaio correspondentes ao início da fendilhação e ao instante em que foi atingida a tensão horizontal máxima, foi avaliada a evolução da tensão resistente lateral com o nível de tensão vertical, Figura 7.23a). Verificou-se que esta variação aproximou-se razoavelmente de uma relação linear (coeficiente de correlação de 1.0 na fase de fendilhação e de 0.983 para a força máxima). Para a fase de fendilhação, a aproximação obtida conduziu a uma coesão de 0.06N/mm^2 e a um coeficiente de atrito de 0.20. No pico de tensão estes parâmetros foram ligeiramente superiores, respetivamente de 0.09N/mm^2 e 0.23. Em ambos os casos, os valores encontrados refletem as fracas caraterísticas mecânicas da argamassa, sendo consentâneos com as propriedades encontradas em alvenarias antigas e referidas em trabalhos similares.

A análise do critério de rotura passou ainda por considerar novamente o diagrama da previsão dos três principais mecanismos de rotura (deslizamento, corte diagonal e flexão). Foram adotados os valores da coesão e do ângulo de atrito estimados pela aproximação em fase de fendilhação, uma vez que se observou deslizamento entre blocos durante esta fase do ensaio. Paralelamente, foi marcado no mesmo diagrama o valor da força de fendilhação (H_{cr}) e da força máxima (H_{max}) para os três níveis de pré-compressão, Figura 7.23b). A análise do diagrama da Figura 7.23b) permitiu constatar que, enquanto a fase de fendilhação esteve associada a deslizamento, para o pico da resposta o modo de flexão foi o dominante para a tensão vertical de 0.8 e 1.2N/mm^2. No caso da parede R4, o valor da tensão de pico alcançado foi superior às previsões de rotura. Contudo, também nesta parede o fenómeno de flexão acompanhado por deslizamento dominou o comportamento durante o decorrer do ensaio.



(a) (b)

Figura 7.23: Tipologia R: (a) evolução da tensão horizontal com a tensão vertical e (b) identificação do mecanismo de rotura.

7.6.2 Tipologia parcialmente regular (PR)

Diagrama força-deslocamento

Para a tipologia PR apresentam-se na Figura 7.24 os diagramas dos ciclos histeréticos, a curva envolvente para ciclos positivos e negativos e a curva envolvente média.

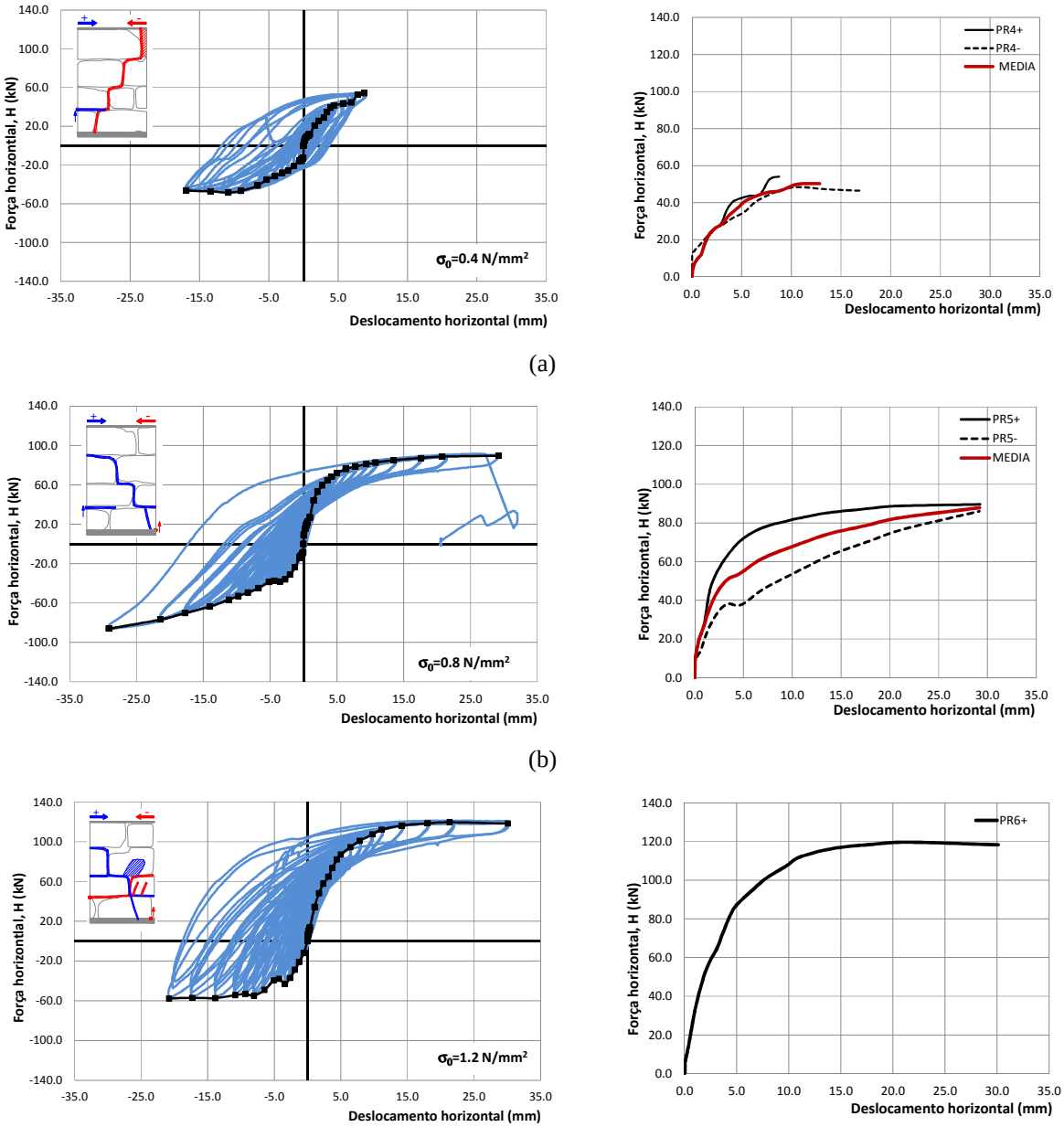


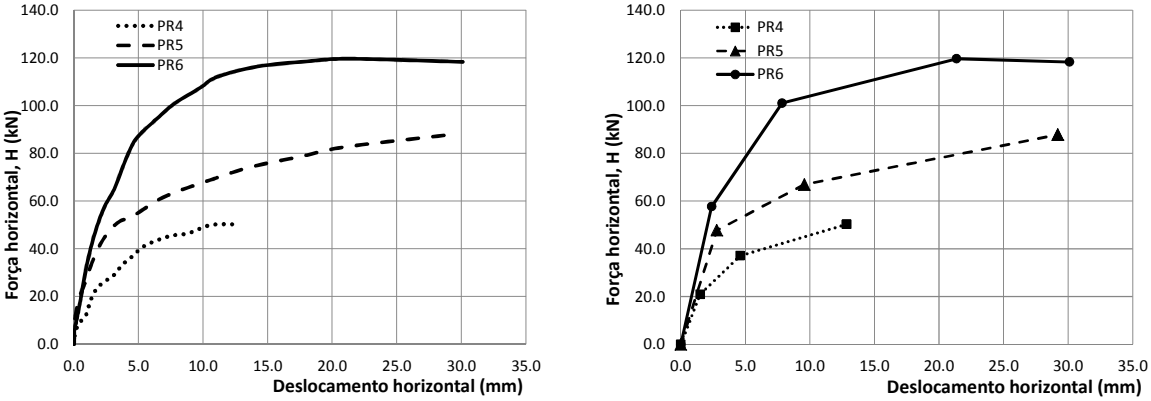
Figura 7.24: Diagramas força-deslocamento da tipologia PR; curvas envolventes para ciclos positivos e negativos e curva envolvente média: (a) PR4(σ_0=0.4N/mm^2); (b) PR5 (σ_0=0.8N/mm^2) e (c) PR6 (σ_0=1.2N/mm^2).

Da análise dos resultados pode referir-se que:

- As paredes evidenciaram alguma capacidade de dissipação de energia, sendo mais evidente para os ciclos de deslocamentos negativos, Figura 7.24, associada à formação de uma linha de rotura por corte diagonal.

- O diagrama da parede PR4 exibiu uma significativa assimetria na resposta, nomeadamente a partir do deslocamento horizontal de 5mm, provavelmente devido ao deslizamento das pedras.
- Devido à ausência de apoio de uma das pedras do topo norte (referida em 7.4.2), o comportamento da parede PR6 foi muito assimétrico, Figura 7.24c). A capacidade resistente em ciclos negativos foi cerca de metade da registada em ciclos positivos. Por se tratar de um caso pontual, a curva envolvente final foi definida apenas a partir da curva para ciclos de deslocamentos positivos.
- A parede PR5 exibiu uma resposta simétrica em termos de força e de deslocamento.
- Genericamente, para o mesmo nível de *drift* as paredes evidenciaram uma perda de resistência nula, ou muito reduzida em ciclos sucessivos.
- Apesar do dano registado, a perda de resistência no final do ensaio apenas foi sentida na parede PR4 e de cerca de 5.4%.

Na Figura 7.25 encontram-se representadas as curvas envolventes médias para as paredes sujeitas a diferentes níveis de tensão vertical e os respetivos diagramas equivalentes. Na Tabela 7.8 encontram-se indicados os valores extraídos da curva envolvente média para as quatro fases do ensaio, bem como a ductilidade avaliada no pico de tensão e no deslocamento último.



(a) (b)

Figura 7.25: Diagramas força-deslocamento da tipologia PR: (a) curvas envolventes médias e (b) curvas equivalentes.

Tabela 7.8: Parâmetros das curvas envolventes médias, tipologia PR.

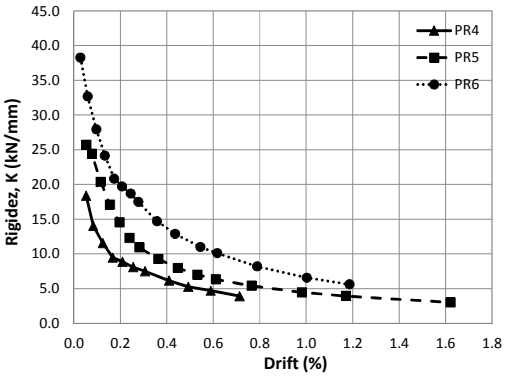
Painel	H_f (kN)	d_f (mm)	H_{cr} (kN)	d_{cr} (mm)	$H_{máx}$ (kN)	$d_{Hmáx}$ (mm)	$H_{dmáx}$ (kN)	$d_{máx}$ (mm)	μ_{Hmax}	μ_{dmax}
PR4 (σ_0=0.4N/mm^2)	20.95	1.49	37.13	4.59	50.28	12.84	50.28	12.84	2.80	2.80
PR5 (σ_0=0.8N/mm^2)	47.78	2.79	66.96	9.57	87.85	29.20	87.85	29.20	3.05	3.05
PR6 (σ_0=1.2N/mm^2)	57.76	2.39	101.04	7.85	119.66	21.36	118.32	30.11	2.72	3.84

Tal como se constatou na tipologia R, com o aumento do nível de pré-compressão estas paredes evidenciaram uma tendência de acréscimo da capacidade resistente em fase de fendilhação e no pico de tensão. A ductilidade também foi aumentando devido ao aumento do deslocamento último em relação ao deslocamento de fendilhação. Por outro lado, a relação entre H_{cr}/H_{max} foi de 0.74 na parede

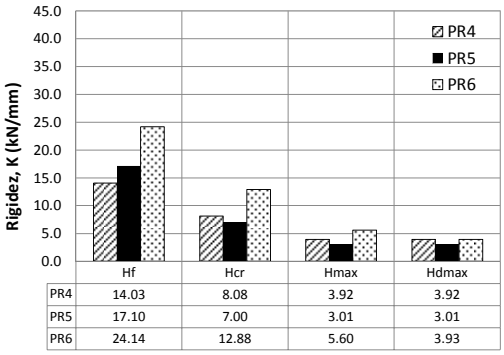
PR4, de 0.76 na PR5 e de 0.84 na PR6, em média ligeiramente superiores aos valores sugeridos na literatura (em torno de 0.70).

Degradação da rigidez

A evolução da rigidez com o nível de *drift* ao longo do ensaio das paredes PR encontra-se representada na Figura 7.26a), e na Figura 7.26b) apresenta-se a variação da rigidez e os valores correspondentes para as quatros fases do ensaio. Desta análise, verificou-se que a degradação da rigidez das paredes PR5 e PR6 foi similar e ligeiramente superior à da parede PR4 que esteve sujeita ao menor nível de tensão vertical, sendo este facto também visível na leitura da Figura 7.26c).

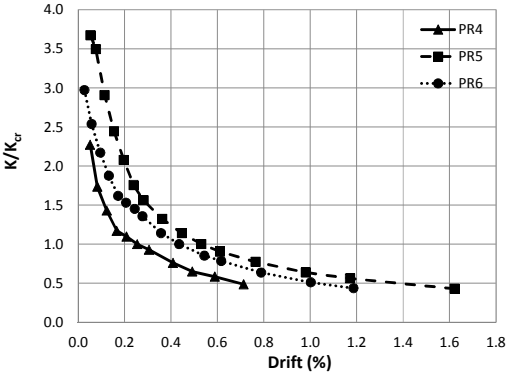


(a)



	Hf	Hcr	Hmax	Hdmax
PR4	14.03	8.08	3.92	3.92
PR5	17.10	7.00	3.01	3.01
PR6	24.14	12.88	5.60	3.93

(b)



(c)

Figura 7.26: Variação da rigidez secante na tipologia PR: (a) evolução da degradação da rigidez com o nível de *drift*; (b) rigidez para as quatro fases do ensaio e (c) evolução da rigidez normalizada, $K/K_{max,}$ com o nível de *drift*.

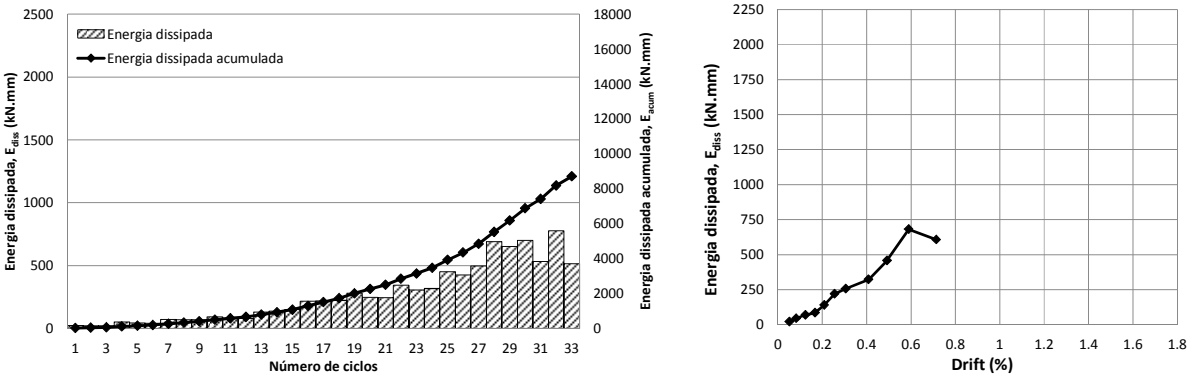
Energia dissipada e coeficiente de amortecimento

Seguindo o procedimento aplicado na tipologia R, foram traçados os diagramas da evolução da energia dissipada por ciclo e acumulada, bem como a energia dissipada por nível de *drift*, Figura 7.27 à Figura 7.29.

As principais conclusões extraídas desta análise foram as seguintes:

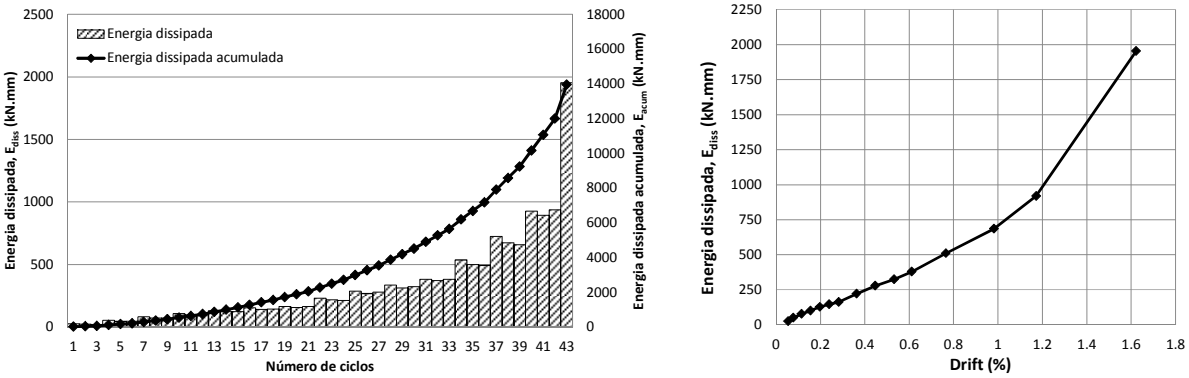
- A energia dissipada acumulada absoluta aumentou com o nível de pré-compressão, uma vez que a capacidade resistente e os deslocamentos últimos também aumentaram.

- Genericamente, em todos os painéis e para o mesmo patamar de deslocamento o 1ºciclo exibiu maior energia de dissipação que os ciclos sucessivos (em termos médios cerca de 3%).
- A quebra da energia dissipada no último ciclo de deslocamentos da parede PR5 foi devida ao dano observado e ao facto do último patamar de deslocamentos apenas conter um ciclo.



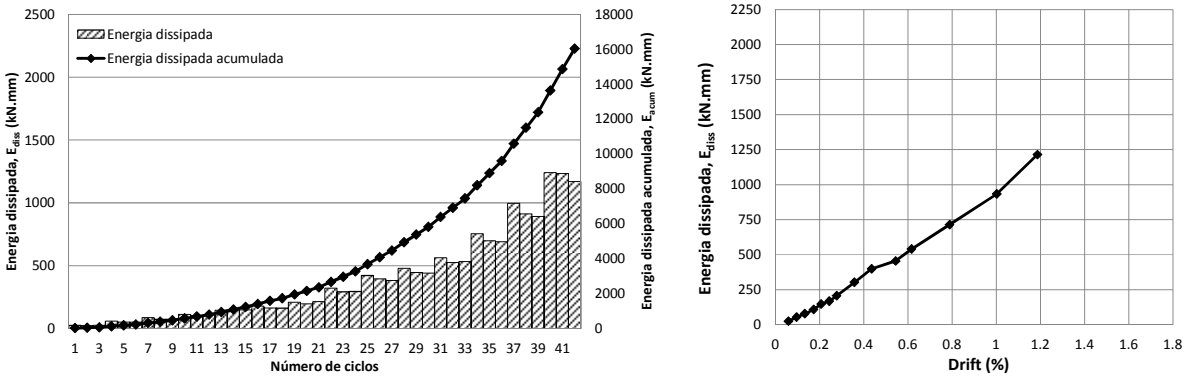
(a) (b)

Figura 7.27: Parede PR4: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.



(a) (b)

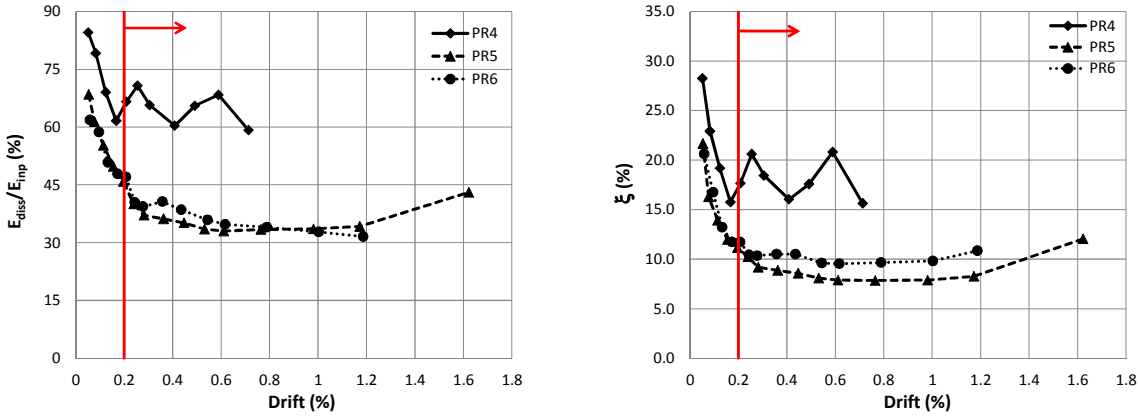
Figura 7.28: Parede PR5: (a) evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.



(a) (b)

Figura 7.29: Parede PR6: (a) evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.

A evolução da relação E_{diss}/E_{inp} , bem como do coeficiente de amortecimento (ξ) em função do nível de *drift* encontram-se representados na Figura 7.30 para as três paredes (marcação da zona em análise com linha a vermelho). Com estes resultados é possível observar que a parede PR4 apresentou maior capacidade de dissipação de energia relativa e maior amortecimento equivalente do que as paredes PR5 e PR6. Efetivamente, o painel PR4, que esteve sujeito a uma menor tensão vertical, apresentou um dano maior, associado a uma significativa abertura das juntas. Por outro lado, as paredes PR5 e PR6 apresentaram um mecanismo de rotura semelhante, com rotura por corte diagonal seguido de *rocking* em torno da linha de rotura. Na Tabela 7.9 encontram-se resumidos os resultados desta análise para as quatro fases do ensaio.



(a) (b)

Figura 7.30: Tipologia PR: (a) razão E_{diss}/E_{inp} e (b) amortecimento viscoso equivalente (ξ).

Tabela 7.9: Valores médios por nível de *drift* para as quatros fases de ensaio da tipologia PR: energia dissipada (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento (ξ) e *drift*.

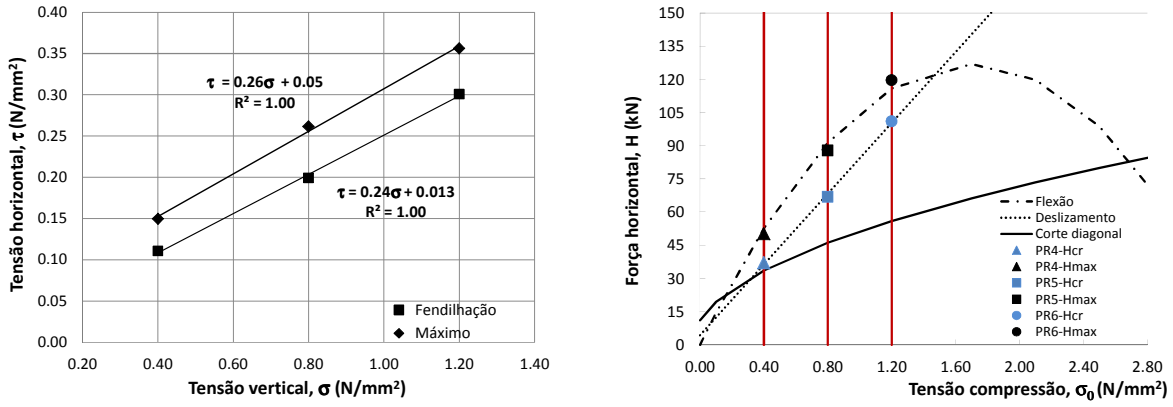
Painel	σ_0/f_{cp} (%)	E_{diss} (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	ξ (%)	*drift* (%)
PR4 (σ_0=0.4N/mm^2)	9.7					
H_f		44.34	55.89	79.15	22.91	0.08
H_{cr}		218.92	309.55	70.74	20.61	0.26
H_{max}		607.42	1016.83	59.22	15.63	0.71
H_{dmax}		607.42	1016.83	59.22	15.63	0.71
PR5 (σ_0=0.8N/mm^2)	19.3					
H_f		100.42	201.58	49.81	11.97	0.16
H_{cr}		323.83	966.48	33.50	8.07	0.53
H_{max}		1953.51	4536.49	43.06	12.04	1.62
H_{dmax}		1953.51	4536.49	43.06	12.04	1.62
PR6 (σ_0=1.2N/mm^2)	30.0					
H_f		78.04	153.72	50.81	13.23	0.13
H_{cr}		399.83	1045.38	38.53	10.50	0.44
H_{max}		1214.02	3851.59	31.56	10.85	1.19
H_{dmax}		1214.02	3851.59	31.56	10.85	1.19

Em todas as paredes, verificou-se decréscimo da energia dissipada até ao início da fendilhação. No caso da PR4, denotou-se alguma oscilação durante as fases seguintes, e nos painéis PR5 e PR6 observou-se uma tendência de estabilização, com variação apenas no final do ensaio.

Análise do critério de rotura

Adotando o mesmo procedimento da tipologia R, foi traçada a evolução da capacidade resistente lateral com o nível de tensão vertical para a fase de fendilhação e para a tensão de pico, Figura 7.31a). A consideração de uma aproximação linear conduziu a resultados muito satisfatórios em ambas as fases (coeficiente de correlação muito próximo da unidade). A expressão admitida para fase de fendilhação conduz a uma coesão ligeiramente superior a 0.01N/mm^2 e a um coeficiente de atrito de 0.24, enquanto em fase de pico de tensão estes valores foram 0.05N/mm^2 e 0.24, respetivamente. Os mecanismos de rotura observados nesta tipologia resultaram em linhas de corte diagonal e *rocking* na fase final do ensaio, embora acompanhados pelo deslizamento de pedras.

A análise do critério de rotura passou por traçar novamente os diagramas da previsão dos mecanismos de rotura, considerando, neste caso, a coesão e o coeficiente de atrito estimado na fase de fendilhação, Figura 7.31b). Por outro lado, no critério de flexão a altura de cálculo foi reduzida de 1.80m (altura total da parede) para 1.35m, uma vez que o fenómeno de *rocking* não ocorreu ao nível da base mas na segunda junta da parede. Na referida figura foi ainda incluído o valor das forças laterais em fase de fendilhação e pico de tensão.



(a) (b)

Figura 7.31: Tipologia PR: (a) evolução da tensão horizontal com a tensão vertical e (b) identificação do mecanismo de rotura.

Da análise da Figura 7.31b) e atendendo à evolução dos danos registados ao longo do ensaio pode referir-se que:

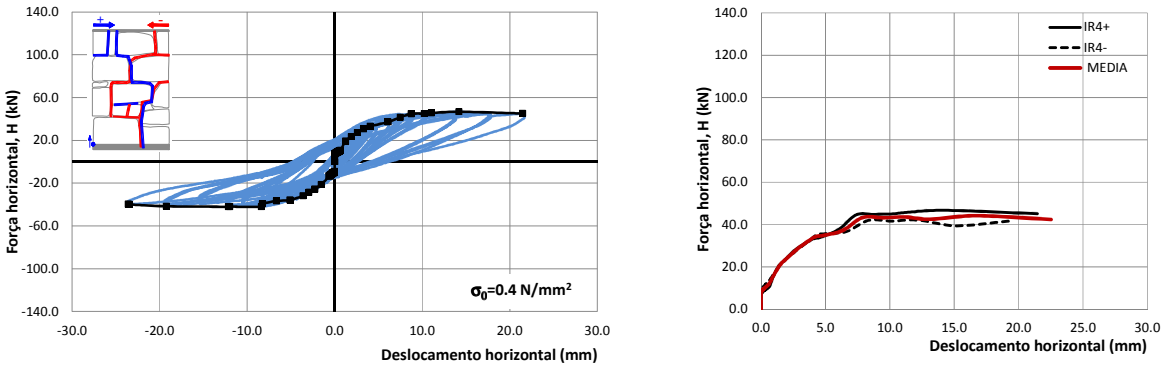
- Apesar da fase de fendilhação parecer corresponder a corte diagonal, a expressão adotada para este mecanismo conduz a valores de força que se distanciam dos valores registados nos ensaios, em particular para as paredes PR5 e PR6.
- A alteração da altura de cálculo da parede conduziu a uma boa aproximação entre as forças máximas registadas no ensaio e a curva de previsão do mecanismo de flexão.

- Na realidade, estas paredes apresentam uma combinação de mecanismos de rotura, desde deslizamento localizado de juntas, à formação de linhas de rotura diagonais e *rocking*.

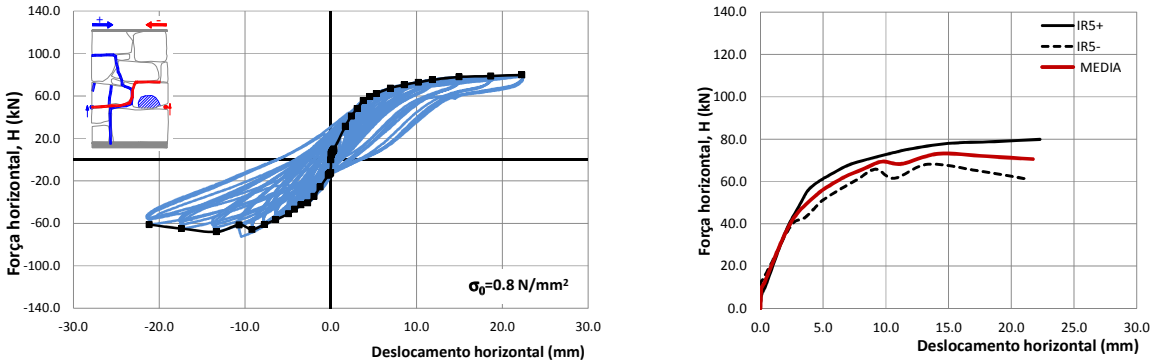
7.6.3 Tipologia irregular (IR)

Diagrama força-deslocamento

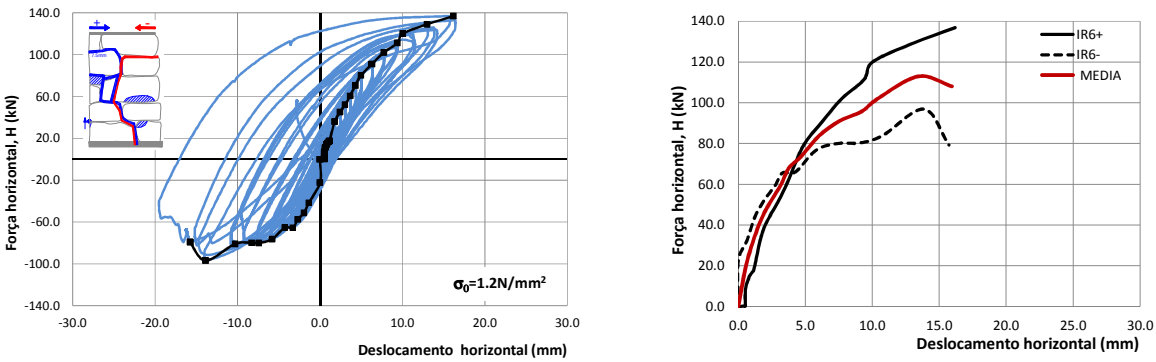
Seguindo a mesma metodologia das tipologias anteriores, foram traçados os diagramas dos ciclos histeréticos, a curva envolvente para ciclos positivos e negativos e a curva envolvente média para a tipologia IR, Figura 7.32.



(a)



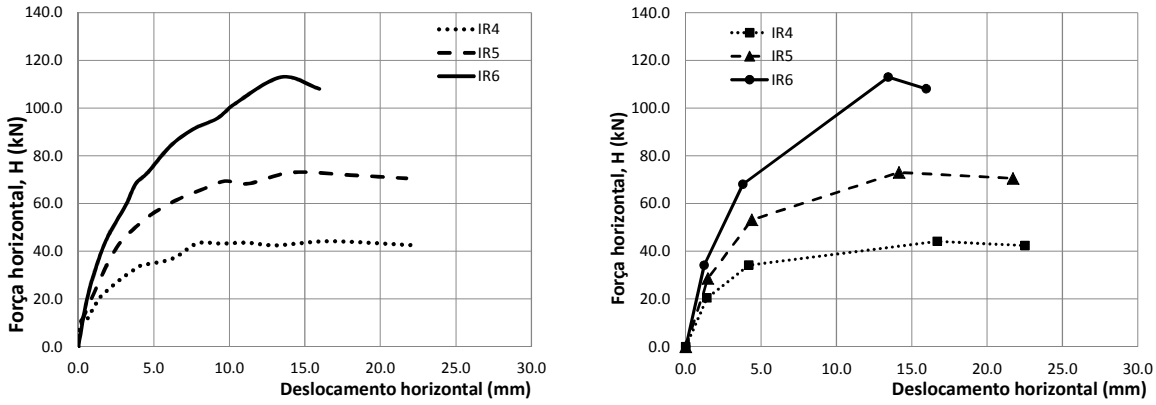
(b)



(c)

Figura 7.32: Diagramas força-deslocamento da tipologia IR; curvas envolventes para ciclos positivos e negativos e curva envolvente média: (a) IR4 (σ_0=0.4N/mm^2); (b) IR5 (σ_0=0.8N/mm^2) e (c) IR6 (σ_0=1.2N/mm^2).

As curvas envolventes médias e os diagramas equivalentes para cada parede da tipologia IR encontram-se representados na Figura 7.33; da curva envolvente média, foram extraídos os resultados indicados na Tabela 7.10.



(a) (b)

Figura 7.33: Diagramas força-deslocamento da tipologia IR: (a) curvas envolventes médias e (b) curvas equivalentes.

Tabela 7.10: Parâmetros das curvas envolventes médias, tipologia IR.

Painel	H_f (kN)	d_f (mm)	H_{cr} (kN)	d_{cr} (mm)	$H_{máx}$ (kN)	$d_{Hmáx}$ (mm)	$H_{dmáx}$ (kN)	$d_{máx}$ (mm)	μ_{Hmax}	μ_{dmax}
IR4 (σ_0=0.4N/mm^2)	20.38	1.40	34.17	4.19	44.17	16.70	42.39	22.53	3.99	5.38
IR5 (σ_0=0.8N/mm^2)	28.62	1.47	53.16	4.38	73.03	14.15	70.54	21.73	3.23	4.96
IR6 (σ_0=1.2N/mm^2)	34.15	1.22	68.07	3.80	112.97	13.43	108.07	15.96	3.55	4.22

Face aos resultados obtidos pode referir-se que:

- Os diagramas força-deslocamento são aproximadamente simétricos em todas as paredes e evidenciam alguma capacidade de dissipação de energia.
- Para o mesmo ciclo de deslocamentos a perda de resistência é nula ou praticamente inexistente.
- Genericamente, entre deslocamentos sucessivos e para ciclos positivos verificou-se um ganho de força. Em ciclos negativos esses ganhos foram menores e no final do ensaio ocorreu mesmo perda de resistência. É de admitir que tais ganhos de força estejam associados a novos imbricamentos das pedras que requerem maior força para atingirem um dado deslocamento já previamente alcançado.
- Foi registado algum dano ao nível das pedras (destacamento e fissuração) que ocorreu logo após a aplicação da carga vertical, e que se foi agravando ao longo do ensaio cíclico.
- A evolução do comportamento das paredes dependeu dos mecanismos de dano que se foram formando, estando fortemente condicionada pela geometria dos painéis.
- Com o aumento da pré-compressão, aumentou também a capacidade resistente face às ações horizontais. Contudo, verificou-se que o deslocamento final da parede IR6 foi inferior ao dos painéis IR4 e IR5, provavelmente devido ao dano registado nesta parede após a aplicação da carga vertical.

- A ductilidade foi reduzindo à medida que a tensão vertical aumentou.
- A relação entre H_{cr}/H_{max} foi de 0.77 na parede IR4, de 0.73 na IR5 e de 0.60 na IR6, valores novamente próximos de 0.70 sugerido na literatura.

Degradação da rigidez

Seguindo o mesmo procedimento das duas tipologias anteriores, na Figura 7.34 representam-se a evolução da degradação da rigidez com o nível de *drift*, o valor da rigidez para as quatro fases do ensaio e a variação da rigidez normalizada. Nesta tipologia verificou-se uma degradação de rigidez semelhante à obtida na tipologia PR, ou seja as paredes IR5 e IR6 apresentaram uma variação similar e ligeiramente superior à parede IR4.

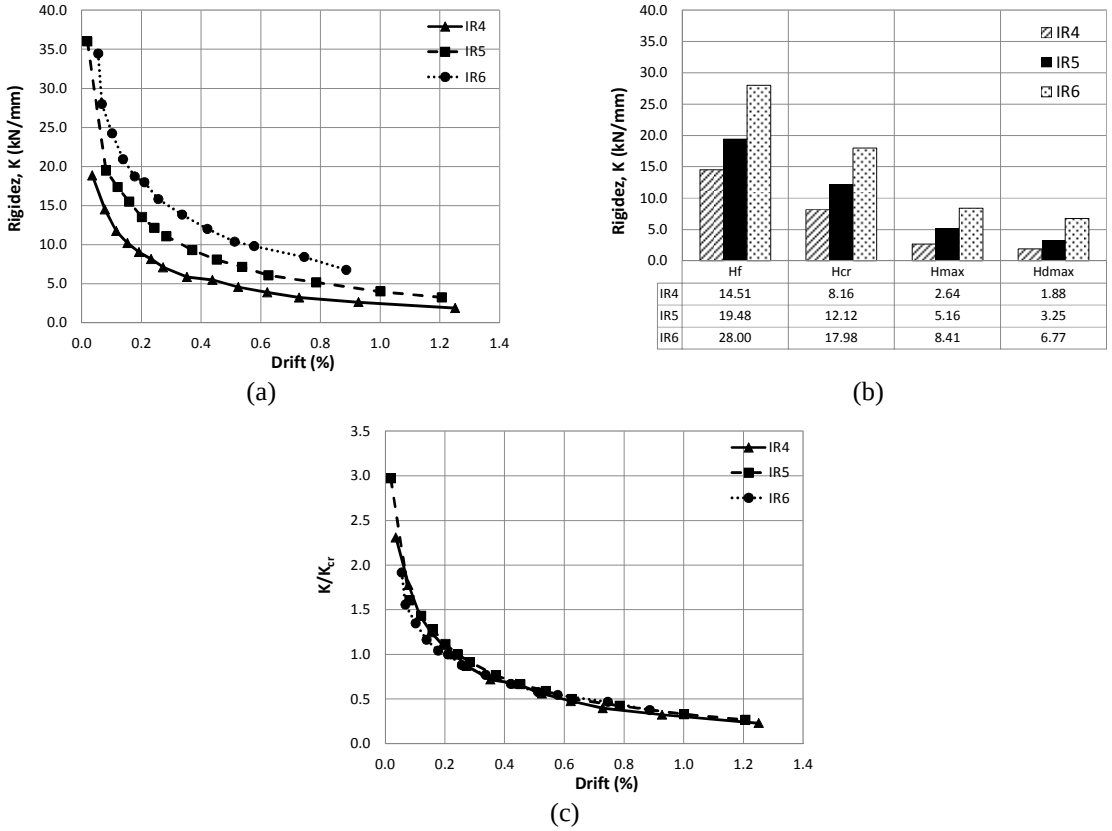


Figura 7.34: Variação da rigidez secante na tipologia IR: (a) evolução da degradação da rigidez com o nível de *drift*; (b) rigidez para as quatro fases do ensaio e (c) evolução da rigidez normalizada, $K/K_{max,}$ com o nível de *drift*.

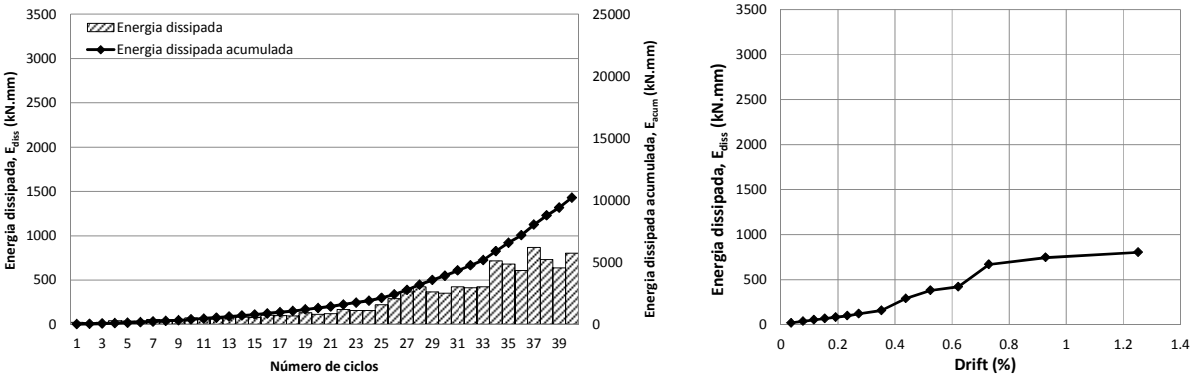
Energia dissipada e coeficiente de amortecimento

A variação da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e da energia dissipada acumulada, bem como a evolução da energia dissipada por nível de *drift* encontram-se representadas da Figura 7.35 à Figura 7.37, para a parede IR4, IR5 e IR6, respetivamente.

As principais conclusões extraídas desta análise foram as seguintes:

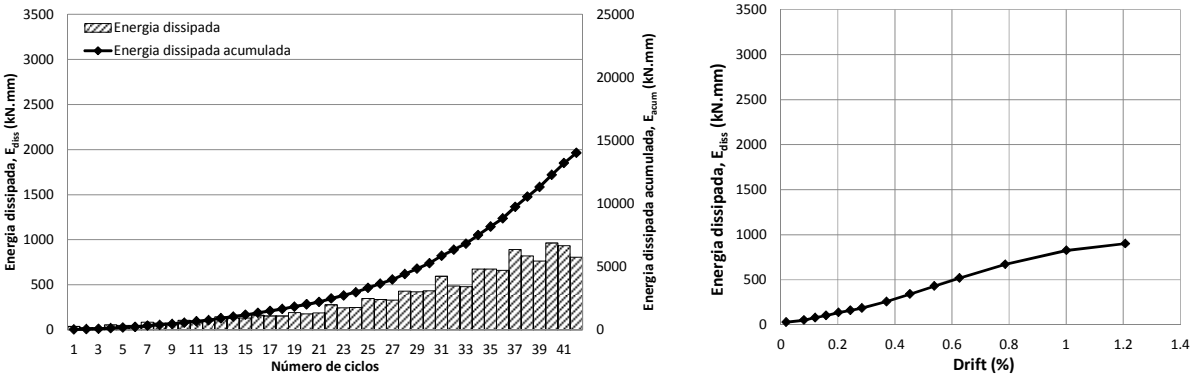
- A energia dissipada acumulada absoluta aumentou com o nível de pré-compressão, sendo mais visível quando a tensão vertical foi de 1.2N/mm^2.

- Genericamente, e em todos os painéis, para o mesmo patamar de deslocamento o 1ºciclo exibiu maior dissipação de energia que os ciclos sucessivos em cerca de 9%.
- Nas paredes IR4 e IR5 observou-se uma tendência de estabilização da energia dissipada no final do ensaio, enquanto na parede PR6 ainda se registou um acréscimo.



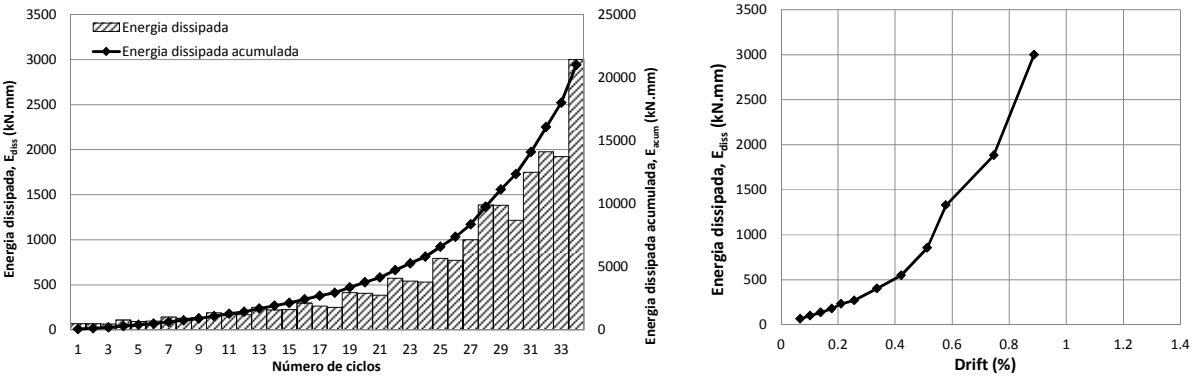
(a) (b)

Figura 7.35: Parede IR4: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.



(a) (b)

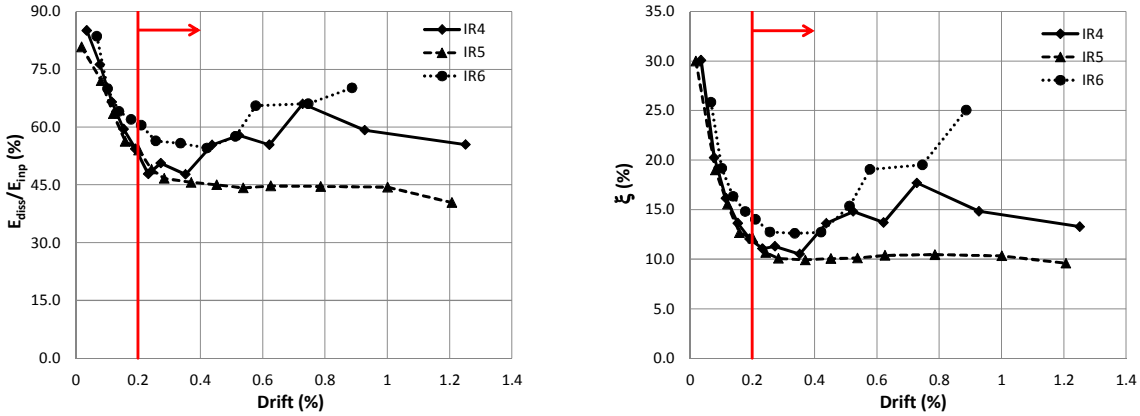
Figura 7.36: Parede IR5: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.



(a) (b)

Figura 7.37: Parede IR6: (a) evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.

A relação entre E_{diss}/E_{inp} e a evolução do coeficiente de amortecimento (ξ) com o aumento do nível de *drift* encontram-se representados na Figura 7.38 para a tipologia IR (linha de análise a vermelho). Até se iniciar o processo de fissuração, as paredes apresentaram idêntica capacidade de dissipação de energia e de amortecimento. A partir desta fase, a parede IR5 estabilizou, mas as paredes IR4 e IR6 exibiram um ligeiro acréscimo. No caso do painel IR6, este aumento foi conseguido pelo deslizamento das pedras e pela abertura de fendas de considerável espessura. No final do ensaio, a parede IR6 apresentava-se mais danificada que os restantes painéis, sendo novamente notório que a geometria e a disposição das pedras influenciaram os resultados obtidos. Na Tabela 7.11 encontram-se resumidos os resultados desta análise para as quatro fases do ensaio.



(a) (b)

Figura 7.38: Tipologia IR: (a) razão E_{diss}/E_{inp} e (b) amortecimento viscoso equivalente (ξ).

Tabela 7.11: Valores médios por nível de *drift* para as quatros fases de ensaio da tipologia IR: energia dissipada (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento (ξ) e *drift*.

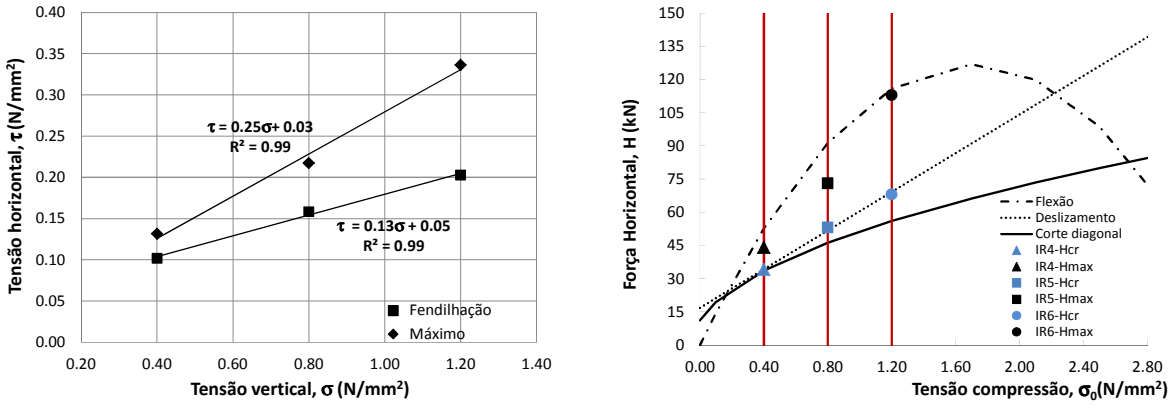
Painel	σ_0/f_{cp} (%)	E_{diss} (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	ξ (%)	*drift* (%)
IR4 (σ_0=0.4N/mm^2)	10.2					
H_f		36.80	48.27	76.20	20.24	0.08
H_{cr}		97.76	206.59	47.83	11.06	0.23
H_{max}		745.22	1254.23	59.19	14.82	0.93
H_{dmax}		803.00	1448.53	55.44	13.28	1.25
IR5 (σ_0=0.8N/mm^2)	20.4					
H_f		50.34	69.89	72.02	18.99	0.08
H_{cr}		157.25	320.28	49.09	10.66	0.24
H_{max}		669.94	1503.68	44.56	10.45	0.79
H_{dmax}		900.88	2228.65	40.40	9.59	1.21
IR6 (σ_0=1.2N/mm^2)	30.5					
H_f		66.95	80.11	83.55	25.83	0.07
H_{cr}		232.36	384.08	60.47	14.02	0.21
H_{max}		1882.16	2847.77	66.05	19.52	0.75
H_{dmax}		2999.83	4276.74	70.14	25.04	0.89

Análise do critério de rotura

A análise do critério de rotura foi efetuada de modo similar ao das duas anteriores tipologias. A partir da análise da evolução da capacidade resistente lateral com o nível de tensão vertical, foi efetuada uma aproximação linear para a fase de fendilhação e da tensão de pico, Figura 7.39a). Os resultados obtidos evidenciaram que também nestas paredes a aproximação linear continua a conduzir a relações com coeficiente de correlação muito elevado. A expressão admitida estima uma coesão de 0.05N/mm^2 e um coeficiente de atrito de 0.13 para a fase de fendilhação e de 0.03N/mm^2 e 0.25 para a fase de pico da tensão, respetivamente.

Novamente, foram representadas as curvas correspondentes à previsão dos mecanismos de rotura, considerando a coesão e o coeficiente de atrito obtidos anteriormente na fase de fendilhação, uma vez que algum movimento de *rocking* ocorreu na segunda fiada de pedras, a altura de parede adotada no mecanismo de flexão foi de 1.35m, tal como sucedeu na tipologia PR. Neste diagrama foram também incluídas as forças de fendilhação e da tensão de pico obtidas no ensaio, Figura 7.39b). A análise da referida figura permitiu verificar que:

- Tal como se observou no ensaio, a parede IR4 iniciou o processo de fendilhação com a formação de linhas de rotura aproximadamente diagonais, a par com o deslizamento dos blocos, tendo a capacidade resistente sido condicionada por estes dois fenómenos.
- Nas paredes IR5 e IR6 os mecanismos de rotura registados nos ensaios foram semelhantes, observando-se a formação de linhas de rotura diagonais que originaram *rocking* ao nível da segunda fiada. A evolução do dano também foi acompanhada por deslizamentos localizados dos blocos de pedra. Deste modo, no painel IR6 os resultados experimentais aproximaram-se razoavelmente da previsão efetuada, apesar da rotura por corte diagonal corresponder a uma força menor. Na parede IR5 a força registada no início da fendilhação foi semelhante à obtida para corte diagonal, no entanto, esta parede, tal como a IR4, evidenciou menor capacidade resistente do que a estimada pelas expressões da rotura de flexão, provavelmente devido à combinação de mecanismos de rotura.



(a) (b)

Figura 7.39: Tipologia IR: (a) evolução da tensão horizontal com a tensão vertical e (b) identificação do mecanismo de rotura.

7.6.4 Tipologia muito irregular (IR++)

Diagrama força-deslocamento

A Figura 7.40 apresenta os diagramas força-deslocamento histeréticos, as curvas envolventes para os ciclos positivos e negativos e as curvas envolventes médias da tipologia IR++, enquanto as curvas envolventes médias por parede se encontram representadas na Figura 7.41a). Das curvas equivalentes às envolventes médias, ilustradas na Figura 7.41b), foram extraídos os resultados indicados na Tabela 7.12.

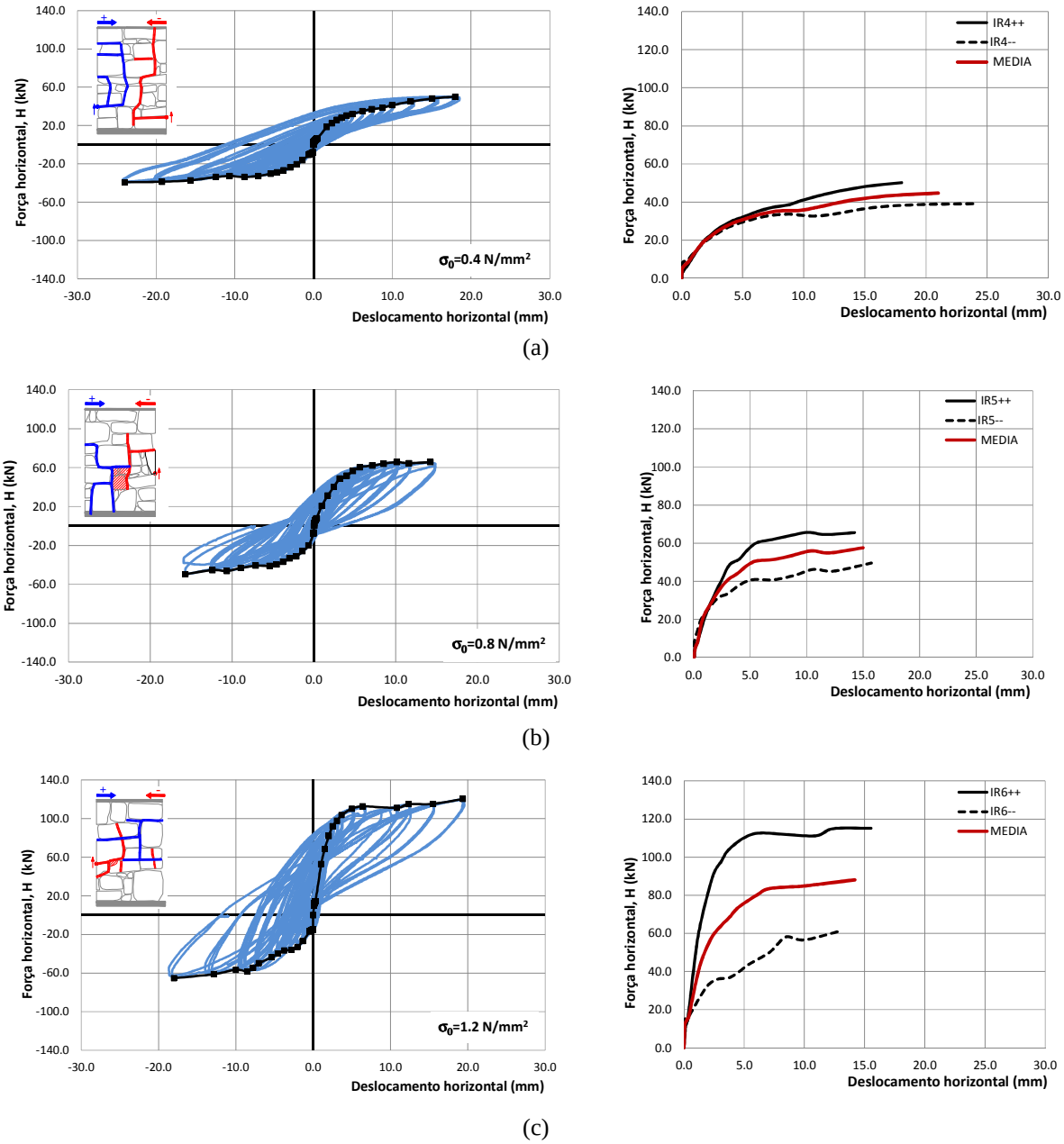


Figura 7.40: Diagramas força-deslocamento da tipologia IR++; curvas envolventes para ciclos positivos e negativos e curvas envolventes médias: (a) IR4++ (σ_0=0.4N/mm^2); (b) IR5++ (σ_0=0.8N/mm^2) e (c) IR6++ (σ_0=1.2N/mm^2).

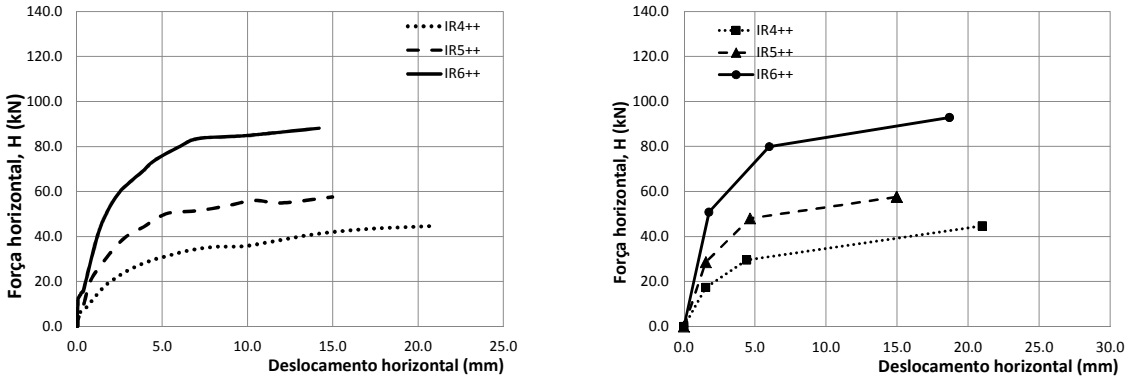


Figura 7.41: Diagramas força-deslocamento da tipologia IR++: (a) curvas envolventes médias e (b) curvas equivalentes.

Tabela 7.12: Parâmetros da curva envolvente média, tipologia IR++.

Painel	H_f (kN)	d_f (mm)	H_{cr} (kN)	d_{cr} (mm)	$H_{máx}$ (kN)	$d_{Hmáx}$ (mm)	$H_{dmáx}$ (kN)	$d_{máx}$ (mm)	μ_{Hmax}	μ_{dmax}
IR4++(σ_0=0.4N/mm^2)	17.31	1.54	17.31	4.42	44.68	21.00	44.68	21.00	4.75	4.75
IR5++(σ_0=0.8N/mm^2)	28.61	1.54	48.04	4.66	57.58	14.98	57.58	14.98	3.21	3.21
IR6++(σ_0=1.2N/mm^2)	50.80	1.76	79.92	6.00	92.82	18.68	92.82	18.68	3.11	3.11

Da análise dos resultados pode referir-se que:

- A tipologia IR++ evidenciou uma boa capacidade de dissipação de energia.
- Existem assimetrias dos diagramas força-deslocamento (para ciclo positivo e negativo) que estarão provavelmente associadas à geometria mais irregular destas paredes, Figura 7.40. A variação da forma e da dimensão das pedras condiciona o comportamento das paredes e efetivamente, neste tipo de geometria a rotura de pedras de menor dimensão influencia os mecanismos de dano, uma vez que estas podem assumir novas posições e empurrar outras pedras. Realça-se neste contexto que a assimetria em termos de capacidade resistente é mais vincada à medida que a tensão vertical aumenta.
- Não foi registada perda de força quando comparado o deslocamento no último ciclo com o ciclo seguinte e ainda para o mesmo ciclo de deslocamentos a perda é muito reduzida.
- Apenas na parede IR5++ foi registada uma redução da capacidade resistente no final do ensaio, na ordem dos 14%.
- Tal como foi observado nas restantes tipologias, verificou-se o aumento da capacidade resistente com o nível de pré-compressão, Figura 7.41. O deslocamento final atingido dependeu do instante em que se decidiu terminar o ensaio, decisão tomada com base na instabilidade observada nas paredes.
- A ductilidade atingida foi reduzindo à medida que a tensão vertical aumentou.
- A relação entre H_{cr}/H_{max} foi de 0.66 na parede IR4++, de 0.83 na IR5++ e de 0.86 na IR6++, valores em média ligeiramente superior ao 0.70 referido na bibliografia.

Degradação da rigidez

Seguindo o procedimento utilizado nas tipologias anteriores, a análise da evolução da rigidez com o nível de *drift* foi realizada mediante o traçado dos diagramas da Figura 7.42. Tal como se tinha constatado na tipologia IR, nestas paredes a degradação de rigidez das paredes submetidas aos níveis de tensão mais elevados (IR5++ e IR6++) foi muito similar e superior à parede IR4, Figura 7.42a) e c). Os valores correspondentes às quatros fases do ensaio e a variação da rigidez normalizada são apresentados na Figura 7.42b) e c), respetivamente.

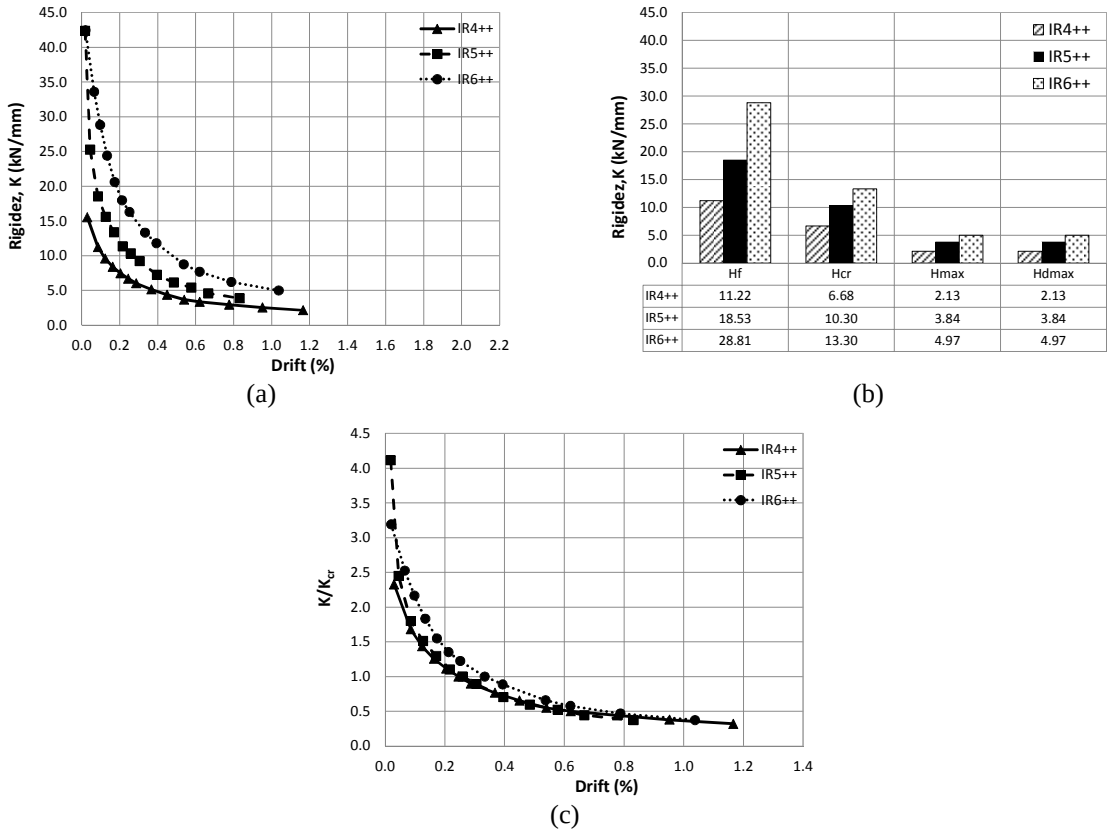


Figura 7.42: Variação da rigidez secante na tipologia IR++: (a) evolução da degradação da rigidez com o nível de *drift*; (b) rigidez para as quatro fases do ensaio e (c) evolução da rigidez normalizada, $K/K_{max,}$ com o nível de *drift*.

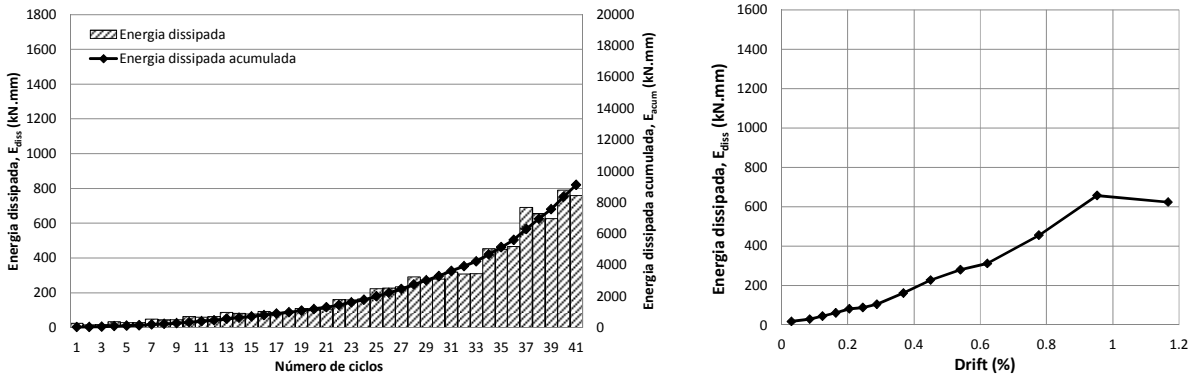
Energia dissipada e coeficiente de amortecimento

A variação da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e da energia dissipada acumulada, bem como a evolução da energia dissipada por nível de *drift* encontram-se representadas da Figura 7.43 à Figura 7.45, para as diversas paredes da tipologia IR++.

As principais conclusões extraídas desta análise foram as seguintes:

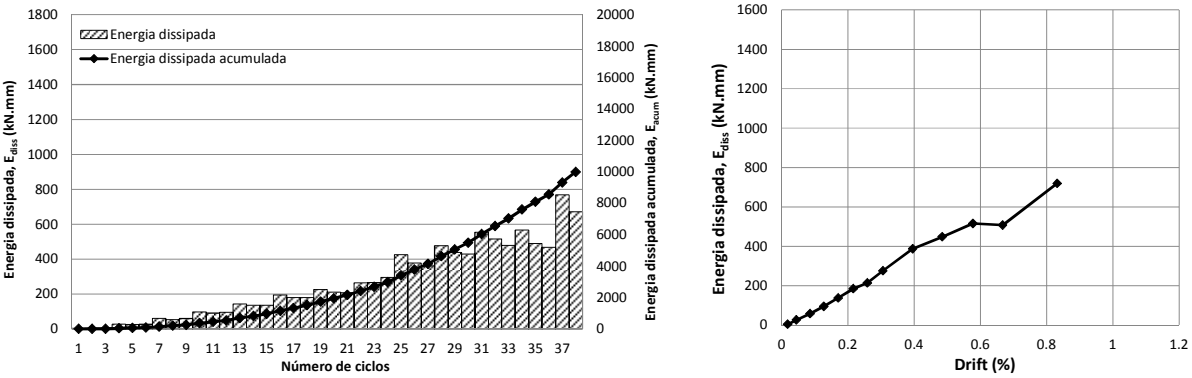
- Apesar do nível de tensão vertical imposto ser diferente, a energia dissipada por ciclo e acumulada das paredes IR4++ e IR5++ foi similar. Na parede IR6++ verificou-se um acréscimo.
- Em todos os painéis, e para o mesmo patamar de deslocamento, o 1ºciclo exibiu maior energia dissipada que os ciclos sucessivos. Em termos médios, esta diferença foi de aproximadamente 9%.

- No final do ensaio, e devido ao dano registado, o último ciclo de deslocamentos apresentou menor energia dissipada.



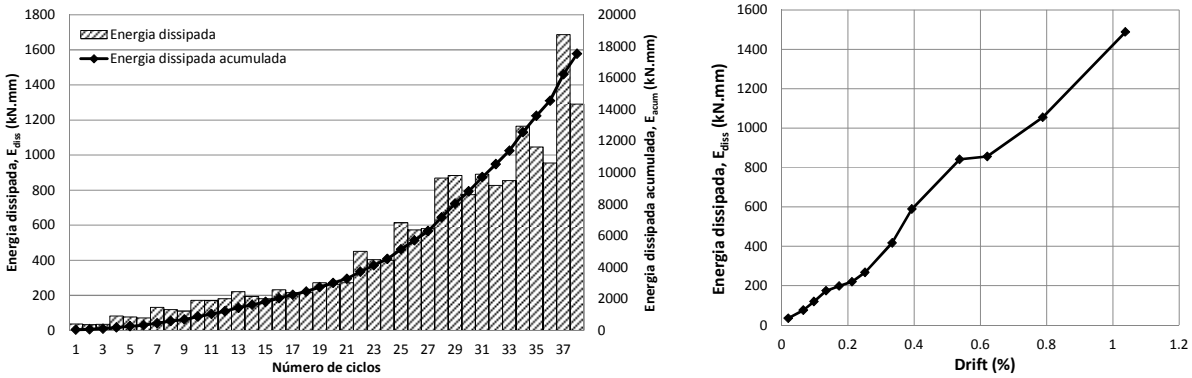
(a) (b)

Figura 7.43: Parede IR4++: (a) evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.



(a) (b)

Figura 7.44: Parede IR5++: (a) evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.



(a) (b)

Figura 7.45: Parede IR6++: (a) evolução da energia dissipada e dissipada acumulada por ciclo de deslocamentos e (b) evolução da energia dissipada (média dos três ciclos) por nível de *drift*.

A representação gráfica da relação E_{diss}/E_{inp} e do coeficiente de amortecimento equivalente (ξ) com o aumento do *drift* para a tipologia IR++ encontra-se na Figura 7.46 (linha a vermelho a demarcar a zona de comportamento da parede). Os resultados obtidos foram similares nas três paredes, nomeadamente

o decréscimo da capacidade de dissipação de energia até se iniciar o processo de fissuração, seguido por uma tendência de estabilização. Nesta tipologia, a tensão vertical pouco influenciou a resposta das paredes em termos de energia e de amortecimento. A síntese dos resultados para as quatro fases do ensaio encontra-se indicada na Tabela 7.13.

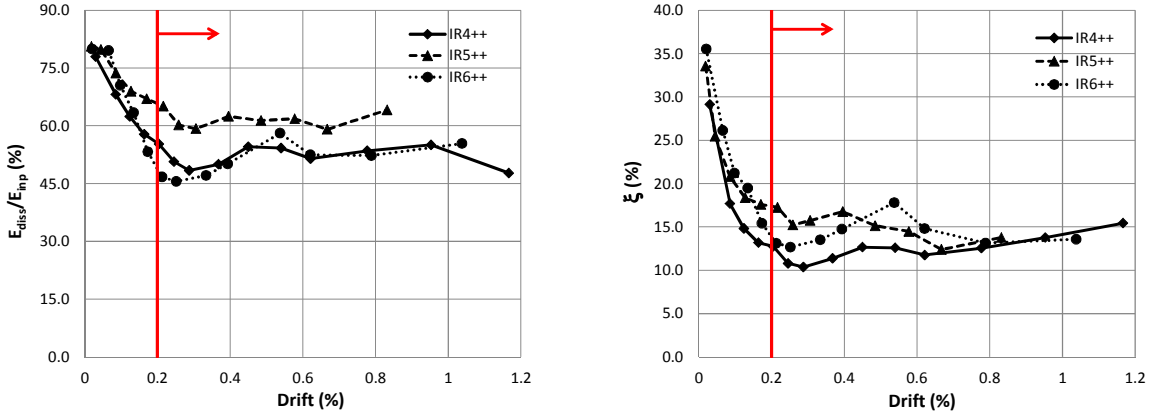


Figura 7.46: Tipologia IR++: (a) razão E_{diss}/E_{inp} e (b) amortecimento viscoso equivalente (ξ).

Tabela 7.13: Valores médios por nível de *drift* para as quatros fases de ensaio da tipologia IR++: energia dissipada (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento (ξ) e *drift*.

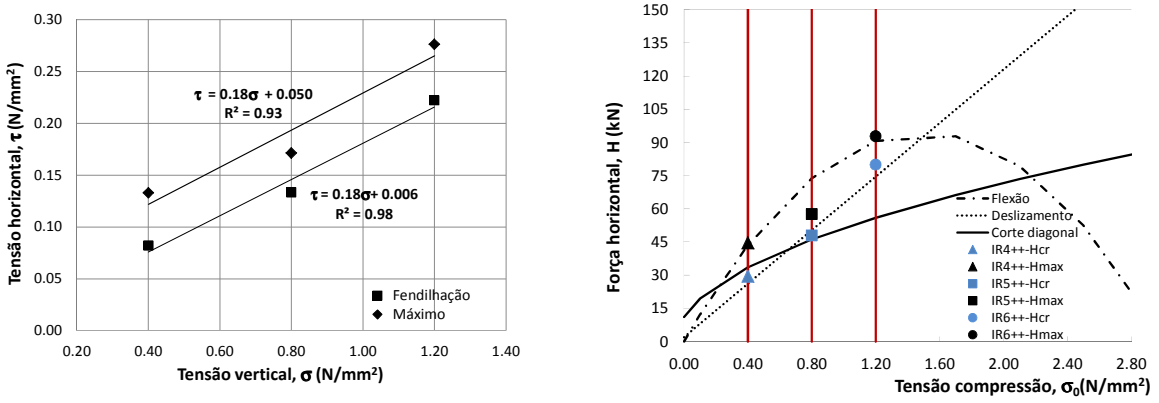
Painel	σ_0/f_{cp} (%)	E_{diss} (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	ξ (%)	*drift* (%)
IR4++ (σ_0=0.4N/mm^2)	12.7					
H_f		29.53	43.40	68.10	17.68	0.09
H_{cr}		88.75	175.00	50.70	10.80	0.25
H_{max}		624.08	1270.99	47.71	15.44	1.17
H_{dmax}		624.08	1270.99	47.71	15.44	1.17
IR5++ (σ_0=0.8N/mm^2)	25.3					
H_f		57.67	78.39	73.70	20.80	0.09
H_{cr}		214.16	355.76	60.20	15.23	0.26
H_{max}		719.21	1122.18	64.13	13.79	0.83
H_{dmax}		719.21	1122.18	64.13	13.79	0.83
IR6++ (σ_0=1.2N/mm^2)	38.0					
H_f		119.56	169.53	70.52	21.21	0.10
H_{cr}		417.57	886.92	47.09	13.52	0.33
H_{max}		1488.82	2675.83	55.39	13.58	1.04
H_{dmax}		1488.82	2675.83	55.39	13.58	1.04

Análise do critério de rotura

Para a tipologia IR++, a variação da capacidade resistente lateral com o nível de tensão vertical encontra-se representada na Figura 7.47a). A aproximação linear continua a exibir bons resultados apesar do erro associado ser superior ao obtido nas restantes tipologias. Considerando a expressão admitida para a fase de fendilhação, a coesão seria particamente nula, 0.006N/mm^2, e o coeficiente de

atrito seria de 0.18; para a fase de pico de tensão a coesão seria igual a 0.05N/mm^2 e o coeficiente de atrito a 0.18. Em ambos os casos os valores são inferiores aos obtidos nas restantes tipologias.

Seguindo o procedimento anteriormente referido, no diagrama da previsão dos mecanismos de rotura foram adotados os valores da coesão e do coeficiente de atrito da fase de fendilhação, no mecanismo de flexão a altura de cálculo da parede foi reduzida para 1.60 (aproximadamente a altura de parede em *rocking*), e foram incluídos os valores da força para a fase de fendilhação e de pico de tensão, Figura 7.47b). Nesta tipologia verificou-se a combinação de vários fenómenos, nomeadamente de deslizamento localizado dos blocos, formação de linhas de rotura aproximadamente diagonais e *rocking* no final do ensaio. Para as paredes IR4++ e IR6++, as previsões numéricas vão sensivelmente de encontro ao obtido no ensaio experimental. Por outro lado, na parede IR5++ a força de fendilhação e de pico de tensão obtidas pela via experimental aproximaram-se dos mecanismos de deslizamento e corte diagonal.



(a) (b)

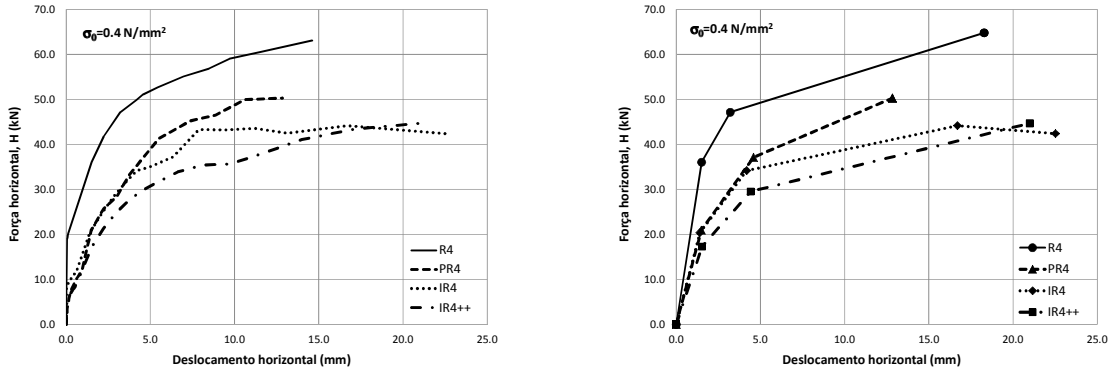
Figura 7.47: Tipologia IR++: (a) evolução da tensão horizontal com a tensão vertical e (b) identificação do mecanismo de rotura.

7.6.5 Síntese de resultados e análise comparativa entre tipologias

Nesta secção apresenta-se uma síntese dos resultados processados anteriormente, de modo a procurar estabelecer uma análise comparativa entre as diversas tipologias para idêntico nível de força vertical.

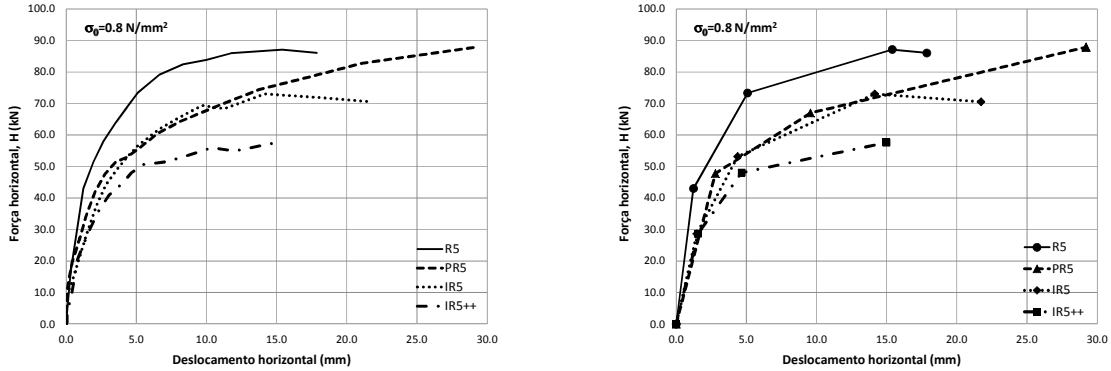
7.6.5.1 Resposta global: forças e deslocamentos

Considerando o mesmo nível de tensão vertical foram analisadas as curvas envolventes médias e as curvas equivalentes força-deslocamento por parede, Figura 7.48 à Figura 7.50.



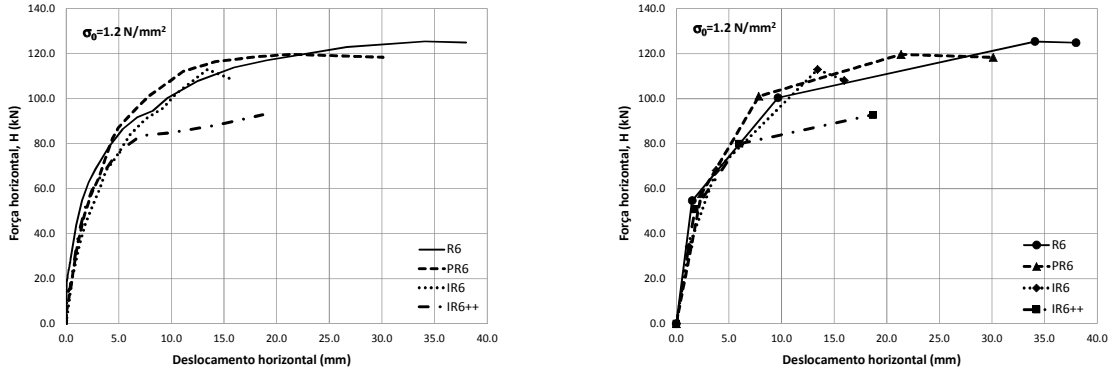
(a) (b)

Figura 7.48: Diagramas força-deslocamento de todas as tipologias para σ_0=0.4N/mm^2: (a) curva envolvente média e (b) diagrama equivalente.



(a) (b)

Figura 7.49: Diagramas força-deslocamento de todas as tipologias para σ_0=0.8N/mm^2: (a) curva envolvente média e (b) diagrama equivalente.

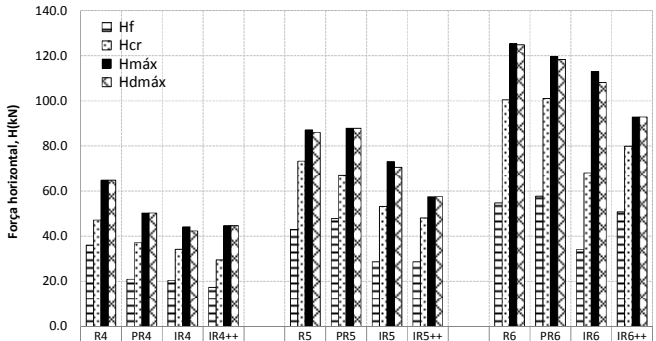


(a) (b)

Figura 7.50: Diagramas força-deslocamento de todas as tipologias para σ_0=1.2N/mm^2: (a) curva envolvente média e (b) diagrama equivalente.

De modo a estabelecer uma análise comparativa entre as tipologias, foram traçados gráficos com os valores das forças e dos deslocamentos relativos às quatros fases do ensaio, agrupando-os por nível de tensão vertical. Como já foi referido, estas fases dizem respeito à fissuração inicial por flexão (d_f, H_f), à fendilhação (d_{cr}, H_{cr}), à ocorrência de força máxima (d_{Hmax}, $H_{máx}$) e deslocamento máximo (d_{max}, H_{dmax}). De modo a avaliar a evolução relativa da força e do deslocamento ao longo do ensaio foram também analisadas as relações H_{cr}/H_{max}, H_{dmax}/H_{max}, d_{cr}/d_{max} e d_{Hmax}/d_{cr}.

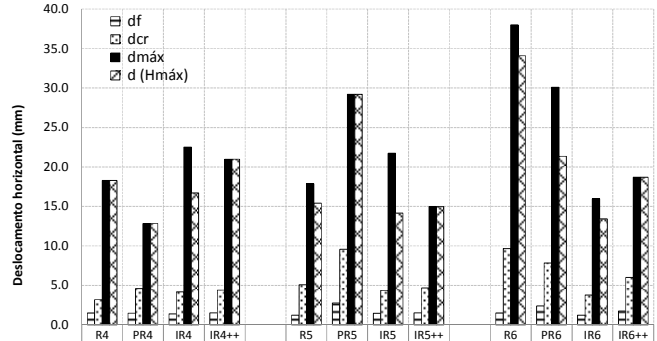
Estes resultados encontram-se representados na Figura 7.51e Figura 7.52, em particular: *(i)* cada grupo de resultados correspondente à mesma tensão vertical permite avaliar a influência da irregularidade e *(ii)* entre os três grupos correspondentes aos três valores de tensão vertical é possível averiguar a influência do nível de pré-compressão nos parâmetros analisados, quer em termos individuais, quer em termos de tipologia de parede.



	R4	PR4	IR4	IR4++	R5	PR5	IR5	IR5++	R6	PR6	IR6	IR6++
Hf	36.05	20.95	20.38	17.31	42.99	47.78	28.62	28.61	54.71	57.76	34.15	50.80
Hcr	47.15	37.13	34.17	29.54	73.31	66.96	53.16	48.04	100.42	101.05	68.07	79.93
Hmáx	64.81	50.28	44.17	44.68	87.12	87.85	73.03	57.58	125.42	119.66	112.97	92.82
Hdmáx	64.81	50.28	42.39	44.68	86.01	87.85	70.54	57.58	124.85	118.32	108.07	92.82

σ_0=0.4N/mm^2 σ_0=0.8N/mm^2 σ_0=1.2N/mm^2

(a)

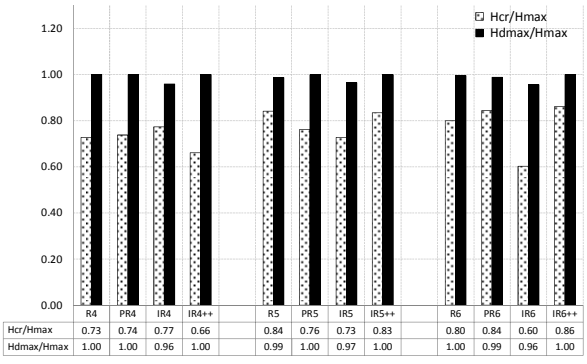


	R4	PR4	IR4	IR4++	R5	PR5	IR5	IR5++	R6	PR6	IR6	IR6++
df	1.51	1.49	1.40	1.54	1.23	2.79	1.47	1.54	1.51	2.39	1.22	1.76
dcr	3.21	4.59	4.19	4.42	5.08	9.57	4.38	4.66	9.67	7.85	3.79	6.01
dmáx	18.29	12.84	22.53	21.00	17.86	29.20	21.73	14.98	37.99	30.11	15.96	18.69
d (Hmáx)	18.29	12.84	16.70	21.00	15.40	29.20	14.15	14.98	34.08	21.36	13.43	18.69

σ_0=0.4N/mm^2 σ_0=0.8N/mm^2 σ_0=1.2N/mm^2

(b)

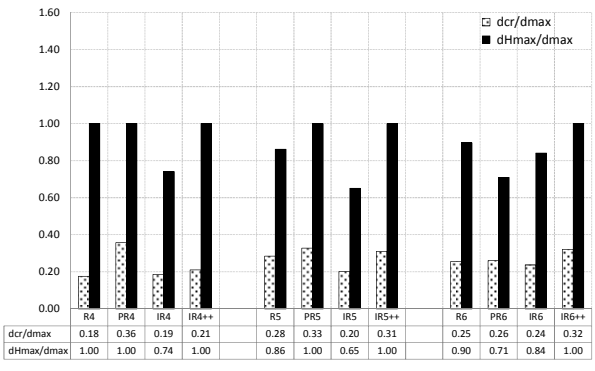
Figura 7.51: Análise comparativa entre tipologias: (a) variação de H_f, H_{cr}, H_{dmax} e H_{max} e (b) variação de d_f, d_{cr}, d_{Hmax} e d_{max}.



	R4	PR4	IR4	IR4++	R5	PR5	IR5	IR5++	R6	PR6	IR6	IR6++
Hcr/Hmax	0.73	0.74	0.77	0.66	0.84	0.76	0.73	0.83	0.80	0.84	0.60	0.86
Hdmax/Hmax	1.00	1.00	0.96	1.00	0.99	1.00	0.97	1.00	1.00	0.99	0.96	1.00

σ_0=0.4N/mm^2 σ_0=0.8N/mm^2 σ_0=1.2N/mm^2

(a)



	R4	PR4	IR4	IR4++	R5	PR5	IR5	IR5++	R6	PR6	IR6	IR6++
dcr/dmax	0.18	0.36	0.19	0.21	0.28	0.33	0.20	0.31	0.25	0.26	0.24	0.32
dHmax/dmax	1.00	1.00	0.74	1.00	0.86	1.00	0.65	1.00	0.90	0.71	0.84	1.00

σ_0=0.4N/mm^2 σ_0=0.8N/mm^2 σ_0=1.2N/mm^2

(b)

Figura 7.52: Análise comparativa entre tipologias: (a) relação H_{cr}/H_{dmax} e H_{dmax}/H_{max} e (b) relação d_{cr}/d_{Hmax} e d_{Hmax}/d_{max}.

Desta análise comparativa pode referir-se que:

- A forma dos diagramas embora variável, não parece depender do nível de carga vertical. Por outro lado, a força horizontal máxima está diretamente relacionada com a tensão vertical imposta, verificando-se em todas as tipologias o aumento da capacidade resistente com o aumento da pré-compressão. Note-se que este efeito já seria esperado dado que os níveis de tensão vertical envolvidos não são demasiados elevados de modo a inverter a tendência de crescimento da força de corte. Observou-se um maior distanciamento da envolvente força-deslocamento da tipologia IR++ relativamente às restantes paredes.
- Genericamente, e independentemente do nível de tensão vertical, a tipologia R exibiu a maior capacidade resistente (para σ_0=0.8N/mm^2 a tipologia PR foi ligeiramente superior), enquanto a tipologia IR++ apresentou a menor capacidade resistente. Assim sendo, pode concluir-se que a capacidade resistente foi diminuindo à medida que a irregularidade foi aumentando.
- Para o mesmo nível de tensão vertical, a variação da força lateral máxima, H_{max}, entre tipologias foi ligeira. Em termos médios, e comparando com o valor máximo obtido em cada nível de tensão vertical, correspondeu a uma redução de 28% para σ_0=0.4N/mm^2, de 18% para σ_0=0.8N/mm^2 e de 14% para σ_0=1.2N/mm^2. Conclui-se que esta variação foi reduzindo à medida que o nível de carga axial foi aumentando.
- Nas paredes R4, PR4, IR4++, PR5, IR5++, R6 e IR6++ a força máxima registada (H_{max}) correspondeu ao seu valor final (H_{dmax}=H_{max}), Figura 7.52a). Nos restantes painéis verificou-se um ligeiro decréscimo no final do ensaio, genericamente da ordem dos 3%. Refere-se no entanto que algumas particularidades dos diversos ensaios não permitiram prosseguir até à 'ruína' final, o que de algum modo impede uma conclusão mais geral e sustentada sobre a força no final do ensaio (H_{dmax}).
- A ocorrência das primeiras fissuras, para a força H_f, foi influenciada pelo nível de tensão vertical, dado que à medida que aumenta o nível de pré-compressão as fissuras surgem para forças horizontais superiores. Porém, para o mesmo nível de tensão vertical verificou-se um ligeiro decréscimo de H_f com o aumento da irregularidade. Efeito semelhante ao anterior ocorreu para o valor de H_{cr}, correspondente ao início do mecanismo de fendilhação.
- A relação entre H_{cr}/H_{max} foi similar em todas as tipologias, surgindo fendas para valores entre 64% a 75% da força horizontal máxima (H_{max}), Figura 7.52a), valores concordantes com os propostos por Tomazevic (1999), entre 60 a 80% de H_{max}.
- A avaliação do comportamento das paredes mediante a análise dos deslocamentos conduziu, na maioria dos casos, a resultados diferentes face aos obtidos para os indicadores de força lateral. Em particular, verificou-se que os casos com maiores deslocamentos não estiveram associados aos casos com as maiores forças horizontais.
- Como já foi referido, os deslocamentos máximos registados dependeram do instante de conclusão do ensaio que foi definido após observar instabilidade das paredes, e não por decréscimo da força. Por exemplo, devido à ausência de estrutura de guiamento lateral, no

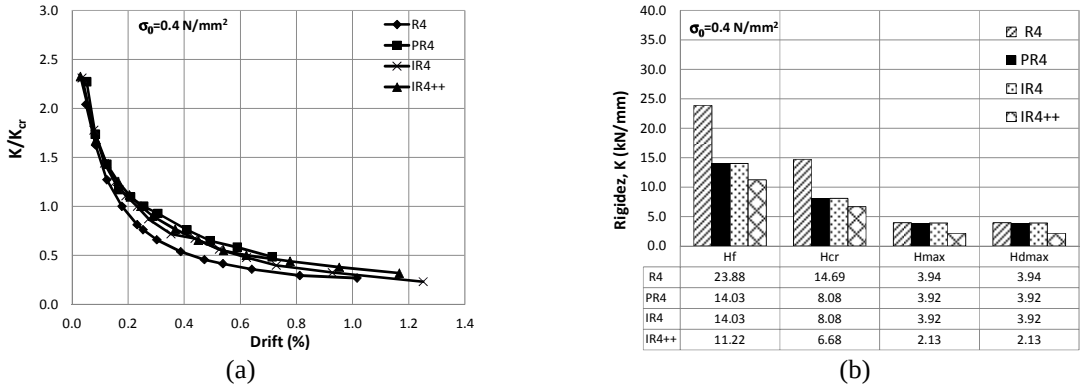
ensaio das paredes R4 e R5 o ensaio teve de ser interrompido por instabilidade fora do plano. Por este motivo, o valor do deslocamento máximo das duas paredes foi inferior ao registado noutras tipologias. No caso da parede PR4, o deslocamento final foi inferior ao das restantes paredes para o mesmo nível de tensão vertical devido ao mecanismo de dano que provocou uma significativa dilatância transversal, forçando assim à finalização do ensaio. Para o nível de tensão vertical mais elevado (1.2N/mm^2), verificou-se uma tendência de redução do deslocamento máximo com o aumento da irregularidade das paredes.

7.6.5.2 Degradação de rigidez e ductilidade

Para o mesmo nível de tensão vertical, foi avaliada a variação da degradação de rigidez em função do nível de *drift* entre as diversas tipologias, e foram analisados os valores da rigidez nas quatro fases do ensaio, bem como a variação da rigidez ponderada pelo valor na fase de fendilhação (K/K_{cr}). Da Figura 7.53 à Figura 7.55 representam-se os diagramas adotados nesta análise comparativa.

Em todas as tipologias, verificou-se uma diminuição da rigidez com o aumento do *drift* e a variação deste parâmetro foi mais acentuada para os primeiros ciclos de deslocamento (*drift* de aproximadamente 0.20%), devendo referir-se que os ajustes entre o sistema de aplicação da carga e a parede durante o início do ensaio podem ter contribuído para este comportamento na fase inicial do ensaio. Em ciclos de maior amplitude o comportamento em termos de rigidez foi mais estável.

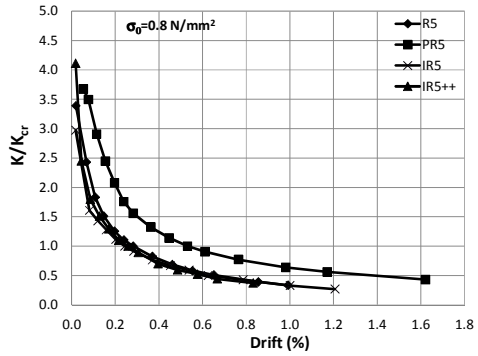
Genericamente, constatou-se uma tendência para o aumento da rigidez inicial (para a força H_f e H_{cr}) com o aumento da tensão vertical imposta. Independentemente do nível de tensão vertical, a tipologia R apresentou uma maior rigidez inicial e uma degradação mais rápida. Uma vez que as paredes regulares apresentavam juntas de menor espessura e totalmente preenchidas por argamassa, a maior rigidez inicial pode estar relacionada com este facto; por outro lado, a mais rápida degradação da rigidez pode ter estado ligada ao mecanismo de flexão (*rocking*) que dominou o comportamento destas paredes. Nas restantes tipologias os resultados foram similares, tendo sido os mecanismos de deslizamento, formação de linhas de rotura diagonais e, posteriormente, de flexão os modos de rotura predominantes. Realça-se ainda a tendência de diminuição da rigidez com o aumento da irregularidade.



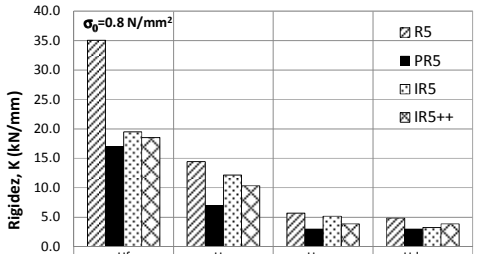
	Hf	Hcr	Hmax	Hdmax
R4	23.88	14.69	3.94	3.94
PR4	14.03	8.08	3.92	3.92
IR4	14.03	8.08	3.92	3.92
IR4++	11.22	6.68	2.13	2.13

(a) (b)

Figura 7.53: Análise comparativa da rigidez secante para σ_0=0.4N/mm^2: (a) evolução de K/K_{cr} com o nível de *drift* e (b) valor associado às quatro fases do ensaio.



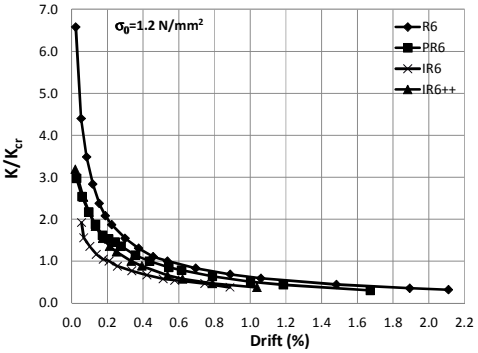
(a)



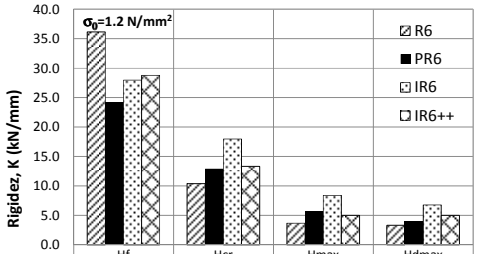
	Hf	Hcr	Hmax	Hdmax
R5	35.05	14.43	5.66	4.82
PR5	17.10	7.00	3.01	3.01
IR5	19.48	12.12	5.16	3.25
IR5++	18.53	10.30	3.84	3.84

(b)

Figura 7.54: Análise comparativa da rigidez secante para σ_0=0.8N/mm^2: (a) evolução de K/K$_{cr}$ com o nível de *drift* e (b) valor associado às quatro fases do ensaio.



(a)



	Hf	Hcr	Hmax	Hdmax
R6	36.18	10.39	3.68	3.29
PR6	24.14	12.88	5.60	3.93
IR6	28.00	17.98	8.41	6.77
IR6++	28.81	13.30	4.97	4.97

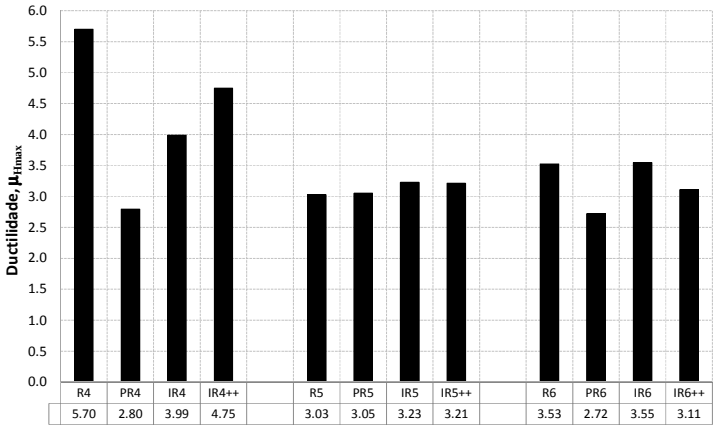
(b)

Figura 7.55: Análise comparativa da rigidez secante para σ_0=1.2N/mm^2: (a) evolução de K/K$_{cr}$ com o nível de *drift* e (b) valor associado às quatro fases do ensaio.

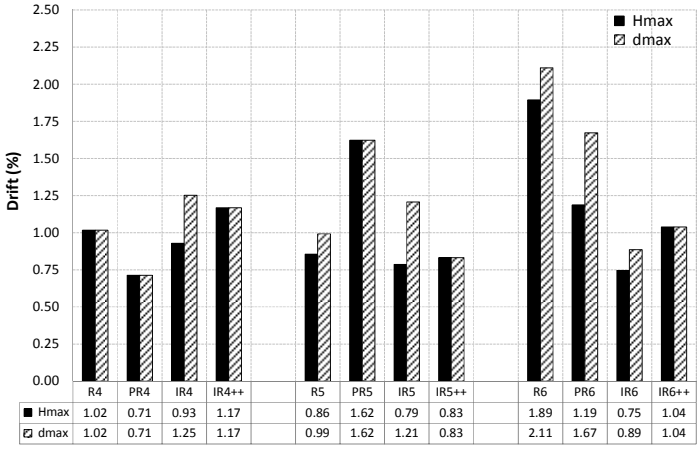
A avaliação da ductilidade e do *drift* para as diversas tipologias foi realizada a partir dos valores indicados na secção anterior, agrupados por nível de tensão vertical. Na análise da ductilidade apenas foi considerado o valor para o pico de tensão (μ_{Hmax}), dado que em alguns ensaios o deslocamento último pode não corresponder à 'ruína' da parede. Na análise do *drift* foram consideradas as duas fases do ensaio: a de carga máxima (H_{max}) e a do deslocamento máximo (d_{max}). Na Figura 7.56 encontram-se ilustrados os respetivos gráficos com os correspondentes valores.

A variabilidade dos resultados indicados na Figura 7.56a) dificulta conclusões sistemáticas. Porém, em quase todas as tipologias verificou-se uma tendência de redução da ductilidade com o aumento do nível de pré-compressão (com algumas exceções). Por outro lado, para o mesmo nível de tensão vertical, e analisando o efeito da irregularidade, verificou-se que a alteração da ductilidade entre tipologias não seguiu uma tendência bem definida. Nalguns casos, paredes com aparelho mais irregular apresentaram maior ductilidade que paredes com geometria mais regular. Como exemplo, refere-se as paredes IR5 e IR6 que apresentaram uma ductilidade ligeiramente superior a R5, R6, PR5 e PR6. Apesar do número limitado de paredes ensaiadas por tipologia, os resultados parecem mostrar que a irregularidade no aparelho das pedras em paredes formadas por blocos com formas geométricas e dimensões similares (caso das paredes PR, IR e IR++) pode ser benéfica para a ductilidade horizontal no plano, em especial para níveis mais baixos de pré-compressão. Na realidade, o

comportamento destas paredes depende significativamente do imbricamento entre pedras e do atrito gerado nas superfícies de contato. Na parede IR++ verificou-se ainda que para níveis de tensão vertical mais elevados a menor dimensão das pedras pode condicionar o seu comportamento. Por outro lado, os valores do *drift* não exibiram uma tendência de acrescido ou decréscimo com o nível de tensão vertical, nem com o aumento da irregularidade dos painéis, evidenciando que o número de casos analisados não foi suficiente para se conseguir retirar conclusões sustentadas nesta análise comparativa.



(a)

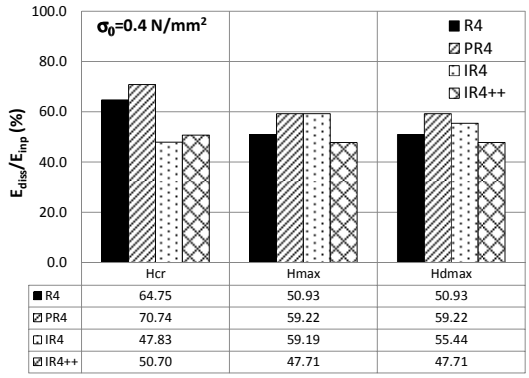


(b)

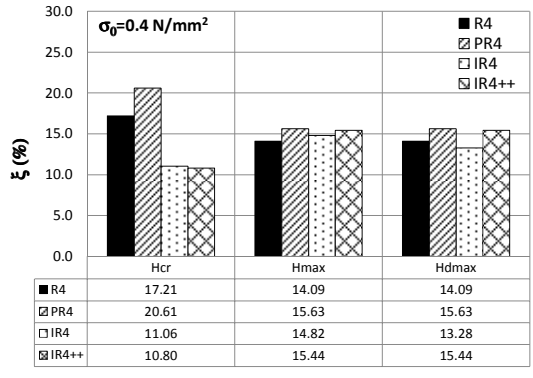
Figura 7.56: Análise comparativa da: (a) ductilidade para as paredes por tipologia e considerando diferentes níveis de tensão vertical e (b) variação do nível de *drift* para as paredes por tipologia e considerando diferentes níveis de tensão vertical.

7.6.5.3 Energia dissipada e amortecimento

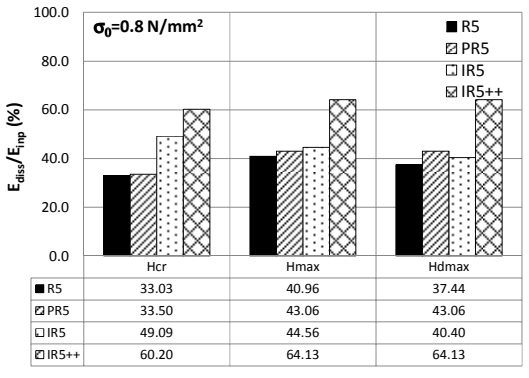
Os valores obtidos para a razão E_{diss}/E_{inp} ou energia dissipada relativa e para o coeficiente de amortecimento (ξ) por parede, para os diferentes níveis de tensão vertical e considerando as fases de fendilhação, força máxima e deslocamento final, encontram-se indicados na Figura 7.57.



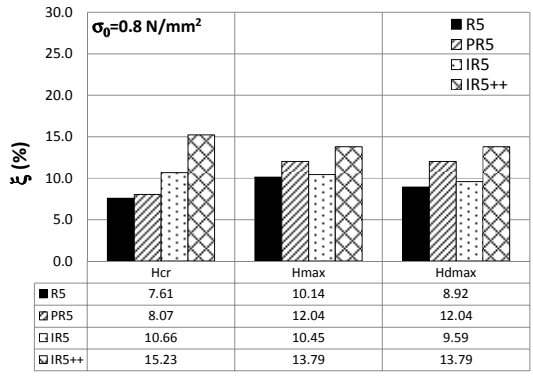
	Hcr	Hmax	Hdmax
R4	64.75	50.93	50.93
PR4	70.74	59.22	59.22
IR4	47.83	59.19	55.44
IR4++	50.70	47.71	47.71



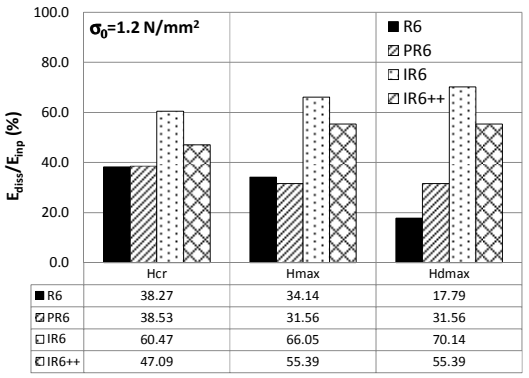
	Hcr	Hmax	Hdmax
R4	17.21	14.09	14.09
PR4	20.61	15.63	15.63
IR4	11.06	14.82	13.28
IR4++	10.80	15.44	15.44



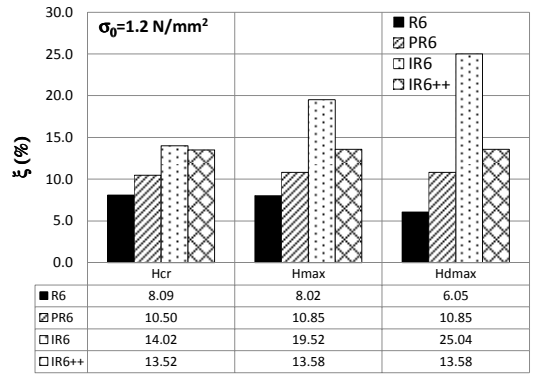
	Hcr	Hmax	Hdmax
R5	33.03	40.96	37.44
PR5	33.50	43.06	43.06
IR5	49.09	44.56	40.40
IR5++	60.20	64.13	64.13



	Hcr	Hmax	Hdmax
R5	7.61	10.14	8.92
PR5	8.07	12.04	12.04
IR5	10.66	10.45	9.59
IR5++	15.23	13.79	13.79



	Hcr	Hmax	Hdmax
R6	38.27	34.14	17.79
PR6	38.53	31.56	31.56
IR6	60.47	66.05	70.14
IR6++	47.09	55.39	55.39



	Hcr	Hmax	Hdmax
R6	8.09	8.02	6.05
PR6	10.50	10.85	10.85
IR6	14.02	19.52	25.04
IR6++	13.52	13.58	13.58

(a) (b)

Figura 7.57: Análise comparativa entre tipologias e para diferentes níveis de tensão vertical para : (a) razão E_{diss}/E_{inp} e (b) coeficiente de amortecimento equivalente (ξ).

Desta análise pode referir-se o seguinte:

- Os valores obtidos para os diferentes parâmetros foram sofrendo variações entre as diferentes tipologias e para os vários níveis de pré-compressão.
- Independentemente do nível de tensão vertical e da geometria dos painéis, e salvo algumas exceções, verificou-se uma tendência de redução da razão E_{diss}/E_{inp} até se iniciar a fendilhação (H_{cr}), aumentando ligeiramente até ser atingida a força máxima (H_{max}). Este fenómeno está relacionado com a progressão do dano após a formação das linhas de rotura principais.
- As paredes regulares exibiram valores de energia dissipada relativa (E_{diss}/E_{inp}) inferior à das restantes tipologias, principalmente das paredes mais irregulares (IR e IR++) no caso do nível de tensão vertical mais elevado. Neste caso, e considerando o valor obtido no final do ensaio, a diferença entre R6 e IR6 foi de cerca de quatro vezes; para a fase de fendilhação foi de aproximadamente uma vez e meia. Comparativamente com as restantes tipologias, a menor

capacidade de dissipação de energia das paredes R está relacionada com o mecanismo de rotura desenvolvido.

- A variação do coeficiente de amortecimento entre tipologias foi similar ao da razão de energias. Observou-se uma tendência de aumento do amortecimento com o aumento da irregularidade, nomeadamente para o pico de tensão e para o deslocamento último. As tipologias IR e IR++ foram as que apresentaram maiores danos e as que conseguiram maior amortecimento.

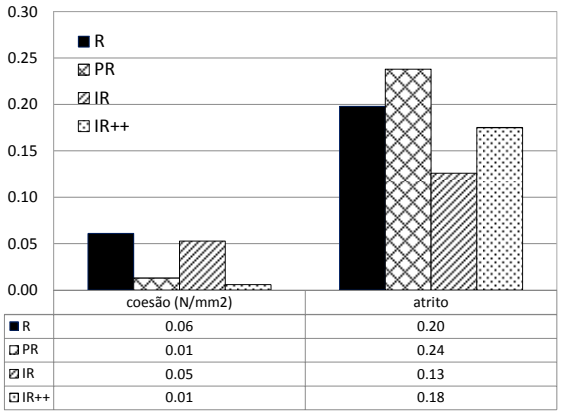
7.7 Índices de irregularidade e capacidade resistente ao corte

Face aos resultados obtidos e tendo como referência os estudos de Borri (2006), pode referir-se que o comportamento de alvenarias solicitadas por ações horizontais no plano depende principalmente dos seguintes fatores:

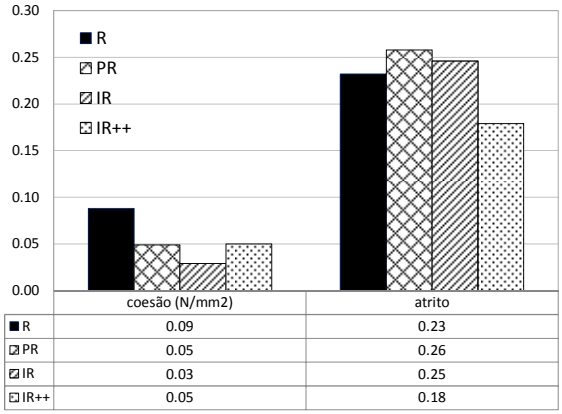
- Do atrito desenvolvido na superfície de contato entre os elementos resistentes, que depende do nível de tensão vertical e do contato entre as pedras. Uma maior regularidade das pedras garante uma maior horizontalidade das superfícies de assentamento e um melhor contacto entre as pedras. Uma maior rugosidade das interfaces de contacto das pedras é também favorável ao desenvolvimento de maiores forças de atrito. O desfasamento das juntas verticais confere um melhor comportamento em termos de distribuição das cargas ao longo da parede e um melhor funcionamento em conjunto dos elementos constituintes.
- Da coesão associada ao material de ligação entre os elementos resistentes, ou seja da argamassa das juntas. No caso das juntas se encontrarem totalmente preenchidas, a coesão está associada à qualidade da argamassa. Na presença de calços, vazios e argamassa esta análise é mais complexa.
- Do imbricamento entre os elementos resistentes e que está relacionado com a formação dos mecanismos de rotura. O nível de tensão vertical, a forma da pedra e o desfasamento das juntas verticais assume neste ponto grande importância. Nos ensaios realizados verificou-se que o desfasamento das juntas horizontais poderá ser benéfico em termos da capacidade de dissipação de energia e ductilidade, nomeadamente quando se compara a resposta das paredes PR com as das paredes IR.

Tal como foi referido na secção 7.6, obtiveram-se boas correlações lineares entre a tensão tangencial e a tensão normal por tipologia (coeficientes de correlação superiores a 0.98), a partir das quais se podem estimar valores para a coesão e coeficiente de atrito correspondentes ao início da fendilhação e ao pico de tensão, conforme se resume na Figura 7.58.

Estes valores, apesar de serem indicativos, permitiram verificar que a coesão é sempre superior na tipologia regular (tanto em termos do início de fendilhação, como de pico de tensão), pelo facto das juntas se encontrarem totalmente preenchidas por argamassa. Por outro lado, o coeficiente de atrito nas paredes PR é mais elevado nas duas fases de comportamento, enquanto as paredes IR apresentam um acréscimo significativo na fase de pico de força lateral. Provavelmente, a rugosidade da superfície de contato entre pedras que se vai acentuando ao longo do ensaio contribui para justificar este resultado.



(a)



(b)

Figura 7.58: Estimativa da coesão e do coeficiente de atrito por tipologia: (a) no início da fendilhação (H_{cr}) e (b) na força máxima ($H_{máx}$).

Nesta análise, os parâmetros geométricos que se consideraram como determinantes na avaliação do comportamento ao corte foram: a forma da pedra associado ao índice I_{FP}; o desfasamento das juntas verticais associado ao índice I_{AV} e o alinhamento horizontal das juntas associado ao índice I_{AH}. Na Tabela 7.14 encontram-se resumidos os índices parciais por tipologia, bem como os principais parâmetros mecânicos obtidos dos ensaios efetuados (força máxima lateral, H_{max}, ductilidade, μ_{Hmax}, o coeficiente de amortecimento equivalente para o pico de tensão, $\xi_{Hmax,}$ e o $drift_{max}$), por nível de tensão vertical e os correspondentes valores médios por tipologia.

Tabela 7.14: Resumo dos índices parciais dos modelos experimentais pela análise da geometria; classificação por índices parciais (***c.R, c.PR*** e ***c.IR***). Parâmetros mecânicos (H_{max}; μ_{Hmax}; ξ_{Hmax}, $drift_{max}$) obtidos do ensaio de corte com compressão.

Painel	σ_0 (N/mm^2)	I_{FP} (%)	I_{AH} (%)	I_{AV} (%)	I_{DP} (%)	H_{max} (kN)	μ_{Hmax}	ξ_{Hmax} (%)	$drift_{max}$ (%)
R	0.4	0.00 (***c.R***)	0.00 (***c.R***)	1.76 (***c.PR***)	0.91 (***c.R***)	64.81	5.70	14.09	1.02
	0.8					86.01	3.03	10.14	0.99
	1.2					124.85	3.53	8.02	2.11
média						**91.89**	**4.09**	**10.75**	**1.37**
PR	0.4	4.57 (***c.PR***)	0.10 (***c.R***)	1.81 (***c.PR***)	1.12 (***c.R***)	50.28	2.80	15.63	0.71
	0.8					87.85	3.05	12.04	1.62
	1.2					118.32	2.72	10.85	1.19
média						**85.48**	**2.86**	**12.84**	**1.17**
IR	0.4	5.05 (***c.PR***)	5.94 (***c.IR***)	3.50 (***c.PR***)	2.42 (***c.PR***)	42.39	3.99	14.82	1.25
	0.8					70.54	3.23	10.45	1.21
	1.2					108.07	3.55	19.52	0.89
média						**73.67**	**3.59**	**14.93**	**1.12**
IR++	0.4	6.53 (***c.IR***)	7.28 (***c.IR***)	2.19 (***c.PR***)	3.11 (***c.IR***)	44.68	4.75	15.44	1.17
	0.8					57.58	3.21	13.79	0.83
	1.2					92.82	3.11	13.58	1.04
média						**65.03**	**3.69**	**14.27**	**1.01**

Da análise da Tabela 7.14 pode referir-se o seguinte:

- A capacidade resistente lateral (H_{max}) exibiu uma tendência de redução à medida que a irregularidade das paredes aumenta. O índice que provavelmente condiciona este resultado é o I_{FP}, uma vez que a maior regularidade da forma da pedra evita a colocação de calços e permite uma melhor ligação entre as pedras (coesão). Os resultados obtidos parecem indicar que quanto menor for o I_{FP} maior será a capacidade resistente.
- A ductilidade das paredes R foi superior à das restantes tipologias apenas para a tensão vertical de 0.4N/mm^2; nos restantes níveis (0.8 e 1.2N/mm^2) o valor obtido foi similar ao das paredes IR e IR++. Provavelmente o atrito desenvolvido na superfície de contato das pedras mais regulares da parede R, e o imbricamento no plano das pedras das paredes mais irregulares que se acentua para níveis de tensão vertical mais elevados, justifique estes resultados.
- Nas tipologias PR, IR e IR++ verificou-se uma tendência de aumento da ductilidade com o aumento da irregularidade, possivelmente devido ao desalinhamento das juntas horizontais nas paredes mais irregulares que origina um maior imbricamento das pedras no plano. Este facto pode ser avaliado através do índice I_{AH}, uma vez que as paredes PR foram as que exibiram menores valores de ductilidade e as que apresentaram menor valor de I_{AH}. Deste modo, os resultados parecem indicar que em paredes com idêntico processo construtivo, a maior ductilidade está associada a maiores valores de I_{AH}.
- O coeficiente de amortecimento das tipologias, IR e IR++, foi superior ao das tipologias R e PR, nomeadamente para o nível de tensão vertical mais elevado. O mecanismo de rotura desenvolvido nas paredes mais irregulares pode justificar este resultado e novamente o índice I_{AH} parece ser o indicador dessa resposta, ou seja, a um maior I_{AH} pode corresponder uma maior capacidade de dissipação de energia.
- Comparativamente com as paredes IR, a tipologia IR++ evidencia uma tendência de redução da ductilidade e do coeficiente de amortecimento para o nível de tensão vertical mais elevado (1.2N/mm^2), provavelmente devido à menor dimensão das pedras (maior índice I_{DP}) que ficam danificadas ainda durante a aplicação da pré-compressão e que condicionam o comportamento da parede durante a fase cíclica.
- Nas paredes analisadas não ficou muito evidente a influência do I_{AV} no comportamento global. Na realidade, devido à dimensão das pedras face à dimensão das paredes, a maioria dos painéis apenas apresenta uma junta vertical, reduzindo a importância deste fator na resposta estrutural.

Assim sendo, a classificação das alvenarias estudadas pode ser efetuada recorrendo a diversas análises e com base em diferentes pressupostos, que nem sempre seguem a mesma tendência. Nesta abordagem, a ductilidade, o amortecimento e o *drift* foram considerados como os parâmetros de referência na classificação das alvenarias ao corte com base na sua geometria.

Admitindo as três classes de irregularidade previamente definidas, uma primeira proposta de associação ao comportamento mecânico expectável face a ações horizontais no plano poderia passar por:

- Classe regular (***c.R***): corresponde a uma alvenaria de boa qualidade, que consegue dissipar energia sem exibir danos significativos, associados a níveis de *drift* máximo e ductilidade expectáveis superiores a 2.5% e 5.0, respetivamente.
- Classe parcialmente regular (***c.PR***): alvenaria de média qualidade, que apresenta uma baixa probabilidade de colapso mas que pode exibir danos consideráveis, associados a níveis de *drift* máximo e ductilidade expectáveis na ordem dos 1% e 3.5, respetivamente.
- Classe irregular (***c.IR***): corresponde a uma alvenaria de fraca qualidade que apresenta uma considerável probabilidade de colapso quando solicitada, associados a níveis de *drift* máximo e ductilidade expectáveis inferiores a 1% e 3.0, respetivamente.

Tal como já foi referido na classificação das paredes quando solicitadas por ações verticais (capítulo 6, secção 6.4), o estado de conservação dos elementos resistentes também deve ser considerado e, sempre que uma alvenaria exibir pedras com fraca capacidade resistente, deverá ser classificada como ***irregular (c.IR)***. A qualidade da argamassa também deverá ser um aspeto a atender. Contudo, como nos casos analisados foram aplicadas argamassas com idênticas características, este parâmetro não foi incluído nesta análise; o facto das juntas estarem ou não totalmente preenchidas por argamassa está já incluído na classificação atribuída ao I_{FP}.

Face aos resultados obtidos e apesar de se ter verificado alguma tendência por tipologia, enquadrar estas paredes em diferentes classes não é uma tarefa simples. Verifica-se a necessidade de realizar mais ensaios em tipologias similares para validar os resultados obtidos e efetuar novos ensaios em modelos de paredes com diferentes texturas de modo a tentar definir gamas de valores por classe. Contudo, numa primeira proposta a classe (**c.PR**) parece ser a mais adequada para as paredes analisadas, uma vez que conseguiram atingiram uma ductilidade de cerca de 3.5 o *drift* máximo foi de cerca de 1%.

7.8 Comentários finais

Com o objetivo de avaliar o comportamento ao corte de paredes típicas da cidade do Porto, foram realizados ensaios experimentais em modelos construídos em laboratório à escala real. Considerando várias texturas de paredes em alvenaria, doze painéis foram submetidos a ações horizontais no plano para diferentes níveis de pré-compressão. Tendo como referência os procedimentos aplicados em estudos similares (da Porto, 2005; Vasconcelos, 2005; Silva, 2012), a partir dos diagramas força-deslocamento experimentais e dos diagramas equivalentes de quatro ramos, foram analisados diversos parâmetros, nomeadamente a capacidade resistente lateral, a rigidez, a ductilidade, a capacidade de dissipação de energia e o coeficiente de amortecimento. Deste modo, foram efetuadas diferentes análises que permitiram obter informações interessantes sobre o comportamento deste tipo de alvenarias.

As principais conclusões extraídas deste estudo foram:

- O comportamento destas alvenarias é claramente influenciado pelo aparelho das pedras e pelo nível de tensão vertical.
- Nas paredes regulares predomina o mecanismo de flexão, acompanhado pelo deslizamento das pedras; quanto maior o nível de compressão menor o dano observado. Nas paredes PR e IR o mecanismo de dano passou pela formação de linhas de rotura aproximadamente diagonais que conduziram a *rocking* no final do ensaio. Na tipologia IR++ verificou-se a formação de linhas de rotura diagonais e o esmagamento das pedras localizadas nos cantos inferiores, principalmente para os níveis de tensão vertical mais elevados.
- As paredes regulares exibiram a maior capacidade resistente lateral que foi reduzindo com o aumento da irregularidade das paredes. Para o mesmo nível de tensão vertical, a variação da força lateral máxima, H_{max}, entre tipologias foi ligeira. Em todas as tipologias a relação entre H_{cr}/H_{max} foi similar e os valores obtidos são concordantes com os propostos na literatura.
- A tipologia R foi a que apresentou uma maior rigidez inicial e uma degradação mais rápida. As restantes tipologias exibiram evoluções similares.
- Genericamente e por tipologia, a ductilidade diminuiu com o aumento da tensão vertical. Entre tipologias, e para o mesmo nível de carga axial, a variabilidade dos resultados encontrados dificulta conclusões sistemáticas, realçando-se, no entanto, a maior ductilidade das paredes IR e IR++ relativamente à tipologia PR.
- No geral, as paredes evidenciaram maior capacidade dissipativa após a fase de fendilhação, fenómeno associado à progressão do dano. As paredes mais irregulares (IR e IR++) apresentaram maior energia dissipada relativa e amortecimento, nomeadamente para os níveis de tensão vertical mais elevados. Efeito contrário observou-se na tipologia R, uma vez que a aplicação de uma maior tensão vertical mobilizou um menor número de juntas, predominando o mecanismo de flexão.
- A previsão da capacidade resistente lateral com base em métodos simplificados é razoavelmente aproximada para os mecanismos de rotura de flexão e de deslizamento, tendo em consideração que o primeiro mecanismo a desenvolver-se não conduz ao colapso da parede; o ensaio prossegue e novos e diferentes modos de rotura são observados na mesma parede. Na formulação do mecanismo de corte diagonal, os valores estimados são inferiores aos obtidos pela via experimental, situação provavelmente associada à geometria e à dimensão das pedras face à dimensão do painel que não permite o desenvolvimento de linhas de corte perfeitamente diagonais.
- Na maioria dos casos os ensaios terminaram sem perda de resistência. Este fato evidenciou que, apesar do dano observado enquanto houver equilíbrio entre as pedras as paredes continuam a resistir às solicitações impostas. O colapso ocorre de forma brusca, tal como se verificou na parede PR5.

Os resultados obtidos constituem um ponto de partida na identificação do comportamento de diferentes texturas de alvenarias quando solicitadas por ações horizontais no plano. A classificação apresentada deve ser encarada como uma primeira proposta. Verifica-se a necessidade de realizar mais ensaios por tipologia, de modo a validar os resultados obtidos neste estudo e permitir definir classes de irregularidade de forma mais sustentada. Contudo, a metodologia adotada parece adequada e promissora na quantificação de parâmetros mecânicos a partir de índices de irregularidade definidos com base na geometria de painéis de parede.

Capítulo 8

Proposta de Melhoramento do Comportamento Mecânico de Paredes de Alvenaria do Porto

8.1 Introdução

Na sequência do programa experimental descrito no capítulo 5 e face aos resultados apresentados no capítulo 6 e 7, procurou-se definir duas estratégias de intervenção que permitissem melhorar o comportamento estrutural de alvenarias de granito de folha única, constituídas por blocos irregulares de grandes dimensões.

Verificou-se que as paredes estudadas apresentam particularidades face às ações solicitantes (vertical e horizontal no plano), nomeadamente em relação a outros tipos de alvenarias de pedra. Constatou-se que a capacidade resistente está condicionada pela superfície de contato entre pedras, reduzindo à medida que são aplicados calços no assentamento dos blocos e que as caraterísticas do material de enchimento das juntas (argamassa, calços e vazios) condicionam a deformabilidade destas paredes. Deste modo, apesar da apreciável dimensão dos blocos, existem zonas restritas de contato das pedras que originam caminhos preferenciais de transferência de forças que potenciam o aparecimento de fissuras que reduzem a capacidade resistente. Tentativas de melhoramento do desempenho estrutural mediante a aplicação da técnica de injeção de argamassa numa parede real evidenciaram resultados satisfatórios, tal como foi apresentado no capítulo 4.

Neste sentido, no presente capítulo são analisadas duas propostas de melhoramento estrutural de paredes em alvenaria de pedra, tendo com referência a tipologia PR: a primeira solução dirige-se a casos de construção nova, ou de eventual reconstrução e associada à alteração no processo construtivo; a segunda, aplica-se em situações de reforço de paredes existentes e consiste na aplicação da técnica de injeção de argamassas. Pretende-se, deste modo, avaliar o desempenho estrutural de paredes muito comuns em edifícios antigos da cidade do Porto quando se alteram algumas das condições de base. Na literatura escasseiam estudos deste tipo dirigidos a paredes com estas caraterísticas.

Diversos autores concluíram que a aplicação da técnica de injeção de argamassa em paredes de alvenaria de pedra com diferentes características consiste numa solução interessante que garante

melhorias significativas ao nível do comportamento estrutural das paredes (Valluzzi *et al*., 2001; Corradi *et al*., 2002; Borri *et al.*, 2011; Silva, 2012).

8.2 Modelos de paredes

Face aos objetivos propostos neste capítulo foram construídos dois novos modelos de parede designados de parcialmente regular sem calços (PR_SC) e de parcialmente regular injetado (PR_INJ). Estas paredes são semelhantes à tipologia PR em termos da forma e da dimensão das pedras, mas apresentam algumas variantes ao nível do processo construtivo num dos casos e aplicação de técnica de reforço após a construção no outro.

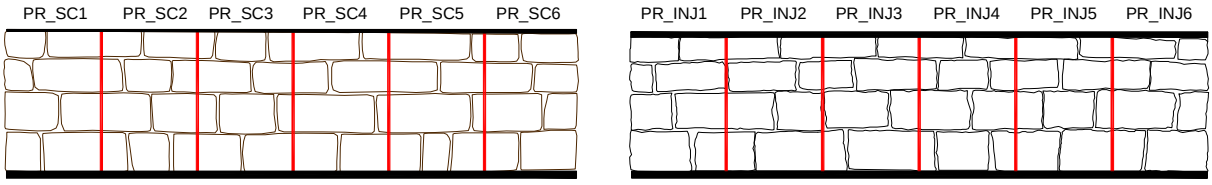
A tipologia identificada por PR_SC consiste numa alvenaria de aparelho regular com pedras assentes sem calços, onde foi aplicada uma argamassa de cal comercial com melhores características mecânicas. Neste caso, procurou-se minimizar os vazios no interior da secção transversal mediante a colocação de uma camada contínua de argamassa antes do assentamento das pedras, semelhante ao processo construtivo adotado na tipologia regular. Como as pedras não apresentavam as superfícies de assentamento perfeitamente alinhadas (como no caso da tipologia R), a espessura de argamassa das juntas foi muito variável (desde 2 a 4cm). Nesta tipologia pretende-se avaliar a influência do material aplicado nas juntas no comportamento estrutural das paredes, uma vez que são eliminados os calços e a argamassa apresenta melhores caraterísticas mecânicas.

A segunda variante, designada de PR_INJ, consiste numa alvenaria idêntica à PR em termos de processo construtivo e de disposição de pedras, com calços, argamassa (cal área hidratada e saibro, com traço 1:3) e vazios ao longo da secção transversal. Contudo, após noventa dias de cura os vazios interiores foram preenchidos com uma argamassa comercial de injeção. Os trabalhos de injeção foram realizados pela empresa STAP, S.A. Nesta tipologia pretende-se confirmar a eficácia da aplicação da técnica de injeção em paredes de folha única, recorrendo a uma argamassa comercial com melhores caraterísticas mecânicas.

Na construção destas duas novas tipologias foi adotado o mesmo procedimento da parede IR++, isto é, foi construída uma parede contínua de 7.20m de desenvolvimento, 1.80m de altura e 0.28m de espessura, sendo os cortes dos painéis realizados numa fase posterior. Nestes dois casos, o granito utilizado foi proveniente de uma pedreira do norte (zona de Sanfins) e procurou-se que fosse semelhante ao aplicado nas restantes tipologias, nomeadamente no tipo de grão e nas propriedades mecânicas.

Na Figura 8.1 encontra-se esquematizado o aparelho das pedras segundo cada tipologia e a marcação a vermelho das linhas de corte realizadas *à posteriori*. Tal como para as outras tipologias, as paredes foram construídas por pedreiros experientes, assentes sobre uma base de betão armado com interposição de uma camada de argamassa idêntica à das juntas entre pedras. Na face superior foi colocada uma argamassa de cimento corrente para regularizar a superfície.

Na montagem da parede PR_SC, as pedras foram assentes sobre uma camada de argamassa, com total preenchimento das juntas horizontais e verticais. Foram colocados calços temporários em madeira ao longo das juntas, de modo a evitar o esmagamento da argamassa após o assentamento da camada de pedras seguinte; os calços foram removidos após a cura da parede. Na Figura 8.2 apresentam-se as imagens do faseamento construtivo e do painel no final da construção.



(a) (b)

Figura 8.1: Modelo geométricos das paredes: (a) PR_SC e (b) PR_INJ.

Figura 8.2: Faseamento construtivo da parede PR_SC.

Na tipologia PR_INJ as pedras foram assentes por camadas recorrendo a calços em pedra para garantir a estabilidade do conjunto. A argamassa foi colocada numa fase posterior para fecho de juntas verticais e horizontais. O faseamento construtivo do painel, bem como a vista do alçado antes e após a colocação da argamassa podem ser observados na Figura 8.3.

(a)

(b)

Figura 8.3: Construção do painel PR_INJ: (a) faseamento construtivo e (b) alçado antes e após a colocação da argamassa.

Após noventa dias de cura procedeu-se à injeção da parede. Em pontos previamente identificados durante a construção foram colocados tubos nas duas faces do painel, de modo a facilitar a penetração da argamassa. A injecção foi realizada de baixo para cima a uma pressão de 0.5bar e em ambas as faces da parede. Nesta operação foram adotados os procedimentos descritos na secção 4.6 do capítulo 4, que incluíram a selagem da base da parede e dos pontos de inserção dos tubos. Durante a intervenção foram aplicados cerca de nove sacos de argamassa (cada saco com 30kg para 5 litros de água). Esta operação demorou aproximadamente 6 horas e foram consumidos 45 litros de argamassa. Atendendo ao volume total da parede de 3.63m^3, o índice de vazios foi de 1.24%, valor ligeiramente superior ao estimado no levantamento geométrico da secção transversal do painel PR (1.08%), provavelmente devido ao preenchimento de juntas verticais que não foram contempladas na análise anterior. As operações de injeção podem ser observadas na Figura 8.4.

(a) (b) (c)

Figura 8.4: Injeção da parede PR_INJ: (a) inserção dos tubos; (b) operação de injeção e (c) painel após a injeção.

Cerca de um mês após à injeção do painel PR_INJ as duas paredes foram individualizadas em painéis com 1.20m de largura (Figura 8.1). Recorrendo a um disco de serra diamantada previamente fixo numa régua guia foram realizados cinco cortes por painel. A Figura 8.5 ilustra a realização dos cortes ao longo das duas paredes e a aparência final.

(a)

(b)

Figura 8.5: Corte das paredes: (a) PR_SC e (b) PR_INJ.

8.3 Caraterização geométrica e mecânica dos painéis

Seguindo a metodologia aplicada nos modelos de paredes concebidos em laboratório e apresentada no capítulo 6, a caraterização geométrica e material das duas novas tipologias incluiu:

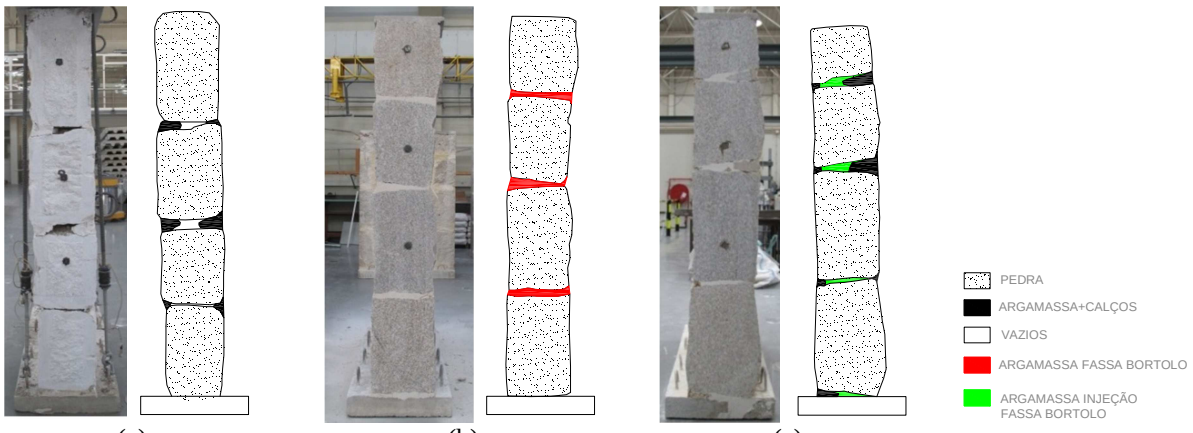
- O levantamento geométrico da secção transversal e a quantificação da percentagem de materiais.
- A quantificação de índices de irregularidade pela análise do paramento exterior.
- A avaliação das propriedades mecânicas dos materiais individualmente (pedra e argamassa).
- A identificação de frequências próprias e modos de vibração, com o objetivo de estimar o módulo de elasticidade.

Os resultados obtidos foram devidamente comparados com os obtidos na tipologia PR.

8.3.1 Levantamento geométrico da secção transversal

Após o corte e a individualização dos painéis foi possível analisar a constituição da secção transversal em termos de percentagem de materiais e comparar os resultados obtidos com a tipologia PR. Como seria de esperar, na tipologia PR_SC as juntas entre pedras encontravam-se praticamente preenchidas por argamassa. Os poucos vazios observados (valor máximo registado de 0.20% e em média de 0.06%) foram devidos à retração da argamassa, ou à irregularidade da pedra que não permitiu o total preenchimento da junta. Por outro lado, a análise da secção transversal da tipologia PR_INJ para além de permitir quantificar a percentagem de materiais, também possibilitou avaliar a eficácia da operação de injeção num painel de folha simples com 7.20m de desenvolvimento. Efetivamente, verificou-se que a argamassa de injeção conseguiu preencher os vazios interiores, revelando-se como uma técnica adequada em paredes de folha única.

A título de exemplo, na Figura 8.6 encontram-se representadas as secções transversais da tipologia PR para diferentes condições, onde se identificam os diversos elementos constituintes.



(a) (b) (c)

Figura 8.6: Análise da secção transversal da tipologia PR para diferentes processos construtivos: (a) original, PR2, (b) sem calços PR_SC2 e (c) após injeção, PR_INJ4.

Foram analisadas seis secções transversais por painel (PR_SC e PR_INJ); os valores médios da percentagem de materiais encontram-se indicados na Tabela 8.1, tal como os resultados obtidos na tipologia inicial PR. As restantes secções transversais analisadas encontram-se no anexo G.

Tabela 8.1: Valores médios da percentagem de materiais nas tipologias PR, PR_SC e PR_INJ.

Painel	P (%)	A+C (%)	V (%)	A_FB (%)	AI_FB (%)
PR	95.22	3.70	1.08	0.00	0.00
PR_SC	95.80	0.00	0.06	4.14	0.00
PR_INJ	94.41	3.79	0.00	0.00	1.80

P-Pedra; A+C-argamassa original+calços; V-vazios; A_FB-argamassa Fassa Bortolo; AI_FB-argamassa injeção Fassa Bortolo.

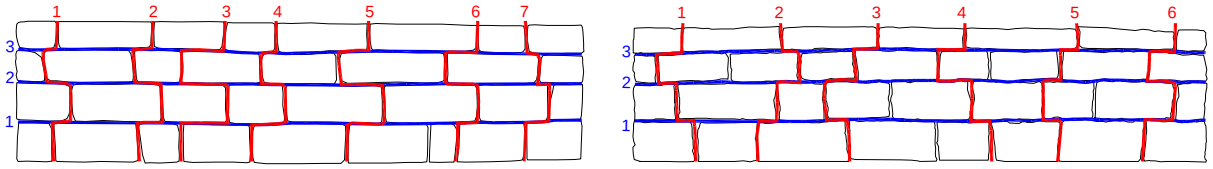
Verificou-se que a percentagem de pedra é semelhante nas três tipologias analisadas. A percentagem de vazios registados na parede PR corresponde, sensivelmente, à percentagem de argamassa de injeção na PR_INJ, sendo a quantidade de argamassa original e calços muito semelhante. Este facto evidencia a eficácia do processo de injeção no preenchimento dos vazios internos.

8.3.2 Quantificação de índices de irregularidade

De acordo com os procedimentos apresentados no capítulo 3 foram quantificados os índices de irregularidade parciais das duas tipologias (forma da pedra, alinhamento horizontal e vertical e dimensão da pedra), bem como o índice global por ponderação dos índices parciais. Os esquemas adotados na quantificação dos diversos índices encontram-se indicados da Figura 8.7 à Figura 8.9.

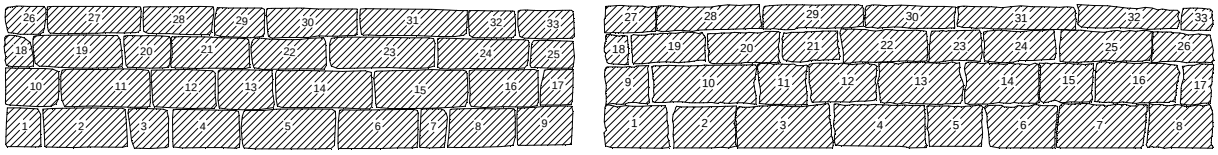
(a) (b)

Figura 8.7: Índice de irregularidade da forma da pedra (I_{FP}): (a) parede PR_SC e (b) parede PR_INJ.



(a) (b)

Figura 8.8: Marcação dos caminhos para a quantificação do índice de irregularidade do alinhamento horizontal (I_{AH}) e vertical (I_{AV}): (a) parede PR_SC e (b) parede PR_INJ.



(a) (b)

Figura 8.9: Identificação das pedras para a quantificação do índice de irregularidade da dimensão da pedra (I_{DP}): (a) parede PR_SC e (b) parede PR_INJ.

Os resultados obtidos e a classificação atribuída (regular **c.R**, parcialmente regular ***c.PR*** e irregular ***c.IR***) por índice parcial e global encontram-se indicados na Tabela 8.2, de acordo com os intervalos de valores pré-definidos.

Tabela 8.2: Índices de irregularidade e classificação parcial e global das paredes PR_SC e PR_INJ.

Painel	I_{FP} (%)	I_{AH} (%)	I_{AV} (%)	I_{DP} (%)	I_{FG} (%)
PR_SC	2.36 (***c.R***)	0.03 (***c.R***)	1.81 (***c.PR***)	1.30 (***c.R***)	5.50 (***c.R***)
PR_INJ	3.64 (***c.PR***)	0.13 (***c.R***)	2.06 (***c.PR***)	1.20 (***c.R***)	7.03 (***c.PR***)

Da análise da referida tabela verificou-se que a tipologia PR_SC foi classificada como regular (***c.R***), apesar do objetivo inicial de a classificar como parcialmente regular (***c.PR***). Efetivamente, a construção desta parede, sem recorrer a calços, obrigou a que a superfície de assentamento das pedras fosse ligeiramente trabalhada. Este facto refletiu-se nos índices parciais da forma da pedra e do alinhamento horizontal que conduziram à classe regular. Por outro lado, como na tipologia PR_INJ as pedras foram assentes com recurso a calços não havendo tratamento prévio das superfícies, a classificação final esteve de acordo com o pretendido, nomeadamente de parcialmente regular (***c.PR***). Os valores parciais por índice encontram-se no anexo G.

8.3.3 Propriedades dos materiais

8.3.3.1 Pedra

Uma vez que as pedras aplicadas nas duas paredes são provenientes da mesma pedreira, a caraterização mecânica do material pétreo é igual nas duas novas tipologias. Neste sentido, foram realizadas carotes cilíndricas de blocos de pedras que não foram utilizadas na construção para posterior ensaio em laboratório. De acordo com as normas apropriadas foram realizados ensaios de compressão para avaliar a capacidade resistente e o módulo de elasticidade, e ensaios de compressão diametral para estimar a resistência à tração. Os resultados obtidos encontram-se indicados na Tabela 8.3.

Tabela 8.3: Valores médios das propriedades mecânicas de granitos aplicados nas tipologias PR_SC e PR_INJ; coeficiente de variação entre parêntesis (%).

f_{cb} (N/mm^2)	E_{cb} (kN/mm^2)	E_{cb}/f_{cb}	f_{tb} (N/mm^2)
77.17 (2.41%)	18.67 (2.35%)	242.12 (4.75%)	3.93 (24.73%)

8.3.3.2 Argamassa

Na construção da parede PR_SC e na injeção da parede PR_INJ foram aplicadas argamassas pré-doseadas da ‘Linha de Restauro Ex Novo’ da Fassa Bortolo. Esta linha é constituída por uma série de argamassas com diferentes aplicabilidades (assentamento, chapiscos, rebocos, massas de acabamento e injeção) e que foram concebidas para dar resposta às exigências da reabilitação e restauro em Veneza. Para tal, a Fassa Bortolo reuniu informações sobre as propriedades e as dosagens de argamassas antigas, de modo a conceber uma mistura adequada a aplicar na reabilitação de edifícios antigos. Na

formulação proposta é adotada cal hidráulica natural que procurou ser semelhante à utilizada pelos Romanos.

Na parede PR_SC foi aplicada a argamassa de assentamento identificada por 'Malta de Alletamento 770' à base de cal hidráulica natural (NHL3,5) que pode ser utilizada na construção de paredes de alvenaria antigas, ou recentes e cuja ficha técnica se encontra indicada na Tabela 8.4. Na sua conceção foram seguidas as especificações do fabricante, nomeadamente por cada saco de 30kg foram aplicados 5 litros de água, Figura 8.10a). Durante a execução da parede foram preenchidos cinco moldes de argamassa para posterior caraterização mecânica, Figura 8.10b). Em termos de valores médios, as propriedades mecânicas aferidas nos ensaios de flexão e de compressão para diferentes dias de cura encontram-se indicados na Tabela 8.5. Os valores por amostra analisada encontram-se no anexo G.

Tabela 8.4: Caraterísticas técnicas da argamassa 'Malta de Alletamento 770'.

Peso específico do pó	1.400 kg/m^3, aprox
Granulometria	< 3 mm (areias calcárias classificadas)
Água de mistura	19%, aprox
Densidade do produto endurecido	1.80 kg/m^3, aprox
Resistência à flexão, 28 dias	2 N/mm^2, aprox
Resistência à compressão, 28 dias	6 N/mm^2, aprox
Módulo de elasticidade	5000 N/mm^2, aprox
Classe	M5

(a) (b)

Figura 8.10: (a) Sacos de 30 kg da argamassa 'Malta de Alletamento 770' e (b) provetes prismáticos de argamassa (4x4x16 cm^3), identificados por S.

Tabela 8.5: Valores médios das propriedades mecânicas da argamassa 'Malta de Alletamento 770', identificada por S; coeficiente de variação entre parêntesis.

Idade de cura (dias)	f_{fa} (N/mm^2)	f_{ca} (N/mm^2)
28	4.74 (11.94%)	11.80 (13.32%)
120	3.95 (8.84%)	11.01 (13.23%)
300	4.26 (8.67%)	12.04 (9.35%)

Comparando o valor da resistência à flexão (f_{fa}) e à compressão (f_{ca}) especificada na ficha técnica com a obtida nos ensaios de provetes verificou-se uma diferença significativa de resultados. Efetivamente, a resistência da argamassa em laboratório foi cerca do dobro do valor apresentado pelo fabricante, evidenciando uma grande margem de segurança associada à informação presente na ficha técnica.

Na construção da parede PR_INJ foi aplicada uma argamassa tradicional concebida em laboratório (cal aérea hidratada e saibro, traço 1:3), idêntica à utilizada nos modelos experimentais apresentados no capítulo 5. Foram, igualmente, preenchidos moldes prismáticos de argamassa para aferir a resistência à flexão e à compressão para diferentes idades de cura. Os resultados obtidos encontram-se indicados na Tabela 8.6 e estão de acordo com os valores avaliados em ensaios de argamassas com idêntica composição, apresentados no capítulo 6.

Tabela 8.6: Valores médios da argamassa efetuada em laboratório na parede PR_INJ, identificada por I; coeficiente de variação entre parêntesis.

Idade de cura (dias)	f_{fa} (N/mm^2)	f_{ca} (N/mm^2)
28	0.54 (25.55%)	1.11 (25.80%)
120	0.40 (19.30%)	1.17 (5.83%)
200	0.39 (35.24%)	0.92 (28.86%)

Na injeção da parede PR_INJ foi aplicada a argamassa identificada por 'Legante Iniezioni 790' da Fassa Bortolo, à base de cal hidráulica natural (NHL3.5) e *filler* classificado, utilizado no consolidamento de paredes de construções antigas e fundações. A ficha técnica desta argamassa encontra-se indicada na Tabela 8.7. Foi respeitada a quantidade de água definida pelo fabricante, isto é, por cada saco de 30kg foram aplicados 5 litros de água.

Tabela 8.7: Caraterísticas técnicas da argamassa 'Legante Iniezioni 790', Fassa Bortolo.

Peso específico do pó	1.000 kg/m^3, aprox
Granulometria	< 0.1 mm (filler)
Água de mistura	36%, aprox
Densidade do produto endurecido	1.850 kg/m^3, aprox
Resistência à compressão, 7 dias	7 N/mm^2, aprox
Resistência à compressão, 28 dias	10 N/mm^2, aprox
Módulo de elasticidade	7000 N/mm^2, aprox

De modo a avaliar as propriedades mecânicas da argamassa de injeção foram preenchidos quatro moldes, cada um com três prismas de dimensão 4x4x16cm^3, Figura 8.11, cujos resultados dos ensaios de flexão e de compressão se encontram indicados na Tabela 8.8.

(a) (b)

Figura 8.11: (a) Sacos de 30 kg da argamassa 'Legante Iniezioni 790' e (b) provetes prismáticos de argamassa (4x4x16 cm^3), identificados por J.

Tabela 8.8: Valores médios das propriedades mecânicas da argamassa 'Legante Iniezioni 790', identificada por J; coeficiente de variação entre parêntesis.

Idade de cura (dias)	f_{fa} (N/mm^2)	f_{ca} (N/mm^2)
28	3.88 (8.74%)	13.35 (11.23%)
200	5.48 (4.32%)	14.19 (5.76%)

O valor da resistência à compressão aos 28 dias obtida dos ensaios em laboratório foi superior em cerca de 30% à definida na ficha técnica. Esta diferença de valores pode considerar-se razoável dentro da variação expectável de uma argamassa pré-doseada.

8.3.4 Identificação dinâmica

Na identificação dinâmica dos painéis PR_SC e PR_INJ foram adotados os mesmos procedimentos que nas restantes tipologias (capítulo 6, subcapítulo 6.4). A medição das frequências foi realizada a partir de acelerómetros colocados em pontos pré-definidos, mediante a excitação da estrutura através de pancadas segundo as três direções (x-plano, y-fora do plano e z-vertical), Figura 8.12. Aplicando técnicas de processamento de sinal alcançaram-se os resultados indicados na Tabela 8.9.

Figura 8.12: Esquema geral do ensaio de identificação dinâmica aplicado ao painel PR_SC1.

A estimativa do módulo de elasticidade foi realizada no programa Caste3M adotando um modelo numérico homogéneo 3D e procurando obter uma boa aproximação entre as frequências experimentais e as numéricas para o primeiro modo de vibração (tal como descrito no capítulo 6). Nesta análise, o peso específico aparente atribuído ao painel PR_SC e PR_INJ foi de 25kN/m^3, sendo o coeficiente de Poisson de 0.20. Os resultados obtidos encontram-se indicados na Tabela 8.9, onde também foram incluídos os resultados da tipologia PR de modo a estabelecer uma análise comparativa.

Comparando as frequências experimentais da tipologia PR com as obtidas nos painéis melhorados, verificou-se um aumento segundo as três direções resultante do aumento de rigidez dos painéis. Por outro lado, a proximidade do valor da frequência entre a parede PR_SC e PR_INJ sugere um módulo de elasticidade idêntico, tal como se constatou após os ensaios experimentais. Refere-se, ainda, que houve alguma dificuldade em aproximar os resultados experimentais aos numéricos, em termos de frequências para as três direções. Uma solução possível conduziu à estimativa do módulo de elasticidade indicado na Tabela 8.9, que correspondeu a um aumento de rigidez de quatro vezes face

ao painel original (PR). Na secção seguinte, estes resultados são comparados com os obtidos no ensaio de compressão uniaxial.

Tabela 8.9: Valores médios das frequências experimentais por direção. Comparação entre frequências experimentais e numéricas; estimativa do módulo de elasticidade por tipologia.

Tipologia	Frequência (Hz)						E (kN/mm^2)
	Experimental			Numérico			
	xx (plano)	yy (f. plano)	zz (vertical)	xx (plano)	yy (f. plano)	zz (vertical)	
PR	24.73	7.37	68.86	23.46	6.88	69.07	0.54
PR_SC	29.31	12.70	80.0	43.66	12.48	125.31	2.10
PR_INJ	34.30	10.0	84.0	38.30	10.95	109.93	2.20

8.4 Ensaios de compressão

De modo a avaliar parâmetros de resistência e de deformabilidade das duas propostas de melhoramento da tipologia PR, três painéis de parede PR_SC (PR_SC1, PR_SC2 e PR_SC3) e três painéis PR_INJ (PR_INJ1, PR_INJ2 e PR_INJ3) foram submetidos a ensaios de compressão uniaxial.

8.4.1 Aspetos gerais do programa experimental

O programa experimental iniciou com a realização de dois ensaios monotónicos no LESE (PR_SC1 e PR_INJ1) de modo a estimar a resistência à compressão. Uma vez que foi atingida a capacidade limite dos atuadores sem a rotura das paredes, e praticamente sem sinais de fissuração, foi necessário ensaiar novamente as duas paredes mas agora na prensa de 10MN do LEMC. Os restantes painéis (PR_SC2; PR_SC3; PR_INJ2 e PR_INJ3) foram também inicialmente ensaiados no LESE e submetidos a ciclos de carga para avaliar o módulo de elasticidade; posteriormente, foram levados à rotura na prensa do LEMC.

Na realidade, foi adotada a mesma metodologia de ensaio aplicada na tipologia R e descrita no capítulo 6, tendo-se adotado um idêntico esquema de instrumentação, recorrendo a transdutores de deslocamentos dispostos nas duas faces da parede, de modo a avaliar a deformação vertical e horizontal. Os esquemas de ensaio no LESE e no LEMC são apresentados na Figura 8.13.

(a) (b) (c)

Figura 8.13: Ensaio à compressão dos painéis melhorados, PR_SC e PR_INJ: (a) no LESE para módulo de elasticidade, (b) no LEMC para rotura e (c) esquema geral de monitorização da parede.

8.4.2 Danos e modos de rotura

O padrão de fissuração observado nas paredes PR_SC e PR_INJ foi semelhante; os primeiros danos ocorreram apenas durante o ensaio à rotura no LEMC e para um nível de tensão superior a 9N/mm^2. Genericamente, o dano teve inicio com o destacamento de argamassa das juntas, seguido da formação de linhas de rotura que ocorreram, preferencialmente, segundo o alinhamento das juntas verticais. A rotura foi igualmente visível na secção transversal e, nalguns casos, verificou-se a delaminação de pedras. Estas paredes exibiram uma rotura brusca após a demarcação de uma linha de rotura ao longo da altura da parede. Na Figura 8.14 encontra-se representado o padrão de fissuração de dois painéis de cada série de parede. A aparência final das restantes paredes ensaiadas encontram-se no anexo G.

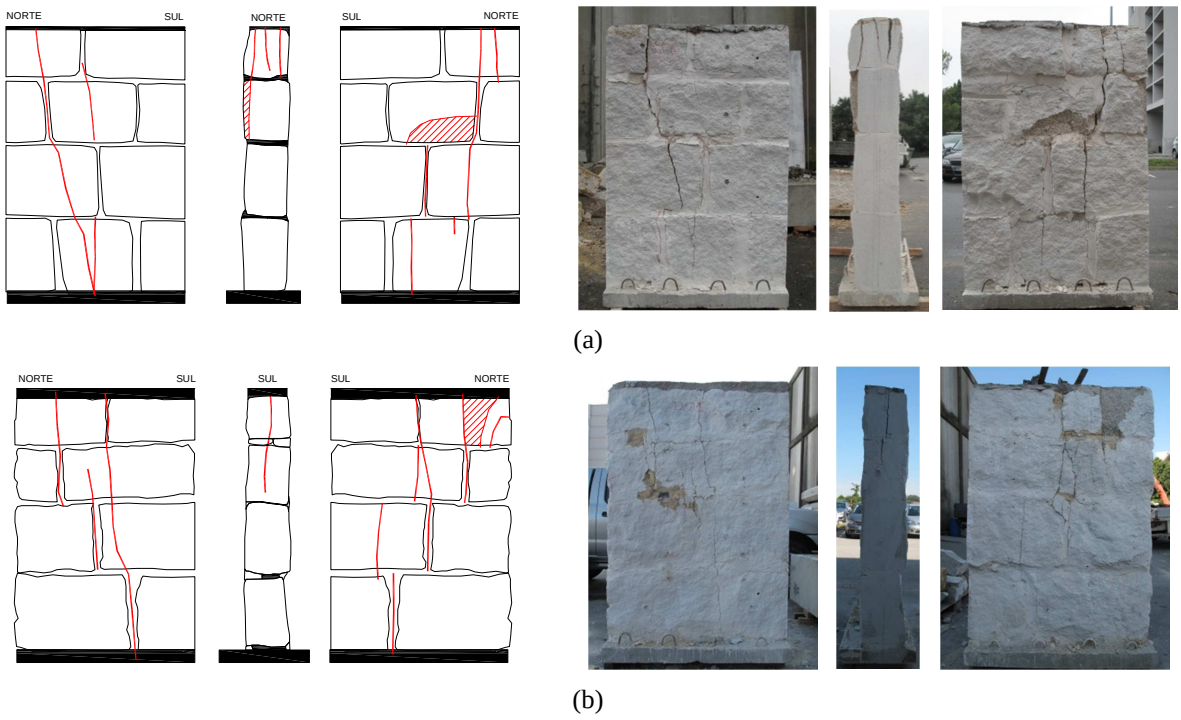


Figura 8.14:Modo de rotura das paredes: (a) PR_SC2 e (b) PR_INJ1.

Comparativamente com o padrão de fissuração observado na tipologia PR, verificou-se que estas duas novas paredes apresentaram menor número de fissuras para um nível de tensão muito superior. De facto, ao melhorar as características do material de assentamento, bem como a superfície de contato entre pedras, proporcionou-se uma distribuição de tensões mais uniforme que permitiu um melhor funcionamento conjunto dos diversos elementos constituintes.

Para os painéis ensaiados, as tensões de compressão que originaram as primeiras fissuras (σ_{cr}) encontram-se indicadas na Figura 8.15. Em termos médios, esta tensão de compressão foi semelhante nos dois casos estudados, nomeadamente de 10.71N/mm^2 na parede PR_SC e de 9.33N/mm^2 no painel PR_INJ, pese embora neste último painel se tenha observado um desvio significativo de umas das paredes (PR_INJ3) relativamente às outras duas (PR_INJ1 e PR_IN2).

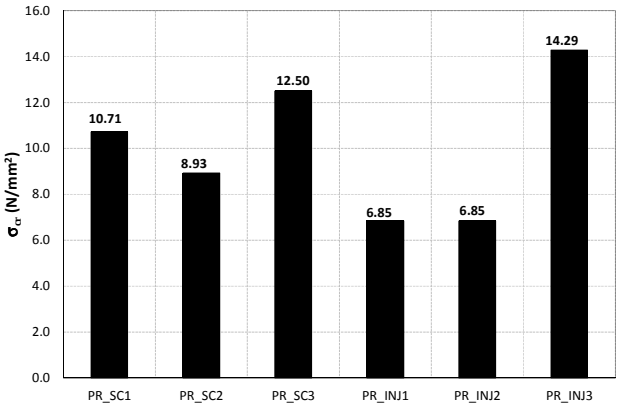


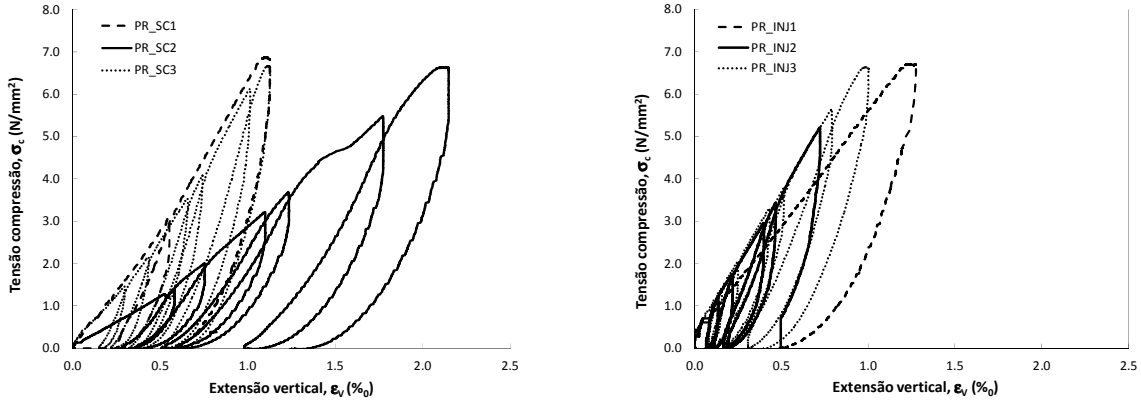
Figura 8.15:Tensão de compressão para as primeiras fissuras (σ_{cr}) nas paredes PR_SC e PR_INJ.

Durante a fase de desmonte das paredes foi possível verificar que algumas das pedras fissuradas apresentavam dano em toda a sua espessura, mesmo quando a linha de rotura era pouco percetível pela análise exterior. De modo a avaliar a eficácia do processo de injeção, o painel PR_INJ1 foi desmontado por níveis de assentamento, o que permitiu verificar a penetração da argamassa de injeção no interior da parede, dada a diferença de tonalidade e de textura entre a argamassa de injeção e da construção da parede original. Na realidade, a argamassa de injeção conseguiu penetrar em toda a espessura da parede ao longo das juntas horizontais, bem como nas juntas verticais, Figura 8.16. Por outro lado, verificou-se uma boa aderência entre a argamassa de injeção, os blocos de pedra e a argamassa existente pré-injeção.

Figura 8.16: Desmonte da parede PR_INJ1 e observação do interior da parede ao longo de vários níveis de assentamento. Avaliação da penetração da argamassa de injeção (com tonalidade mais clara e homogénea que a original).

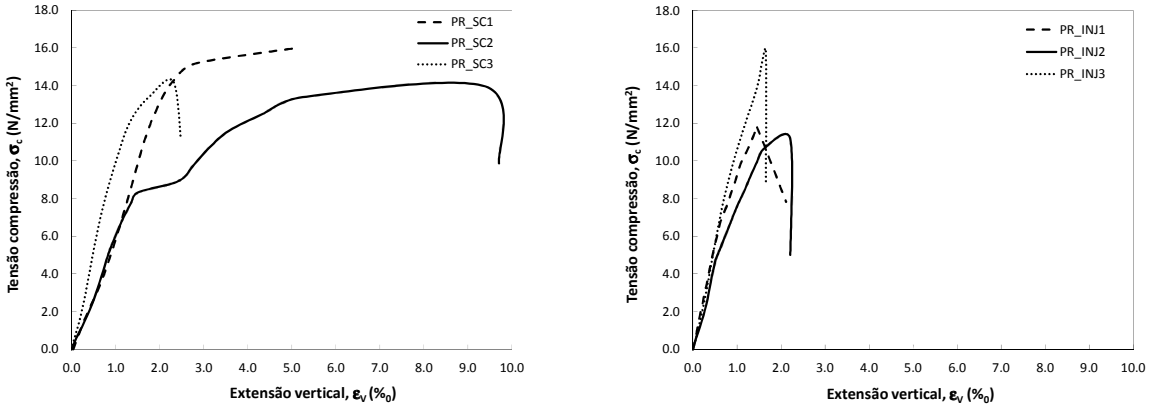
8.4.3 Quantificação de parâmetros de resistência e de deformabilidade

Para a análise dos resultados foram traçados os diagramas tensão *vs* extensão obtidos a partir da média dos deslocamentos registados nos diversos pontos de medida. Os ensaios realizados no LESE permitiram estimar o módulo de elasticidade, Figura 8.17, enquanto a capacidade resistente à compressão foi avaliada durante os ensaios no LEMC, Figura 8.18.



(a) (b)

Figura 8.17: Diagrama (σ_c-ε_V) no ensaio LESE: (a) PR_SC e (b) PR_INJ.



(a) (b)

Figura 8.18: Diagrama (σ_c-ε_V) no ensaio LEMC: (a) PR_SC e (b) PR_INJ.

Apesar de o ensaio no LEMC ter sido realizado com controlo de força, a obtenção do decaimento da curva foi conseguido mediante a alteração da margem de segurança definida no sistema. Deste modo, foi imposto que a interrupção do ensaio ocorreria quando a força alcançada fosse inferior a cerca de 20% da força máxima registada. Este procedimento permitiu confirmar a capacidade limite da parede. Contudo, esta alteração não foi aplicada na parede PR_SC1 devido a uma incorreção na introdução da margem de segurança no sistema de controlo. Porém, face ao andamento da correspondente curva tensão-deformação, é razoável admitir que a resistência da parede não deveria ultrapassar os 16-17N/mm^2. Tal como foi registado no ensaio das restantes tipologias (capítulo 6), estas novas paredes evidenciaram um comportamento praticamente linear até cerca de 50% da tensão máxima.

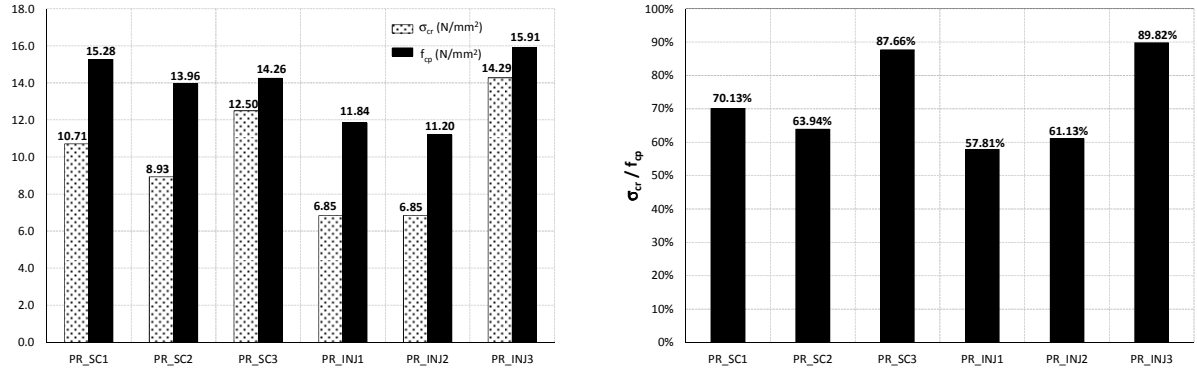
Na Tabela 8.10 encontram-se indicados os principais resultados extraídos dos ensaios de compressão para cada parede e correspondentes valores médios por tipologia. Desta análise verifica-se que a maioria dos parâmetros mecânicos analisados exibe um valor aproximadamente similiar em ambos os painéis. Contudo, a extensão última (ε_{cu}) das paredes PR_SC foi mais do dobro do valor das paredes PR_INJ, evidenciando o comportamento mais frágil das paredes PR_INJ. A resistência à compressão (f_{cp}) e o módulo de elasticidade (E_{cp}) foram semelhantes nos dois tipos de painéis e a relação entre estes parâmetros, definida por k, aproximou-se dos valores referidos na literatura. Realça-se o facto

das paredes PR_INJ exibiram módulo de elasticidade ligeiramente superior provavelmente devido à maior rigidez do material das juntas que para além de argamassa de injeção também contém calços em pedra. O acréscimo de rigidez entre a fase de primeira carga e de recarga foi de cerca de duas vezes e, em termos médios, o coeficiente de Poisson foi de apenas 0.08 em ambas as paredes.

Tabela 8.10: Síntese das propriedades mecânicas à compressão das paredes PR_SC e PR_INJ.

Painel	σ_{cr} (N/mm^2)	f_{cp} (N/mm^2)	E_{cp} (kN/mm^2)		k= E_{cp}/f_{cp}		ε_{cu} (‰)
			carga 10-40%	recarga	carga 10-40%	recarga	
PR_SC1	10.71	15.28	5.57	7.44	364.92	487.02	5.04
PR_SC2	8.93	13.96	3.32	6.82	237.57	488.34	9.71
PR_SC3	12.50	14.26	6.24	13.49	437.26	945.75	2.48
média	**10.71**	**14.50**	**5.04**	**9.25**	**346.58**	**640.37**	**5.74**
PR_INJ1	6.85	11.84	5.28	11.42	445.81	964.64	2.21
PR_INJ2	6.85	11.20	6.93	11.18	618.95	998.05	2.21
PR_INJ3	14.29	15.91	6.74	12.00	424.03	754.45	1.66
média	**9.33**	**12.98**	**6.32**	**11.53**	**496.26**	**905.71**	**2.03**

A análise comparativa entre a tensão máxima registada (f_{cp}) e a tensão que originou as primeiras fissuras (σ_{cr}) é apresentada na Figura 8.19, em termos dos seus valores absolutos e do cociente entre estes dois parâmetros.



(a) (b)

Figura 8.19: Ensaio de compressão das paredes PR_SC e PR_INJ: (a) comparação entre f_{cp}(N/mm^2) e σ_{cr}(N/mm^2) para todas as tipologias e (b) σ_{cr}/ f_{cp} (%).

Relativamente à comparação do módulo de elasticidade avaliado por estes ensaios com o obtido pela medição de frequências verificou-se uma diferença significativa e inesperada. Os valores quantificados nos ensaios experimentais foram muito superiores (mais do dobro) aos estimados pela identificação dinâmica. A aplicação deste procedimento nas paredes originais PR tinha conduzido a resultados satisfatórios. Contudo, nos modelos melhorados os resultados não estiveram em concordância.

8.4.4 Análise comparativa

A análise comparativa entre a tipologia inicial PR e as duas propostas variantes, PR_SC e PR_INJ, foi realizada a partir dos resultados estimados em cada caso. Foram adotados os valores médios por

tipologia e os parâmetros mecânicos analisados dizem respeito às tensões associadas às primeiras fissuras (σ_{cr}), à extensão final (ε_{cu}), à resistência à compressão (f_{cp}), ao módulo de elasticidade (E_{cp}), e a partir do estabelecimento de relações entre estas grandezas. Os diagramas visualizados na Figura 8.20 contêm os principais resultados da análise comparativa entre as três tipologias, que são sintetizados na Figura 8.21 através dos gráficos de rácios de parâmetros das paredes PR_SC e PR_INJ, relativamente a PR. Este diagrama permitiu estabelecer uma análise comparativa por parâmetro mecânico, mediante a quantificação do fator a aplicar aos valores da parede PR para obter os resultados alcançados nas paredes PR_SC e PR_INJ.

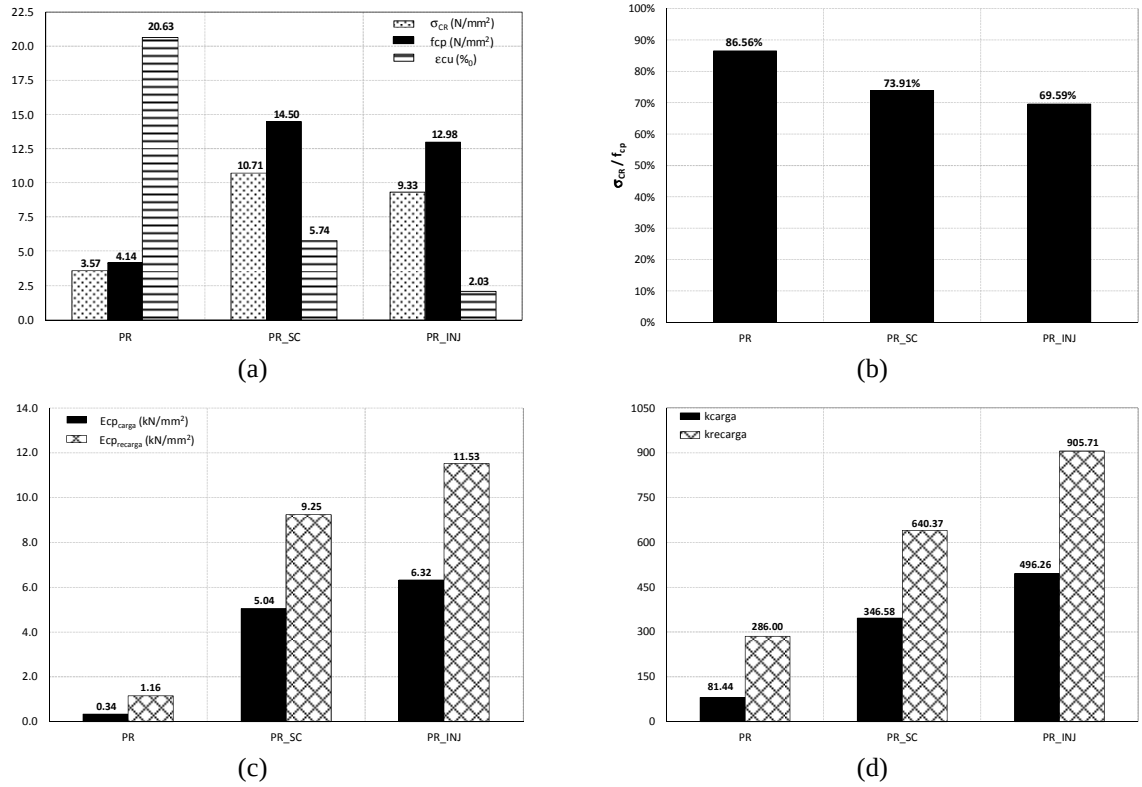


Figura 8.20: Análise comparativa entre as tipologias PR, PR_SC e PR_INJ: (a) evolução de σ_{cr}(N/mm^2), f_{cp}(N/mm^2) e ε_{cu}(‰); (b) σ_{cr}/ f_{cp}(%); (c) variação entre Ecp_{carga}(kN/mm^2) e $Ecp_{recarga}$(kN/mm^2) e (d) variação entre k_{carga} e $k_{recarga}$ (fator E_{cp}/f_{cp}).

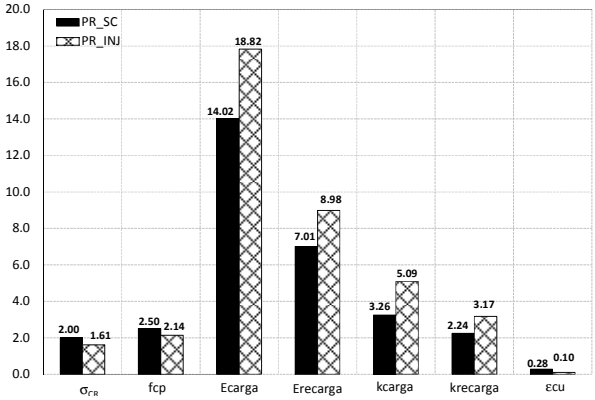


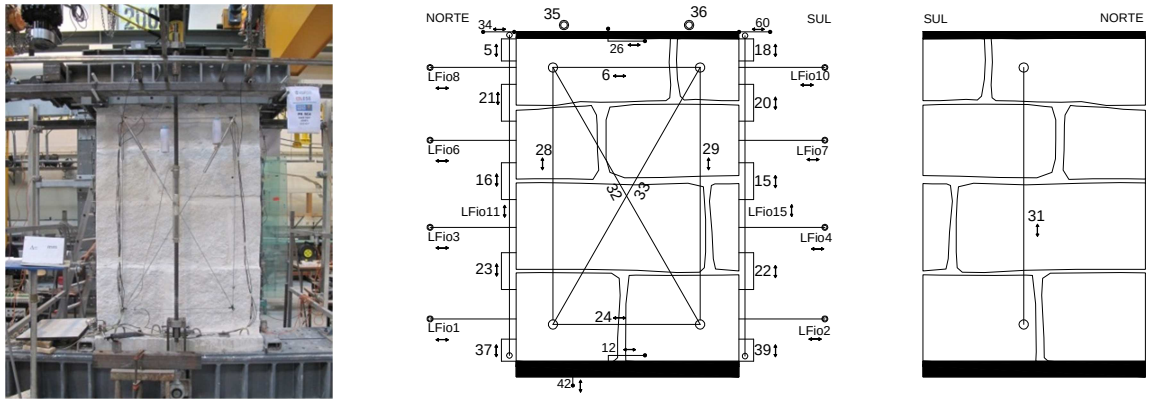
Figura 8.21: Relação entre as propriedades mecânicas da parede PR das paredes PR_SC e PR_INJ, relativamente à parede PR.

Comparando os resultados obtidos na tipologia PR com os extraídos das paredes PR_SC e PR_INJ pode referir-se o seguinte:

- Em ambas as propostas foi visível o acréscimo de rigidez e de resistência relativamente à parede original.
- Devido à maior proximidade de valores entre σ_{cr} e f_{cp} foi possível constatar que a rotura da parede PR foi ligeiramente mais brusca que a registada na PR_SC e PR_INJ, Figura 8.20b). Contudo, realça-se o caracter frágil associado a alvenarias constituídas por pedras de grandes dimensões, uma vez que após o registo das primeiras fissuras a capacidade limite é rapidamente alcançada.
- Devido à melhoria das condições de apoio das pedras, a resistência à compressão sofreu um aumento de aproximadamente três vezes e meia na tipologia PR_SC e de cerca de três vezes na tipologia PR_INJ. Deste modo, as duas propostas apresentaram um acréscimo de resistência similar. Em estudos semelhantes realizados em alvenarias de três folhas, o processo de injeção conduziu ao aumento de resistência de cerca de duas vezes (Silva, 2012).
- O acréscimo mais significativo foi ao nível do módulo de elasticidade, sendo mais expressivo durante a fase de carga. A parede PR_INJ exibiu aumento de rigidez em fase de carga de dezanove vezes e a parede PR_SC de quinze vezes. Uma vez que as argamassas aplicadas nos dois casos apresentaram idênticas caracterícticas mecânicas, a diferença de resultados pode ser devida à eficácia do processo de injeção, que conseguiu colmatar os vazios existentes e também devido aos calços em pedras das paredes PR_INJ. Por outro lado, na tipologia PR_SC foram observadas algumas zonas de vazios, apesar de numa percentagem reduzida. Foram, igualmente, registados os acréscimos de rigidez durante a fase de recarga. Neste caso, os valores obtidos para as paredes PR_INJ foram também ligeiramente superiores aos das PR_SC. Resultados obtidos em paredes de três folhas após injeção revelaram acréscimos de rigidez na ordem de duas vezes e meia (Silva, 2012).
- A extensão última das paredes melhoradas foi muito inferior à obtida na parede original.
- O aumento da resistência à compressão e do módulo de elasticidade conduziram ao aumento do fator k em fase de carga e de recarga . Verificou-se que o valor k obtido nas paredes PR_SC e PR_INJ aproximou-se das relações indicadas na literatura, principalmente em fase de recarga (entre 500 a 1000).
- Efetivamente, os resultados evidenciados pelas duas novas tipologias foram similares e conduziram a uma clara melhoria das caraterísticas mecânicas destas alvenarias quando solicitadas por ações verticais. Deste modo, consistem em duas técnicas de intervenção a aplicar em paredes com caraterísticas idênticas às estudadas quando se pretende aumentar a capacidade resistente e a rigidez.

8.5 Ensaios de corte com compressão

Seguindo a metodologia apresentada no capítulo 7, foram realizados três ensaios de corte cíclicos no plano por tipologia e referenciados pelos índices 4, 5 e 6, cada um deles para diferentes níveis de tensão vertical (0.4, 0.8 e 1.2N/mm^2), respetivamente. O esquema de ensaio, a instrumentação, o sistema de controlo e a lei de carga foram idênticos aos aplicados nos modelos experimentais iniciais. Como exemplo, na Figura 8.22 encontra-se o esquema de ensaio da parede PR_SC4.



(a) (b)

Figura 8.22: (a) Esquema de ensaio da parede PR_SC4 e (b) instrumentação da parede PR_SC4.

Numa primeira fase, as paredes foram sujeitas a carregamento vertical de modo a estimar o módulo de elasticidade e, após estabilizar a pré-compressão, iniciou-se o ensaio de corte cíclico no plano. O tratamento dos resultados foi realizado separadamente para as paredes PR_SC e PR_INJ. No final, foi realizada uma análise comparativa entre as duas soluções, onde se incluíram os valores obtidos nos ensaios da tipologia PR.

8.5.1 Análise e interpretação dos resultados

Nesta secção são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de corte das paredes PR_SC e PR_INJ. O estudo teve início na avaliação do módulo de elasticidade na sequência da aplicação da carga vertical, e a partir dos diagramas histeréticos força-deslocamento obtidos durante a fase cíclica foram quantificados diversos parâmetros mecânicos, nomeadamente a resistência lateral, a capacidade de dissipação de energia, a ductilidade e o coeficiente de amortecimento. Estes resultados permitiram avaliar a eficácia destas duas propostas de intervenção em alvenarias antigas.

8.5.1.1 Avaliação do módulo de elasticidade

Durante a aplicação da carga vertical, as paredes PR_SC e PR_INJ não evidenciaram danos. Efetivamente, o nível de tensão vertical aplicado (0.4, 0.8 e 1.2kN/mm^2) foi muito inferior à capacidade resistente estimada nos ensaios de compressão uniaxial, indicados na secção 8.4 do presente capítulo (valores médios de 14.50N/mm^2 para PR_SC e de 12.98N/mm^2 para a PR_INJ).

Nesta fase do ensaio foi estimado o módulo de elasticidade. Em termos médios obteve-se valor de 5.8kN/mm^2 nas paredes PR_SC e de 10.2kN/mm^2 nas paredes PR_INJ. Comparativamente com os valores avaliados nos ensaios de compressão, verificou-se um acréscimo de cerca de 15% nas PR_SC e de 61% nas PR_INJ. Provavelmente pelo facto de a tensão imposta ser muito inferior à resistência à compressão destas paredes (abaixo de 10%), os resultados obtidos podem não ser diretamente comparáveis com os anteriores, dado que o módulo de elasticidade é habitualmente quantificado para uma tensão entre 10 a 40% da tensão máxima.

8.5.1.2 Dano e mecanismos de rotura

Do mesmo modo que nos ensaios de corte dos modelos iniciais, a identificação dos mecanismos de dano foi realizada através da observação das linhas de rotura durante o ensaio e a partir da análise dos deslocamentos registados pelos sensores colocados ao longo da secção transversal (abertura/fecho de juntas, deformada lateral da parede e marcação das linhas de rotura no alçado).

Como exemplo, na Figura 8.23 e Figura 8.24 apresentam-se os resultados do painel PR_SC5 e PR_SC6, nomeadamente os mecanismos de rotura indicados no alçado, acompanhados por imagens, pela representação gráfica da abertura/fecho das juntas monitorizadas e pela evolução do perfil da deformada lateral. Estes dois casos são representativos dos mecanismos de danos observados, tanto nas PR_SC como nas PR_INJ.

Nestas paredes, o mecanismo de rotura observado foi genericamente de *rocking* pela base durante todo o ensaio e nos dois sentidos do movimento, até se alcançar o deslocamento máximo horizontal pré-definido (sensivelmente de 53mm). Como exceção, refere-se a parede PR_SC6 que, para além de *rocking* pela base até o deslocamento de 28mm, apresentou rotura no segundo nível de juntas devido a uma falha de argamassa nessa camada. Neste caso, após a mobilização dessa junta, a parede iniciou o movimento de *rocking* a este nível. Este fenómeno é visível na análise da Figura 8.24e) e f), onde se verifica que a partir do momento em que as juntas da base (37 e 39) deixam de registar deslocamentos as juntas do segundo nível (26 e 22) sofrem um aumento significativo do deslocamento vertical.

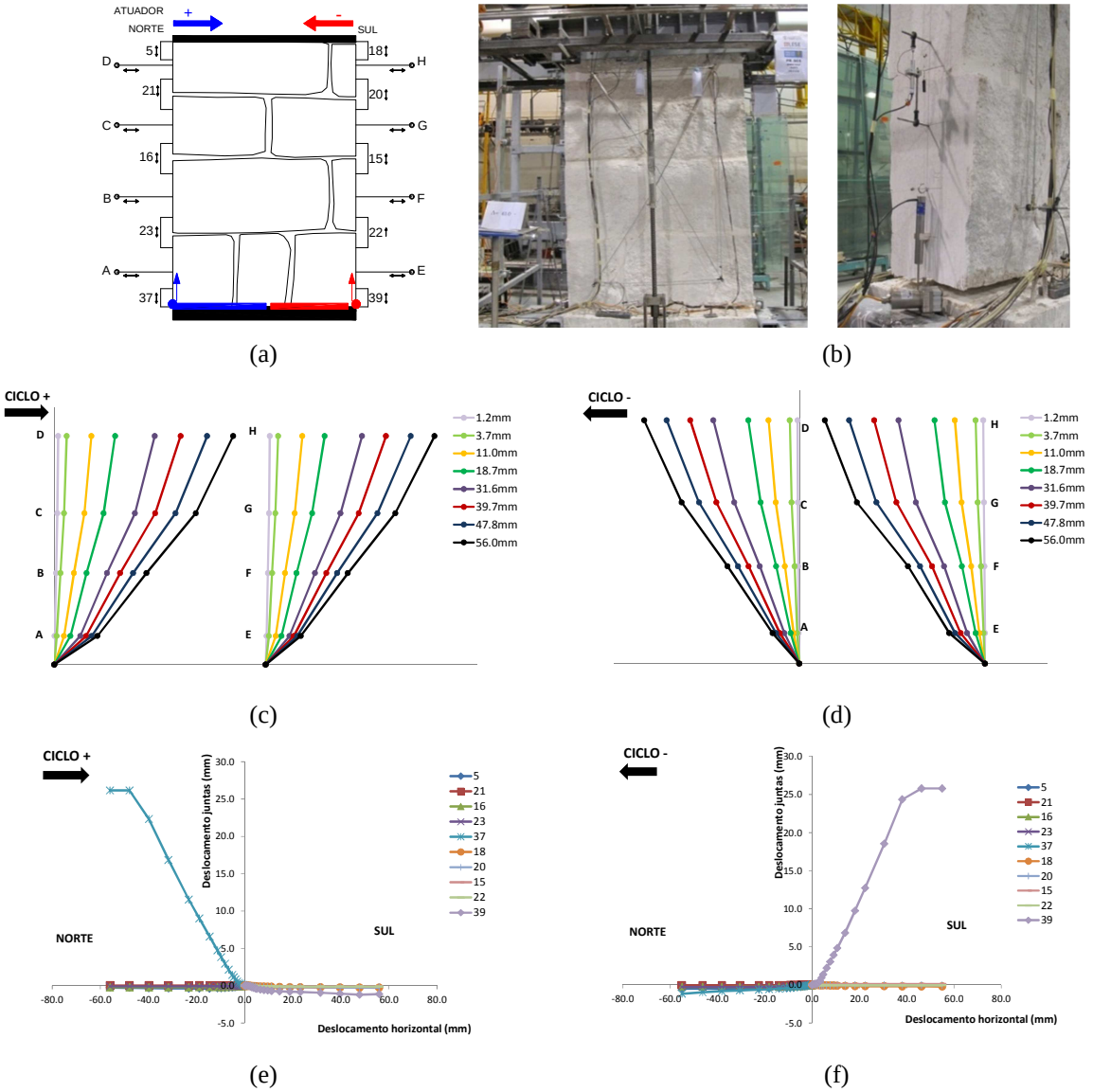


Figura 8.23: Ensaio de corte com compressão da parede PR_SC5 (σ_0=0.8N/mm^2): (a) identificação da instrumentação e marcação das linhas de rotura (base); (b) imagem da parede para os deslocamentos máximos; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

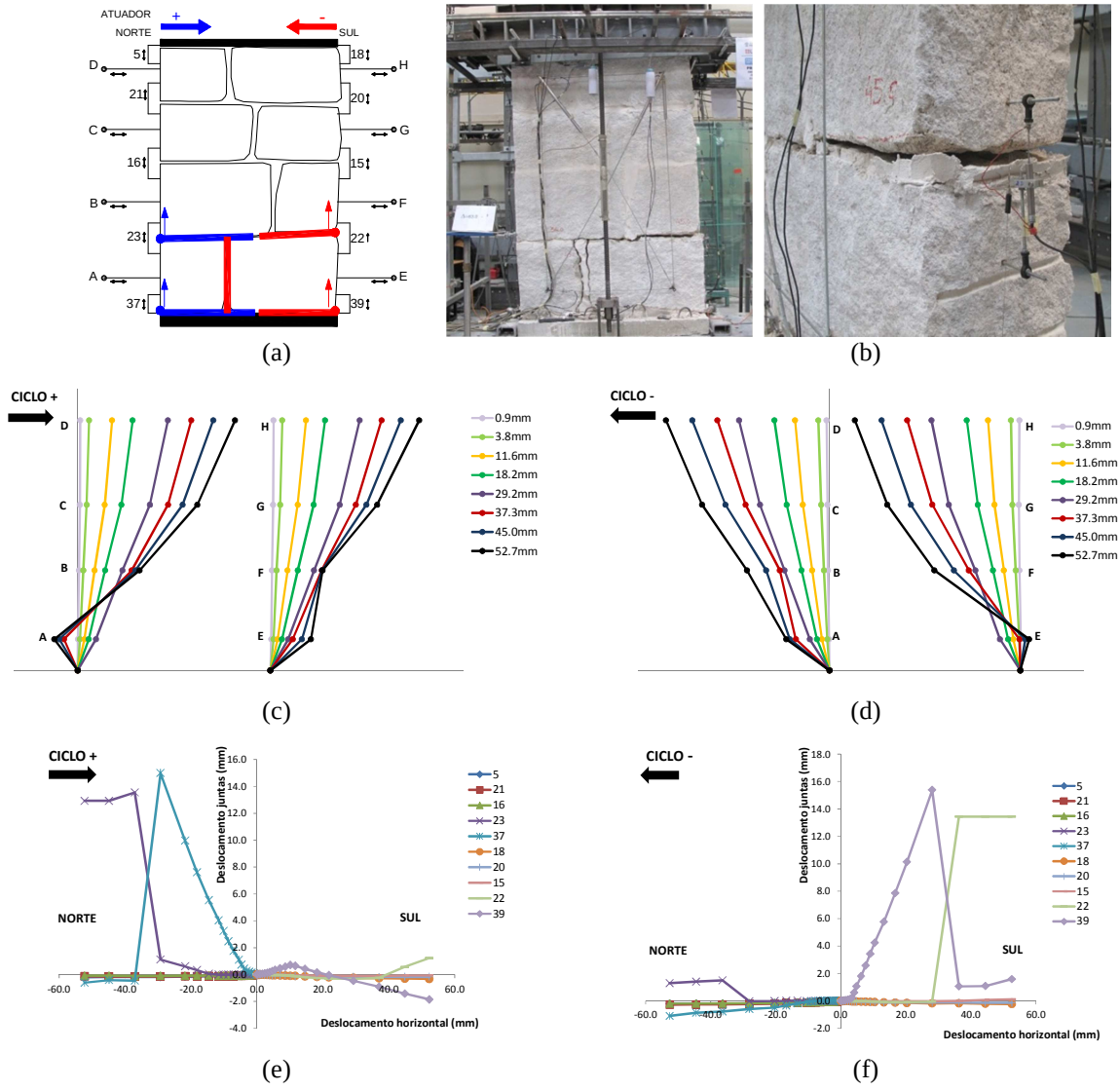


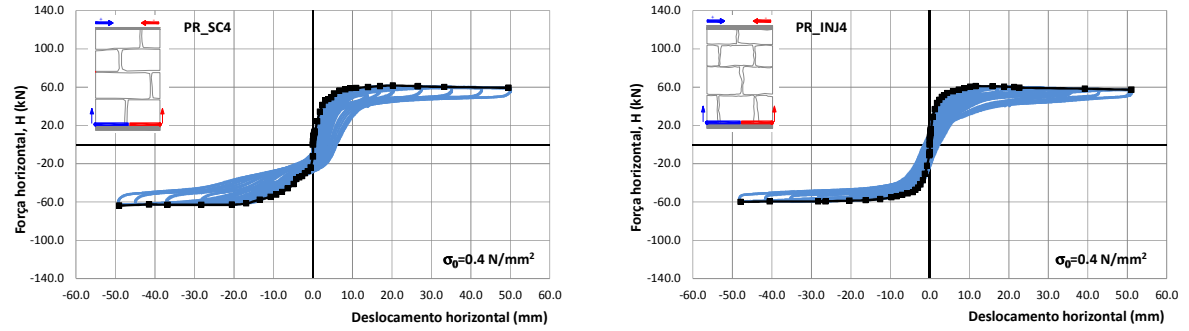
Figura 8.24: Ensaio de corte com compressão da parede PR_SC6 (σ_0=1.2N/mm^2): (a) identificação da instrumentação e marcação das linhas de rotura; (b) imagem da parede para os deslocamentos máximos; (c) perfil da deformada para ciclos +; (d) perfil da deformada para ciclos -; (e) comportamento das juntas para ciclos + e (f) para ciclos -.

8.5.1.3 Avaliação da capacidade histerética das paredes

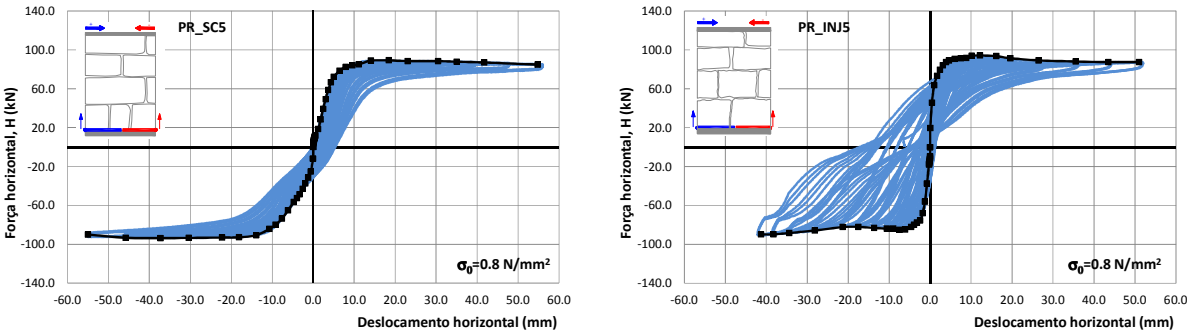
Diagrama força-deslocamento

Os diagramas força-deslocamento que caraterizam o comportamento histerético das paredes PR_SC e PR_INJ para as ações horizontais impostas estão indicados na Figura 8.25. As curvas obtidas são praticamente simétricas nos dois sentidos do movimento e apresentam uma forma em S caraterística do mecanismo de rotura por *rocking*. Estas paredes possuem elevada capacidade de deformação (atingiram o deslocamento máximo pré-definido), ao mesmo tempo que apresentam uma reduzida degradação de rigidez após atingir pico de tensão. Contudo, as paredes evidenciam alguma capacidade de dissipação de energia associada à deformação da argamassa (da base e na parede PR_SC6 também na segunda junta) e ao atrito desenvolvido na superfície de contato. Tal como se verificou nos modelos

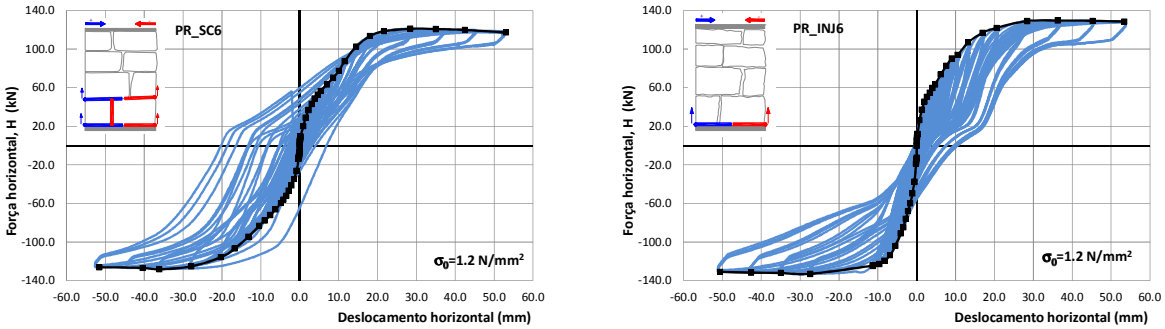
experimentais iniciais apresentados no capítulo 7, a força lateral máxima aumenta com o nível de pré-compressão.



(a)



(b)



(c)

Figura 8.25: Diagramas força-deslocamento das paredes PR_SC e PR_INJ e curvas envolventes: (a)σ_0=0.4N/mm^2; (b) σ_0=0.8N/mm^2 e (c) σ_0=1.2N/mm^2.

Na Figura 8.26 encontram-se representadas as curvas envolventes para os ciclos positivos e negativos, bem como os diagramas que apenas contêm as curvas médias finais para as paredes ensaiadas. Da análise dos referidos diagramas pode afirmar-se que não existe uma diferença significativa entre os dois ciclos de deslocamentos (positivo e negativo), evidenciando simetria no comportamento das paredes.

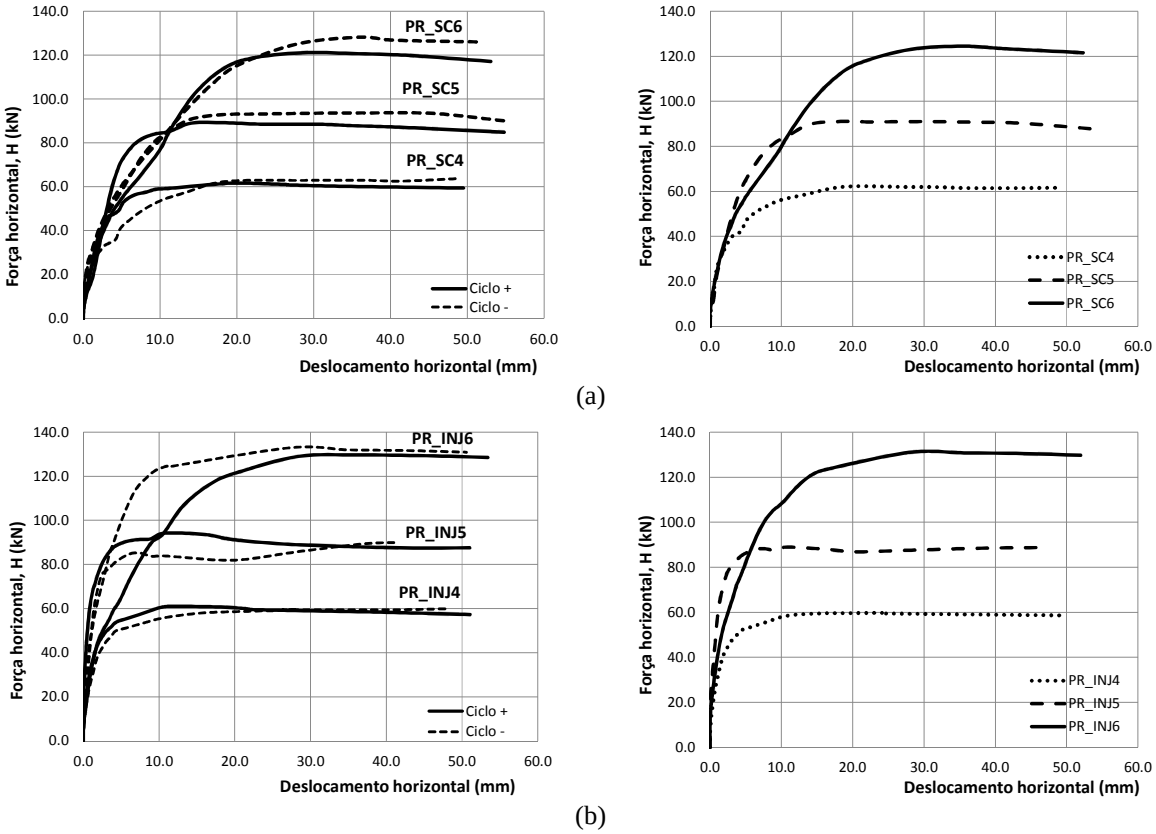


Figura 8.26: Curvas envolventes para os ciclos de deslocamentos positivos e negativos e curvas médias finais: (a) paredes PR_SC e (b) paredes PR_INJ.

Os diagramas equivalentes para as quatro fases do ensaio (flexão inicial, fendilhação, força máxima e deslocamento máximo) obtidos da curva média encontram-se representados na Figura 8.27. Na Tabela 8.11 apresenta-se o valor da força e do deslocamento correspondente a cada fase, bem como a ductilidade para o deslocamento máximo (μ_{dmax}).

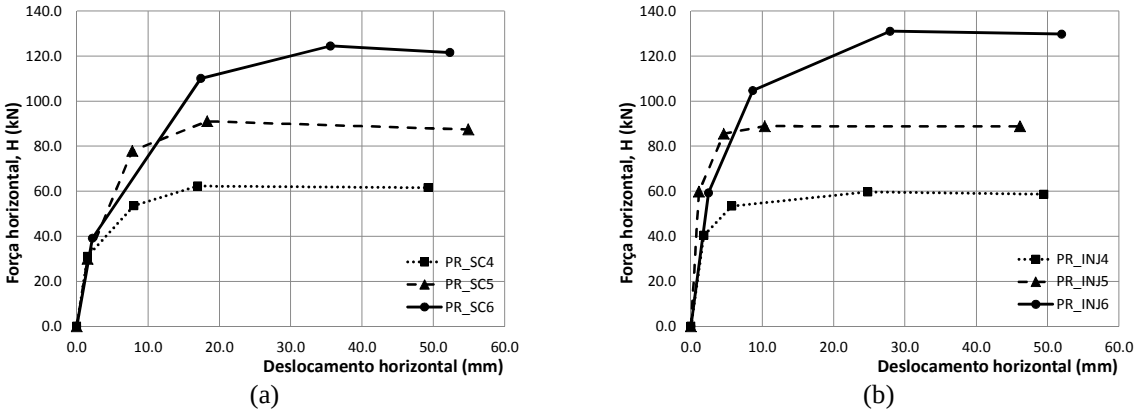


Figura 8.27: Diagramas equivalentes para as quatro fases do ensaio: (a) paredes PR_SC e (b) paredes PR_INJ.

Em termos de força lateral e para a mesma tensão vertical, as duas tipologias apresentaram resultados similares nas quatro fases em análise. Verificou-se o acréscimo das forças H_{cr}, H_{max} e H_{dmax} à medida que aumenta o nível de pré-compressão e numa proporção semelhante. Em ambas as tipologias, a relação entre H_{cr}/H_{max} foi de cerca de 0.87 e entre H_{dmax}/H_{max} de sensivelmente 0.98. De facto, a perda de resistência foi muito reduzida devido ao mecanismo de *rocking* que dominou o comportamento

destas paredes. A ductilidade foi sofrendo algumas variações entre paredes, mas sem exibir uma tendência de aumento ou de diminuição com a variação da tensão vertical. A parede PR_SC6 apresentou uma ductilidade muito inferior à das restantes paredes, provavelmente devido ao diferente modo de rotura.

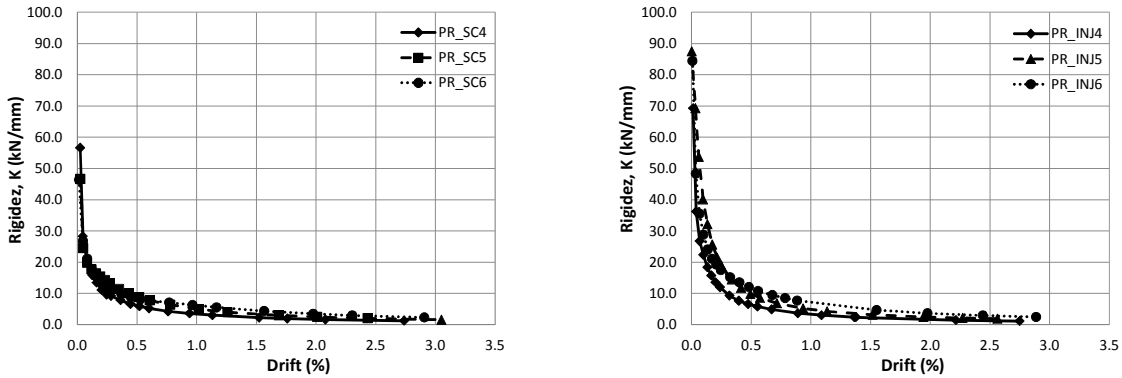
Tabela 8.11: Parâmetros da curva envolvente média, paredes PR_SC e PR_INJ.

Painel	H_f (kN)	d_f (mm)	H_{cr} (kN)	d_{cr} (mm)	$H_{máx}$ (kN)	$d_{Hmáx}$ (mm)	$H_{dmáx}$ (kN)	$d_{máx}$ (mm)	μ_{dmax}
PR_SC4 (σ_0=0.4N/mm^2)	31.05	1.51	53.54	8.02	62.26	16.95	61.57	49.28	6.14
PR_SC5 (σ_0=0.8N/mm^2)	29.95	1.51	77.95	7.78	91.04	18.30	87.41	54.91	7.06
PR_SC6 (σ_0=1.2N/mm^2)	39.09	2.21	110.05	17.39	124.47	35.56	121.59	52.32	3.00
PR_INJ4 (σ_0=0.4N/mm^2)	40.35	1.81	53.38	5.73	59.69	24.80	58.61	49.48	8.63
PR_INJ5 (σ_0=0.8N/mm^2)	59.78	1.11	85.53	4.60	88.88	10.36	88.75	46.14	10.02
PR_INJ6 (σ_0=1.2N/mm^2)	59.25	2.46	104.67	8.67	131.00	27.91	129.74	51.98	6.00

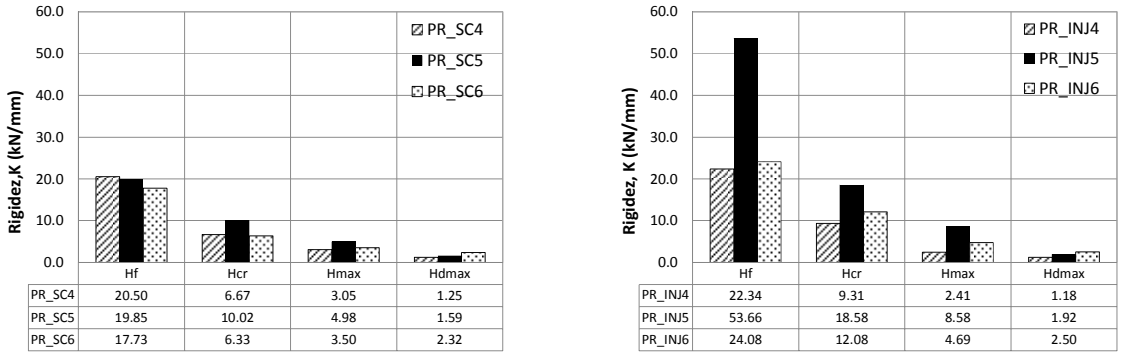
Degradação da rigidez

A evolução da rigidez em função do *drift* por tipologia (PR_SC e PR_INJ) pode ser observada na Figura 8.28, em termos de valores absolutos, para as quatro fases do ensaio e em termos de valores relativos ponderados pela rigidez de fendilhação (K_{cr}). Genericamente, as paredes evidenciaram uma rigidez inicial elevada que foi reduzindo de forma pronunciada com o aumento da deformada lateral. A parede PR_INJ5 evidenciou uma menor degradação de rigidez até à fase de fendilhação, sendo que a variabilidade do material na base de assentamento das pedras pode justificar este facto.

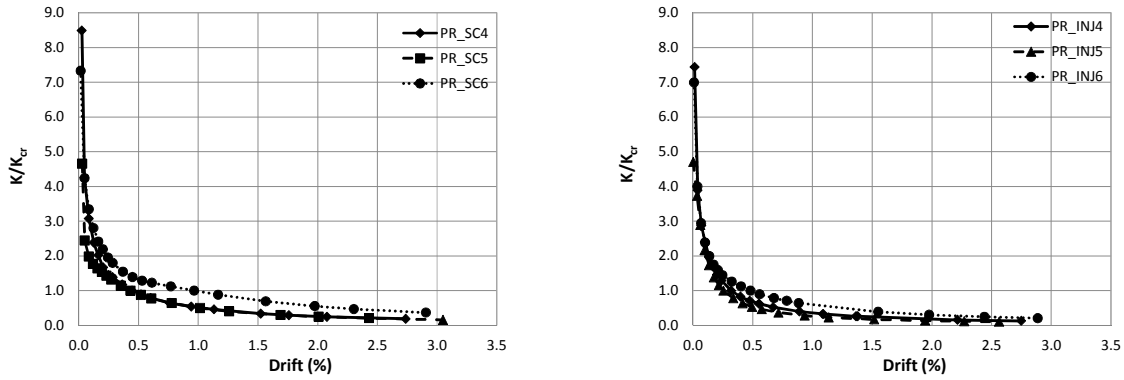
Uma função do tipo logarítmica parece representar a degradação da rigidez para todas as paredes analisadas, tal como se verificou nas paredes inicialmente ensaiadas, resultados apresentados no capítulo 4 e 7.



(a)



(b)



(c)

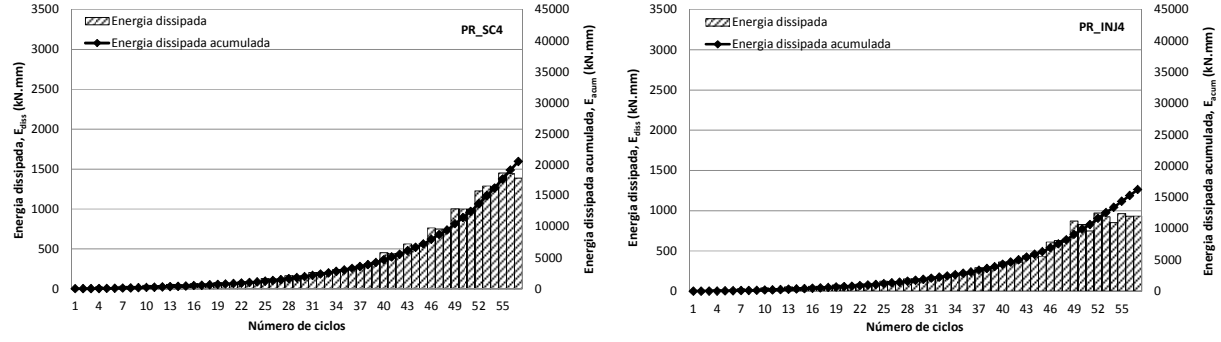
Figura 8.28: Variação da rigidez secante na tipologia PR_SC e PR_INJ: (a) evolução da degradação da rigidez com o nível de *drift*; (b) rigidez para as quatro fases do ensaio e (c) evolução da rigidez normalizada, $K/K_{cr,}$ com o nível de *drift*.

Energia de dissipação e coeficiente de amortecimento

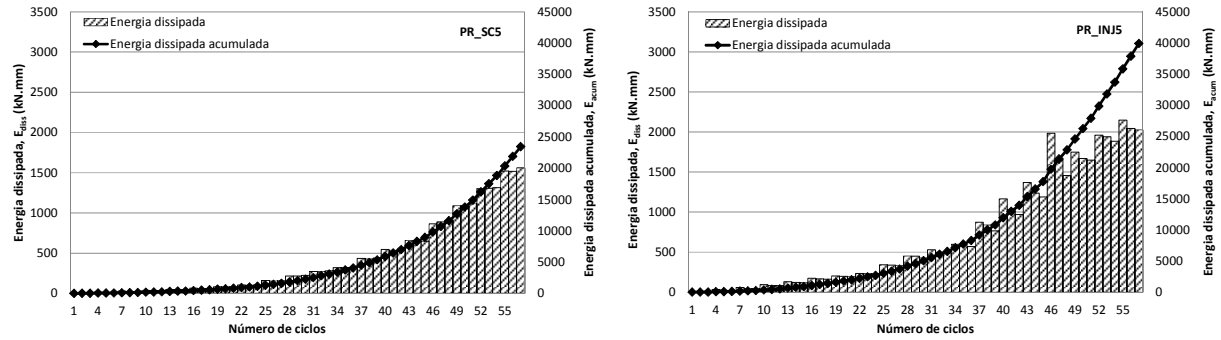
Esta análise teve início no traçado dos diagramas que traduzem a evolução da energia dissipada e acumulada por ciclo de deslocamentos e por tipo de parede, Figura 8.29.

Para os dois modelos de parede, a energia dissipada acumulada aumentou com o nível de pré-compressão, uma vez que a capacidade resistente também aumentou. Genericamente e em todos os painéis, para o mesmo nível de *drift* o 1ºciclo exibiu maior energia dissipada que os ciclos sucessivos Em termos médios e considerando todos do ciclos de deslocamento a diferença entre o primeiro e o último ciclo foi na ordem dos 7% para as PR_SC e de 12% para as PR_INJ.

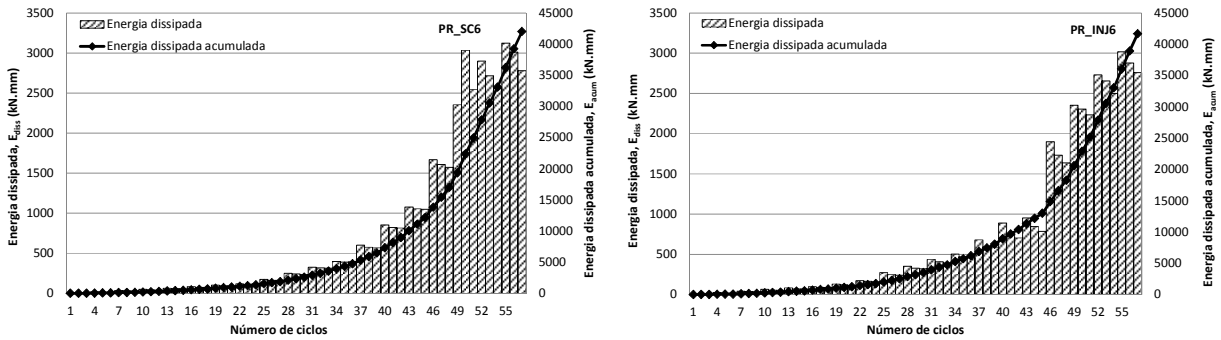
Comparativamente com os painéis PR_SC4 e PR_SC5, na parede PR_SC6 verificou-se um acréscimo da energia dissipada, que deve estar relacionado com o maior dano registado nesta parede. De acordo com o esperado, nas paredes PR_INJ observou-se um aumento progressivo da energia com o aumento da pré-compressão. Note-se que nestas paredes, a base de assentamento da primeira camada de pedras é constituída por calços e argamassa, pelo que a deformação desse material e o atrito gerado na superfície de contato condicionaram a resposta para diferentes níveis de carga vertical. Estes factos são igualmente confirmados pela leitura da Figura 8.30, que traduz a evolução da energia dissipada (média dos três ciclos por nível de *drift*) com o aumento da deformada lateral.



(a)

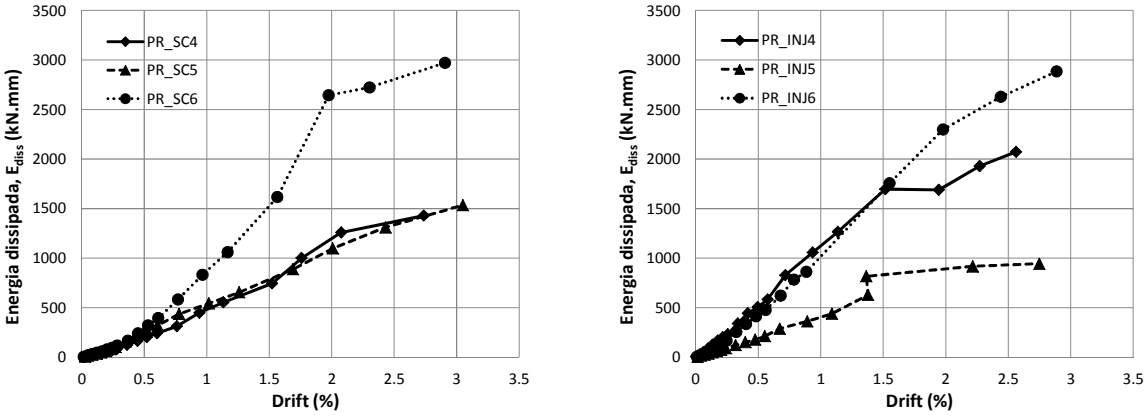


(b)



(c)

Figura 8.29: Evolução da energia dissipada por ciclo de deslocamentos e dissipada acumulada para as paredes PR_INJ e PR_SC: (a) σ_0=0.4N/mm^2; (b) σ_0=0.8N/mm^2 e (c) σ_0=1.2N/mm^2.

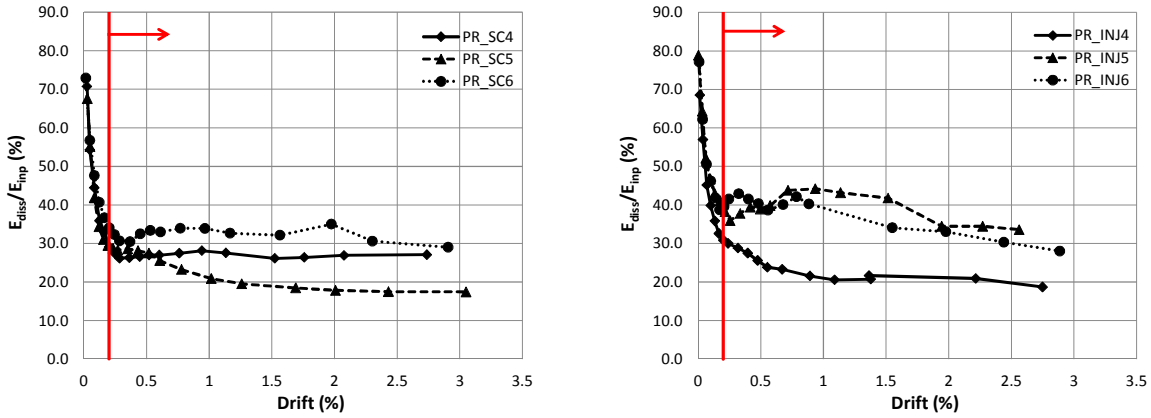


(a) (b)

Figura 8.30: Evolução da energia dissipada por nível de *drift* (média dos três ciclos de deslocamento para o mesmo nível de *drift*): (a) PR_SC e (b) PR_INJ.

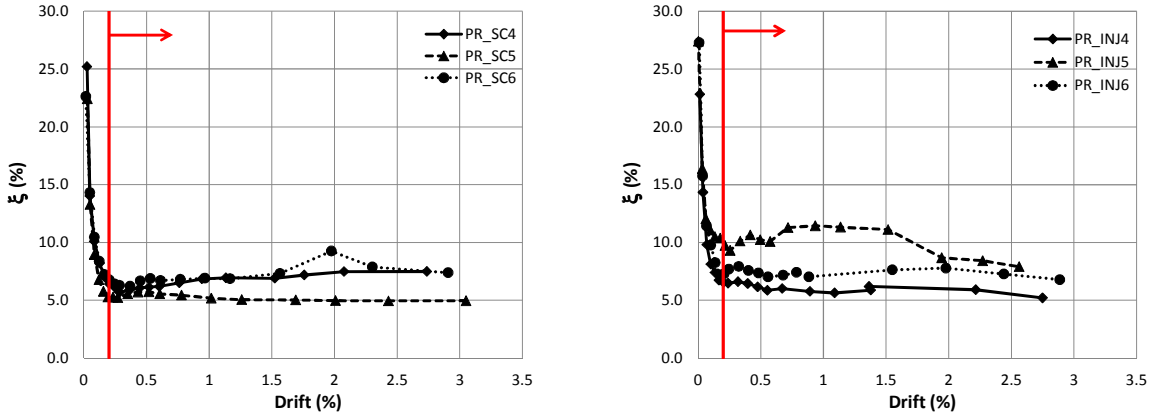
A análise da capacidade efetiva de dissipação de energia das paredes através da estimativa da razão E_{diss}/E_{inp}, bem como do coeficiente de amortecimento (ξ), pode ser efetuada com base nos resultados indicados na Figura 8.31 e Figura 8.32, respetivamente. Apesar da elevada capacidade de deformação não linear durante o mecanismo de *rocking*, as paredes são capazes de dissipar energia.

Tal como já foi referido no capítulo 7, durante a fase inicial do ensaio e até o *drift* de cerca de 0.2%, as paredes apresentam valores muito elevados da relação de energias e coeficiente de amortecimento que não são realistas, e que são provavelmente resultantes de imprecisões de 'leitura' do sistema na gama dos pequenos deslocamentos. Deste modo, nas Figura 8.31 e Figura 8.32 foram colocadas linhas limite a vermelho que indicam a zona em análise. Verificou-se que após o início da fissuração observa-se uma tendência para estabilizar nas fases seguintes, observando-se que as paredes PR_SC6 e PR_INJ5 evidenciaram um maior amortecimento. Na Tabela 8.12 e Tabela 8.13 e encontram-se resumidos os resultados desta análise para as quatro fases do ensaio.



(a) (b)

Figura 8.31: Evolução da razão E_{diss}/E_{inp} por nível de *drift* (média dos três ciclos de deslocamento para o mesmo nível de *drift*): (a) PR_SC e (b) PR_INJ.



(a) (b)

Figura 8.32: Evolução do amortecimento (ξ) por nível de *drift* para as paredes: (a) PR_SC e (b) PR_INJ.

Tabela 8.12: Valores médios para as quatros fases de ensaio da tipologia PR_SC: energia de dissipação (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento (ξ) e *drift*.

Painel	σ_0/f_{cp} (%)	E_{diss} (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	ξ (%)	*drift* (%)
PR_SC4 (σ_0=0.4N/mm^2)	3.0					
H_f		30.19	67.92	44.43	10.09	0.084
H_{cr}		163.70	615.89	26.59	6.07	0.45
H_{max}		553.16	2009.55	27.53	6.94	1.13
H_{dmax}		1428.95	5278.27	27.07	7.48	2.74
PR_SC5 (σ_0=0.8N/mm^2)	5.5					
H_f		25.64	61.22	41.85	8.94	0.084
H_{cr}		218.37	777.75	28.08	5.70	0.43
H_{max}		543.33	2601.49	20.89	5.17	1.02
H_{dmax}		1534.09	8801.67	17.43	4.95	3.05
PR_SC6 (σ_0=1.2N/mm^2)	8.3					
H_f		45.72	112.19	40.68	8.37	0.12
H_{cr}		831.37	2453.22	33.89	6.90	0.97
H_{max}		2644.16	7532.46	35.01	9.25	1.98
H_{dmax}		2971.24	10238.11	29.00	7.38	2.91

Tabela 8.13: Valores médios para as quatros fases de ensaio da tipologia PR_INJ: energia de dissipação (E_{diss}), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), coeficiente de amortecimento (ξ) e *drift*.

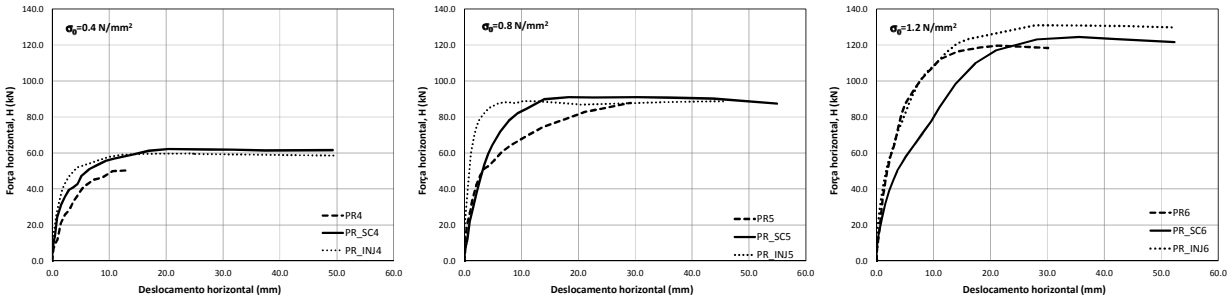
Painel	σ_0/f_{cp} (%)	E_{diss} (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	ξ (%)	*drift* (%)
PR_INJ4 (σ_0=0.4N/mm^2)	3.1					
H_f		37.12	92.88	39.89	8.11	0.10
H_{cr}		121.26	420.71	28.82	6.60	0.32
H_{max}		629.25	3036.77	20.72	5.86	1.38
H_{dmax}		944.24	5047.50	18.71	5.20	2.75
PR_ INJ5 (σ_0=0.8N/mm^2)	6.2					
H_f		51.29	98.11	52.13	12.04	0.062
H_{cr}		231.95	645.45	35.94	9.31	0.26
H_{max}		582.98	1463.81	39.83	10.08	0.58
H_{dmax}		2072.95	6170.90	33.59	7.90	2.56
PR_ INJ6 (σ_0=1.2N/mm^2)	9.2					
H_f		75.13	179.23	41.85	8.25	0.14
H_{cr}		413.43	1024.36	40.34	7.36	0.48
H_{max}		1756.46	5145.88	34.10	7.63	1.55
H_{dmax}		2885.45	10285.66	28.04	6.78	2.89

8.5.2 Análise comparativa entre as paredes melhoradas e as paredes originais

Nesta seção pretende-se estabelecer uma análise comparativa entre os resultados obtidos nas paredes PR_SC e PR_INJ apresentados nas secções anteriores e os resultados da tipologia PR descritos no capítulo 7.

8.5.2.1 Diagramas força-deslocamento e avaliação da capacidade resistente

A Figura 8.33 apresenta os diagramas histeréticos para as diferentes paredes (PR, PR_SC e PR_INJ), agrupados por nível de tensão vertical.



(a) (b) (c)

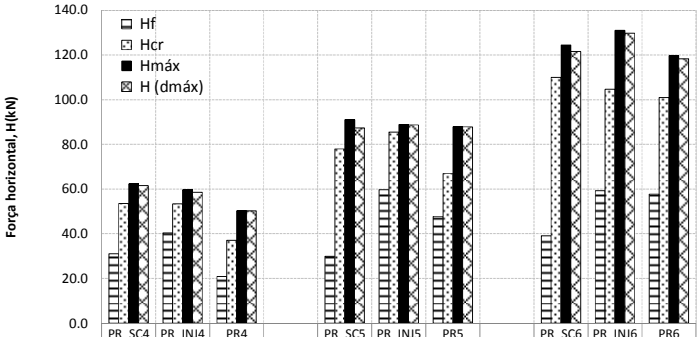
Figura 8.33: Diagramas força-deslocamento obtidos das curvas envolventes médias para as paredes PR_SC, PR_INJ e PR considerando: (a) σ_0=0.4N/mm^2; (b) σ_0=0.8N/mm^2 e (c) σ_0=1.2N/mm^2.

Destes diagramas, realça-se a diferença entre o deslocamento último alcançado pelas paredes melhoradas face às originais. Em termos de capacidade resistente lateral, a variação foi pouco expressiva, estando esta grandeza essencialmente dependente da geometria dos painéis. Na Figura 8.34 encontram-se representados os gráficos dos valores das forças e dos deslocamentos para as quatros fases do ensaio (flexão inicial, fendilhação, força máxima e deslocamento máximo), que permitem confirmar as observações anteriormente referidas.

Desta análise comparativa pode referir-se o seguinte:

- O acréscimo de H_{max} nas paredes PR_SC e PR_INJ foi de sensivelmente de 21% para a tensão vertical de 0.4N/mm^2, de 2.5% para 0.8N/mm^2 e de 7% para 1.2N/mm^2. Maiores diferenças foram registadas para o H_{cr}, correspondendo a um acréscimo de 44% para a tensão vertical de 0.4N/mm^2, de 22% para 0.8N/mm^2 e de cerca de 6% para 1.2N/mm^2. Deste modo, as paredes melhoradas iniciaram o processo de fendilhação (neste caso pela base) para forças superiores, principalmente nos níveis de pré-compressão mais baixos, que correspondem aos níveis de tensão mais comuns em paredes reais. No final do ensaio, todas as paredes evidenciaram uma perda de resistência nula ou muito reduzida (no máximo de 2%).
- O acréscimo do deslocamento último foi muito significativo nas paredes PR_SC e PR_INJ, sendo mais expressivo para a menor tensão vertical, correspondendo neste caso a um acréscimo de cerca de 290%. Para os níveis de compressão mais elevados (0.8 e 1.2N/mm^2) o aumento foi de aproximadamente 73%. Nas paredes melhoradas destaca-se ainda a

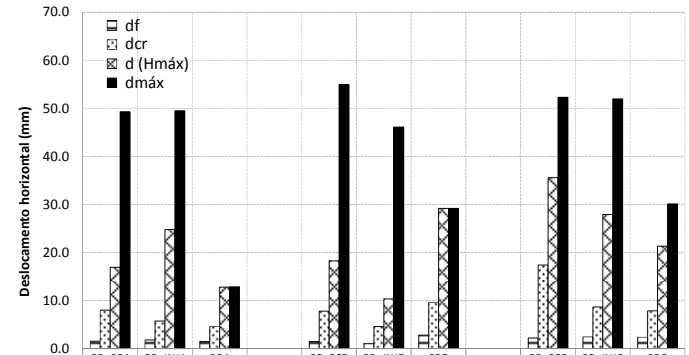
considerável diferença entre o deslocamento associado à força máxima e o deslocamento último, o que não ocorreu nas paredes PR.



	PR_SC4	PR_INJ4	PR4	PR_SC5	PR_INJ5	PR5	PR_SC6	PR_INJ6	PR6
Hf	31.05	40.35	20.95	29.95	59.78	47.78	39.09	59.25	57.76
Hcr	53.54	53.38	37.13	77.95	85.53	66.96	110.05	104.67	101.05
Hmáx	62.26	59.69	50.28	91.04	88.88	87.85	124.47	131.00	119.66
H (dmáx)	61.57	58.61	50.28	87.41	88.75	87.85	121.59	129.74	118.32

σ_0=0.4N/mm^2 σ_0=0.8N/mm^2 σ_0=1.2N/mm^2

(a)



	PR_SC4	PR_INJ4	PR4	PR_SC5	PR_INJ5	PR5	PR_SC6	PR_INJ6	PR6
df	1.51	1.81	1.49	1.51	1.11	2.79	2.21	2.46	2.39
dcr	8.02	5.73	4.59	7.78	4.60	9.57	17.39	8.67	7.85
d (Hmáx)	16.95	24.80	12.84	18.30	10.36	29.20	35.56	27.91	21.36
dmáx	49.28	49.48	12.84	54.91	46.14	29.20	52.32	51.98	30.11

σ_0=0.4N/mm^2 σ_0=0.8N/mm^2 σ_0=1.2N/mm^2

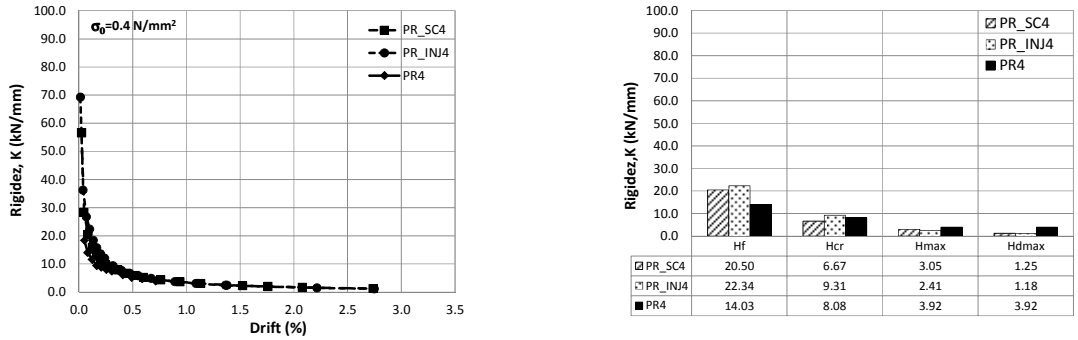
(b)

Figura 8.34: Análise comparativa entre as paredes PR_SC, PR_INJ e PR: (a) variação da força lateral nas quatro fases do ensaio e (b) variação do deslocamento nas quatro fases do ensaio.

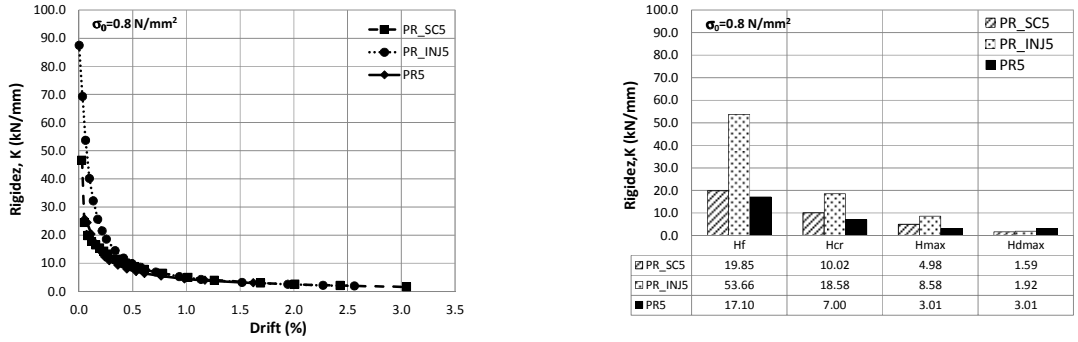
8.5.2.2 Rigidez, *drift* e ductilidade

A análise da degradação da rigidez no global e especificamente nas quatro fases do ensaio encontra-se representada na Figura 8.35 por nível de tensão vertical e considerando os diferentes tipos de parede. Desta análise verificou-se que as paredes PR_INJ e PR_SC evidenciaram uma rigidez inicial superior à da parede PR, mas que reduziu de forma acentuada ao longo do ensaio.

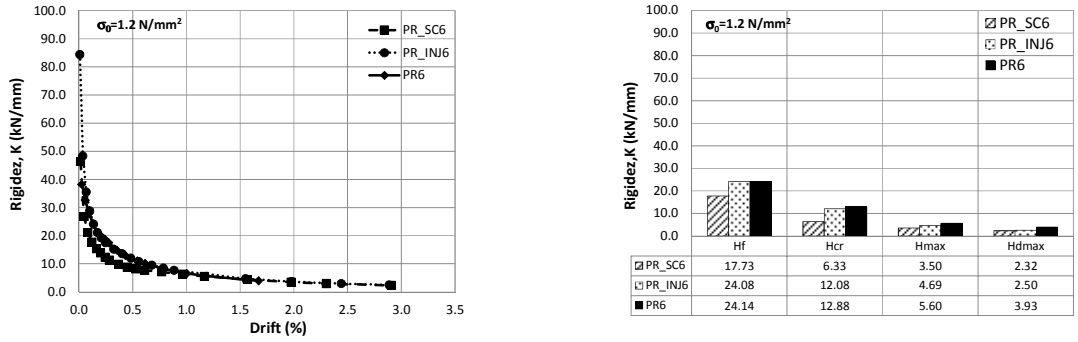
No final, e independentemente do nível de tensão vertical, a rigidez das paredes PR_SC e PR_INJ foi ligeiramente inferior à da parede PR, provavelmente devido ao maior deslocamento horizontal atingido por estas paredes. Por outro lado, o mecanismo de rotura das paredes PR_SC e PR_INJ localizou-se essencialmente na junta da base que no final do ensaio estava totalmente danificada.



(a)



(b)



(c)

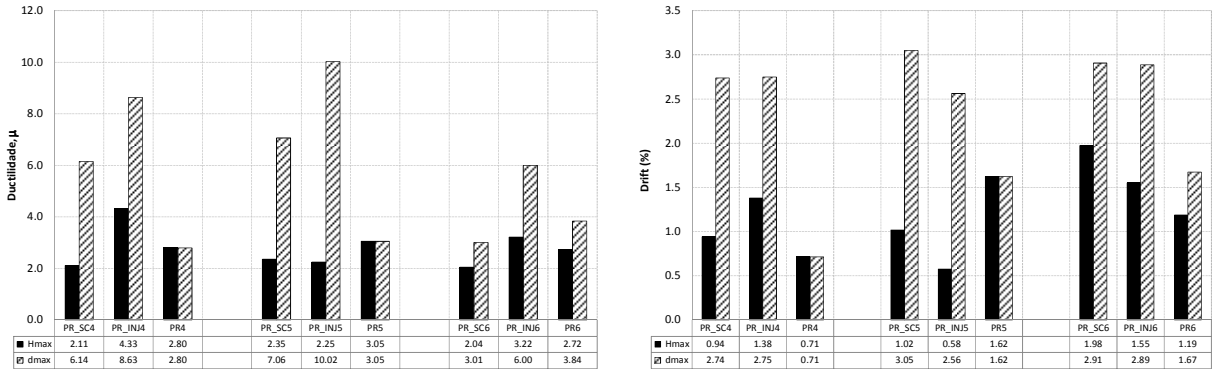
Figura 8.35: Análise da degradação de rigidez ao longo do ensaio e para as quatro fases do ensaio: (a) σ_0=0.4N/mm^2; (b) σ_0=0.8N/mm^2 e (c) σ_0=1.2N/mm^2.

A análise comparativa da ductilidade e do *drift* para as diversas paredes por nível de tensão vertical e considerando apenas duas fases do ensaio (carga máxima, H_{max} e deslocamento máximo, d_{max}) encontra-se representada na Figura 8.36.

Da análise comparativa pode referir-se o seguinte:

- No final do ensaio, a ductilidade das paredes PR_SC e PR_INJ foi superior à da parede PR para os diferentes níveis de tensão vertical, com exceção da parede PR_SC6. Em média, o acréscimo foi de aproximadamente duas vezes e meia. Observou-se ainda um ligeiro aumento deste parâmetro entre os níveis de pré-compressão de 0.4 e 0.8N/mm^2. Para a tensão vertical mais elevada (1.2N/mm^2), as diferenças observadas foram muito menores devido à diminuição acentuada da ductilidade das paredes melhoradas, nomeadamente do painel PR_SC6.

- Para o pico de tensão (H_{max}), o valor da ductilidade foi genericamente semelhante entre tipologias e nível de pré-compressão.
- O acréscimo da capacidade de *drift* das paredes PR_SC e PR_INJ também foi superior no final do ensaio, sendo de aproximadamente quatro vezes para a tensão vertical de 0.4N/mm^2 e de cerca de duas vezes nos restantes níveis de pré-compressão.
- Para o nível de tensão vertical mais baixo (0.4N/mm^2), mais comum em edifícios antigos, as paredes PR_SC e PR_INJ evidenciaram apreciáveis ganhos de ductilidade e de capacidade de deformação lateral.



(a) (b)

Figura 8.36: Análise de parâmetros na fase da força máxima (H_{max}) e do deslocamento máximo (d_{max}) para as paredes PR_SC, PR_INJ e PR, considerando diferentes níveis de tensão vertical: (a) evolução da ductilidade e (b) evolução do *drift*.

8.5.2.3 Energia de dissipação e coeficiente de amortecimento

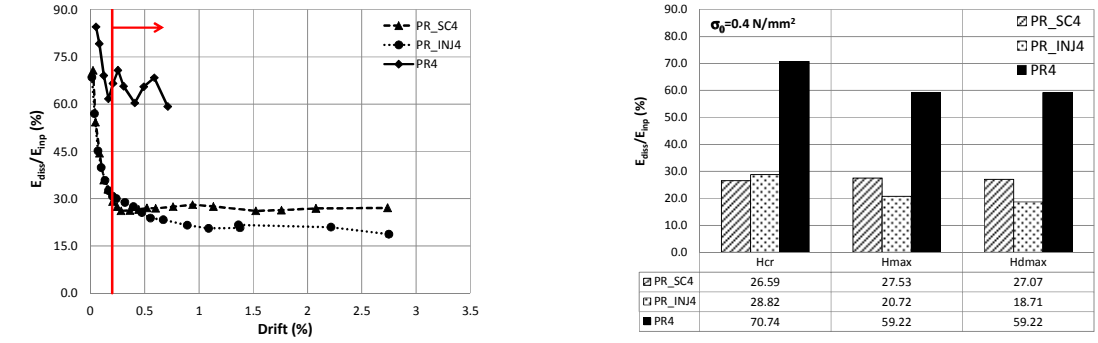
A análise da razão E_{diss}/E_{inp} e do coeficiente de amortecimento (ξ) para os diferentes níveis de tensão vertical e considerando os valores correspondentes aos quatros estados limite, encontram-se indicados na Figura 8.37 e Figura 8.38, respetivamente.

Desta análise pode referir-se o seguinte:

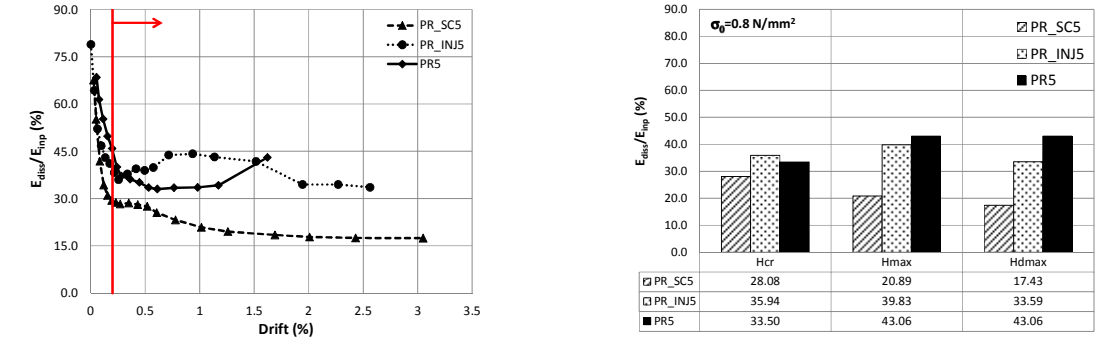
- A evolução observada no diagrama de energias E_{diss}/E_{inp} é similar à obtida no diagrama do coeficiente de amortecimento.
- É evidente a influência do nível de tensão vertical nas paredes PR, comparativamente com a resposta das paredes PR_SC e PR_INJ. À medida que a pré-compressão aumenta, a capacidade de dissipação energia dos diferentes tipos de parede aproxima-se devido à diminuição da energia dissipada das paredes PR, para as quais se verificou uma redução da propagação do dano para níveis de tensão vertical mais elevados. No caso das paredes melhoradas, esse efeito não foi tão visível uma vez que o mecanismo de dano foi sensivelmente o mesmo, independentemente da tensão vertical instalada.
- Analisando apenas os resultados para os níveis de *drift* superiores a 0.2% (pelos motivos referidos na secção 8.5.1.3 e definido pela linha a vermelho a delimitar a zona de análise), verificou-se que, genericamente, após a formação do mecanismo de rotura a energia relativa e

o amortecimento evidenciaram uma tendência de estabilização em todas as paredes. Como exceção refere-se a parede PR4.

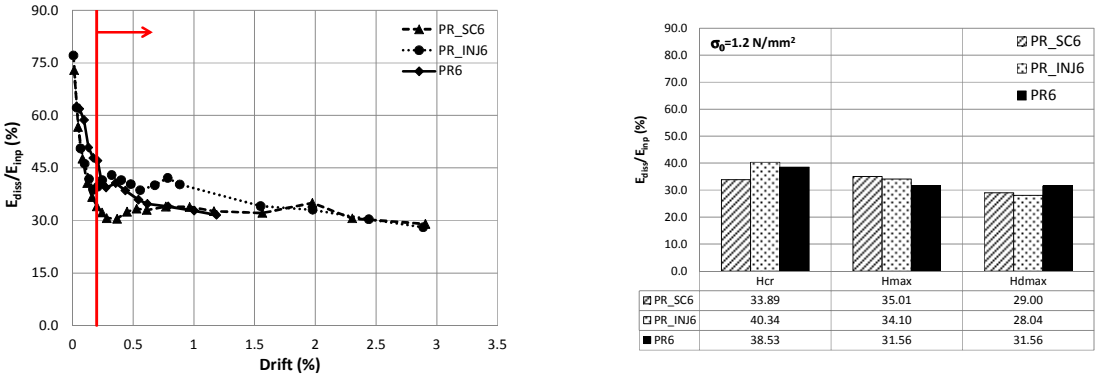
- Genericamente, o coeficiente de amortecimento das paredes PR foi superior ao das paredes PR_SC e PR_INJ, sendo mais evidente para o nível de tensão mais baixo. No final do ensaio, o coeficiente de amortecimento das paredes melhoradas foi na ordem dos 7%, valor praticamente constante por nível de tensão vertical e para as diversas fases do ensaio. Na parede PR, verificou-se uma variação mais acentuada por nível de pré-compressão e com uma ligeira tendência de redução ao longo do ensaio (cerca de 11% no final do ensaio).
- O maior coeficiente de amortecimento das paredes PR esteve associado a um mecanismo de rotura que originou danos consideráveis nestes painéis. Por outro lado, as paredes PR_SC e PR_INJ apresentaram ainda assim alguma capacidade de dissipação de energia, associada a um coeficiente de amortecimento inferior ao das paredes PR, mas que foi obtido para paredes que apresentaram menos danos no final do ensaio.



(a)

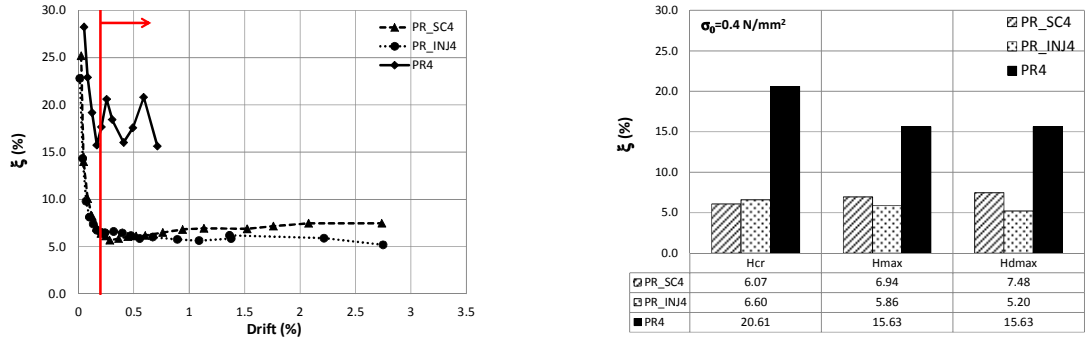


(b)

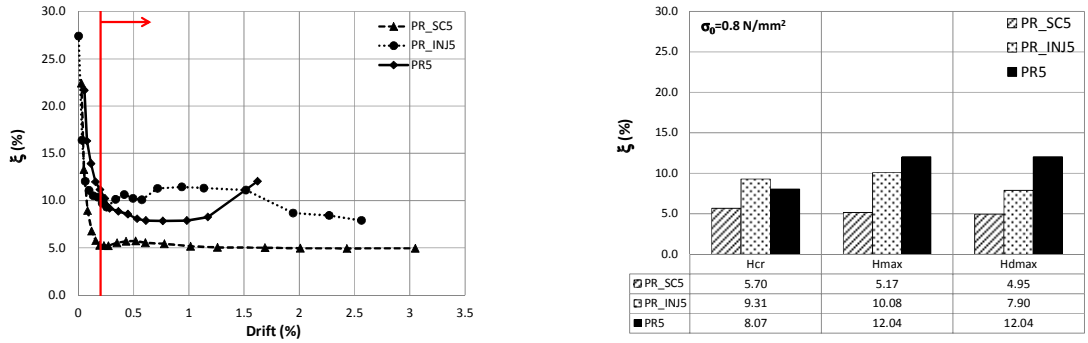


(c)

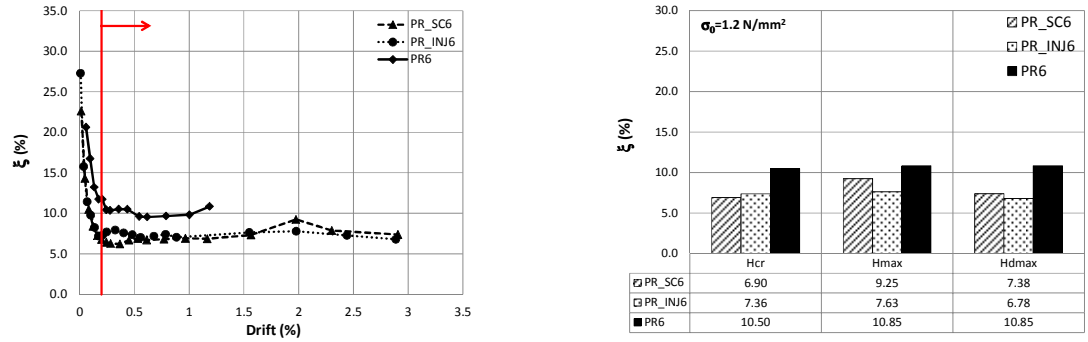
Figura 8.37: Análise da evolução da razão E_{diss}/E_{inp} das diversas paredes; valores associados às quatro fases do ensaio: (a) σ_0=0.4N/mm^2; (b) σ_0=0.8N/mm^2 e (c) σ_0=1.2N/mm^2.



(a)



(b)



(c)

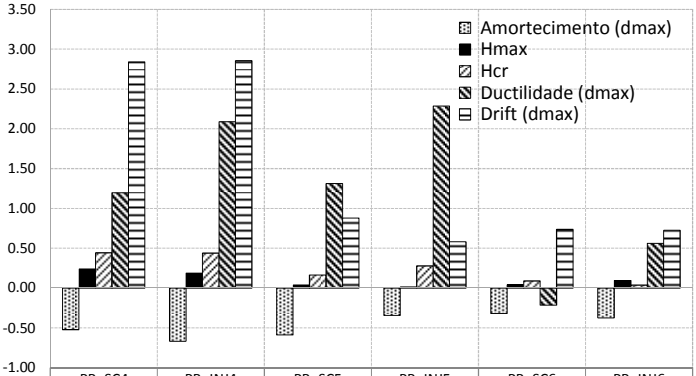
Figura 8.38: Análise da evolução do coeficiente de amortecimento das diversas paredes; valores associados às quatro fases do ensaio: (a) σ_0=0.4N/mm^2; (b) σ_0=0.8N/mm^2 e (c) σ_0=1.2N/mm^2.

8.5.2.4 Síntese dos resultados

Face aos resultados obtidos nos ensaios de corte pode referir-se que as duas propostas de paredes analisadas (PR_SC e PR_INJ) melhoraram o desempenho das alvenarias no estado original (PR). Realça-se o incremento do *drift* e da ductilidade das paredes PR_SC e PR_INJ e o facto de, no final do ensaio, os danos registados serem muito reduzidos, concentrando-se genericamente na base das paredes. A capacidade de dissipação de energia e o amortecimento foram os únicos parâmetros que diminuíram devido ao mecanismo de dano desenvolvido. Para uma melhor perceção do exposto, na Figura 8.39 encontram-se indicadas as variações dos valores obtidos nas paredes PR_SC e PR_INJ face à parede PR para alguns dos parâmetros analisados.

Na maioria das situações, observou-se um acréscimo das grandezas analisadas (com amplitude variável), à exceção do coeficiente de amortecimento. Os maiores incrementos ocorreram para a

tensão vertical de 0.4N/mm^2, que corresponde ao nível de pré-compressão mais comum nos edifícios antigos analisados.



	PR_SC4	PR_INJ4	PR_SC5	PR_INJ5	PR_SC6	PR_INJ6
Amortecimento (dmax)	-0.52	-0.67	-0.59	-0.34	-0.32	-0.37
Hmax	0.24	0.19	0.04	0.01	0.04	0.09
Hcr	0.44	0.44	0.16	0.28	0.09	0.04
Ductilidade (dmax)	1.20	2.09	1.31	2.28	-0.22	0.56
Drift (dmax)	2.84	2.85	0.88	0.58	0.74	0.73

Figura 8.39: Variações de parâmetros analisados entre as paredes PR_SC e PR_INJ, relativamente às paredes PR.

A técnica de injeção aplicada nas paredes PR_INJ revelou-se muito eficaz, uma vez que garantiu o adequado preenchimento dos vazios internos, o funcionamento em conjunto dos blocos de pedra e o mecanismo de rotura foi idêntico em todos os ensaios. Relativamente às paredes PR_SC, os resultados também foram bons. Contudo, neste caso realça-se a necessidade de garantir que as pedras possuam uma superfície de assentamento quase horizontal, de modo a evitar a colocação de calços. Em função da regularidade dessas superfícies, podem surgir zonas de vazios no interior das paredes (dependente também da espessura dos panos de parede), que podem originar roturas localizadas e variações no comportamento global dos painéis, como foi o caso da parede PR_SC6.

8.6 Comentários finais

Com o objetivo de estudar duas propostas de melhoramento estrutural de paredes reais foram construídos dois modelos experimentais em laboratório, submetidos posteriormente a ensaios de compressão uniaxial e a ensaios de corte cíclicos no plano. Partindo de uma tipologia frequente em alvenarias de edifícios antigos da cidade do Porto, foram propostas duas variantes de paredes: a primeira associada à alteração do material de preenchimento das juntas (sem calços e onde foi aplicada uma argamassa comercial, PR_SC) e a segunda consistiu numa alvenaria com idêntico processo construtivo à das alvenarias originais, mas onde foi aplicada a técnica de injeção com recurso a uma argamassa comercial (PR_INJ).

Numa primeira fase, foi realizada a caraterização geométrica dos modelos em alçado, mediante o levantamento da dimensão dos elementos constituintes, e a irregularidade das paredes foi quantificada através de índices associados à geometria. Na análise da secção transversal, foram avaliadas as percentagens dos materiais, nomeadamente das pedras, da argamassa dos calços e vazios. Concluiu-se que nas paredes PR_INJ os vazios interiores foram totalmente preenchidos, o que evidenciou a

eficácia do processo de injeção. Nas paredes PR_SC observaram-se vazios interiores (numa pequena percentagem), devido à dificuldade de assentamento de pedras de grandes dimensões que não tenham as faces perfeitamente alinhadas.

Na sequência dos ensaios de compressão e de corte efetuados em doze painéis de parede, verificou-se que as soluções de intervenção apresentadas permitiram melhorar o comportamento estrutural das alvenarias.

Os principais aspetos a salientar dos ensaios de compressão são:

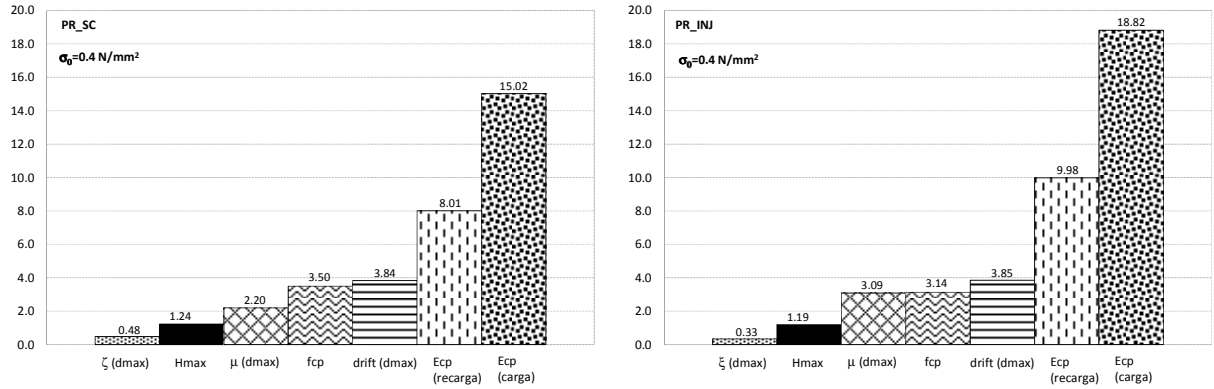
- As paredes melhoradas apresentaram menos fissuras ao longo do ensaio. A tensão associada às primeiras fissuras foi aproximadamente três vezes superior à das paredes originais.
- Verificou-se um acréscimo de resistência similar nas duas propostas, cerca de três vezes mais.
- A maior variação ocorreu no módulo de elasticidade em fase de carga; na parede PR_INJ o aumento foi de dezanove vezes e na parede PR_SC de quinze vezes. Foram igualmente registados aumentos da rigidez durante a fase de recarga, cerca de nove vezes para ambas as paredes.

Os principais aspetos a salientar dos ensaios de corte são:

- Comparativamente com as paredes originais, os danos registados nas paredes melhoradas foram muito reduzidos. O mecanismo dominante foi de *rocking* pela base, à exceção do painel PR_SC6 que também foi *rocking* mas numa junta acima da base.
- Acentuado incremento do *drift* atingido e da ductilidade disponível das paredes melhoradas.
- Devido ao mecanismo de rotura das paredes PR_SC e PR_INJ, a capacidade de dissipação de energia e o amortecimento foram os únicos parâmetros que diminuíram, tendo porém presente que o maior coeficiente de amortecimento das paredes PR esteve associado a danos consideráveis destes painéis.

Como síntese dos resultados apresentados, na Figura 8.40 encontra-se indicada a variação dos principais parâmetros analisados para as paredes PR_SC e PR_INJ, obtida a partir da relação entre os valores obtidos para aquelas paredes relativamente à tipologia original PR, considerando a tensão vertical de $0.4 N/mm^2$.

Face ao exposto, pode concluir-se que quando estas paredes se encontram solicitadas por ações verticais e horizontais no plano, as duas propostas analisadas conduziram a resultados muito bons e similares. Deste modo, configuram-se em duas possibilidades de melhoramento estrutural de alvenarias típicas da cidade do Porto com diferentes aplicabilidades (a primeira em caso de reconstrução e a segunda como opção de reabilitação e reforço sem demolição), uma vez que permitiram obter apreciáveis ganhos de resistência, de rigidez e de ductilidade, principalmente para os níveis de tensão vertical usualmente presentes neste tipo de estruturas.



(a) (b)

Figura 8.40: Relação entre as propriedades das paredes melhoradas relativamente à parede PR para σ_0=0.4N/mm^2: (a) PR_SC e (b) PR_INJ.

Capítulo 9

Comentários Finais e Desenvolvimentos Futuros

9.1 Comentários finais

A caraterização mecânica de paredes em alvenaria de pedra pertencentes a edifícios antigos continua a constituir um grande desafio, dada à complexidade inerente a este tipo de construções e a necessidade de se definir técnicas de intervenção mais adequadas para a reabilitação deste tipo de edifícios.

O presente trabalho de investigação centrou-se no estudo de alvenarias de granito de folha única típicas de paredes de edifícios antigos da cidade do Porto, com o intuito de se propor uma metodologia de análise que permita, a partir do levantamento geométrico e material de paredes reais, estimar o desempenho estrutural sob ações verticais e ações horizontais no plano. As análises realizadas e os resultados obtidos devem ser encarados como um primeiro passo na validação de uma metodologia que deverá ser aplicada de forma sistemática em mais casos de estudo. O trabalho desenvolvido envolveu uma forte componente experimental que, apesar do número considerável de paredes analisadas, não foi completamente concludente face a alguns dos objetivos propostos.

O estudo iniciou pela pesquisa de metodologias de análise desenvolvidas em Itália e aplicadas na caraterização geométrica, material e mecânica de alvenarias antigas, que conduziram ao desenvolvimento de procedimentos aplicados na avaliação da vulnerabilidade das construções e na definição de formas de intervenção numa fase pós-sismo.

Tendo por base a pesquisa efetuada, procedeu-se ao levantamento geométrico por registo fotográfico e à recolha de amostras de materiais em vinte e cinco paredes pertencentes a edifícios antigos que se encontravam em obras de reabilitação estrutural, a maioria localizados no centro histórico da cidade do Porto. A observação visual no local, bem como a quantificação da percentagem de materiais (na maioria dos casos em alçado), permitiu concluir que, genericamente, se tratam de alvenarias de junta argamassada constituídas por pedras de média a grande dimensão (medida da diagonal variável entre 0.20 e 1.10m, em média na ordem dos 0.50m) dispostas segundo alinhamentos preferencialmente horizontais e assentes em calços de pedra e, muito pontual, em pedaços de tijolo. As paredes resistentes são geralmente de folha simples e apresentam espessuras variáveis entre 0.30 a 0.50m, sendo a espessura mais comum de 0.30m. Também surgem casos de paredes de folha dupla, em particular nos pisos inferiores dos edifícios, com espessuras variáveis entre cerca de 0.45 a 0.55m. Na

avaliação em alçado da quantidade dos elementos constituintes (pedra e material das juntas, designado de enchimento), verificou-se que em média a percentagem de pedra é de 80% e a do enchimento de 20%. Num dos casos de estudo também foi possível examinar a constituição da secção transversal de paredes de pano único com 0.30, 0.40 e 0.50m de espessura, observando-se vazios no seu interior impercetíveis da análise do alçado, e com maior expressão em paredes de maior espessura (0.7% para espessura de 0.3m; 2.6% para 0.40m e 3.8% para 0.50m). De facto, as pedras são primeiro assentes em calços no bordo exterior para garantir estabilidade, e a argamassa de refechamento das juntas é colocada numa fase posterior, não penetrando em toda a espessura da parede.

A partir de amostras de materiais dos casos de estudo foram realizados ensaios de caraterização mecânica em laboratório. Verificou-se que o granito (de cor amarelada) apresenta razoável estado de conservação; a resistência à compressão obtida variou entre cerca de 50 a 70N/mm^2 (valor médio da ordem dos 60N/mm^2), o módulo de elasticidade foi aproximadamente de 20kN/mm^2 e a resistência à tração foi de cerca de 3.5N/mm^2. As dez amostras de argamassa extraídas de paredes de diferentes edifícios foram submetidas a ensaios de caraterização química e mineralógica, concluindo-se que se trata de uma argamassa à base de cal, provavelmente aérea, com agregado de natureza granítica, correntemente designado de saibro, com traço de 1:3. Na tentativa de avaliar a resistência à compressão da argamassa original, duas amostras foram encabeçadas e ensaiadas à compressão, obtendo-se um valor médio da resistência à compressão de 1N/mm^2, valor consentâneo com os resultados obtidos em estudos similares. Apesar do número limitado de casos analisados, estes resultados permitiram extrair conclusões muito interessantes sobre a constituição deste tipo de alvenarias, servindo como ponto de partida na interpretação do comportamento destas estruturas.

Foi proposta uma estratégia para a quantificação de índices numéricos parciais e globais relacionados com a forma e o modo de organização das pedras, que conduziram a uma classificação das alvenarias quanto à sua irregularidade por observação direta da geometria do alçado. Este estudo consiste numa primeira tentativa de quantificar numericamente a irregularidade de alvenarias a partir da análise de parâmetros métricos e tem como referência as boas regras de arte inerentes à construção murária. Foram propostas três classes de irregularidade, definidas após a aplicação da metodologia aos levantamentos geométricos das paredes pertencentes aos casos de estudo. As conclusões extraídas desta análise devem ser encaradas como um ponto de partida, podendo ser alvo de melhoramento com a inclusão de mais casos.

A realização de um programa experimental em painéis de parede extraídos de um edifício (ensaios de compressão uniaxial, de compressão diagonal, de deslizamento e de corte) permitiram quantificar diversos parâmetros mecânicos (por exemplo, resistência, módulo de elasticidade, coesão, ductilidade), avaliar o funcionamento de estruturas reais quando solicitadas por diferentes tipos de ações e comparar os resultados obtidos com expressões e valores apresentados em códigos e bibliografia diversa. Em particular, no ensaio de compressão uniaxial os resultados obtidos revelaram valores de resistência dentro do intervalo expectável (cerca de 3N/mm^2) e valores de módulo de elasticidade inferiores aos esperados (cerca de 0.30kN/mm^2 em ramo ‘virgem’), nomeadamente

quando comparados com propostas regulamentares. Através da injeção de argamassa num dos painéis analisados foi possível constatar que a elevada deformabilidade da estrutura está em parte relacionada com a existência de grandes vazios no interior da secção da parede, uma vez que a injeção de uma argamassa pobre permitiu obter apreciáveis ganhos de rigidez e de resistência. Este primeiro estudo experimental serviu de referência ao trabalho a desenvolver posteriormente.

Foram então construídos em laboratório quatro modelos de paredes à escala real para serem submetidos a um programa experimental, que envolveu ensaios de compressão uniaxial e ensaios cíclicos de corte sob esforço axial constante. As tipologias foram definidas de modo a enquadrar-se nas três classes de irregularidade referidas anteriormente, que incluíram uma parede com pedras regulares (cantaria) e juntas preenchidas por argamassa, e três paredes com textura mais irregular e onde foram aplicados calços e argamassa no assentamento das pedras. Na construção dos modelos foram adotados materiais (pedra e argamassa) com caraterísticas semelhantes às originais.

Os ensaios de compressão uniaxial nos painéis de parede permitiram estimar a capacidade resistente e a deformabilidade por tipologia. Os resultados obtidos evidenciaram que a tipologia regular apresenta uma capacidade resistente e uma rigidez muito superior à das restantes paredes, mas em todas as tipologias obtiveram-se rácios entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão muito inferiores aos propostos na literatura. Verificou-se um acréscimo significativo do módulo de elasticidade entre a fase de carga e a de recarga (entre quatro a cinco vezes superior) em todos os modelos de parede e que foi relacionado com as caraterísticas de deformabilidade do material das juntas. Através de uma análise numérica linear foram propostas expressões empíricas por tipologia, associadas a coeficientes de correlação elevados (superiores a 0.98), que permitem estimar o módulo de elasticidade global das paredes em função das propriedades dos seus elementos constituintes. Apesar das dificuldades dos processos de cálculo em modelação numérica não linear, esta análise permitiu um melhor conhecimento sobre o funcionamento interno destas estruturas em termos de transferência de cargas e do modo como cada elemento contribui para a resposta final, concluindo-se que rotura global das paredes depende essencialmente da geometria das paredes, em particular do modo como se apoiam as pedras entre si.

Os ensaios cíclicos de corte no plano foram realizados para três níveis de pré-compressão e permitiram analisar diversos parâmetros, nomeadamente a capacidade resistente lateral, a rigidez, a ductilidade, a capacidade de dissipação de energia e o coeficiente de amortecimento equivalente. Os resultados obtidos evidenciaram que o comportamento destas alvenarias é claramente influenciado pelo aparelho das pedras e pelo nível de tensão vertical, e na maioria dos casos os ensaios terminaram sem perda de resistência. Nas paredes regulares predomina o mecanismo de flexão, acompanhado pelo deslizamento das pedras; nas paredes mais irregulares o mecanismo de dano passou pela formação de linhas de rotura aproximadamente diagonais que conduziram a *rocking* no final do ensaio. As paredes regulares exibiram a maior capacidade resistente devido à maior regularidade das superfícies de contato entre pedras e as paredes mais irregulares evidenciaram maior capacidade de dissipação de energia e amortecimento, nomeadamente para os níveis de tensão vertical mais elevados, associados a um maior

imbricamento das pedras no plano da parede. Genericamente e por tipologia, a ductilidade diminuiu com o aumento da tensão vertical e verificou-se uma tendência de aumento deste parâmetro com o aumento da irregularidade nas paredes com calços. A previsão da capacidade resistente lateral com base em métodos simplificados é razoavelmente aproximada para os mecanismos de rotura de flexão e de deslizamento, tendo em consideração que o primeiro mecanismo a desenvolver-se não conduz ao colapso da parede.

Baseado nos resultados dos ensaios de compressão e de corte por tipologia foi proposta uma classificação que relaciona as propriedades mecânicas estimadas e o índice de irregularidade correspondente, pese embora ainda passível de ajustes após a inclusão de novos resultados experimentais que se venham a obter no futuro. Nesta análise verificou-se que a forma da pedra e o alinhamento horizontal das juntas são os fatores que mais influenciam o comportamento destas alvenarias. Realça-se o facto de a dimensão das pedras face à dimensão dos painéis não permitir analisar de forma consistente a influência de alguns dos índices na resposta final, em particular do índice associado ao alinhamento das juntas verticais.

Finalmente, com o objetivo de avaliar a eficácia de técnicas de intervenção a aplicar a paredes reais, foram construídos dois modelos experimentais em laboratório, o primeiro dirigido a casos de construção nova, ou de eventual reconstrução e associado à alteração no processo construtivo; o segundo em situações de reforço de paredes existentes e que consiste na aplicação da técnica de injeção de argamassas. Os resultados obtidos permitiram concluir que as duas soluções de intervenção propostas conduzem a melhorias significativas ao nível do desempenho estrutural destas alvenarais quando solicitadas por ações verticais e horizontais no plano, uma vez que permitiram obter apreciáveis ganhos de resistência, de rigidez e de ductilidade, principalmente para os níveis de tensão vertical usualmente presentes neste tipo de estruturas.

Numa apreciação global do trabalho pode referir-se que as diferentes análises realizadas permitiram obter informações importantes sobre as caraterísticas geométricas, materiais e mecânicas de alvenarias típicas de edifícios antigos da cidade do Porto, uma tipologia pouco abordada na literatura. Estas alvenarias apresentam algumas particularidades em termos do seu processo construtivo e correspondente comportamento mecânico, facto salientado durante este estudo. Realça-se o sucesso da aplicação da técnica de injeção de argamassa em paredes de folha simples, uma vez que para além de constituir uma técnica de reforço de fácil implementação, permitiu obter melhorias significativas em termos do desempenho estrutural destas alvenarias.

Relativamente à metodologia proposta para classificação das alvenarias, refere-se a necessidade de mais investigação de modo a validar os resultados obtidos neste estudo e melhor sustentar a classificação aqui sugerida, quer em termos da geometria, quer do comportamento mecânico expectável. Embora esta abordagem consista num primeiro passo de uma análise que deve contemplar bastante mais casos de estudo, a metodologia proposta parece adequada e promissora na procura de relações entre parâmetros mecânicos e índices baseados na geometria das paredes.

9.2 Desenvolvimentos futuros

Na sequência do estudo efetuado, e face aos resultados apresentadas, verificou-se que existe ainda uma vasta área de trabalho a desenvolver, destacando-se de seguida alguns dos assuntos que se consideram mais relevantes para desenvolvimentos futuros:

- Selecionar mais casos de estudo onde seja possível efetuar o levantamento geométrico de panos de paredes, de modo a identificar mais tipologias de alvenarias representativas de casos reais.
- Estudar a contribuição de outros fatores para a caraterização da irregularidade geométrica de panos de parede, incluindo a análise da secção transversal e desenvolver procedimentos computacionais que permitam o levantamento geométrico e a quantificação dos índices de irregularidade de forma mais automática.
- Construir modelos de paredes em laboratório considerando diferentes tipologias e realização de um vasto programa de ensaios experimentais de modo a obter um maior número de resultados. Neste contexto, será importante avaliar: *i)* o efeito de escala da pedra no comportamento estrutural de alvenarias idênticas às estudadas, mantendo o processo construtivo original e *ii)* a influência da geometria e do nível de tensão vertical destas alvenarias quando solicitadas por ações horizontais fora do plano.
- Estudar outras técnicas de intervenção que possam melhorar o comportamento mecânico das alvenarias estudadas.
- Avaliar técnicas de ensaio *in situ* que permitam quantificar caraterísticas mecânicas de paredes reais e que melhor se ajustem à tipologia das alvenarias estudadas.
- Realizar estudos numéricos por tipologia de parede em compressão e corte, considerando o comportamento não linear dos materiais e procurando encontrar um modelo que melhor se ajuste ao comportamento real destas estruturas.
- Criar uma base de dados de alvenarias com a informação relativa à caraterização geométrica e material, propriedades mecânicas no estado original e após a aplicação de técnicas de intervenção para diferentes tipologias.

Referências Bibliográficas

Abbaneo S., Baronio G., Binda L., Tiraboshi C. (1993): "*Murature in pietra: classificazione ed indagini preliminari per la scelta e la progettazione delle miscele per l'iniezione"*. Convegno Murature, Sicurezza, Recupero, Trento, Itália.

Abbaneo S., Berra M., Binda L., Fatticcioni A. (1995): "*Nondestructive evaluation of bricks masonry structures: calibration of sonic wave propagation procedures*". International Symposium Nondestructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE), Berlim, Alemanha.

Abrams D.P. (2004): "*Seismic assessment and rehabilitation of unreinforced masonry buildings in the USA*". Sísmica 2004, 6° Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, Portugal.

Abrams D.P. (2001): "*Performance-based engineering concepts for unreinforced masonry building structures*". Journal of Progress in Structural Engineering and Materials; vol.3 (1); pp. 48-56.

Almeida C. (2000): "*Análise do comportamento da igreja do mosteiro da serra do Pilar sob acções sísmicas"*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Almeida C., Guedes J.P., Arêde A., Costa C.Q., Costa A. (2011): "*Physical characterization and compression tests of one leaf stone masonry walls*". Construction and Building Materials; vol. 30; pp. 188-197.

Appleton J. (2003): "*Reabilitação de edifícios antigos. Patologias e tecnologias de intervenção*". Edições Orion, Portugal.

Arêde A., Costa A., Costa A. A., Oliveira C.S., Neves F. (2008a): "*Experimental in-situ testing of typical masonry constructions of Faial island – Azores*". Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, China.

Arêde A., Costa A., Guedes J., Paupério E. (2008b): "*Reforço de estruturas de alvenaria de pedra - contribuições do NCREP – FEUP"*. Actas das II Jornadas de Engenharia Civil sobre Avaliação e Reabilitação das Construções Existentes, Aveiro, Portugal.

Arêde A., Costa A., Moreira D., Neves N. (2012): "*Seismic analysis and strengthening of Pico island churches*". Bulletin of Earthquake Engineering; vol. 10 (1); pp. 181-209.

Arêde A., Costa, A., Neves, F. (2008): "*Igreja de Nossa Senhora da Lapa no Porto - estabilização de padieiras sobre janelas das torres na fachada principal e controlo das patologias estruturais da torre nascente*". Relatório de Inspeção e Proposta de Intervenção para a Venerável irmandade de Nossa Senhora da Lapa, Instituto da Construção da FEUP, Portugal.

ASTM E 519-81 (2002): "*Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*". Annual Book of American Society for Testing and Materials (ASTM) Standards, Conshohocken, PA.

ASTM (1995): "*Splitting tensile strength of Intact Rock Core Specimens"*; D3967-95a. Annual Book of American Society for Testing and Materials (ASTM) Standards, Conshohocken, PA.

ARTeMIS Extrator Pro 2011, 2011.

Autodesk. AutoCAD2010.

Begonha A. (2001): "*Meteorização do granito e deterioração da pedra em monumentos e edifícios da cidade do Porto.*". Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Bennet R. M., Boyd K. A., Flanagan R. D. (1997): "*Compressive properties of structural clay tile prisms*". Journal of Structural Engineering; vol. 123 (7); pp. 920-926.

Binda L., Modena, C., Baronio G., Abbaneo S. (1997): "*Repair and investigation techniques for stone masonry wall*". Construction and Building Materials; vol. 11 (3); pp. 133-142.

Binda L., Baronio G., Penazzi D., Palma M., Tiraboschi C. (1999): "*Caratterizzazione di murature in pietra in zona sismica: DATA-BASE sulle sezione murarie e indagini sui material*". In Atti del 9° Convegno Nazionale: L'ingegneria Sismica in Italia, Turim, Itália. http://www.stru.polimi.it/home/binda/lav243.PDF, acedi.(Acedido em maio 2009).

Binda L. (2000): "*Caratterizzazione delle murature in pietra e mattoni ai fini dell'individuazione di opportune tecniche di riparazione*" . CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, Itália.
http://gndt.ingv.it/Pubblicazioni/Binda_copertina_con_intestazione.htm (Acedido em maio 2009).

Binda L. and Saisi A., (2002), "*State of the art of research on historic structures in Italy state of the art of research on historic structures in Italy*". Proceedings of 11th Advanced Research Initiation Assisting and Developing Networks in Europe (ARIADNE) Workshop, Itália.

Binda L., Pina-Henriques J., Anzani A., Fontana A., Lourenço P.B. (2005): "*A contribution for the understanding of load-transfer mechanisms in multiple-leaf masonry walls: testing and modeling*". Engineering Structures; vol. 28 (8); pp. 1132-1148.

Binda L. and Cardani G. (2008): "*Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura. Linee guida per la definizione della qualita'murario di murature di pietra e/o di mattoni*". Progetto esecutivo 2005 – 2008, Progetto di ricerca N.1, 3º anno, RELUIS, Itália.

Binda L., Borri A., Cardani G., Doglioni F. (2009): "*Scheda qualità murario: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualita murári"*. Progetto esecutivo 2005 – 2008". Progetto di ricerca N.1, Valutazione e Riduzione della Vulnerabilità di Edifici in Muratura, Rendicontazione Scientifica 3º anno, RELUIS, Itália.

Borri A. (2005): "*Il nuovo testo della ordinanza sismica: le modifiche per gli edifici esistenti in muratura*". Corso di Aggiornamento P rofessionale. Eucentre, Pavia, Itália.

Borri A. (2006): "*Valutazione e Riduzione della Vulnerabilità di Edifici in Muratura"*. Progetto di ricerca N.1, Rendicontazione Scientifica 1º anno, Allegato 3b.1_UR06_1, Progetto esecutivo 2005 – 2008, RELUIS, Itália.

Borri A., Castori G., Corradi M., Speranzini E. (2011): "*Shear behavior of unreinforced and reinforced masonry panels subjected to in situ diagonal compression tests*". Construction and Building Materials; vol. 25 (12); pp. 4403-4414.

Brignola A., Frumento S., Lagomarsino S., Podestà S. (2009): "*Identification of shear parameters of masonry panels through the in situ diagonal compression test*". International Journal of Architectural Heritage; vol. 3 (1); pp. 52-73.

Cabrera O.A., Traversa L.P., Ortega N.F. (2010): "*Corrosión del acero en vigas com diferentes tipos de agregados finos*". CINPAR2010, Córdoba, Argentina.

Calderini C., Cattari S., Lagomarsino S. (2009): "*In-plane strength of unreinforced masonry piers*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics; vol. 38 (2); pp. 243-267.

Calderini C., Cattari S., Lagomarsino S. (2010): "*The use of the diagonal compression test to identify the shear mechanical parameters of masonry*". Construction and Building Materials; vol. 24 (5); pp. 667-585.

Casella G. (2003): "*Gramáticas de pedra. Levantamento de tipologias de construção muraria*". Centro Regional de Artes Tradicionais, Portugal.

Carbone R. (1995): "*Conservazione della casa terranea di Montescaglioso: tipologia, struttura e tecniche di riparazione*". Tese de Final de Curso da Faculdade de Arquitetura do Politécnico de Milão, Itália.

CEA (1990): Visual Cast3M - Guide d' utilisation. França.

CEN (2005) EN 1996-1-1. Eurocódigo 6: "*Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*". Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.

CEN (1999b). Methods of test for mortar for masonry. EN 1015-11: 1999 Part 11: "*Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar"*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.

Chiostrini S., Galano L., Vignoli A. (2003): "*In situ shear and compression tests in ancient stone masonry walls of Tuscany, Italy*". Journal of Testing and Evaluation; vol 31 (4); pp. 289-303.

Choay F. (2010): "*A alegoria do património*". Edições 70.

Cóias V. (2007): "*Reabilitação estrutural de edifícios antigos. Patologias e tecnologias de intervenção*". GECoRPA. Edições Argumentum.

Coseglio M. (2009): "*Caraterização de partículas abrasivas segundo diferentes modelos de medição de fator de forma*". Projeto de Final de Curso, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Curitiba.

Costa A., Arêde A. (2006): "*Strengthening of structures damaged by the Azores earthquake of 1998*". Construction and Building Materials; vol. 20 (4); pp. 252-268.

Costa A., Silva B., Costa A., Guedes J., Arêde A. (2006): "*Structural behaviour of a masonry wall under cyclic load: experimental and numerical study*". Proceedings of the V International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Nova Deli, Índia.

Costa A. A., Arêde A., Costa A. (2009): "*An overview of simple and complex test setups for experimental assessment of masonry structures concerning seismic behaviour*". International Review of Mechanical Engineering vol. 3 (6); pp. 808-815.

Costa C. (2009): "*Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco em alvenaria de pedra*". Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Costa A. A., Arêde A., Costa A., Guedes J., Silva B. (2010a): "*Experimental testing, numerical modelling and seismic strengthening of traditional stone masonry: comprehensive study of a real Azorian pier"*. Bulletin of Earthquake Engineering; vol. 10 (1); pp.135-159.

Costa A. A., Arêde A., Costa A., Oliveira C. (2010b): "*In situ cyclic tests on existing stone masonry walls and strengthening solutions"*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics; vol. 40 (4); pp. 449–471.

Costa A. A. (2012): "*Seismic assessment of the out-of-plane performance of traditional stone masonry walls*". Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Corradi M., Borri A., Vignoli A. (2002): "*Strengthening techniques on masonry structures struck by the Umbria-Marche earthquake of 1997-1998"*. Construction and Building Materials; vol. 16 (4): pp. 229-239.

Corradi M., Borri A., Vignoli A. (2003): *"Experimental study on the determination of strength of masonry walls"*. Construction and Building Materials; vol. 17 (5); pp. 325-337.

Corradi M., Tedeschi C., Binda L., Borri A. (2006): "*Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry wall before and after reinforcement: Deep repointing*". ScienceDirect; vol. 22 (4); pp. 463-472.

DGPA/SSR (2003): "*Rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura, região Toscana. Manueale per la compilazione della scheda GNDT/CNR di II levello*". Direcção Geral de Políticas Territoriais e Ambientais. Servizio Sísmico Regional, Itália.

EN 1052-1 (2002): "*Método de ensaio para alvenaria. Parte1: Determinação da resistência à compressão*". Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

Faria R. (1994): "*Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*". Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Fernandes F.B. (1999): "*Transformação e permanência na habitação portuense. As formas da casa nas formas da cidade*". FAUP Publicações, Portugal.

Freitas V., Guimarães A., Costa A., Arêde A., Carvalho A., Begonha B., Medeiros C., Paupério E., Barreira E., Corvacho H., Sousa H., Porto J., Guedes J., Teixeira J., Faria J., Quintela M., Ramos N., Valentim N., Póvoas R. (2012): "*Manual de Apoio ao Projeto de Reabilitação de Edifícios Antigos*". Ordem do Engenheiros-Região Norte, Portugal.

Frumento S., Magenes G., Marandi P., Calvi G. M. (2009): "*Interpretation of experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q-factors for seismic design*". Report, EucentreIUSS Press, Pavia, Itália.

Frocht M., Arbor A. (1931): "*Recent advanced in photoelasticity. Transaction*". ASME; vol. 55; pp. 135-153.

Galasco A., Magenes G., Paré M. (2009): "*Risposta cíclica sperimentale di pannelli in muratura di pietra"*. XIII Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", ANIDIS, Bolonha, Itália.

García D., San-José J., Garmendia L., Larrinaga P. (2011): "*Comparison between experimental values and standards on natural stone masonry mechanical properties"*. Construction and Building Materials; vol. 28 (1); pp. 444-449.

Giuffrè A. (1993): "*Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici. Il caso de Ortigia*". Códice di pratica per gli interventi antisismici nel centro storico. Editor Laterza, Itália.

Giuffrè A. (1988): "*Monumenti e terremoti*". Editor Multigrafica, Itália.

Giuffrè A. (1991): "*Letture sulla meccanica delle muratura antiche*". Edição Kappa, Itália.

GNDT (2000): "*Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica*". Grupo Nazionale per la Difesa dai Terramoti, Itália.

GNDT (1993): "*Manuale per il Rilevamento della Vulnerabilità Sísmica degli Edifici, Instruzione per la compilazione della scheda di 1º livello*", Apêndice 1. Grupo Nazionale per la Difesa dai Terramoti, Itália.

GNDT/CNR (2000): "*Progetto per la rilevazione della vulnerabilità del patrimonio edilizio a rischio sismico e di formazione di technici per l'atività di prevenzione sismica connessa alle ploitiche di mitigazione del rischio nelle regioni dell Italia meridionale*". Censimento di vulnerabilità a campione dell'edilizia corrente dei Centri abitati nell regioni Abruzzo, Basilicata, Calábria, Campania, Molise, Puglia e Sicília. Grupo Nazionale per la Difesa dai Terramoti/ Consiglio Nazionale delle Ricerche, Itália.

Gonzálves D.F. (2004): "*Proyecto de ensayo en laboratorio de um modelo a escala reducida de edificio de estructura de paredes de carga*". Universidade Politécnica da Catalunha, Espanha.

Gomes A. (2012): "*Caraterização geométrica e mecânica experimental de paredes portantes de alvenaria de pedra*". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Hendry A.W. (1990): "*Structural Masonry*". Second Edition, MACMILLAN PRESS LTD.

IC-FEUP (2007a): "*Relatório de inspeção e diagnóstico. Edifícios rua António Carneiro, nº373, 375, 381, 385, 389*". Instituto da Construção da FEUP, Porto, Portugal.

IC-FEUP (2007b): "*Estrutura de madeira dos pisos. Relatório de inspeção e diagnóstico. Edifício rua dos Loios, nº59, 59A e 59B*". Instituto da Construção da FEUP, Porto, Portugal.

IC-FEUP (2008a): "*Plano director das fortalezas transfronteiriças do Vale do Minho – 1ª fase Diagnóstico estrutural e construtivo. Castelo de Guimarães*". DRCN – IGESPAR, Instituto de Construção da FEUP, Porto, Portugal.

IC-FEUP (2008b): "*Elementos decorativos da cobertura*. *Relatório de inspeção e diagnóstico. Hospital geral de St. António*". Instituto de Construção da FEUP, Porto, Portugal.

IC-FEUP (2010): "*Relatório de inspeção e diagnóstico. Palácio de Fervença, rua do Pilar, Vila Nova de Gaia*". Instituto da Construção da FEUP, Porto, Portugal.

IPQ (2000b) - NP EN 1926 2000: "*Métodos de ensaio para pedra natural*. *Determinação da resistência à compressão*". Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

IPQ (2007) - NP EN 14580 "*Métodos de ensaio para pedra natural. Determinação do módulo de elasticidade estático*". Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.

Lampugnani B., S. Borea (1992): "*Analisi tipológica e strutturale su sezioni di muri danneggiati dal sisma in Ligria e in Friuli*". Tese de Final de Curso, Faculdade de Arquitetura do Politécnico de Milão, Itália.

Lenaz L. A. (1997): "*Murature in pietra della Lunigiana e Garfagnana: Procedure per indagine per la caratterizzazione dei materiali e delle strutture, tradizionali dell'area lariana: material, tecnologie e comportamento strutturale*". Tese de Final de Curso, Faculdade de Arquitetura do Politécnico de Milão, Itália.

Lodigiani V., Manzoni V., Refaldi S. (1995): "*Murature tradizionali dell'area lariana: material, tecnologie e comportamento strutturale*". Tese de Final de Curso, Faculdade de Arquitetura do Politécnico de Milão, Itália.

Lopes V. (2009): "*Identificação mecânica e avaliação do comportamento sísmico de chaminés em alvenaria*". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Ludovic M. M., Chastre C., Vasconcelos G. (2011): "*Modelling the compressive mechanical behavior of granite and sandstone historical building stones*". Construction and Building Materials; vol. 28; pp. 372-381.

Magalhães A. and Veiga R. (2009): "*Physical and mechanical characterization of ancient mortars. Application to the evaluation of state of conservation"*. Mater de Construction; vol. 59 (nº 295); pp. 61–77.

Magenes G., Galasco A., Penna A. (2009): "*Caratterizzazione meccanica di una muratura in pietra"*. XIII Convegno Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", ANIDIS, Bolonha, Itália.

Magenes G. and Calvi G.M. (1997): "*In-plane seismic response of brick masonry walls*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 26 (121), pp. 1091- 1112.

Magenes G.(1992): "*Seismic behavior of brick masonry: strength and failure mechanisms*". Tese de Doutoramento, Universidade de Pavia, Itália.

Mann W. and Müller H. (1982): "*Failure of shear stressed masonry – an enlarged theory, tests and application to shear wall*". Proceedings of the British Ceramic Society, Load Bearing Brickwork (7), n° 30, Edited by H.W.H. West, Stoke-on-Trent; Itália.

Marques S. (2005): "*Estudo de argamassas de reabilitação de edifícios antigos"*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Materiais, Departamento de Engenharia Cerâmica e do Vidro da Universidade de Aveiro, Portugal.

Matlab (2009) The MathWorks, Inc. http://www.mathworks.com/ (Acedido em Abril 2013)

Miranda L. (2011): "*Ensaios acústicos e de macacos planos em alvenarias resistentes*". Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Miranda L., Guedes J., Costa C., Almeida, C., Costa A. (2010): "*Flat-jack tests on stone masonry walls made of large granite block*". 8th International Masonry Conference. Dresden, Alemanha.

Molise (2006): I. Presidente della regione Molise Comissario Delegato. Protoccolo di progettazione per la realizzazione degli interventi ricostruzione post-sisma sugli edifici provati. Parte I-Edifici in murature. Indicazioni per la valutazione della qualita delle murature. http://www.regione.molise.it/web/grm/sis.nsf/e5b5d7483c87a29cc1256d2f005a22e4/0ab0f2f49576b686c12574640026b41f/$FILE/ATTVJ1P9/3D-MURATURE_v01.pdf. (Acedido em Maio 2009).

National Instruments Corporation Technical Staff (2008): NI Vision Concepts Manual. National Instruments Corporation.

OPCM 3274 (2005) Primi elementi in materiali di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sísmica, come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05 (Italiano).

Oliveira D. V. and Lourenço, P.B (2006): "*Experimental behaviour of three-leaf stone masonry walls*". Conference and Brokerage Event, The Construction Aspects of Built Heritage Protection, Dubrovnik, Croácia.

Oliveira D. (2003): "*Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading*". Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Portugal.

Oliveira E., Galhano F. (2003): "*Portugal de Perto – Arquitetura Tradicional Portuguesa*". Dom Quixote, Lisboa.

Porto Vivo, SRU-Mouzinho da Silveira/Corpo Guarda (2007): "*Documento estratégico. Unidade de intervenção – Quarteirão 14024, Mouzinho da Silveira/ Corpo da Guarda*". http://www.portovivosru.pt/ (Acedido em junho de 2010).

Porto Vivo, SRU-Ponte Nova (2006): "*Documento estratégico. Unidade de intervenção – Quarteirão 14030, Ponte Nova*". http://www.portovivosru.pt/ (Acedido em junho de 2010).

Porto Vivo, SRU-Porto Vivo (2007): "*Documento estratégico. Unidade de intervenção – Quarteirão 14008, Porto Vivo*". http://www.portovivosru.pt/ (Acedido em junho de 2010).

Porto Vivo, SRU-Feitoria Inglesa (2008): "*Documento estratégico. Unidade de intervenção – Quarteirão 13010, Feitoria Inglesa*". http://www.portovivosru.pt/ (Acedido em junho de 2010).

Porto Vivo, SRU-D.Hugo (2008): "*Documento estratégico. Unidade de intervenção – Quarteirão 14048, D. Hugo*". http://www.portovivosru.pt/ (Acedido em junho de 2010).

Pinho F. S. (2000): "*Paredes de edifícios antigos em Portugal*". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.

Pinho F., Lúcio V., Baião M. (2011): "*Rubble stone masonry walls in Portugal strengthened with reinforced micro-concrete layers*". Bulletin of Earthquake Engineering; vol. 10 (1); pp.161-180.

Penazzi D., Palma M. (1997): "*Studio e qualificazione di murature in pietra della Lunigiana per la scelta di adeguate tecniche di miglioramento strutturale in zona sismica*". Tese Final de Curso, Faculdade de Arquitetura do Politécnico de Milão, Itália.

Porto F., Modena C., Valluzzi M.R., Binda L., Saisi A. (2004): "*Experimental tests on irregular masonry*". Deriverable D9.2. Project do Comité Europeu "Environment and Sustainable Development Programme (1998-2002)".

Pagaimo F. (2004): "*Caracterização morfológica e mecânica de alvenarias antigas: Caso de estudo da vila de Tentúgal*". Tese de Mestrado na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal.

Pasquale, C.; Lemme, A. (2006): "*Indicazioni per la valutazione della qualita'delle murature. Parte 1 – edifici in muratura*". Regione Molise, Itália.

Roca P. (2004): "*Simplified methods for assessment of masonry shear-walls*". Sísmica 2004, 6° Congreso Nacional de sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, Portugal.

Roque J. (2002): "*Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*". Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal.

Silva B. (2012): "*Diagnosis and strengthening of historical masonry structures numerical and experimental analyses*". Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade de Pádua, Itália.

Silva R. (2008): "*Caraterização experimental de alvenarias antigas: reforço e efeitos diferidos*". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal.

Sousa L. (2010): "*Caraterização e parametrização de paredes portantes de alvenarias de pedra quanto à regularidade geométrica no seu plano*". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Sorour M.M., Parsekian G.A., Duchesne D., Paquette J., Mufti A., Jaeger L., Shrive N.G. (2009): "*Evaluation of young's modulus for stone masonry walls under compression*". 11th Canadian Mansonry Symposium, Toronto, Canadá.

Teixeira J. (2004): "*Descrição dos sistemas construtivos da casa burguesa do Porto entre os séculos XVII e XIX. Contributo para uma história da construção arquitetónica em Portugal"*. Provas de aptidão pedagógica e capacidade científica, Faculdade de Arquitetura da Universidade do Porto, Portugal.

Turnsek V. and Cacovic F. (1971): "*Some experimental results on the strength of brick masonry walls*". Proc. 2nd Int. Brick Masonry Conference, Stoke on Trent, Inglaterra.

Turnšek V. and Sheppard P. (1980): "*The shear and flexural resistance of masonry walls*". In Proceedings of the Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, Macedónia.

Tomaževič M. (1999): "*Earthquake-resistant design of masonry buildings"*. Imperial College Press.

Tomaževič M. (2009): "*Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry*". Materials and Structures; vol. 42; pp. 889-907.

Kaushik H. B., Rai, D. C., Jain, S. K. (2007): "*Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression*." Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 19 (9); pp. 728-739.

Vasconcelos G. (2005): "*Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: characterization of granites and behaviour of ancient masonry shear walls*". Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Portugal.

Valluzzi M.R., da Porto F., Modena C. (2001): "*Behaviour of multi-leaf stone masonry walls strengthened by different intervention techniques*". III International Seminar Historical Constructions. Possibilities of Numerical and Experimental Techniques, Guimarães, Portugal.

Veiga M.R., Aguiar J., Silva A., Carvalho F. (2004): "*Conservação e renovação de revestimentos de paredes de edifícios antigos*". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.

Vintzileou E., Miltiadou-Fezans A.(2007): "*Mechanical properties of three-leaf stone masonry grouted with ternary or hydraulic lime-based grouts*". Engineering Structures; vol. 30 (8); pp. 2265-2276.

Site:

1 - http://www.bing.com/maps, acedido em junho de 2010.

Anexos

Anexo A: Fichas tipo aplicadas na caraterização de alvenarias antigas

Anexo B: Quantificação de índices de irregularidade de paredes dos casos de estudo

Anexo C: Quantificação dos índices de irregularidade e caraterização mecânica da pedra e da argamassa de um edifício real

Anexo D: Modelos Experimentais: levantamento geométrico de paredes quantificação dos índices de irregularidade e caraterização mecânica da pedra e da argamassa

Anexo E: Ensaios de compressão uniaxial dos modelos experimentais: padrão de fissuração e formulação empírica

Anexo F: Ensaio de corte cíclico no plano com compressão: curvas experimentais e equivalentes; capacidade de dissipação de energia

Anexo G: Paredes melhoradas: levantamento geométrico; índice de irregularidade e caraterização mecânica da pedra e da argamassa

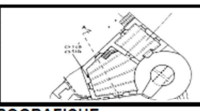
Anexo A: Fichas tipo aplicadas na caraterização de alvenarias antigas

Tabela A.1: Exemplo de ficha de caraterização material (pedra e argamassa) aplicada no levantamento de alvenarias (Binda *et al*., 1999).

MALTA

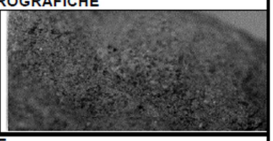
EDIFICIO:	Castelletto CS
PROVENIENZA PRELIEVI:	muratura CS1p
SIGLA CAMPIONE	CS 2m

CARATTERISTICHE MACROSCOPICHE:
La malta si presenta molto friabile di color grigio.



ANALISI MINERALOGICO-PETROGRAFICHE

Al microscopio a luce polarizzata l'aggregato presenta grana molto fine ed è costituito da: quarzo mono- e policristallino e quarziti; rocce carbonatiche a grana generalmente fine; rocce arenacee a grana fine; rocce quarzoso-feldspatiche gneissiche; selci a grana fine; individui isolati di feldspati, miche, calcite, graniti ed epidoti; rari piccoli frammenti di laterizi.



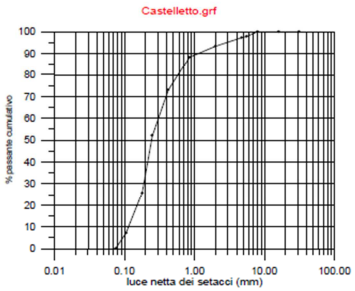
ANALISI CHIMICHE

Perdita al fuoco	13,70	Fe_2O_3	2,77	Residuo insolubile	64,06
CO_2	11,70	CaO	14,83	Na_2O	1,17
SiO_2	50,38	MgO	1,61	K_2O	1,30
$Al_2O_3 + Fe_2O_3$	15,48	SO_3	0,19	Sil. Sol.	0,38
Rapporto leg/agg:				G.Carbonatazione	

ANALISI GRANULOMETRICA DELL'AGGREGATO

PESO CAMPIONE	SETACCIO (mm)	PASSANTE (%)
METODO:	16,00	100,00
	8,000	100,00
	5,600	97,92
Attacco	4,750	97,41
termico	2,000	93,50
seguito da	0,850	88,36
setacciatura	0,425	73,05
manuale	0,250	52,12
	0,180	25,67
	0,106	7,11
	0,075	0,00

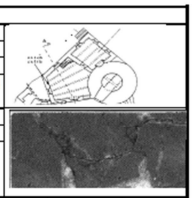
CURVA GRANULOMETRICA



PIETRA

EDIFICIO:	Castelletto CS
PROVENIENZA PRELIEVI:	muratura CS 1p
SIGLA CAMPIONI	CS 3.1.v Cs 4.1.v Cs 4.2.v CS 4.3.o

CARATTERISTICHE MACROSCOPICHE: Il campione è costituito da una roccia compatta di colore grigio ocra chiaro a grana media.



ANALISI MINERALOGICO-PETROGRAFICHE

LITOTIPO	Calcare Marnoso

I granuli detritici sono rappresentati, in prevalenza da quarzo, associato a ridotte quantità di feldspati e miche. La sezione è attraversata da vene di calcite limpida.

Sigla provino		CS 3.1.v	CS 4.1.v	CS4.2.v	CS 4.3.o	Media
ANALISI FISICHE						
Massa Volumica apparente (Kg/m³)		2633	2578	2602	2579	2598
Coefficiente di Assorbimento Iniziale (I.R.S.)				0,03	0,03	0,03
Coefficiente di Assorbimento per Risalita Capillare		0,00011	0,00016	0,00014	0,00039	0,00020
Coefficiente di Assorbimento per Immersione		0,065	0,53	0,51	0,82	0,48
PROVE MECCANICHE						
PROVA DI COMPRESSIONE						
f_c N/mm²		70	80	108		86
Modulo elastico secante (30-45%)	E_{ivdt} N/mm²	42900	20000	25400		29433
Poisson (30-60%)	$\frac{\Delta\varepsilon_{c_cd1}}{\Delta\varepsilon_v}$	0.29	0.11	0.15		0.18
	$\frac{\Delta\varepsilon_{c_ivdt}}{\Delta\varepsilon_v}$	0.17	0.1	0.13		0.13
PROVA DI TRAZIONE INDIRETTA (Brasiliana)						
f_t (N/mm²)					1.670	1.670

GRAFICO DELLA RISALITA CAPILLARE

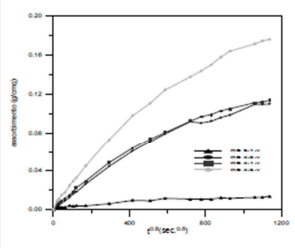


DIAGRAMMA SFORZI DEFORMAZIONI

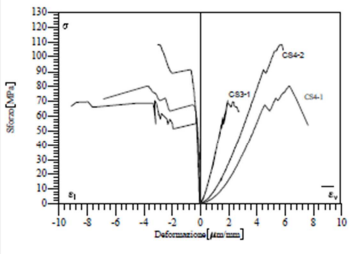


Tabela A.2: Exemplo de aplicação da ficha alvenaria, GNDT (Molise, 2006).

<table>
<tr><td colspan="4">Riferimento Tipologia Strutturale – Strutture Verticali
(dalla scheda 1° livello per il rilevamento della vulnerabilità GNDT):
C - Muratura di pietra sbozzata in presenza di irregolarità</td></tr>
<tr><td colspan="4">A - CARATTERISTICHE DELLA MURATURA</td></tr>
<tr><td colspan="2">ELEMENTI COSTITUITIVI</td><td colspan="2">MALTA</td></tr>
<tr><td colspan="2">Materiale: calcare
Lavorazione: sbozzatura</td><td colspan="2">Tipo: di calce aerea
Funzione: allettamento</td></tr>
<tr><td colspan="2">Dimensione (diagonale elemento): medie (15-25 cm)
Stato di conservazione e qualità: cattivo</td><td colspan="2">Stato di lavorazione e qualità: cattivo
Stato di conservazione e resistenza: incoerente</td></tr>
<tr><td colspan="4">POSA IN OPERA DEGLI ELEMENTI

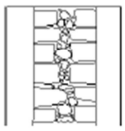
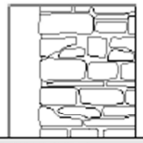
Tessitura</td></tr>
<tr><td>Apparecchiatura:
disordinata
 </td><td>Posa degli elementi:
casuale
 </td><td>Zeppe o scaglie:
in pietra
 </td><td>Ricorsi o listatura:
assenti</td></tr>
<tr><td colspan="4">SEZIONE TRASVERSALE</td></tr>
<tr><td colspan="2">Spessori totale: 80 cm
Paramento esterno: 40 cm
Paramento interno: 40 cm
Presenza di vuoti significativi: no
Presenza di diatoni: no</td><td colspan="2">Tipologia : due paramenti accostati
  </td></tr>
<tr><td colspan="4">INTONACO</td></tr>
<tr><td colspan="2">Stato attuale: assente</td><td colspan="2">Stato di conservazione e resistenza: degradato</td></tr>
<tr><td colspan="4">COLLEGAMENTI TRA LE PARETI MURARIE</td></tr>
<tr><td colspan="2">Martelli :</td><td colspan="2">Angolate</td></tr>
<tr><td colspan="2">Tipologia: collegamenti efficaci
Differente tipologia dei muri di spina – no
Frequente presenza di catene - no</td><td colspan="2">Elementi costitutivi: analoghi alla muratura
Tipologia: collegamenti irregolari
  </td></tr>
<tr><td colspan="4">B – FOTOGRAFIA O PRESENTAZIONE GRAFICA DEL PARAMENTO</td></tr>
<tr><td colspan="4">
Figura A2.27 – muratura tipo C1</td></tr>
</table>

Tabela A.3: Exemplo de aplicação da ficha alvenaria, GNDT (Molise, 2006).

Molise	**Comune di Sepino (Cb)**
Scheda n. 3	**Riferimento scheda 1° livello GNDT** (Tipologia Strutture Verticali): **Codice D** - muratura di pietra sbozzata di cattiva qualità in presenza di irregolarità **Sottotipo 3**

A - CARATTERISTICHE DELLA MURATURA

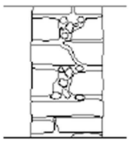
ELEMENTI COSTITUITIVI	*MALTA*
Materiale : calcare **Lavorazione** : sbozzatura	**Tipo** : di calce aerea **Funzione** : allettamento
Dimensione (diagonale elemento) : medie (15-25 cm) **Stato di conservazione e qualità** : buono	**Stato di lavorazione e qualità**: buono **Stato di conservazione e resistenza** : tenace

POSA IN OPERA DEGLI ELEMENTI

Tessitura

Apparecchiatura: corsi orizzontali	**Posa degli elementi**: orizzontale	**Zeppe o scaglie**: in pietra	**Ricorsi o listatura**: assenti

SEZIONE TRASVERSALE

Spessori totale: 80 cm **Paramento esterno**: 40 cm **Paramento interno**: 40 cm **Presenza di vuoti significativi**: no **Presenza di diatoni**: si	**Tipologia** : due paramenti ammorsati 

INTONACO

Stato attuale: in parte mancante	**Stato di conservazione e resistenza**:degradato

COLLEGAMENTI TRA LE PARETI MURARIE

Martelli :	**Angolate**
Tipologia: collegamenti efficaci **Differente tipologia dei muri di spina** – no **Frequente presenza di catene** - no	**Elementi costitutivi**: di dimensione maggiore **Tipologia**: collegamenti irregolari

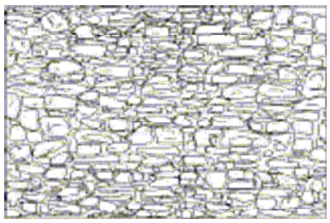
B – FOTOGRAFIA O PRESENTAZIONE GRAFICA DEL PARAMENTO

Tabela A.4: Ábaco do 1º, 2º e 3º nível de conhecimento, sobre alvenaria irregular (A2), adaptado de (GNDT, 2000; Sousa, 2010).

A2: PEDRA GROSSEIRA (PEDREGULHO)

Descrição: constituída predominantemente por pedras grosseiras geralmente não trabalhadas ou de difícil trabalhabilidade: elementos de forma irregular de várias dimensões como cascalho de pedreira e lascas de pedra.

Sem fiadas de regularização (S.R.)



Atribuição

1º Nível	I			
2º Nível	Mc		Mb	
	I		I	
3º Nível	Ps	Pc	Ps	Pc
	I	I	I	I/II

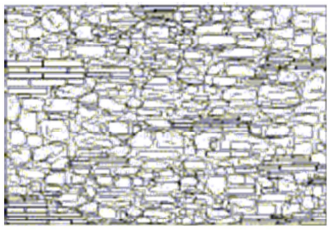
San Biase (CB): Pedras com textura desordenada

Atribuição

1º Nível	I			
2º Nível	Mc		Mb	
	I		I	
3º Nível	Ps	Pc	Ps	Pc
	I	I	I	I/II

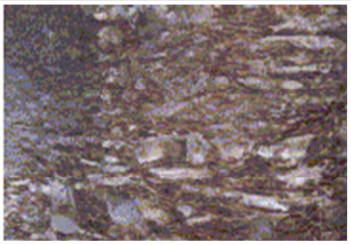
Benevento: pedras com textura mais ordenada

Com fiadas de regularização (C.R.)

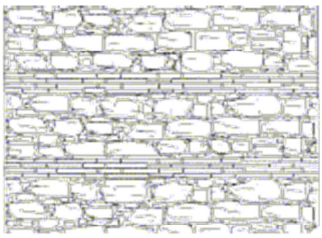


Atribuição

1º Nível	I - II			
2º Nível	Mc		Mb	
	I		I/II	
3º Nível	Ps	Pc	Ps	Pc
	I	I/II	I	II



Alia (PA): alvenaria desordenada com telhas chatas e calcário.



Atribuição

1º Nível	I - II			
2º Nível	Mc		Mb	
	I		I/II	
3º Nível	Ps	Pc	Ps	Pc
	I	I/II	I	II

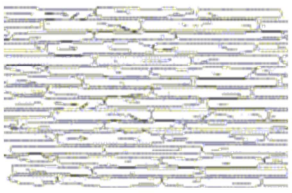
Benevento: alvenaria de pedras com recursos de tijolos

Tabela A.5: Ábaco do 1º, 2º e 3º nível de conhecimento, sobre alvenaria de pedra talhada (B), adaptado de (GNDT, 2000; Sousa, 2010).

B1: PEDRAS LAMINADAS

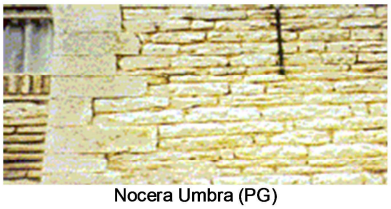
Descrição: constituída predominantemente por elementos semi-trabalhados, laminados ("a soletti") a partir de rocha de baixa resistência que tende a quebrar ao longo do plano horizontal. A forma quase regular dos elementos exclui quase sempre a textura desordenada.

Sem fiadas de regularização (S.R.)



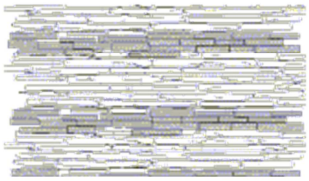
Atribuição

	I - II			
1º Nível	Mc		Mb	
2º Nível	I		I/II	
3º Nível	Ps	Pc	Ps	Pc
	I	I/II	I	II



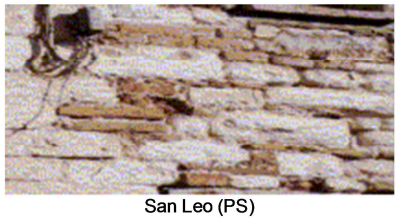
Nocera Umbra (PG)

Com fiadas de regularização (C.R.)



Atribuição

	I - II			
1º Nível	Mc		Mb	
2º Nível	I		II	
3º Nível	Ps	Pc	Ps	Pc
	I	II	II	II



San Leo (PS)

B2: PEDRA SEMI-REGULAR

Descrição: constituída por pedra semi-trabalhadas quase regulares e de maiores dimensões que B1. A semi-regularidade dos elementos exclui a textura desordenada.

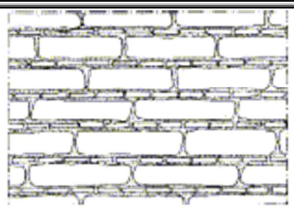
Sem fiadas de regularização (S.R.)

Atribuição

	I - II			
1º Nível	Mc		Mb	
2º Nível	I/II		I/II	
3º Nível	Ps	Pc	Ps	Pc
	I	II	I	II

Cerchiara (CS): pedra calcaria semi-trabalhada

Com fiadas de regularização (C.R.)



Atribuição

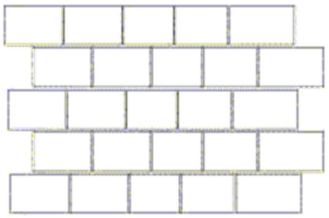
	I - II			
1º Nível	Mc		Mb	
2º Nível	I/II		II	
3º Nível	Ps	Pc	Ps	Pc
	I	II	I	II

Tabela A.6: Ábaco do 2º e 3º nível de conhecimento, sobre alvenaria de pedra regular (C), adaptado de (GNDT, 2000; Sousa, 2010).

C1: PEDRA QUADRANGULAR

Descrição: constituída por pedras quadrangulares. A regularidade dos elementos exclui a textura desordenada.

Sem fiadas de regularização (S.R.)



Atribuição

1º Nível	I - II			
2º Nível	Mc		Mb	
3º Nível	I/II		II	
	Ps	Pc	Ps	Pc
	I	II	I/II	II

Favignana (TP)

Benevento: tufo vulcânico

Com fiadas de regularização (C.R.)

Atribuição

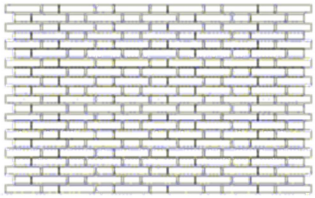
1º Nível	II			
2º Nível	Mc		Mb	
3º Nível	I/II		II	
	Ps	Pc	Ps	Pc
	I/II	II	II	II

Napoli: tufo vulcânico e tijolos

C2: TIJOLOS

Descrição: constituída por elementos de tijolo que, devido à sua regularidade exclui a textura desordenada.

Sem fiadas de regularização (S.R.)



Atribuição

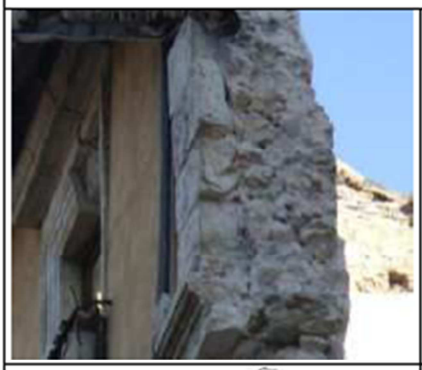
1º Nível	II			
2º Nível	Mc		Mb	
3º Nível	II		II	
	Ps	Pc	Ps	Pc
	I/II	II	II	II

Nocera Umbra (PG)

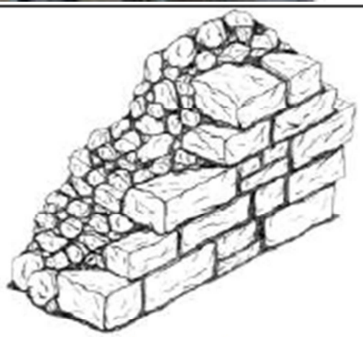
Tabela A.7: Exemplo de aplicação da ficha de qualidade murária, extraído de Borri (2006).

SCHEDA DI VALUTAZIONE DELLA QUALITA' MURARIA — **AQ2**

FOTO



SCHEMI



Assonometria

Prospetto

Sezione

DESCRIZ.

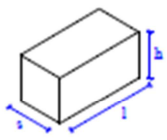
Muratura di blocchi di pietra squadrata e ciottoli a doppio paramento.

Muratura di tessitura fortemente disomogenea: costituita da paramento esterno di blocchi di pietra squadrata con buona tessitura muraria, rispetto dei filari orizzontali e sfalsamento dei giunti verticali. Il paramento interno è di ciottoli e scaglie di pietra disposte in maniera casuale con interposti detriti di piccole dimensioni. Spessore murario di notevoli dimensioni ≅ 70÷80 cm. Spesso rinvenuta in chiese e campanili.

MAT.

Paramento esterno in pietra calcarea compatta. Malta di calce e sabbia polverulenta.

GEOMETRIA



Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi: (paramento esterno)
s = 15 ÷ 20 cm
h = 8 ÷ 17 cm
l = 15 ÷ 35 cm

ANALISI IQM

P.D.	MA.	F. EL.	S. G.	R. EL.	OR.	D. EL.	Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano
NR	NR	NR	PR	R	PR	PR	Metodo punteggi	C	C	C
							LMT (sezione)		~115	150 e < 140
							IQM	1,5	1,5	1
							Parametri meccanici: valori MIN–MAX	f_m (N/cmq)	E (N/mmq)	τ_0 (N/cmq)
								131-227	712-1049	2,3-3,7

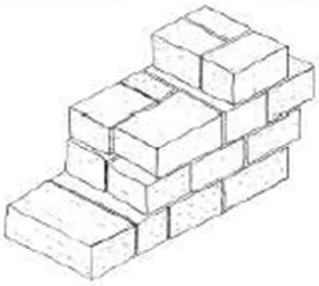
N.B. Sul paramento interno ciottoli di dimensione minima.
La LMT nel piano è PR sul paramento esterno ed NR sul paramento interno di ciottoli, pertanto il giudizio sul parametro **SG** relativo allo sfalsamento dei giunti verticali è NR.

Tabela A.8: Exemplo de aplicação da ficha de qualidade murária, extraído de Borri (2006).

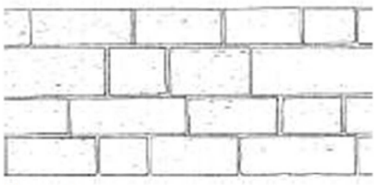
SCHEDA DI VALUTAZIONE DELLA QUALITA' MURARIA — **NUM. 01**

FOTO

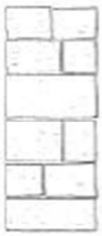
SCHEMI



Vista assonometrica



Prospetto



Sezione

DESCRIZIONE

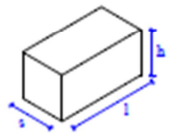
Muratura di blocchi di pietra perfettamente squadrata.

I paramenti sono costituiti da conci lavorati di pietra calcarea bianca o rosa e talvolta arenaria. La tessitura muraria regolare presenta corsi orizzontali di altezze diverse ed un buon sfalsamento dei giunti verticali.
Vi è presenza di elementi disposti ortogonalmente al piano della muratura (diatoni).

MATERIALI

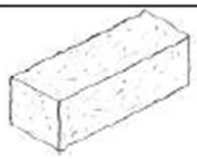
Calcare bianco e rosato di Gubbio: compatto a frattura concoide.
Calcari compatti di Perugia: biancastri o rossastri dal bianco al grigio nero, al roseo al rosso.
Calcari del Subasio (Assisi): calcari bianchi e rossi, duri e compatti.
Macigno di Scheggia e Gubbio: grigio, simile alla pietra serena toscana.
Pietra serena del Trasimeno e dell'altotevere: colore grigiastro, con talvolta infiltrazioni giallo marronastre.
Malta di calce e sabbia spesso polverulenta ma sufficiente ad assicurare un contatto uniforme tra i blocchi.

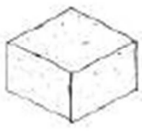
GEOMETRIA



Dimensioni e forme ricorrenti dei blocchi:

s = 15 ÷ 30 cm
h = 15 ÷ 20 cm
l = 15 ÷ 50 cm





ANALISI IQM

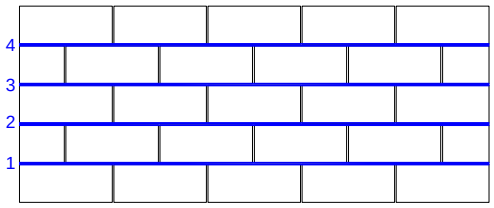
P.D.	MA.	F. EL.	S. G.	R. EL.	OR.	D. EL.	Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano
R	PR	R	R	R	R	R	Metodo Punteggi	A	A	A
							LMT		160	166
							IQM	8,5	9,5	9
							Parametri meccanici: valori MIN–MAX	f_m (N/cmq)	E (N/mmq)	τ_0 (N/cmq)
								625-915	2402-3294	13,3-18,2

Anexo B: Quantificação de índices de irregularidade de paredes dos casos de estudo

B.1 Índice alinhamento horizontal: I_{AH}

Tabela B.1: Índices parciais de irregularidade do alinhamento horizontal (I_{AH}) de paredes pertencentes a casos de estudo.

REF1

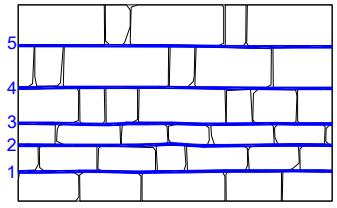


IAH(%)

0.00

L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.58	1	3.58	0.00
	2	3.58	0.00
	3	3.58	0.00
	4	3.58	0.00

SE1

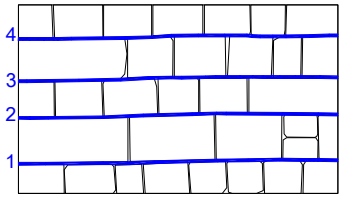


IAH(%)

0.02

L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.713	1	3.713	0.01
	2	3.714	0.03
	3	3.713	0.02
	4	3.713	0.00
	5	3.713	0.00

MF1

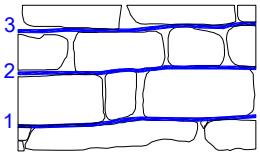


IAH(%)

0.02

L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.3991	1	3.3997	0.02
	2	3.3999	0.02
	3	3.3998	0.02
	4	3.4003	0.03

PN3

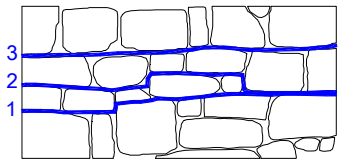


IAH(%)

0.26

L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
2.4087	1	2.4147	0.0025
	2	2.4138	0.0021
	3	2.4161	0.0031

PN4

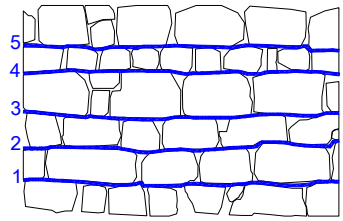


IAH(%)

3.54

L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.1707	1	3.2485	0.0245
	2	3.4211	0.0790
	3	3.1787	0.0025

CG1



IAH(%)

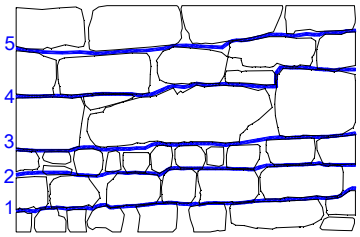
1.00

L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.3845	1	3.4245	0.0118
	2	3.4437	0.0175
	3	3.3995	0.0044
	4	3.4040	0.0058
	5	3.4211	0.0108

CG2

IAH(%)

2.17

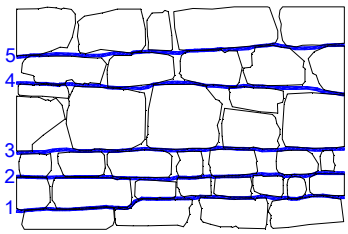


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.6474	1	3.7143	0.0183
	2	3.6920	0.0122
	3	3.6800	0.0089
	4	3.8513	0.0559
	5	3.6960	0.0133

CG3

IAH(%)

0.80

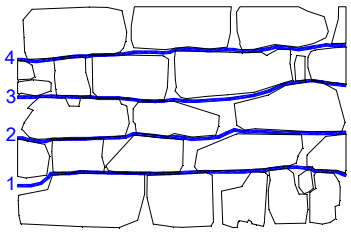


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.5170	1	3.5712	0.0154
	2	3.5367	0.0056
	3	3.5295	0.0035
	4	3.5446	0.0079
	5	3.5439	0.0077

CG4

IAH(%)

1.29

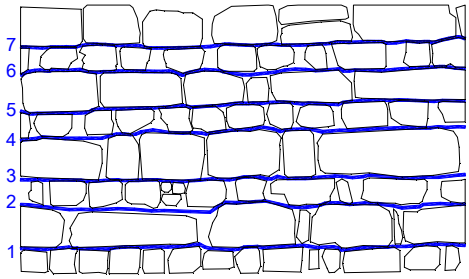


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.6186	1	3.6938	0.0208
	2	3.6588	0.0111
	3	3.6590	0.0112
	4	3.6491	0.0084

CG5

IAH(%)

0.82

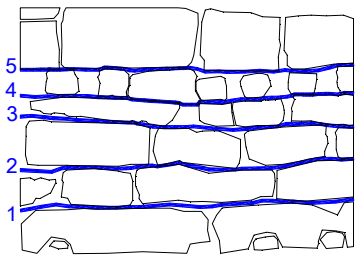


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
4.9976	1	5.0398	0.0085
	2	5.0631	0.0131
	3	5.0233	0.0051
	4	5.0377	0.0080
	5	5.0276	0.0060
	6	5.0527	0.0110
	7	5.0316	0.0068

CG6

IAH(%)

0.72

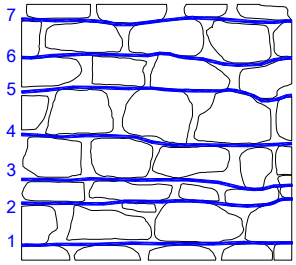


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.3403	1	3.3576	0.0052
	2	3.3716	0.0094
	3	3.3571	0.0050
	4	3.3720	0.0095
	5	3.3630	0.0068

PV1

IAH(%)

0.68

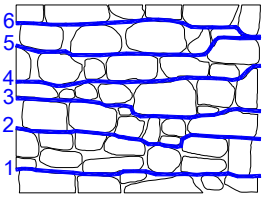


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.2009	1	3.2110	0.0032
	2	3.2270	0.0082
	3	3.2258	0.0078
	4	3.2149	0.0044
	5	3.2387	0.0118
	6	3.2286	0.0087
	7	3.2129	0.0038

LL1

IAH(%)

2.86

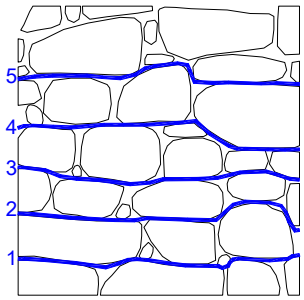


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
2.4123	1	2.4351	0.0094
	2	2.5121	0.0414
	3	2.4859	0.0305
	4	2.4762	0.0265
	5	2.5130	0.0418
	6	2.4652	0.0219

LL2

IAH(%)

4.06

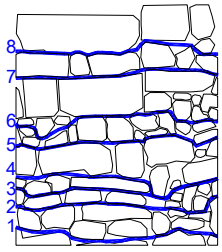


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
2.8585	1	2.9311	0.0254
	2	3.0808	0.0778
	3	2.9009	0.0148
	4	2.9549	0.0337
	5	3.0056	0.0515

FI1

IAH(%)

5.36

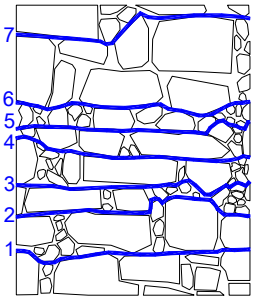


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
2.2572	1	2.3326	0.0334
	2	2.3862	0.0571
	3	2.3780	0.0535
	4	2.4420	0.0818
	5	2.3529	0.0424
	6	2.4935	0.1047
	7	2.2750	0.0079
	8	2.3621	0.0465

FI2

IAH(%)

4.93

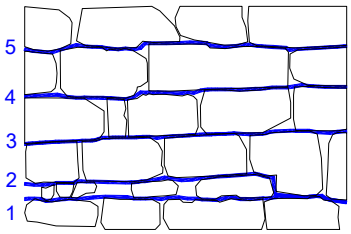


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
2.3608	1	2.4197	0.0249
	2	2.5826	0.0939
	3	2.4963	0.0574
	4	2.4161	0.0234
	5	2.4848	0.0525
	6	2.4298	0.0292
	7	2.5122	0.0641

FI3

IAH(%)

1.97

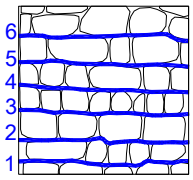


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i (%)
3.2673	1	3.3026	0.0108
	2	3.4469	0.0550
	3	3.2818	0.0044
	4	3.3022	0.0107
	5	3.3251	0.0177

DH1

IAH(%)

0.75

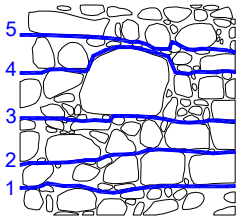


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i (%)
1.6301	1	1.6486	0.0114
	2	1.6523	0.0136
	3	1.6359	0.0036
	4	1.6336	0.0022
	5	1.6348	0.0029
	6	1.6485	0.0113

DH2

IAH(%)

3.79

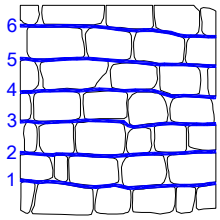


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i (%)
2.2043	1	2.2294	0.0114
	2	2.2268	0.0102
	3	2.2395	0.0160
	4	2.4513	0.1121
	5	2.2921	0.0398

DH3

IAH(%)

0.51

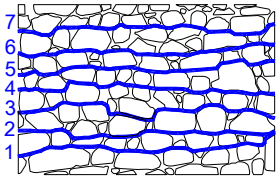


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i (%)
2.1464	1	2.1589	0.0058
	2	2.1508	0.0021
	3	2.1670	0.0096
	4	2.1591	0.0059
	5	2.1520	0.0026
	6	2.1561	0.0045

VG1

IAH(%)

4.50

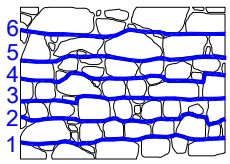


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i (%)
2.6033	1	2.7113	0.0415
	2	2.6746	0.0274
	3	2.8224	0.0842
	4	2.7605	0.0604
	5	2.6958	0.0356
	6	2.6550	0.0199
	7	2.7233	0.0461

VG2

IAH(%)

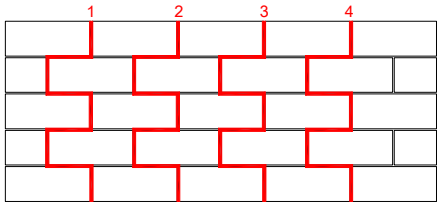
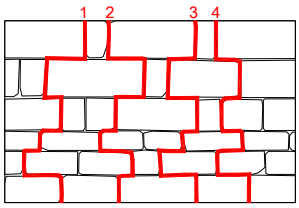
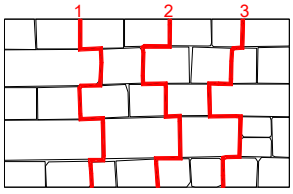
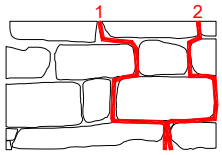
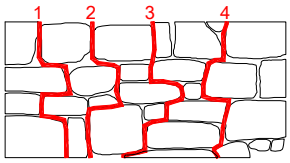
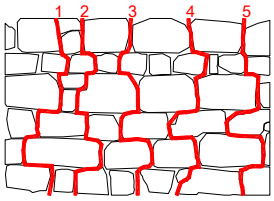
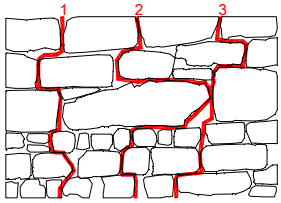
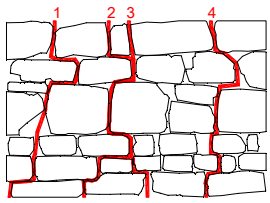
3.09



L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i (%)
1.8931	1	1.9227	0.0156
	2	1.9959	0.0543
	3	1.9419	0.0258
	4	2.0142	0.0640
	5	1.9222	0.0153
	6	1.9131	0.0106

B.2 Índice alinhamento vertical: I_{AV}

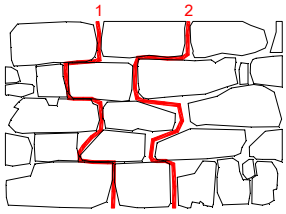
Tabela B.2: Índices parciais de irregularidade do alinhamento vertical (I_{AV}) de paredes pertencentes a casos de estudo.

REF1 IAV(%) 1.03				SE1 IAV(%) 1.49			
H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$	H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.330	1	4.5972	0.9730	2.3197	1	3.9103	0.6857
	2	4.5972	0.9730		2	3.8464	0.6581
	3	4.5972	0.9730		3	3.9815	0.7163
	4	4.5972	0.9730		4	3.7481	0.6158
MF1 IAV(%) 2.09				PN3 IAV(%) 0.86			
H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$	H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.0085	1	2.9319	0.4598	1.4723	1, 2	2.6000	0.7660
	2	3.0524	0.5197				
	3	2.9248	0.4562				
PN4 IAV(%) 2.38				CG1 IAV(%) 2.51			
H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$	H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
1.5322	1	2.2940	0.4972	2.2566	1	3.1252	0.3849
	2	2.0745	0.3540		2	3.0631	0.3574
	3	2.3328	0.5225		3	3.0927	0.3705
	4	1.9971	0.3034		4	3.1887	0.4130
					5	3.3145	0.4688
CG2 IAV(%) 1.68				CG3 IAV(%) 2.72			
H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$	H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.4295	1	3.2606	0.3421	2.3897	1	3.3298	0.3934
	2	4.8686	1.0039		2	3.6846	0.5418
	3	3.5034	0.4420		3	3.0196	0.2636
					4	3.0332	0.2692

CG4

IAV(%)

1.69

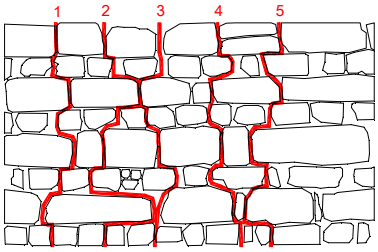


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.4337	1	3.7322	0.5336
	2	4.0075	0.6467

CG5

IAV(%)

2.52

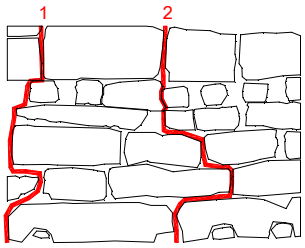


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
3.0206	1	3.8528	0.2755
	2	5.3399	0.7678
	3	3.6958	0.2235
	4	3.8414	0.2717
	5	4.3749	0.4483
	6	3.8528	0.2755
	7	5.3399	0.7678

CG6

IAV(%)

2.59

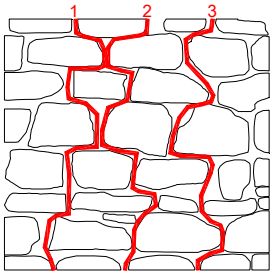


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.4731	1	3.1765	0.2844
	2	3.6107	0.4600

PV1

IAV(%)

2.21

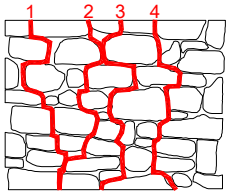


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
3.0335	1	4.3589	0.4369
	2	4.4482	0.4663
	3	4.4187	0.4567

LL1

IAV(%)

2.69

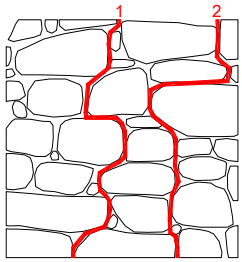


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
1.8569	1	2.5690	0.3835
	2	2.4639	0.3268
	3	2.7791	0.4966
	4	2.3795	0.2814

LL2

IAV(%)

2.85

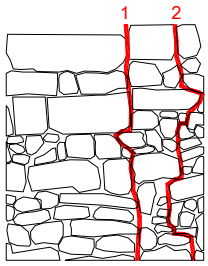


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.9338	1, 2	3.9638	0.3511

FI1

IAV(%)

6.40

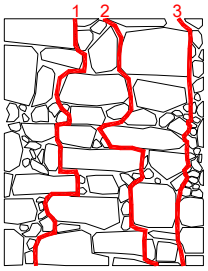


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.6925	1	2.9201	2.9201
	2	3.3061	3.3061

FI2

IAV(%)

4.78

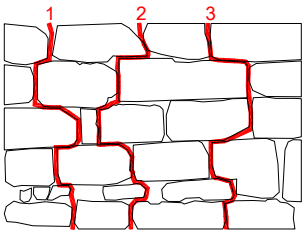


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.9256	1	4.1009	0.4017
	2	3.9627	0.3545
	3	3.1115	0.0635

FI3

IAV(%)

2.40

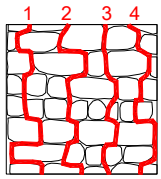


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.2620	1	3.0450	0.3462
	2	3.2457	0.4349
	3	3.1651	0.3992

DH1

IAV(%)

2.63

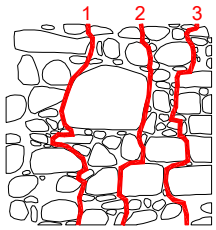


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
1.6122	1	2.5761	0.5978
	2	2.3374	0.4498
	3	1.8743	0.1626
	4	2.1107	0.3091

DH2

IAV(%)

4.33

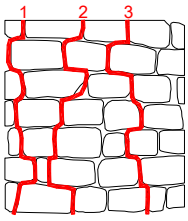


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.1493	1	2.7690	0.2883
	2	2.4323	0.1317
	3	2.7354	0.2727

DH3

IAV(%)

3.20

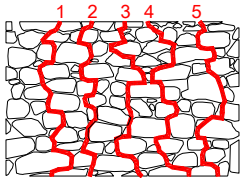


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.3135	1	2.8558	0.2344
	2	3.1840	0.3763
	3	3.0726	0.3281

VG1

IAV(%)

2.12

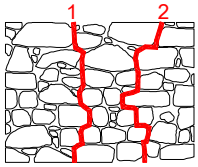


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
1.7265	1	2.5697	0.4884
	2	2.3760	0.3762
	3	2.6038	0.5081
	4	2.6943	0.5605
	5	2.4663	0.4284

VG2

IAV(%)

3.91

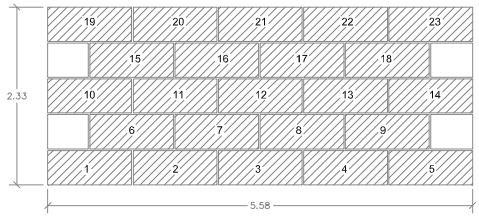


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
1.4043	1	1.6013	0.1403
	2	1.9254	0.3710

B.3 Índice dimensão da pedra: I_{DP}

Tabela B.3: Índices parciais de irregularidade da dimensão da pedra (I_{DP}) de paredes pertencentes a casos de estudo.

REF1

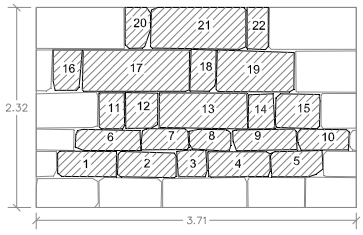


IDP(%)

0.00

Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.50	0.000
2	0.50	0.000
3	0.50	0.000
4	0.50	0.000
5	0.50	0.000
6	0.50	0.000
7	0.50	0.000
8	0.50	0.000
9	0.50	0.000
10	0.50	0.000
11	0.50	0.000
12	0.50	0.000
13	0.50	0.000
14	0.50	0.000
15	0.50	0.000
16	0.50	0.000
17	0.50	0.000
18	0.50	0.000
19	0.50	0.000
20	0.50	0.000
21	0.50	0.000
22	0.50	0.000
23	0.50	0.000

SE1

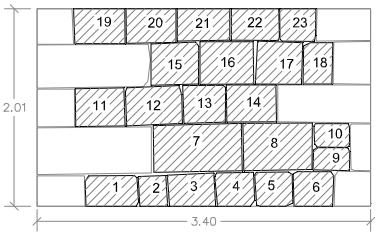


IDP(%)

2.26

Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.198	0.297
2	0.194	0.301
3	0.102	0.393
4	0.206	0.289
5	0.170	0.325
6	0.175	0.320
7	0.129	0.366
8	0.111	0.384
9	0.173	0.322
10	0.139	0.356
11	0.121	0.374
12	0.151	0.344
13	0.418	0.077
14	0.119	0.376
15	0.199	0.296
16	0.147	0.348
17	0.593	0.098
18	0.137	0.358
19	0.420	0.075
20	0.128	0.367
21	0.523	0.028
22	0.119	0.376

MF1

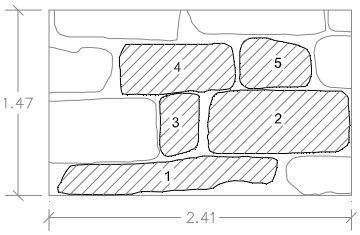


IDP(%)

2.45

Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.162	0.333
2	0.087	0.408
3	0.154	0.341
4	0.130	0.365
5	0.127	0.368
6	0.140	0.355
7	0.432	0.063
8	0.334	0.161
9	0.084	0.411
10	0.085	0.410

PN3

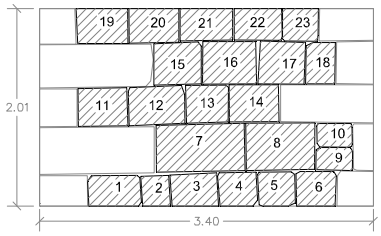


IDP(%)

1.47

Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.387	0.108
2	0.545	0.050
3	0.142	0.353
4	0.345	0.150
5	0.201	0.294
1	0.387	0.108
2	0.545	0.050
3	0.142	0.353
4	0.345	0.150
5	0.201	0.294

MF1

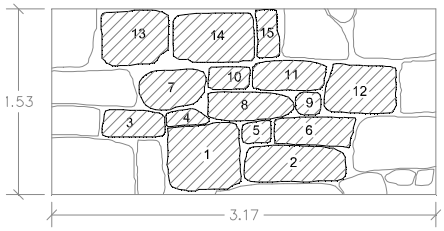


IDP(%)

2.45

Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
11	0.193	0.302
12	0.218	0.277
13	0.163	0.332
14	0.191	0.304
15	0.204	0.291
16	0.236	0.259
17	0.199	0.296
18	0.122	0.373
19	0.184	0.311
20	0.178	0.317
21	0.172	0.323
22	0.156	0.339
23	0.120	0.375

PN4

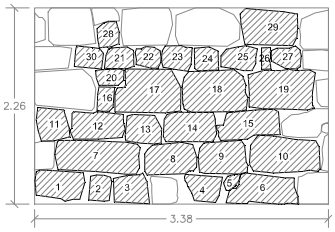


IDP(%)

2.68

Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.311	0.184
2	0.234	0.261
3	0.108	0.387
4	0.039	0.456
5	0.041	0.454
6	0.147	0.348
7	0.152	0.343
8	0.148	0.347
9	0.035	0.460
10	0.061	0.434
11	0.138	0.357
12	0.221	0.274
13	0.232	0.263
14	0.261	0.234
15	0.069	0.426

CG1



IDP(%)

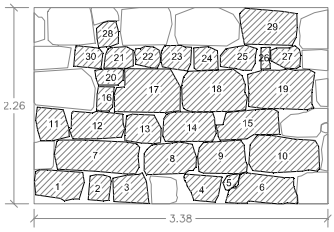
2.64

Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.168	0.327
2	0.070	0.425
3	0.120	0.375
4	0.104	0.391
5	0.022	0.473
6	0.226	0.269
7	0.335	0.160
8	0.198	0.297
9	0.196	0.299
10	0.307	0.188
11	0.121	0.374
12	0.180	0.315
13	0.123	0.372
14	0.194	0.301
15	0.202	0.293
16	0.052	0.443
17	0.338	0.157
18	0.333	0.162
19	0.326	0.169
20	0.054	0.441
21	0.074	0.421
22	0.061	0.434
23	0.088	0.407

CG1

IDP(%)

2.64

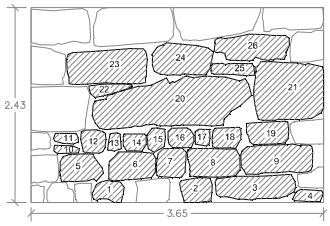


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
24	0.069	0.426
25	0.096	0.399
26	0.025	0.470
27	0.071	0.424
28	0.066	0.429
29	0.250	0.245
30	0.073	0.422

CG2

IDP(%)

2.75

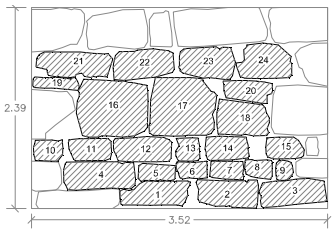


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.084	0.411
2	0.109	0.386
3	0.263	0.232
4	0.047	0.448
5	0.158	0.337
6	0.185	0.310
7	0.124	0.371
8	0.219	0.276
9	0.297	0.198
10	0.026	0.469
11	0.034	0.461
12	0.081	0.414
13	0.031	0.464
14	0.056	0.439
15	0.056	0.439
16	0.071	0.424
17	0.035	0.460
18	0.085	0.410
19	0.135	0.360
20	0.957	0.462
21	0.588	0.093
22	0.057	0.438
23	0.405	0.090
24	0.260	0.235
25	0.073	0.422
26	0.255	0.240

CG3

IDP(%)

2.44

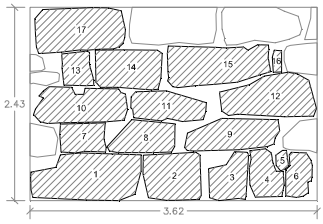


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.205	0.290
2	0.217	0.278
3	0.223	0.272
4	0.267	0.228
5	0.083	0.412
6	0.069	0.426
7	0.082	0.413
8	0.066	0.429
9	0.042	0.453
10	0.080	0.415
11	0.125	0.370
12	0.189	0.306
13	0.071	0.424
14	0.137	0.358
15	0.105	0.390
16	0.529	0.034
17	0.499	0.004
18	0.232	0.263
19	0.068	0.427
20	0.128	0.367
21	0.234	0.261
22	0.228	0.267
23	0.222	0.273
24	0.228	0.267

CG4

IDP(%)

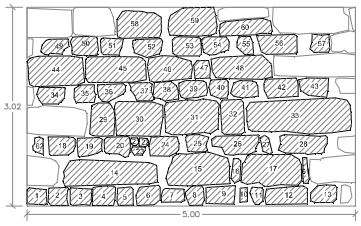
1.60



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.702	0.207
2	0.407	0.088
3	0.238	0.257
4	0.238	0.257
5	0.032	0.463
6	0.159	0.336
7	0.201	0.294
8	0.282	0.213
9	0.395	0.100
10	0.458	0.037
11	0.296	0.199
12	0.515	0.020
13	0.149	0.346
14	0.393	0.102
15	0.573	0.078
16	0.030	0.465
17	0.577	0.082

CG5

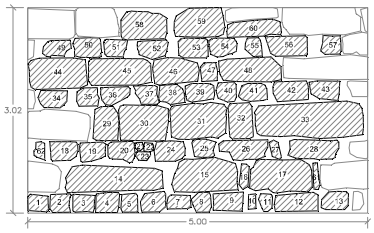
IDP(%)



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.070	0.425
2	0.076	0.419
3	0.080	0.415
4	0.098	0.397
5	0.064	0.431
6	0.096	0.399
7	0.068	0.427
8	0.071	0.424
9	0.113	0.382
10	0.023	0.472
11	0.042	0.453
12	0.162	0.333
13	0.095	0.400
14	0.496	0.001
15	0.427	0.068
16	0.043	0.452
17	0.399	0.096
18	0.105	0.390
19	0.096	0.399
20	0.103	0.392
21	0.012	0.483
22	0.016	0.479
23	0.023	0.472
24	0.122	0.373
25	0.079	0.416
26	0.172	0.323
27	0.033	0.462
28	0.189	0.306
29	0.171	0.324
30	0.362	0.133
31	0.405	0.090
32	0.180	0.315
33	0.766	0.271
34	0.095	0.400
35	0.079	0.416
36	0.091	0.404
37	0.081	0.414
38	0.093	0.402
39	0.103	0.392
40	0.074	0.421
41	0.095	0.400
42	0.141	0.354
43	0.110	0.385
44	0.370	0.125
45	0.346	0.149
46	0.232	0.263
47	0.062	0.433

CG5

IDP(%)

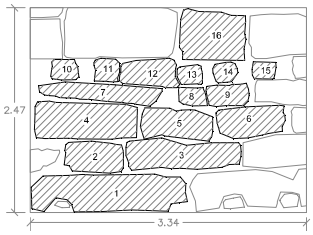


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
48	0.294	0.201
49	0.081	0.414
50	0.111	0.384
51	0.078	0.417
52	0.103	0.392
53	0.122	0.373
54	0.096	0.399
55	0.056	0.439
56	0.164	0.331
57	0.073	0.422
58	0.256	0.239
59	0.290	0.205
60	0.174	0.321
61	0.030	0.465
62	0.033	0.462

CG6

IDP(%)

2.17

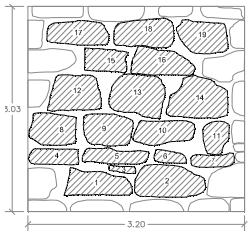


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.070	0.425
2	0.076	0.419
3	0.080	0.415
4	0.098	0.397
5	0.064	0.431
6	0.096	0.399
7	0.068	0.427
8	0.071	0.424
9	0.113	0.382
10	0.023	0.472
11	0.042	0.453
12	0.162	0.333
13	0.095	0.400
14	0.496	0.001
15	0.427	0.068
16	0.043	0.452
17	0.399	0.096
18	0.105	0.390
19	0.096	0.399
20	0.103	0.392
21	0.012	0.483
22	0.016	0.479

PV1

IDP(%)

1.79

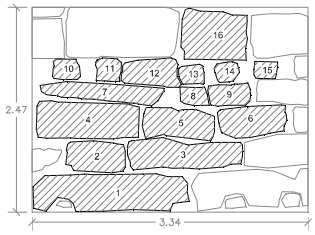


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.303	0.192
2	0.420	0.075
3	0.034	0.461
4	0.161	0.334
5	0.187	0.308
6	0.075	0.420
7	0.110	0.385
8	0.290	0.205
9	0.305	0.190
10	0.274	0.221
11	0.154	0.341
12	0.361	0.134
13	0.431	0.064
14	0.443	0.052
15	0.199	0.296
16	0.306	0.189
17	0.285	0.210
18	0.332	0.163
19	0.305	0.190

CG6

IDP(%)

2.17

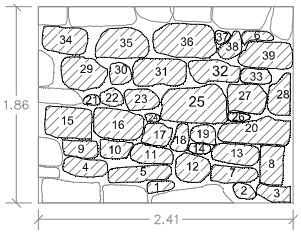


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
23	0.023	0.472
24	0.122	0.373
25	0.079	0.416
26	0.172	0.323
27	0.033	0.462
28	0.189	0.306
29	0.171	0.324
30	0.362	0.133
31	0.405	0.090
32	0.180	0.315
33	0.766	0.271
34	0.095	0.400
35	0.079	0.416
36	0.091	0.404
37	0.081	0.414
38	0.093	0.402
39	0.103	0.392
40	0.074	0.421
41	0.095	0.400
42	0.141	0.354
43	0.110	0.385
44	0.370	0.125
45	0.346	0.149
46	0.232	0.263
47	0.062	0.433
48	0.294	0.201
49	0.081	0.414
50	0.111	0.384
51	0.078	0.417
52	0.103	0.392
53	0.122	0.373
54	0.096	0.399
55	0.056	0.439
56	0.164	0.331
57	0.073	0.422
58	0.256	0.239
59	0.290	0.205
60	0.174	0.321
61	0.030	0.465
62	0.033	0.462

LL1

IDP(%)

3.28

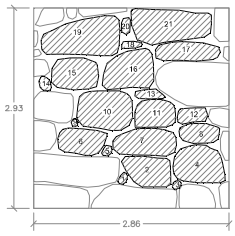


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.024	0.471
2	0.025	0.470
3	0.043	0.452
4	0.064	0.431
5	0.081	0.414
6	0.026	0.469
7	0.062	0.433
8	0.080	0.415
9	0.050	0.445
10	0.046	0.449
11	0.062	0.433
12	0.075	0.420
13	0.077	0.418
14	0.017	0.478
15	0.125	0.370
16	0.123	0.372
17	0.051	0.444
18	0.034	0.461
19	0.037	0.458
20	0.143	0.352
21	0.013	0.482
22	0.029	0.466
23	0.056	0.439
24	0.009	0.486
25	0.198	0.297
26	0.015	0.480
27	0.092	0.403
28	0.069	0.426
29	0.111	0.384
30	0.036	0.459
31	0.122	0.373
32	0.088	0.407
33	0.038	0.457
34	0.099	0.396
35	0.125	0.370
36	0.169	0.326
37	0.014	0.481
38	0.038	0.457
39	0.114	0.381

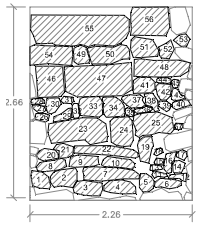
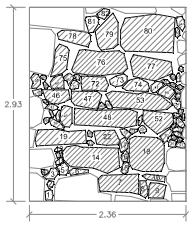
LL2

IDP(%)

2.33



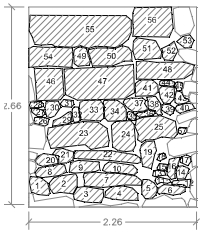
Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.016	0.479
2	0.267	0.228
3	0.012	0.483
4	0.352	0.143
5	0.016	0.479
6	0.230	0.265
7	0.315	0.180
8	0.146	0.349
9	0.008	0.487
10	0.411	0.084
11	0.217	0.278
12	0.087	0.408
13	0.049	0.446
14	0.028	0.467
15	0.281	0.214
16	0.363	0.132
17	0.228	0.267
18	0.027	0.468
19	0.538	0.043
20	0.026	0.469
21	0.497	0.002
1	0.016	0.479
2	0.267	0.228
3	0.012	0.483
4	0.352	0.143
5	0.016	0.479
6	0.230	0.265
7	0.315	0.180
8	0.146	0.349
9	0.008	0.487
10	0.411	0.084
11	0.217	0.278
12	0.087	0.408
13	0.049	0.446
14	0.028	0.467
15	0.281	0.214
16	0.363	0.132
17	0.228	0.267
18	0.027	0.468
19	0.538	0.043
20	0.026	0.469
21	0.497	0.002

FI1 IDP(%) 3.27			FI2 IDP(%) 3.46		
Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$	Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.052	0.443	1	0.015	0.480
2	0.082	0.413	2	0.009	0.486
3	0.073	0.422	3	0.022	0.473
4	0.070	0.425	4	0.006	0.489
5	0.042	0.453	5	0.022	0.473
6	0.040	0.455	6	0.020	0.475
7	0.125	0.370	7	0.155	0.340
8	0.054	0.441	8	0.026	0.469
9	0.058	0.437	9	0.052	0.443
10	0.055	0.440	10	0.026	0.469
11	0.013	0.482	11	0.008	0.487
12	0.017	0.478	12	0.005	0.490
13	0.011	0.484	13	0.005	0.490
14	0.023	0.472	14	0.269	0.226
15	0.011	0.484	15	0.015	0.480
16	0.032	0.463	16	0.014	0.481
17	0.015	0.480	17	0.021	0.474
18	0.008	0.487	18	0.258	0.237
19	0.060	0.435	19	0.164	0.331
20	0.039	0.456	20	0.006	0.489
21	0.039	0.456	21	0.006	0.489
22	0.104	0.391	22	0.073	0.422
23	0.247	0.248	23	0.014	0.481
24	0.118	0.377	24	0.006	0.489
25	0.153	0.342	25	0.010	0.485
26	0.018	0.477	26	0.010	0.485
27	0.014	0.481	27	0.010	0.485
28	0.014	0.481	28	0.004	0.491
29	0.028	0.467	29	0.005	0.490
30	0.035	0.460	30	0.019	0.476
31	0.014	0.481	31	0.007	0.488
32	0.017	0.478	32	0.009	0.486
33	0.084	0.411	33	0.004	0.491
34	0.074	0.421	34	0.013	0.482
35	0.011	0.484	35	0.006	0.489
36	0.015	0.480	36	0.003	0.492
37	0.045	0.450	37	0.005	0.490
38	0.033	0.462	38	0.006	0.489
39	0.018	0.477	39	0.019	0.476
40	0.023	0.472	40	0.049	0.446
41	0.060	0.435	41	0.008	0.487
42	0.040	0.455	42	0.005	0.490
43	0.021	0.474	43	0.012	0.483
44	0.014	0.481	44	0.004	0.491
45	0.010	0.485	45	0.011	0.484
46	0.158	0.337	46	0.071	0.424
47	0.394	0.101	47	0.099	0.396

FI1

IDP(%)

3.27

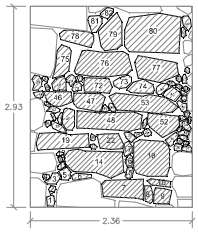


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
48	0.171	0.324
49	0.047	0.448
50	0.124	0.371
51	0.092	0.403
52	0.037	0.458
53	0.026	0.469
54	0.153	0.342
55	0.549	0.054
56	0.206	0.289
57	0.0087	0.486

FI2

IDP(%)

3.46

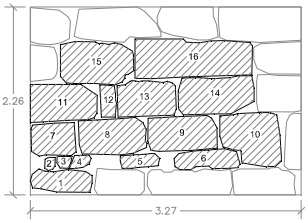


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
48	0.235	0.260
49	0.008	0.487
50	0.008	0.487
51	0.007	0.488
52	0.115	0.380
53	0.210	0.285
54	0.015	0.480
55	0.006	0.489
56	0.033	0.462
57	0.021	0.474
58	0.006	0.489
59	0.005	0.490
60	0.004	0.491
61	0.005	0.490
62	0.006	0.489
63	0.006	0.489
64	0.005	0.490
65	0.024	0.471
66	0.005	0.490
67	0.005	0.490
68	0.033	0.462
69	0.015	0.480
70	0.015	0.480
71	0.005	0.490
72	0.081	0.414
73	0.035	0.460
74	0.059	0.436
75	0.086	0.409
76	0.268	0.227
77	0.180	0.315
78	0.088	0.407
79	0.134	0.361
80	0.425	0.070
81	0.038	0.457
82	0.018	0.477
83	0.008	0.487
84	0.020	0.475

FI3

IDP(%)

2.09

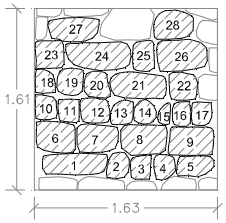


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.173	0.322
2	0.017	0.478
3	0.022	0.473
4	0.031	0.464
5	0.069	0.426
6	0.158	0.337
7	0.200	0.295
8	0.328	0.167
9	0.329	0.166
10	0.394	0.101
11	0.337	0.158
12	0.069	0.426
13	0.285	0.210
14	0.375	0.120
15	0.407	0.088
16	0.618	0.123

DH1

IDP(%)

3.34

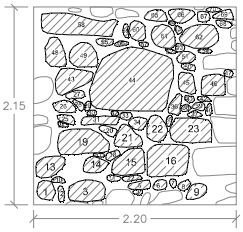


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.100	0.395
2	0.039	0.456
3	0.035	0.460
4	0.036	0.459
5	0.053	0.442
6	0.089	0.406
7	0.084	0.411
8	0.101	0.394
9	0.097	0.398
10	0.039	0.456
11	0.037	0.458
12	0.053	0.442
13	0.038	0.457
14	0.034	0.461
15	0.017	0.478
16	0.032	0.463
17	0.034	0.461
18	0.033	0.462
19	0.049	0.446
20	0.047	0.448
21	0.104	0.391
22	0.057	0.438
23	0.060	0.435
24	0.125	0.370
25	0.048	0.447
26	0.112	0.383
27	0.083	0.412
28	0.078	0.417

DH2

IDP(%)

3.54

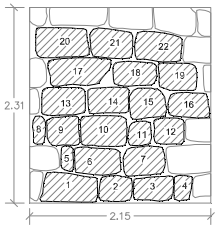


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.034	0.461
2	0.010	0.485
3	0.080	0.415
4	0.005	0.490
5	0.019	0.476
6	0.014	0.481
7	0.006	0.489
8	0.011	0.484
9	0.029	0.466
10	0.008	0.487

DH3

IDP(%)

2.76

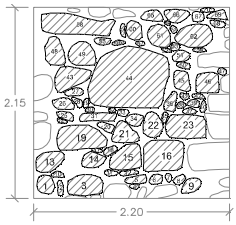


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.205	0.290
2	0.109	0.386
3	0.126	0.369
4	0.057	0.438
5	0.040	0.455
6	0.164	0.331
7	0.156	0.339
8	0.044	0.451
9	0.125	0.370
10	0.191	0.304

DH2

IDP(%)

3.54

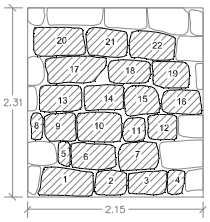


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
11	0.008	0.487
12	0.010	0.485
13	0.058	0.437
14	0.036	0.459
15	0.084	0.411
16	0.147	0.348
17	0.004	0.491
18	0.011	0.484
19	0.131	0.364
20	0.015	0.480
21	0.053	0.442
22	0.051	0.444
23	0.111	0.384
24	0.004	0.491
25	0.014	0.481
26	0.026	0.469
27	0.015	0.480
28	0.008	0.487
29	0.005	0.490
30	0.005	0.490
31	0.035	0.460
32	0.004	0.491
33	0.009	0.486
34	0.006	0.489
35	0.006	0.489
36	0.023	0.472
37	0.008	0.487
38	0.006	0.489
39	0.010	0.485
40	0.007	0.488
41	0.006	0.489
42	0.007	0.488
43	0.081	0.414
44	0.524	0.029
45	0.036	0.459
46	0.056	0.439
47	0.006	0.489
48	0.058	0.437
49	0.067	0.428
50	0.009	0.486
51	0.020	0.475
52	0.004	0.491
53	0.008	0.487
54	0.006	0.489
55	0.013	0.482
56	0.006	0.489
57	0.004	0.491

DH3

IDP(%)

2.76

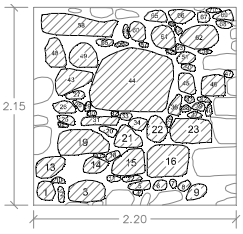


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
11	0.071	0.424
12	0.104	0.391
13	0.162	0.333
14	0.142	0.353
15	0.139	0.356
16	0.132	0.363
17	0.212	0.283
18	0.137	0.358
19	0.138	0.357
20	0.210	0.285
21	0.161	0.334
22	0.177	0.318

DH2

IDP(%)

3.54

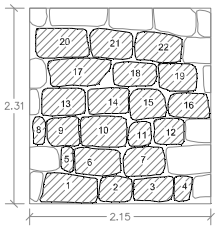


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
58	0.158	0.337
59	0.007	0.488
60	0.032	0.463
61	0.054	0.441
62	0.087	0.408
63	0.005	0.490
64	0.002	0.493
65	0.024	0.471
66	0.033	0.462
67	0.013	0.482
68	0.011	0.484
69	0.017	0.478
70	0.006	0.489

DH3

IDP(%)

2.76

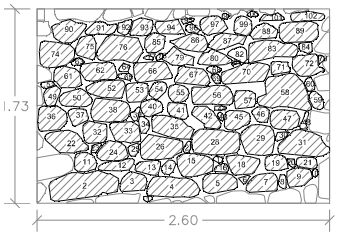


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$

VG1

IDP(%)

3.59

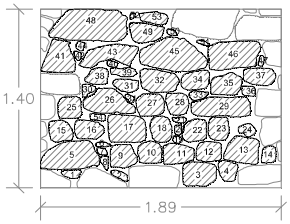


Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.003	0.492
2	0.123	0.372
3	0.034	0.461
4	0.073	0.422
5	0.045	0.450
6	0.004	0.491
7	0.038	0.457
8	0.007	0.488
9	0.031	0.464
10	0.003	0.492
11	0.028	0.467
12	0.024	0.471
13	0.023	0.472
14	0.012	0.483
15	0.055	0.440
16	0.008	0.487
17	0.004	0.491
18	0.041	0.454
19	0.025	0.470
20	0.004	0.491
21	0.016	0.479
22	0.055	0.440
23	0.005	0.490
24	0.038	0.457

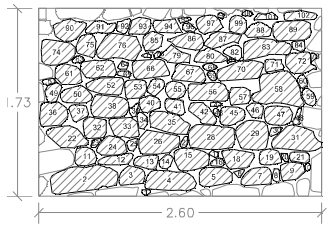
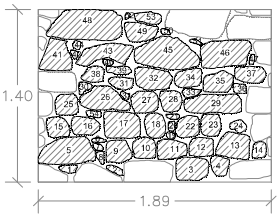
VG2

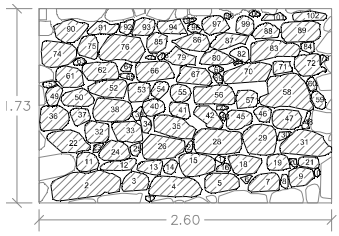
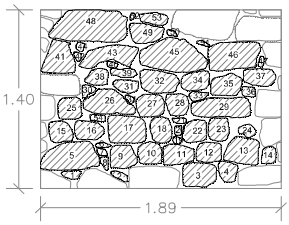
IDP(%)

3.59



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.008	0.487
2	0.007	0.488
3	0.045	0.450
4	0.020	0.475
5	0.083	0.412
6	0.004	0.491
7	0.004	0.491
8	0.005	0.490
9	0.033	0.462
10	0.029	0.466
11	0.034	0.461
12	0.028	0.467
13	0.049	0.446
14	0.013	0.482
15	0.027	0.468
16	0.029	0.466
17	0.060	0.435
18	0.030	0.465
19	0.003	0.492
20	0.004	0.491
21	0.004	0.491
22	0.029	0.466
23	0.027	0.468
24	0.010	0.485

VG1 IDP(%) 3.59			VG2 IDP(%) 3.59		
Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$	Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
25	0.008	0.487	25	0.029	0.466
26	0.066	0.429	26	0.059	0.436
27	0.005	0.490	27	0.034	0.461
28	0.086	0.409	28	0.027	0.468
29	0.070	0.425	29	0.065	0.430
30	0.006	0.489	30	0.007	0.488
31	0.078	0.417	31	0.003	0.492
32	0.036	0.459	32	0.047	0.448
33	0.042	0.453	33	0.008	0.487
34	0.011	0.484	34	0.029	0.466
35	0.057	0.438	35	0.035	0.460
36	0.049	0.446	36	0.008	0.487
37	0.021	0.474	37	0.030	0.465
38	0.062	0.433	38	0.019	0.476
39	0.006	0.489	39	0.012	0.483
40	0.023	0.472	40	0.003	0.492
41	0.022	0.473	41	0.052	0.443
42	0.033	0.462	42	0.003	0.492
43	0.003	0.492	43	0.055	0.440
44	0.003	0.492	44	0.004	0.491
45	0.033	0.462	45	0.106	0.389
46	0.017	0.478	46	0.081	0.414
47	0.039	0.456	47	0.003	0.492
48	0.006	0.489	48	0.130	0.365
49	0.019	0.476	49	0.034	0.461
50	0.036	0.459	50	0.003	0.492
51	0.005	0.490	51	0.003	0.492
52	0.045	0.450	52	0.002	0.493
53	0.030	0.465	53	0.017	0.478
54	0.017	0.478	54	0.006	0.489
55	0.024	0.471			
56	0.056	0.439			
57	0.027	0.468			
58	0.110	0.385			
59	0.015	0.480			
60	0.008	0.487			
61	0.038	0.457			
62	0.046	0.449			
63	0.005	0.490			
64	0.005	0.490			
65	0.006	0.489			
66	0.051	0.444			
67	0.041	0.454			
68	0.006	0.489			
69	0.005	0.490			
70	0.061	0.434			
71	0.016	0.479			

VG1 IDP(%) 3.59			VG2 IDP(%) 3.59		
Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$	Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
72	0.041	0.454			
73	0.003	0.492			
74	0.061	0.434			
75	0.031	0.464			
76	0.079	0.416			
77	0.002	0.493			
78	0.003	0.492			
79	0.029	0.466			
80	0.029	0.466			
81	0.002	0.493			
82	0.016	0.479			
83	0.063	0.432			
84	0.010	0.485			
85	0.025	0.470			
86	0.037	0.458			
87	0.033	0.462			
88	0.026	0.469			
89	0.058	0.437			
90	0.044	0.451			
91	0.024	0.471			
92	0.012	0.483			
93	0.026	0.469			
94	0.027	0.468			
95	0.004	0.491			
96	0.007	0.488			
97	0.031	0.464			
98	0.002	0.493			
99	0.023	0.472			
100	0.004	0.491			
101	0.010	0.485			
102	0.021	0.474			

Anexo C: Quantificação dos índices de irregularidade e caraterização mecânica da pedra e argamassa de um edifício real

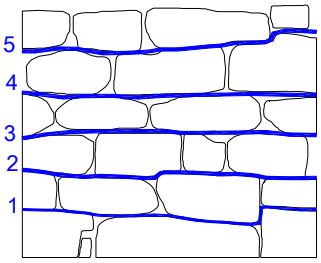
C.1 Índices de irregularidade

Tabela C.1: Índices parciais de irregularidade do alinhamento horizontal (I_{AH}) de paredes de António Carneiro.

E1

IAH(%)

0.23

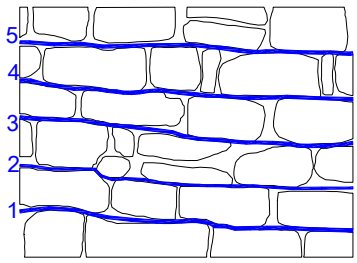


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.0815	1	3.0941	0.0041
	2	3.0924	0.0035
	3	3.0846	0.0010
	4	3.0856	0.0013
	5	3.0870	0.0018

E3

IAH(%)

0.70

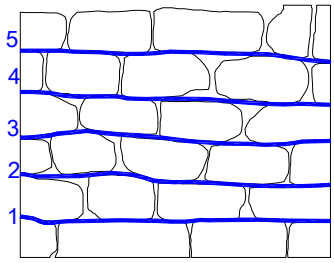


L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
3.0815	1	3.1059	0.0079
	2	3.1207	0.0127
	3	3.1035	0.0072
	4	3.0963	0.0048
	5	3.0893	0.0025

E2

IAH(%)

0.35



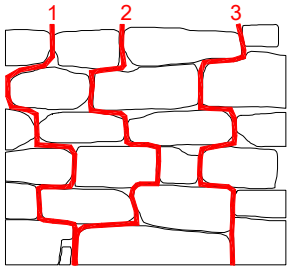
L (m)	Alinhamento	di (m)	IAH_i
2.8444	1	2.8542	0.0035
	2	2.8582	0.0048
	3	2.8561	0.0041
	4	2.8517	0.0026
	5	2.8511	0.0024

Tabela C.2: Índices parciais de irregularidade do alinhamento vertical (I_{AV}) de paredes de António Carneiro.

E1

IAV(%)

1.39

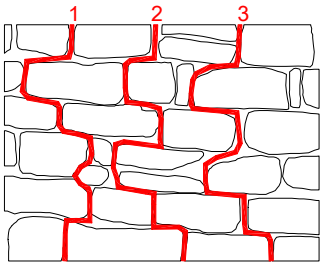


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.3111	1	4.3752	0.8931
	2	3.5819	0.5498

E3

IAV(%)

1.62

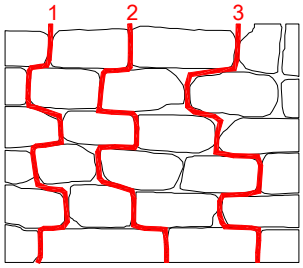


H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.3111	1	3.5394	0.5315
	2	3.8776	0.6778
	3	3.7900	0.6399

E2

IAV(%)

1.74



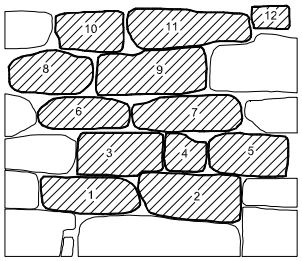
H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
2.3111	1	3.3168	0.4351
	2	3.6894	0.5964
	3	3.9205	0.6964

Tabela C.3: Índices parciais de irregularidade da dimensão da pedra (I_{DP}) de paredes de António Carneiro.

E1

IDP(%)

1.83

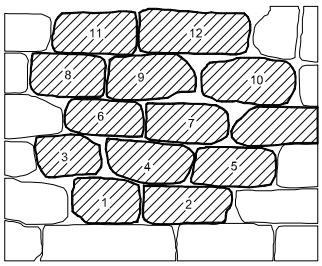


Pedra	Ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.119	0.376
2	0.333	0.162
3	0.184	0.311
4	0.247	0.248
5	0.379	0.116
6	0.311	0.184
7	0.222	0.273
8	0.129	0.366
9	0.299	0.196
10	0.332	0.163
11	0.271	0.224
12		
13		
14		
15		
16		

E2

IDP(%)

1.77

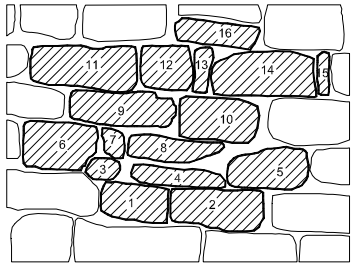


Pedra	Ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.233	0.262
2	0.257	0.238
3	0.197	0.298
4	0.260	0.235
5	0.252	0.243
6	0.216	0.279
7	0.251	0.244
8	0.252	0.243
9	0.291	0.204
10	0.314	0.181
11	0.277	0.218
12	0.376	0.119

E3

IDP(%)

2.38



Pedra	Ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.187	0.308
2	0.280	0.215
3	0.049	0.446
4	0.126	0.369
5	0.232	0.263
6	0.259	0.236
7	0.044	0.451
8	0.153	0.342
9	0.264	0.231
10	0.259	0.236
11	0.347	0.148
12	0.174	0.321
13	0.057	0.438
14	0.343	0.152
15	0.038	0.457
16	0.148	0.347

C.2 Caraterização mecânica da pedra

Tabela C.4: Propriedades mecânicas de amostras de pedras pertencentes a edifícios adotados como casos de estudo.

Edifício	Amostra	f_{cb} (N/mm^2)	E_{cb} (kN/mm^2)	E_{cb}/f_{cb}	f_{tb} (N/mm^2)
AC	B1	77.93	32.79	420.77	-
	B2	87.65	36.37	414.94	-
	B3	35.57	13.09	367.96	-
	B4	69.27	26.45	381.83	3.42
	B5	77.86	24.16	310.30	3.34
	B6	87.47	24.16	276.20	3.49
	média (coef. var.)	72.63 (26.74%)	26.17 (30.91%)	362.00 (13.67%)	3.42 (2.17%)
VG	P1	77.81	34.14	438.74	-
	P2	35.06	15.78	450.15	-
	P3	42.73	15.75	368.56	-
	P4	74.30	26.57	357.63	-
	P5	43.99	17.14	389.62	-
	P6	41.60	14.85	356.97	-
	média (coef. var.)	52.58 (35.14%)	20.71 (38.07%)	393.61 (10.48%)	-
LL	LL1	37.89	9.82	259.250	-
	LL2	45.18	-	-	-
	LL3	29.67	8.64	291.119	-
	LL4	59.74	14.29	239.226	-
	LL5	53.12	14.87	279.979	-
	LL6	48.30	15.65	324.089	-
	média (coef. var.)	45.65 (23.53%)	11.91 (26.34%)	263.20 (9.94%)	-
PV	PV1	78.87	30.10	381.66	-
	PV2	63.76	23.97	375.96	-
	PV3	68.83	-	-	-
	PV4	63.49	16.36	257.76	-
	PV5	71.28	17.74	248.90	-
	PV6	72.21	14.18	196.38	-
	PV7	64.50	-	-	-
	média (coef. var.)	68.99 (8.18%)	20.47 (31.74%)	292.13 (28.26%)	-

C.3 Caraterização mecânica da argamassa

Tabela C.5: Identificação do traço (dissolução em HCL) de amostras de pedras pertencentes a edifícios adotados como casos de estudo.

Amostra	Origem	Valor (%)	Ligante (%)	Agregado (%)	Traço massa	Traço volume
AC1	Porto	87.6	12.4	87.6	1.0 : 7.3	1.0 : 3.0
AC2	Porto	88.7	11.3	88.7	1.0 : 8.1	1.0 : 3.0
CG1	Porto	89.6	10.4	89.6	1.0 : 9.0	1.0 : 3.4
CG2	Porto	81.5	18.5	81.5	1.0 : 4.3	1.0 : 2.0
LL1	Porto	82.8	17.2	82.8	1.0 : 4.9	1.0 : 2.0
PV10-1	Porto	82.9	17.1	82.9	1.0 : 4.9	1.0 : 2.0
TS1	Porto	89.4	10.6	89.4	1.0 : 8.1	1.0 : 3.0
PN1	Porto	76.2	23.8	76.2	1.0 : 3.2	1.0 : 1.2
CS1	Gaia	88	12.0	88.0	1.0 : 7.3	1.0 : 3.0
GF1	Gaia	88.7	11.3	88.7	1.0 : 8.1	1.0 : 3.0

Tabela C.6: Resistência à flexão das argamassas concebidas em laboratório

	Resistência à flexão					
	28 dias		60 dias		90 dias	
Amostras	F (kN)	σ (MPa)	F (kN)	σ (MPa)	F (kN)	σ (MPa)
C1	0.444	1.041	0.457	1.070	0.344	0.807
C2	0.572	1.341	0.511	1.198	0.371	0.871
C3	0.472	1.107	0.550	1.289	0.451	1.057
C4	0.472	1.107	0.499	1.170	0.441	1.033
média (coef. var.)		1.15 (11.48%)		1.18 (7.62%)		0.94 (12.97%)

Tabela C.7: Resistência à compressão das argamassas concebidas em laboratório

	Resistência à compressão					
	28 dias		60 dias		90 dias	
Amostras	F (kN)	σ (MPa)	F (kN)	σ (MPa)	F (kN)	σ (MPa)
C1.1	2.386	1.492	2.413	1.508	2.219	1.387
C1.2	2.677	1.673	2.592	1.620	2.207	1.380
C2.1	2.760	1.725	2.870	1.794	2.413	1.508
C2.2	2.870	1.794	2.885	1.803	2.195	1.372
C3.1	2.546	1.591	2.879	1.799	2.249	1.405
C3.2	2.319	1.449	2.738	1.711	2.396	1.500
C4.1	2.883	1.802	3.535	2.209	3.052	1.907
C4.2	3.037	1.898	-	-	2.940	1.837
média (coef. var.)		1.68 (9.4%)		1.78 (12.35%)		1.54 (13.93%)

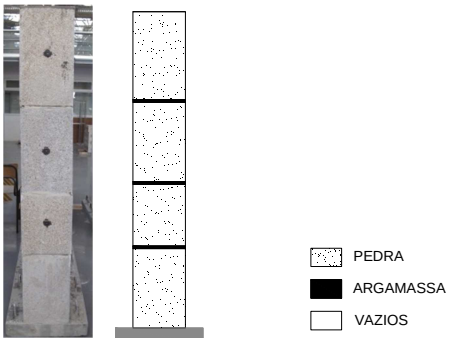
Anexo D: Modelos Experimentais: levantamento geométrico de paredes quantificação dos índices de irregularidade e caraterização mecânica da pedra e da argamassa

D.1 Levantamento geométrico da secção transversal

Tabela D.1:Levantamento da % de materiais na secção transversal por tipologia.

Parede Regular (R)

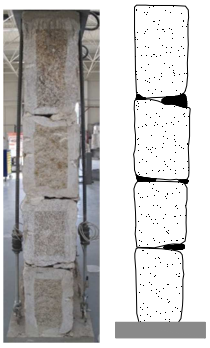
R1



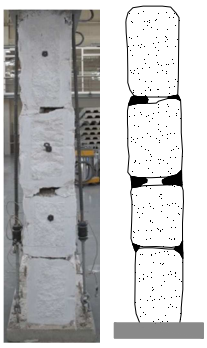
Parede	Pedra (%)	Argamassa (%)	Calços (%)	Vazios (%)
R1	97.49	2.51	0.00	0.00

Parede Parcialmente Regular (PR)

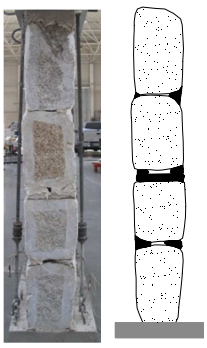
PR1-sul



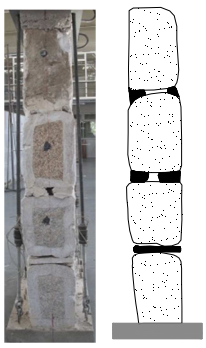
PR2- norte



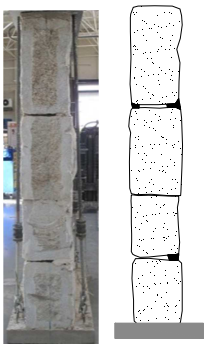
PR2- sul



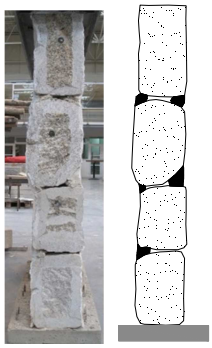
PR3-norte



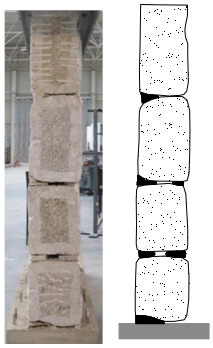
PR3-sul



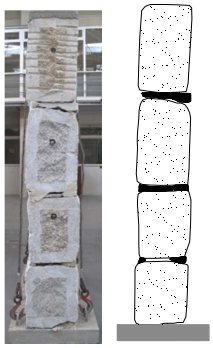
PR4-norte



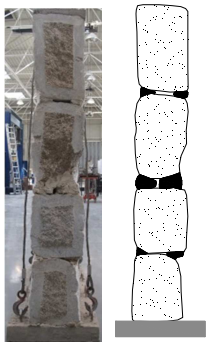
PR4-sul



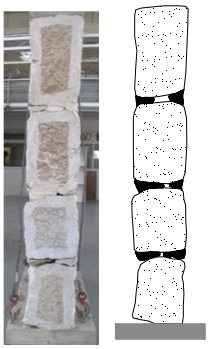
PR5-norte

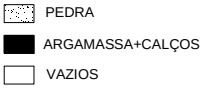


PR5-sul



PR6-norte

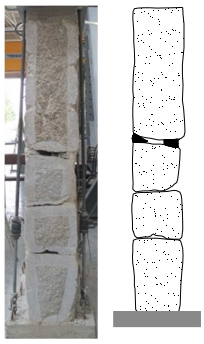




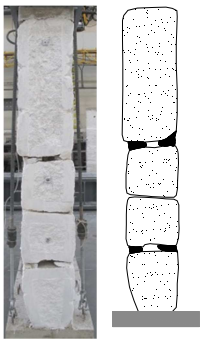
Parede	Pedra (%)	Argamassa + Calços (%)	Vazios (%)
PR1-sul	97.11	2.44	0.44
PR2- norte	95.67	3.27	1.06
PR2- sul	94.63	5.10	0.27
PR3-norte	93.81	5.17	1.02
PR3-sul	98.40	0.87	0.73
PR4-norte	95.03	3.41	1.56
PR4-sul	94.99	3.49	1.52
PR5-norte	94.41	3.71	1.88
PR5-sul	94.26	4.81	0.93
PR6-norte	93.78	4.83	1.38
Média PR	95.22	3.71	1.08

Parede Irregular (IR)

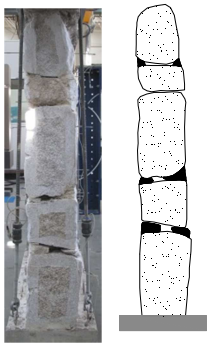
IR1-sul



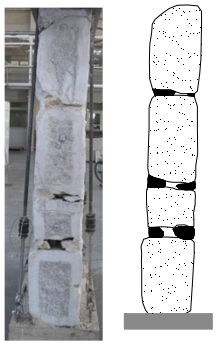
IR2- norte



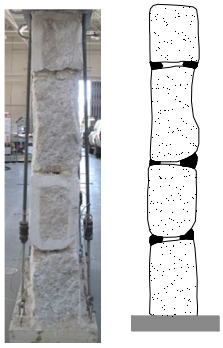
IR2- sul



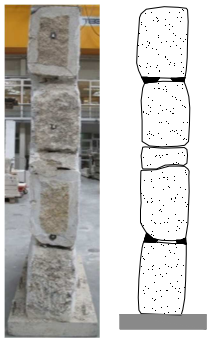
IR3-norte



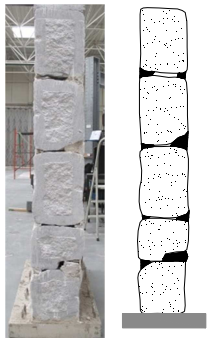
IR3-sul



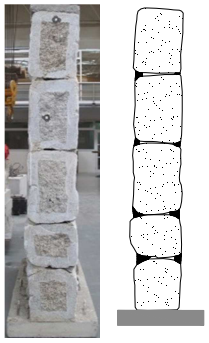
IR4-norte



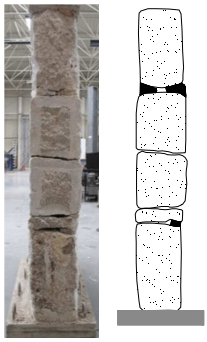
IR4-sul



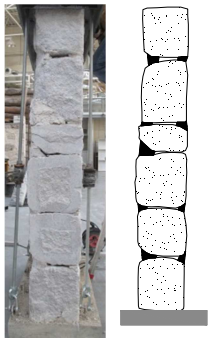
IR5-norte

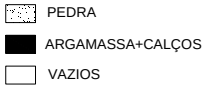


IR5-sul



IR6-norte

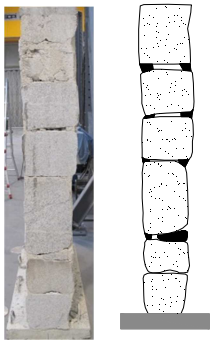




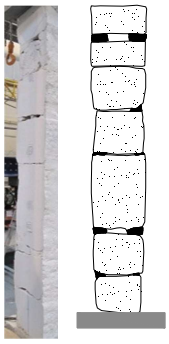
	Pedra (%)	Argamassa + Calços (%)	Vazios (%)
IR1-sul	95.73	1.10	1.55
IR2- norte	98.14	2.59	1.93
IR2- sul	91.76	3.70	0.74
IR3-norte	93.20	4.76	1.92
IR3-sul	91.04	3.17	1.55
IR4-norte	99.17	1.48	1.55
IR4-sul	93.95	4.14	1.31
IR5-norte	94.29	1.96	1.40
IR5-sul	91.87	2.20	2.14
IR6-norte	88.67	3.28	1.53
Média IR	95.52	2.89	1.59

Parede Irregular (IR++)

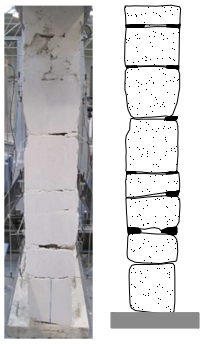
IR1++-sul



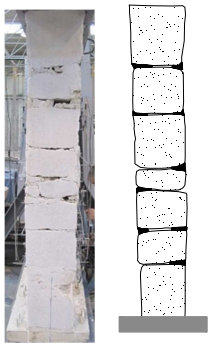
IR2++- norte



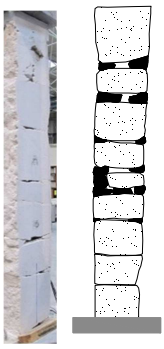
IR2++- sul



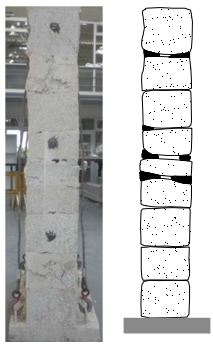
IR3++-norte



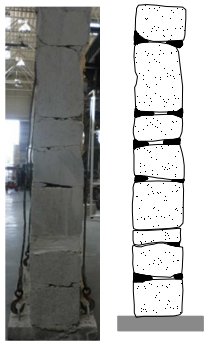
IR3++-sul



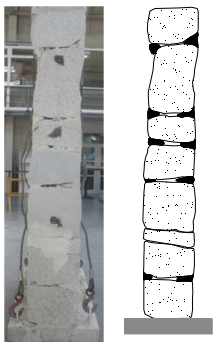
IR4++-norte



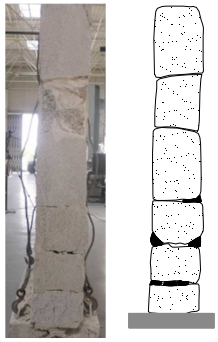
IR4++-sul



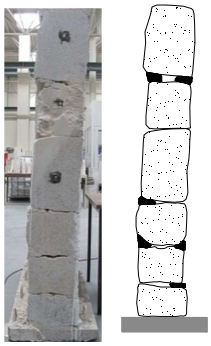
IR5++-norte

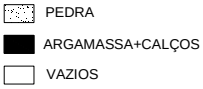


IR5++-sul



IR6++-norte





	Pedra (%)	Argamassa + Calços (%)	Vazios (%)
IR1++-sul	85.55	3.23	2.77
IR2++- norte	91.69	3.04	3.06
IR2++- sul	96.23	2.38	2.74
IR3++-norte	96.00	2.36	1.64
IR3+-sul	85.56	8.42	3.91
IR4++-norte	95.23	3.25	4.10
IR4++-sul	90.83	4.35	3.54
IR5++-norte	86.63	4.17	2.53
IR5++-sul	93.64	2.28	1.31
IR6++-norte	86.16	3.18	2.54
Média IR++	93.3	3.78	2.90

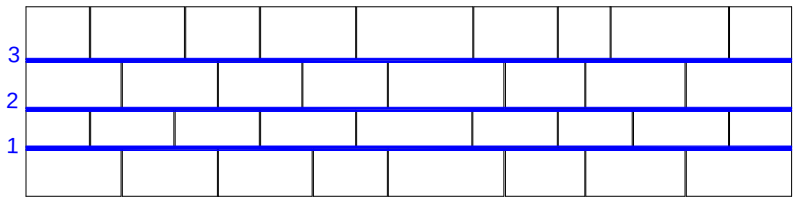
D.2 Índices de irregularidade

Tabela D.2: Índices parciais de irregularidade do alinhamento horizontal (I_{AH}) das paredes R, PR, IR e IR++.

R

IAH(%)

0.00

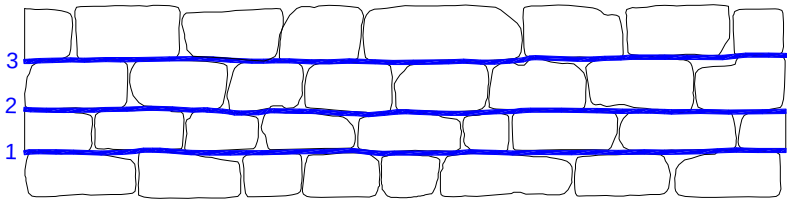


L (m	Alinhamento	di (m)	IAH_i
7.2500	1	7.2500	0.0000
	2	7.2500	0.0000
	3	7.2500	0.0000

PR

IAH(%)

0.10

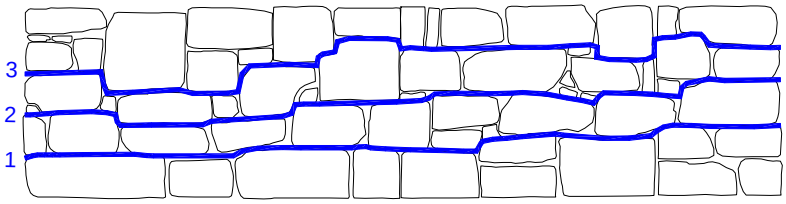


L (m	Alinhamento	di (m)	IAHi
7.2078	1	7.2136	0.0008
	2	7.2158	0.0011
	3	7.2154	0.0011

IR

IAH(%)

5.94

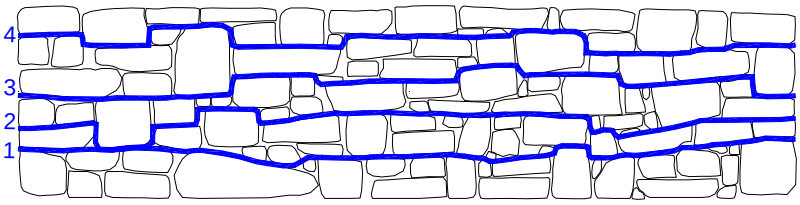


L (m	Alinhamento	di (m)	IAH_i
7.2000	1	7.3093	0.0152
	2	7.4986	0.0415
	3	8.0759	0.1217

IR++

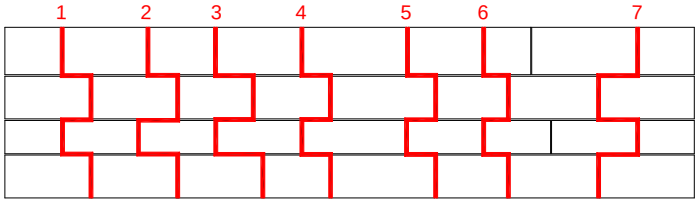
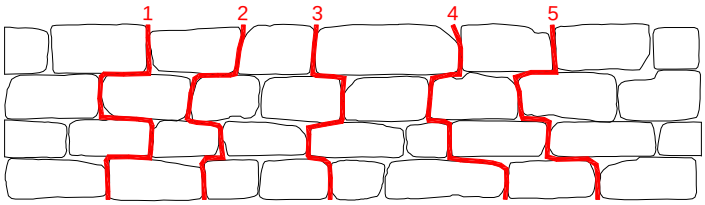
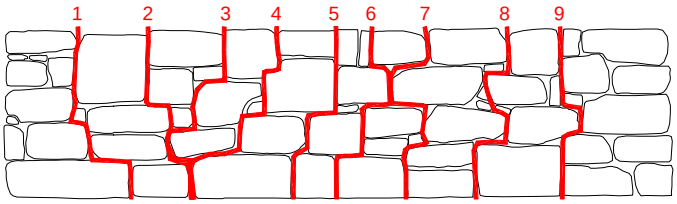
IAH(%)

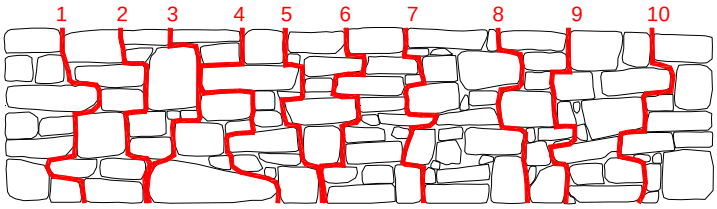
7.28



L (m	Alinhamento	di (m)	IAH_i
7.1341	1	7.3253	0.0268
	2	7.8933	0.1064
	3	7.6472	0.0719
	4	7.7467	0.0859

Tabela D.3: Índices parciais de irregularidade do alinhamento vertical (I_{AV}) das paredes R, PR, IR e IR++.

R IAV(%) 1.76			
H (m	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
1.7950	1	2.6930	0.5003
	2	2.9312	0.6330
	3	3.0860	0.7192
	4	2.695	0.5015
	5	2.703	0.5059
	6	2.5749	0.4345
	7	3.0227	0.6840
PR IAV(%) 1.81			
H (m	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
1.8000	1	3.1934	0.7741
	2	2.6580	0.4767
	3	2.5288	0.4049
	4	2.7295	0.5164
	5	2.8775	0.5986
IR IAV(%) 3.50			
H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
1.8607	1	2.3954	0.2874
	2	2.2265	0.1966
	3	2.5260	0.3576
	4	2.6182	0.4071
	5	2.2110	0.1883
	6	2.5113	0.3497
	7	2.5123	0.3502
	8	2.1378	0.1489
	9	2.3954	0.2874

IR++	
IAV(%)	
2.19	

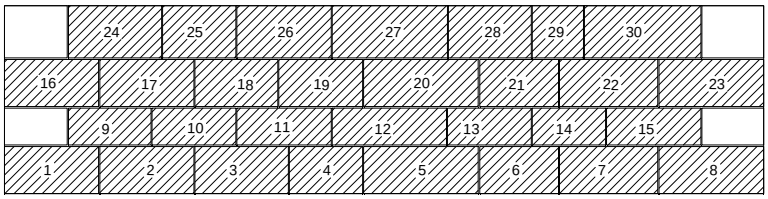
H (m)	Alinhamento	di (m)	$\delta_{Vi}=\frac{di-H}{H}$
1.7580	1	2.6582	0.5120
	2	2.3235	0.3217
	3	2.4231	0.3783
	4	3.2355	0.8404
	5	2.3069	0.3122
	6	2.7344	0.5554
	7	2.6686	0.5179
	8	2.3022	0.3095
	9	2.4189	0.3759
	10	2.5481	0.4494

Tabela D.4: Índices parciais de irregularidade da dimensão da pedra (IDP) das paredes R, PR, IR e IR++.

R

IDP(%)

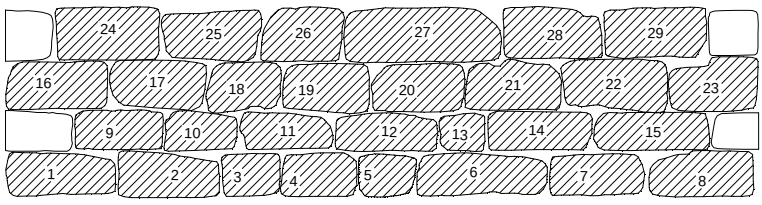
0.91



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.4050	0.0900
2	0.4050	0.0900
3	0.4005	0.0945
4	0.3150	0.1800
5	0.4928	0.0023
6	0.3375	0.1575
7	0.4230	0.0720
8	0.4500	0.0450
9	0.2765	0.2185
10	0.2800	0.2150
11	0.3150	0.1800
12	0.3815	0.1135
13	0.2800	0.2150
14	0.2450	0.2500
15	0.3150	0.1800
16	0.4050	0.0900
17	0.4050	0.0900
18	0.3555	0.1395
19	0.3600	0.1350
20	0.4928	0.0023
21	0.3375	0.1575
22	0.4230	0.0720
23	0.4500	0.0450
24	0.4450	0.0500
25	0.3500	0.1450
26	0.4500	0.0450
27	0.5500	0.0550
28	0.3950	0.1000
29	0.2450	0.2500
30	0.5550	0.0600

PR

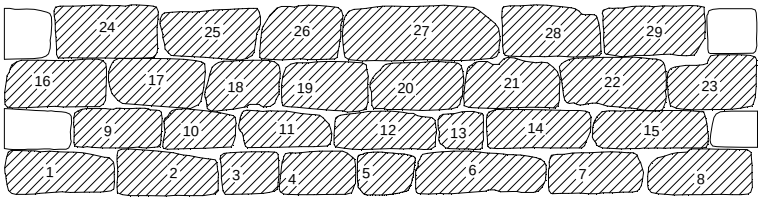
IDP(%)



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.3919	0.1031
2	0.3863	0.1087
3	0.2140	0.2810
4	0.2824	0.2126
5	0.2014	0.2936
6	0.4507	0.0443
7	0.3346	0.1604

PR

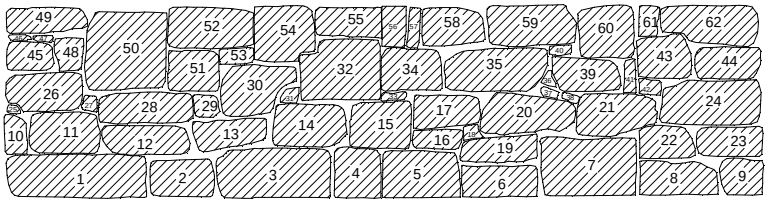
IDP(%)



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
8	0.4010	0.0940
9	0.3061	0.1889
10	0.2365	0.2585
11	0.2759	0.2191
12	0.3254	0.1696
13	0.1430	0.3520
14	0.3346	0.1604
15	0.3811	0.1139
16	0.4207	0.0743
17	0.3914	0.1036
18	0.2985	0.1965
19	0.3619	0.1331
20	0.3772	0.1178
21	0.3886	0.1064
22	0.4563	0.0387
23	0.3883	0.1067
24	0.4869	0.0081
25	0.4036	0.0914
26	0.3695	0.1255
27	0.7298	0.2348
28	0.4300	0.0650
29	0.4418	0.0532

IR

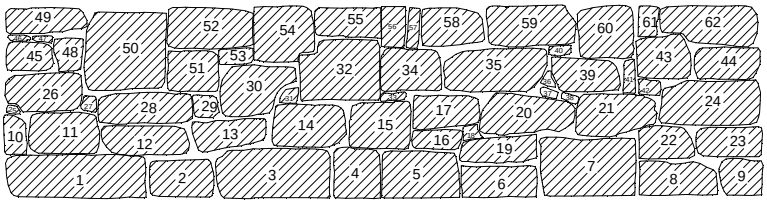
IDP(%)



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.5279	0.0329
2	0.2068	0.2882
3	0.4904	0.0046
4	0.2055	0.2895
5	0.3190	0.1760
6	0.2089	0.2861
7	0.4899	0.0051
8	0.2220	0.2730
9	0.1318	0.3632
10	0.0741	0.4209
11	0.2130	0.2820
12	0.2130	0.2820
13	0.1730	0.3220
14	0.2643	0.2307
15	0.2491	0.2459
16	0.0824	0.4126

IR

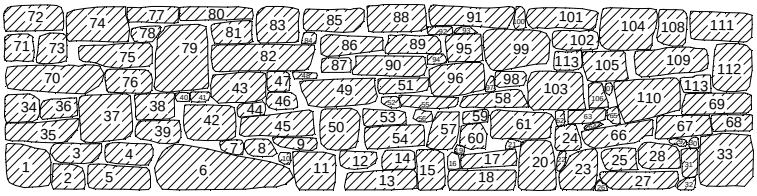
IDP(%)



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
17	0.1842	0.3108
18	0.0202	0.4748
19	0.1647	0.3303
20	0.2849	0.2101
21	0.2669	0.2281
22	0.1493	0.3457
23	0.1697	0.3253
24	0.3779	0.1171
25	0.0088	0.4862
26	0.2410	0.2540
27	0.0192	0.4758
28	0.2491	0.2459
29	0.0469	0.4481
30	0.2674	0.2276
31	0.0209	0.4741
32	0.4100	0.0850
33	0.0171	0.4779
34	0.2213	0.2737
35	0.3615	0.1335
36	0.0125	0.4825
37	0.0125	0.4825
38	0.0112	0.4838
39	0.1852	0.3098
40	0.0183	0.4767
41	0.0338	0.4612
42	0.0294	0.4656
43	0.1954	0.2996
44	0.1778	0.3172
45	0.1132	0.3818
46	0.0109	0.4841
47	0.0102	0.4848
48	0.0775	0.4175
49	0.1695	0.3255
50	0.5482	0.0532
51	0.1827	0.3123
52	0.3038	0.1912
53	0.0475	0.4475
54	0.2843	0.2107
55	0.1717	0.3233
56	0.0875	0.4075
57	0.0413	0.4537
58	0.1961	0.2989
59	0.3048	0.1902
60	0.2505	0.2445
61	0.0523	0.4427
62	0.3034	0.1916

IR++

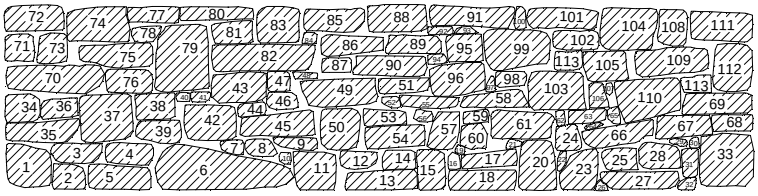
IDP(%)



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.1573	0.3377
2	0.0701	0.4249
3	0.0821	0.4129
4	0.0876	0.4074
5	0.1327	0.3623
6	0.4208	0.0742
7	0.0267	0.4683
8	0.0423	0.4527
9	0.0424	0.4526
10	0.0112	0.4838
11	0.1396	0.3554
12	0.0534	0.4416
13	0.1214	0.3736
14	0.0561	0.4389
15	0.0982	0.3968
16	0.0162	0.4788
17	0.0762	0.4188
18	0.1213	0.3737
19	0.0065	0.4885
20	0.1582	0.3368
21	0.0101	0.4849
22	0.0126	0.4824
23	0.1168	0.3782
24	0.0544	0.4406
25	0.0651	0.4299
26	0.0086	0.4864
27	0.1146	0.3804
28	0.0892	0.4058
29	0.0096	0.4854
30	0.0083	0.4867
31	0.0402	0.4548
32	0.0171	0.4779
33	0.2435	0.2515
34	0.0831	0.4119
35	0.1277	0.3673
36	0.0622	0.4328
37	0.2166	0.2784
38	0.0917	0.4033
39	0.0842	0.4108
40	0.0106	0.4844
41	0.0169	0.4781
43	0.1406	0.3544
44	0.0322	0.4628
45	0.1470	0.3480
46	0.0440	0.4510
47	0.0398	0.4552
48	0.0138	0.4812

IR++

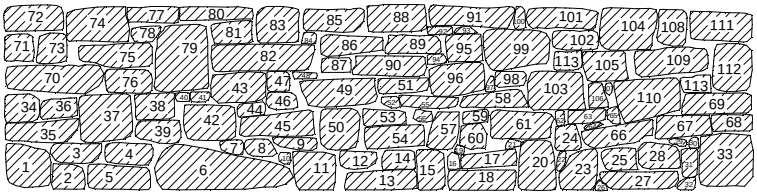
IDP(%)



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
49	0.1735	0.3215
50	0.1374	0.3576
51	0.0669	0.4281
52	0.0160	0.4790
53	0.0580	0.4370
54	0.1160	0.3790
55	0.0585	0.4365
56	0.0174	0.4776
57	0.0906	0.4044
58	0.0869	0.4081
59	0.0282	0.4668
60	0.0537	0.4413
61	0.1485	0.3465
62	0.0118	0.4832
63	0.0443	0.4507
64	0.0070	0.4880
65	0.0164	0.4786
66	0.1177	0.3773
67	0.1063	0.3887
68	0.0599	0.4351
69	0.1257	0.3693
70	0.2219	0.2731
71	0.0693	0.4257
72	0.1334	0.3616
73	0.0757	0.4193
74	0.1848	0.3102
75	0.1415	0.3535
76	0.0965	0.3985
77	0.0723	0.4227
78	0.0357	0.4593
79	0.3024	0.1926
80	0.0854	0.4096
81	0.0778	0.4172
82	0.2397	0.2553
83	0.1330	0.3620
84	0.0138	0.4812
85	0.1174	0.3776
86	0.1005	0.3945
87	0.0381	0.4569
88	0.1421	0.3529
89	0.0866	0.4084
90	0.1266	0.3684
91	0.1470	0.3480
92	0.0178	0.4772
93	0.0110	0.4840
94	0.0162	0.4788
95	0.0879	0.4071

IR++

IDP(%)



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
96	0.1496	0.3454
97	0.0104	0.4846
98	0.0411	0.4539
99	0.2149	0.2801
100	0.0209	0.4741
101	0.1237	0.3713
102	0.0770	0.4180
103	0.1886	0.3064
104	0.2025	0.2925
105	0.1135	0.3815
106	0.0374	0.4576
107	0.0061	0.4889
108	0.0896	0.4054
109	0.1658	0.3292
110	0.2162	0.2788
111	0.1583	0.3367
112	0.1579	0.3371
113	0.0439	0.4511

D.3 Caraterização mecânica da pedra

Tabela D.5: Propriedades mecânicas de amostras de pedras pertencentes a edifícios adotados como casos de estudo.

Edifício	Amostra	f_{cb} (N/mm^2)	E_{cb} (kN/mm^2)	E_{cb}/f_{cb}	f_{tb} (N/mm^2)
R	R1	66.37	-	-	3.22
	R2	64.13	22.20	346.08	2.12
	R3	72.79	21.19	291.18	1.99
	R4	60.21	21.09	350.23	5.90
	R5	41.83	15.45	369.29	4.58
	R6	-	-	-	5.67
	média (coef. var.)	61.06 (19.125%)	19.98 (15.327%)	339.20 (9.90%)	3.91 (17.23%)
PR	PR1	53.78	-	-	3.29
	PR2	36.25	16.99	468.70	4.16
	PR3	48.02	16.85	350.84	3.23
	PR4	49.03	14.88	303.51	3.21
	PR5	41.32	10.61	256.83	2.98
	PR6	43.85	-	-	3.37
	PR7	34.54	9.90	286.64	3.29
	média (coef. var.)	43.83 (15.96%)	13.85 (24.49%)	333.30 (24.90%)	4.16 (13.57%)
IR	IR1	77.17	-	-	-
	IR2	81.20	22.70	279.52	-
	IR3	71.61	20.56	287.17	-
	IR4	66.66	19.68	295.23	-
	IR5	59.47	16.05	269.89	-
	IR6	46.35	-	-	-
	IR7	45.29	12.65	279.23	-
	IR8	45.21	11.44	253.06	2.13
	IR9	42.19	-	-	4.48
	IR10	38.49	13.96	362.71	2.83
	IR11	43.08	13.84	321.19	2.98
	IR12	42.11	13.36	317.23	2.67
	média (coef. var.)	54.90 (28.11%)	16.03 (24.87%)	296.14 (11.13%)	3.02 (29.09%)
IR++	IR1++	83.52			
	IR2++	80.94	23.66	292.25	
	IR3++	75.49	19.52	258.53	
	IR4++	81.91			3.73
	IR5++	84.01	26.29	312.95	3.97
	IR6++	88.93	26.29	295.65	3.52
	IR7++	52.75			4.24
	IR8++	49.39	16.94	343.03	4.19
	IR9++	50.44	15.23	302.04	4.52
	IR10++	52.934			
	IR11++	53.66	14.59	271.85	
	IR12++	56.04	16.06	286.62	
	média (coef. var.)	67.50 (23.69%)	19.82 (24.81%)	295.37 (8.70%)	4.03 (8.98%)

D.4 Caraterização mecânica da argamassa

Tabela D.6: Resistência à flexão das argamassas para a tipologia R

Amostras	Resistência à compressão - R							
	60 dias		120 dias		200 dias		500 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
C1-1	140.400	0.329	-	-	-	-	-	-
C1-2			-	-	200.400	0.470	-	-
C2-1	128.400	0.301	-	-	-	-	-	-
C2-2	-	-	170.600	0.400	-	-	-	-
C2-3	-	-	-	-	-	-	84.148	0.197
C3-1	132.400	0.310	-	-	-	-	-	-
C3-2	-	-	188.400	0.442	-	-	-	-
C3-3	-	-	-	-	-	-	215.479	0.5105
média (coef. variação)		0.313 (4.562%)		0.421 (7.054%)		0.470		0.354 (62.665%)

Tabela D.7: Resistência à compressão das argamassas para a tipologia R

Amostras	Resistência à compressão - R							
	60 dias		120 dias		200 dias		500 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
C1-1	1.398	0.874	-	-	-	-	-	-
	1.310	0.819	-	-	-	-	-	-
C1-2	-		-	-	1.416	0.885	-	-
	-	-	-	-	1.354	0.847	-	-
C1-3		-	1.450	0.907	-	-	-	-
			-	-	-	-	-	-
C1			-	-	1.516	0.948	-	-
C2-1	2.472	1.545	-	-	-	-	-	-
	2.528	1.580	-	-	-	-	-	-
C2-2	-	-	2.488	1.555		-	-	-
		-	2.472	1.545	-	-	-	-
C2-3		-	-	-	-	-	2.476	1.548
		-	-	-	-	-	2.578	1.612
C2		-	-	-	-	-	2.146	1.341
C3-1	2.254	1.409	-	-	-	-	-	-
	2.112	1.320	-	-	-	-	-	-
C3-2		-	2.080	1.300	-	-	-	-
		-	2.334	1.459	-	-	-	-
C3-3	-	-	-	-	-	-	2.3191	1.4494
	-	-	-	-	-	-	2.4134	1.5084
C3	-	-	-	-	-	-	1.3052	0.8157
média (coef. variação)		1.26 (26.44%)		1.35 (19.94%)		0.87 (3.16%)		1.53 (4.45%)

Tabela D.8: Resistência à flexão das argamassas para a tipologia PR

Amostras	Resistência à compressão - R							
	60 dias		120 dias		200 dias		500 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
A1-1	180.400	0.423	-	-	-	-	-	-
A1-2	256.400	0.601	-	-	-	-	-	-
A1-3	60.400	0.142	-	-	-	-	-	-
A2-1	296.00	0.695	-	-	-	-	-	-
A2-2	290.400	0.681	-	-	-	-	-	-
A2-3	320.400	0.713	-	-	-	-	-	-
A3-1	292.400	0.685	-	-	-	-	-	-
A3-2	-	-	304.40	0.713	-	-	-	-
A3-3	-	-	-	-	337.400	0.791	-	-
A4-1	244.400	0.573	-	-	-	-	-	-
A4-2			250.400	0.587	-	-	-	-
A5-1	360.400	0.845		-	-	-	-	-
A5-2	-	-	326.400	0.765	-	-	-	-
A5-3	-	-	-	-	371.056	0.870	-	-
média (coef. variação)		0.599 (35.088%)		0.688 (13.297%)		0.831 (6.726%)		

Tabela D.9: Resistência à compressão das argamassas para tipologia PR

Amostras	Resistência à compressão - PR							
	90 dias		160 dias		200 dias		500 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
A1-1	3.034	1.897	-	-	-	-	-	-
	2.804	1.753	-	-	-	-	-	-
A1-2	2.774	1.734	-	-	-	-	-	-
	2.978	1.862	-	-	-	-	-	-
A1-3	2.636	1.648	-	-	-	-	-	-
	2.680	1.675	-	-	-	-	-	-
A1	2.920	1.825	-	-	-	-	-	-
A2-1	2.860	1.788	-	-	-	-	-	-
	2.840	1.775	-	-	-	-	-	-
A2-2	3.030	1.894	-	-	-	-	-	-
	2.730	1.707	-	-	-	-	-	-
A2-3	3.058	1.911	-	-	-	-	-	-
	3.097	1.936	-	-	-	-	-	-
A2	2.984	1.865	-	-	-	-	-	-
A3-1	2.730	1.707	-	-	-	-	-	-
	2.348	1.468	-	-	-	-	-	-
A3-2	-	-	2.472	1.545	-	-	-	-
	-	-	2.316	1.448	-	-	-	-
A3-3	-	-	-	-	2.189	1.368	-	-
	-	-	-	-	2.213	1.383	-	-
A3	-	-	-	-	3.380	2.113	-	-
A4-1	2.866	1.792	-	-	-	-	-	-
	2.990	1.869	-	-	-	-	-	-
A4-2	-	-	2.492	1.558	-	-	-	-
	-	-	2.510	1.569	-	-	-	-
A4-3	-	-	-	-	-	-	2.971	1.857
	-	-	-	-	-	-	2.736	1.710
A4	-	-	-	-	-	-	-	-
A5-1	2.984	1.865	-	-	-	-	-	-
	3.004	1.878	-	-	-	-	-	-
A5-2	-	-	2.4824	1.5515	-	-	-	-
	-	-	2.4804	1.5503	-	-	-	-
A5-3	-	-	-	-	2.8182	1.7614	-	-
	-	-	-	-	2.9597	1.8498	-	-
A5	-	-	-	-	-	-	-	-
média (coef. variação)		1.786 (6.631%)		1.537 (2.891%)		1.376 (0.757%)		1.783 (5.843%)

Tabela D.10: Resistência à flexão das argamassas para a tipologia IR

Amostras	Resistência à compressão - R							
	60 dias		120 dias		200 dias		500 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
B1-1	126.400	0.296	-	-	-	-	-	-
B1-2	-	-	150.400	0.353	-	-	-	-
B1-3	-	-	-	-	119.400	0.280	-	-
B2-1	284.400	0.667	-	-	-	-	-	-
B2-2	-	-	220.400	0.517	-	-	-	-
B2-3	-	-	-	-	-	-	260.940	0.612
B3-1	114.400	0.268	-	-	-	-	-	-
B3-2	-	-	74.400	0.174	-	-	-	-
B3-3	-	-	-	-	-	-	107.383	0.252
B4-1	288.400	0.676	-	-	-	-	-	-
B4-2	-	-	274.400	0.643	-	-	-	-
B4-3	-	-	-	-	-	-	267.001	0.626
média (coef. variação		0.477 (47.236%)		0.422 (48.231%)		0.280		0.497 (42.685%)

Tabela D.11: Resistência à compressão das argamassas para tipologia IR

Amostras	Resistência à compressão - IR							
	60 dias		120 dias		200 dias		500 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
B1-1	1.894	1.184	-	-	-	-	-	-
	1.856	1.160	-	-	-	-	-	-
B1-2	-	-	1.720	1.075	-	-	-	-
	-	-	1.688	1.055	-	-	-	-
B1-3	-	-	-	-	1.631	1.020	-	-
	-	-	-	-	1.600	1.000	-	-
B1	-	-	-	-	1.270	0.794	-	-
B2-1	1.758	1.099	-	-	-	-	-	-
	1.748	1.093	-	-	-	-	-	-
B2-2	-	-	1.600	1.000	-	-	-	-
	-	-	1.534	0.959	-	-	-	-
B2-3	-	-	-	-	-	-	1.871	1.169
	-	-	-	-	-	-	1.757	1.098
B2	-	-	-	-	-	-	2.527	1.580
B3-1	2.216	1.385	-	-	-	-	-	-
	2.216	1.385	-	-	-	-	-	-
B3-2	-	-	1.988	1.243	-	-	-	-
	-	-	2.202	1.377	-	-	-	-
B3-3	-	-	-	-	-	-	2.390	1.494
	-	-	-	-	-	-	2.339	1.462
B3	-	-	-	-	-	-	2.787	1.742
B4-1	1.894	1.184	-	-	-	-	-	-
	2.030	1.269	-	-	-	-	-	-
B4-2	-	-	1.700	1.063	-	-	-	-
	-	-	1.646	1.029	-	-	-	-
B4-3	-	-	-	-	-	-	1.9850	1.241
	-	-	-	-	-	-	1.9536	1.221
B4	-	-	-	-	-	-	2.3780	1.4863
média (coef. variação)		1.22 (9.50%)		1.10 (12.66%)		1.01 (1.38%)		1.28 (12.54%)

Tabela D.12: Resistência à flexão das argamassas para a tipologia IR++

Amostras	Resistência à compressão – IR++							
	28dias		120 dias		300 dias		500 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
D1-1	0.224	0.565	-	-	-	-	-	-
D1-2	-	-	0.252	0.636	-	-	-	-
D1-3	-	-	-	-	0.274	0.694	-	-
D2-1	0.248	0.627	-	-	-	-	-	-
D2-2	-	-	0.358	0.905	-	-	-	-
D2-3	-	-	-	-	-	-	0.240	0.562
D3-1	0.300	0.758	-	-	-	-	-	-
D3-2	-	-	0.306	0.774	-	-	-	-
D3-3	-	-	-	-	-	-	0.239	0.559
D4-1	0.223	0.563	-	-	-	-	-	-
D4-2	-	-	-	-	0.244	0.617	-	-
D4-3	-	-	-	-	-	-	0.254	0.597
D5-1	0.240	0.608	-	-	-	-	-	-
D5-2	-	-	-	-	0.246	0.621	-	-
D5-3	-	-	-	-	-	-	0.220	0.516
D6-1	0.150	0.380	-	-	-	-	-	-
D6-2	-	-	-	-	-	-	0.226	0.529
D6-3	-	-	-	-	-	-	0.266	0.623
média (coef. variação)		0.584 (21.006%)		0.772 (17.432%)		0.644 (6.731%)		0.564 (7.110%)

Tabela D.13: Resistência à compressão das argamassas para tipologia IR++

Amostras	Resistência à compressão – IR++							
	28 dias		120 dias		300 dias		500 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
D1-1	1.988	1.307	-	-	-	-	-	-
	2.100	1.380	-	-	-	-	-	-
D1-2	-	-	2.050	1.3500	-	-	-	-
	-	-	2.398	1.5800	-	-	-	-
D1-3	-	-	-	-	2.248	1.478	-	-
	-	-	-	-	2.395	1.575	-	-
D2-1	2.561	1.684	-	-	-	-	-	-
	2.649	1.742	-	-	-	-	-	-
D2-2	-	-	2.494	1.640	-	-	-	-
	-	-	2.556	1.680	-	-	-	-
D2-3	-	-	-	-	-	-	2.219	1.387
	-	-	-	-	-	-	2.103	1.314
D3-1	2.283	1.501	-	-	-	-	-	-
	2.300	1.512	-	-	-	-	-	-
D3-2	-	-	1.977	1.300	-	-	-	-
	-	-	2.023	1.330	-	-	-	-
D3-3	-	-	-	-	-	-	1.803	1.127
	-	-	-	-	-	-	1.706	1.066
D4-1	2.390	1.571	-	-	-	-	-	-
	2.400	1.578	-	-	-	-	-	-
D4-2	-	-	-	-	2.214	1.456	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-
D4-3	-	-	-	-	-	-	1.824	1.140
	-	-	-	-	-	-	1.893	1.183
D5-1	2.334	1.534	-	-	-	-	-	-
	2.155	1.416	-	-	-	-	-	-
D5-2	-	-	-	-	1.851	1.217	-	-
	-	-	-	-	1.958	1.287	-	-
D5-3	-	-	-	-	-	-	1.818	1.136
	-	-	-	-	-	-		
D6-1	2.852	1.875	-	-	-	-	-	-
	2.836	1.864	-	-	-	-	-	-
D6-2	-	-	-	-	-	-	2.422	1.514
	-	-	-	-	-	-	1.786	1.116
D6-3	-	-	-	-	-	-	2.567	1.604
	-	-	-	-	-	-	2.479	1.549
média (coef. variação)		1.580 (11.430%)		1.480 (11.601%)		1.327 (17.088%)		1.285 (15.370%)

Anexo E: Ensaios de compressão uniaxial dos modelos experimentais: padrão de fissuração e formulação empírica

E.1 Padrão de fissuração dos modelos experimentais

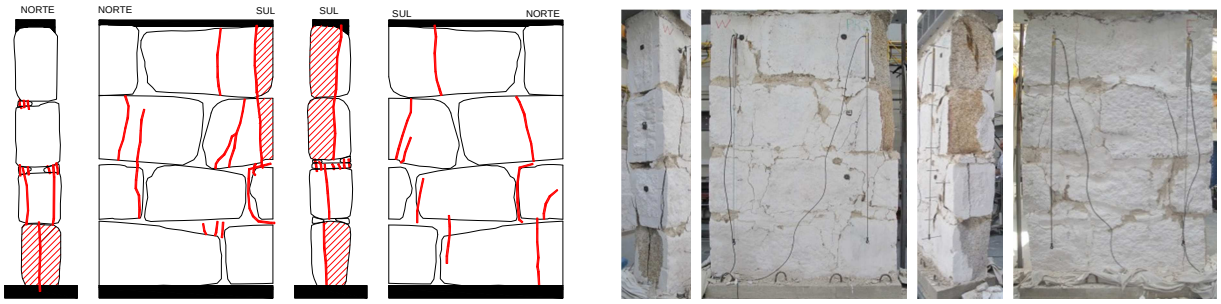


Figura E.1: Padrão de fissuração da parede PR2.

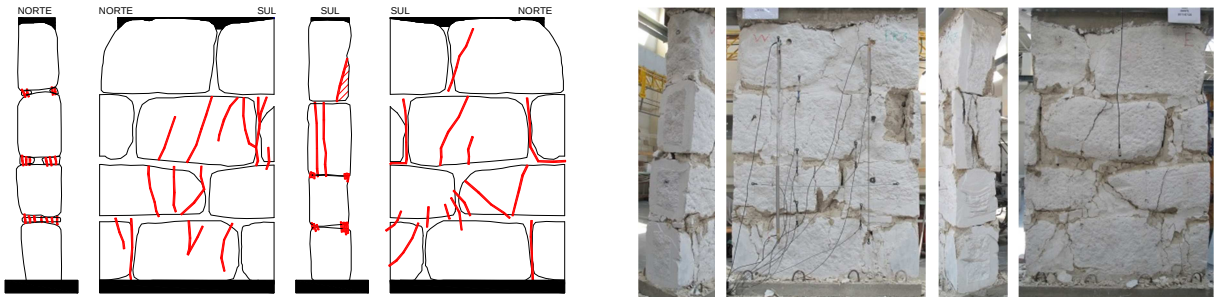


Figura E.2: Padrão de fissuração da parede PR3.

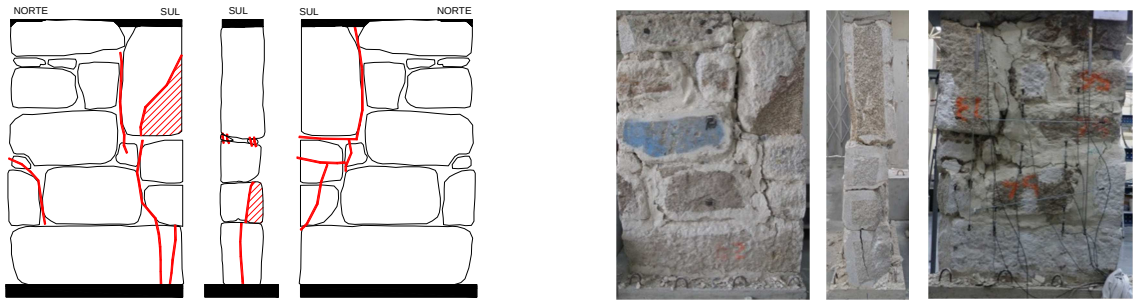


Figura E.3: Padrão de fissuração da parede IR1.

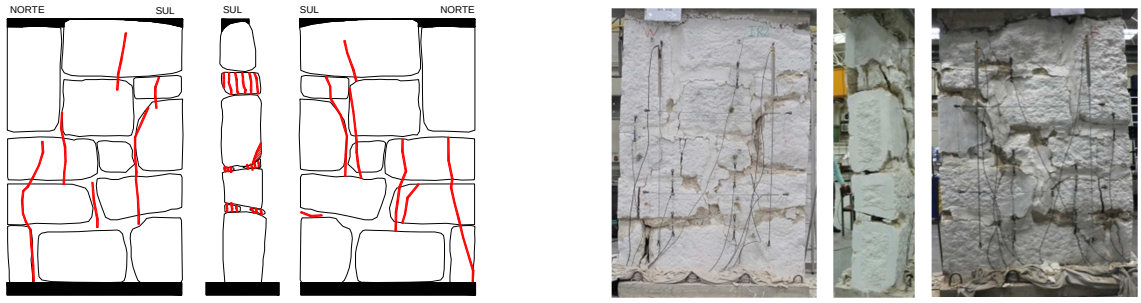


Figura E.4: Padrão de fissuração da parede IR2.

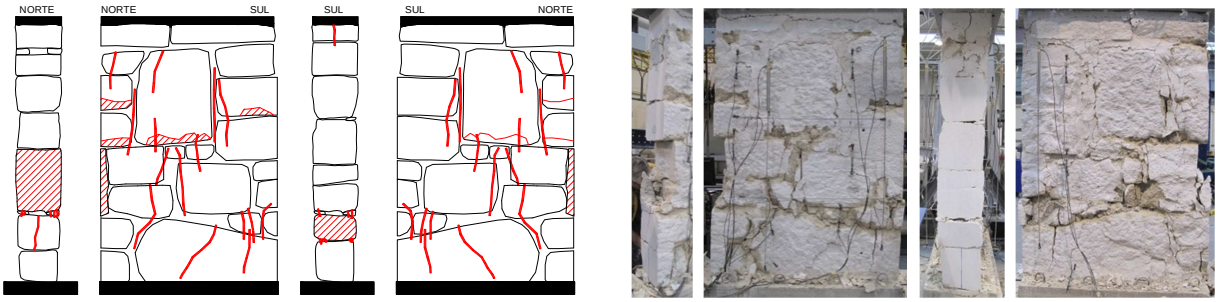


Figura E.5: Padrão de fissuração da parede IR2++.

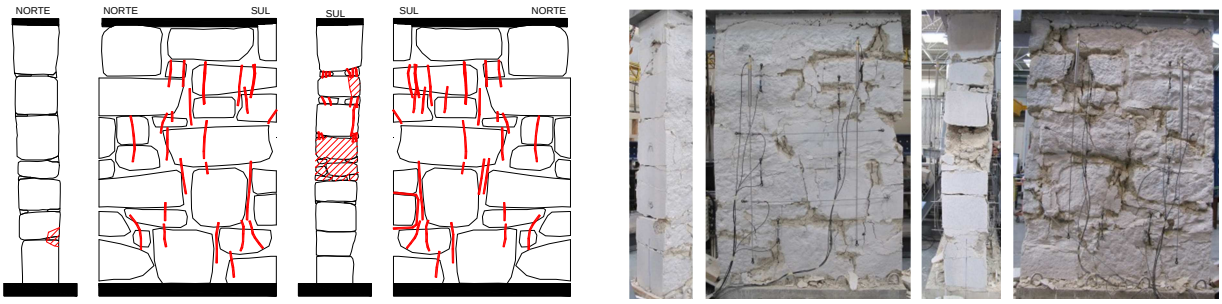


Figura E.6: Padrão de fissuração da parede IR3++.

E.2 Formulação empírica para estimativa módulo de elasticidade da parede

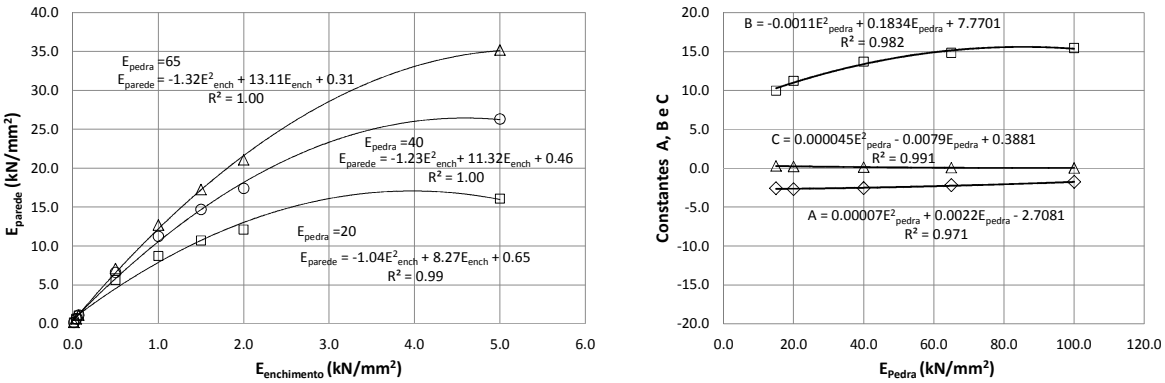


Figura E.7: Tipologia PR: (a) aproximação polinomial da variação do módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) com o do enchimento ($E_{enchimento}$), para diferentes rigidezes da pedra (E_{pedra}) e (b) aproximação polinomial na calibração das constantes A, B e C.

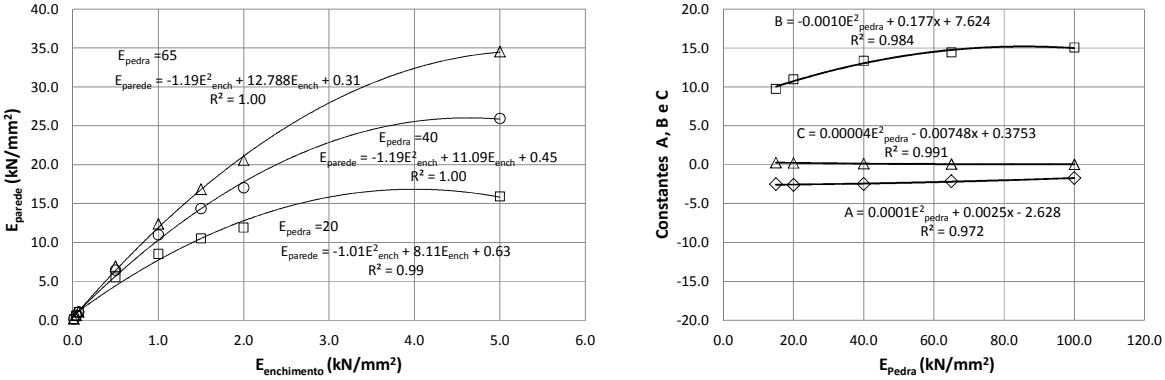


Figura E.8: Tipologia IR: (a) aproximação polinomial da variação do módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) com o do enchimento ($E_{enchimento}$), para diferentes rigidezes da pedra (E_{pedra}) e (b) aproximação polinomial na calibração das constantes A, B e C.

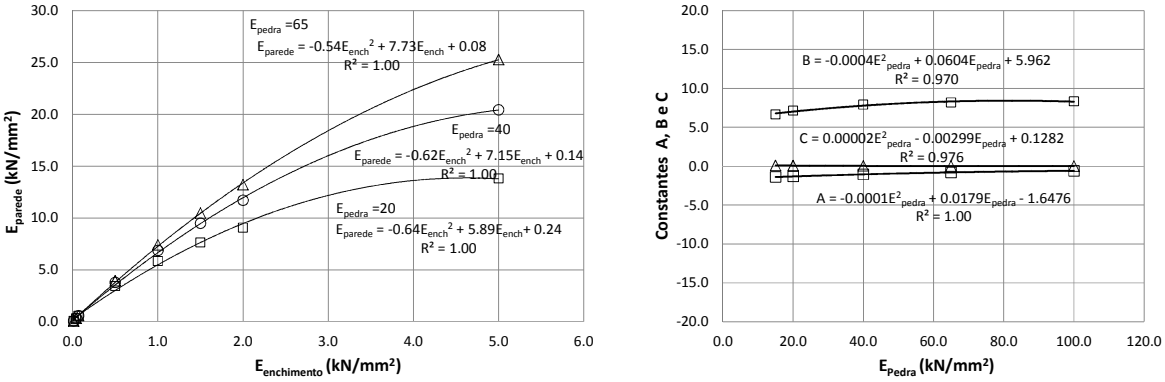


Figura E.9: Tipologia IR++: (a) aproximação polinomial da variação do módulo de elasticidade da parede (E_{parede}) com o do enchimento ($E_{enchimento}$), para diferentes rigidezes da pedra (E_{pedra}) e (b) aproximação polinomial na calibração das constantes A, B e C.

Anexo F: Ensaio de corte cíclico no plano com compressão: curvas experimentais e equivalentes; capacidade de dissipação de energia

F.1 Aproximação do diagrama equivalente de quatro estados à curva envolvente final

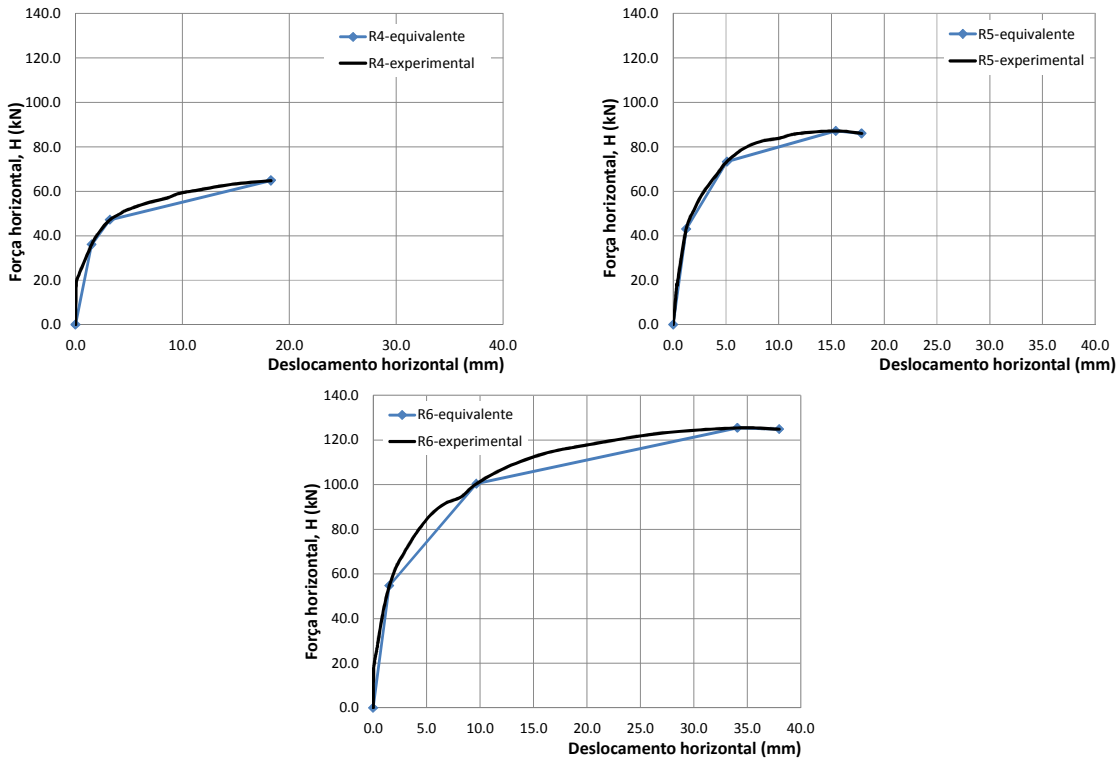


Figura F.1: Diagrama equivalente de quatro limites para tipologia R.

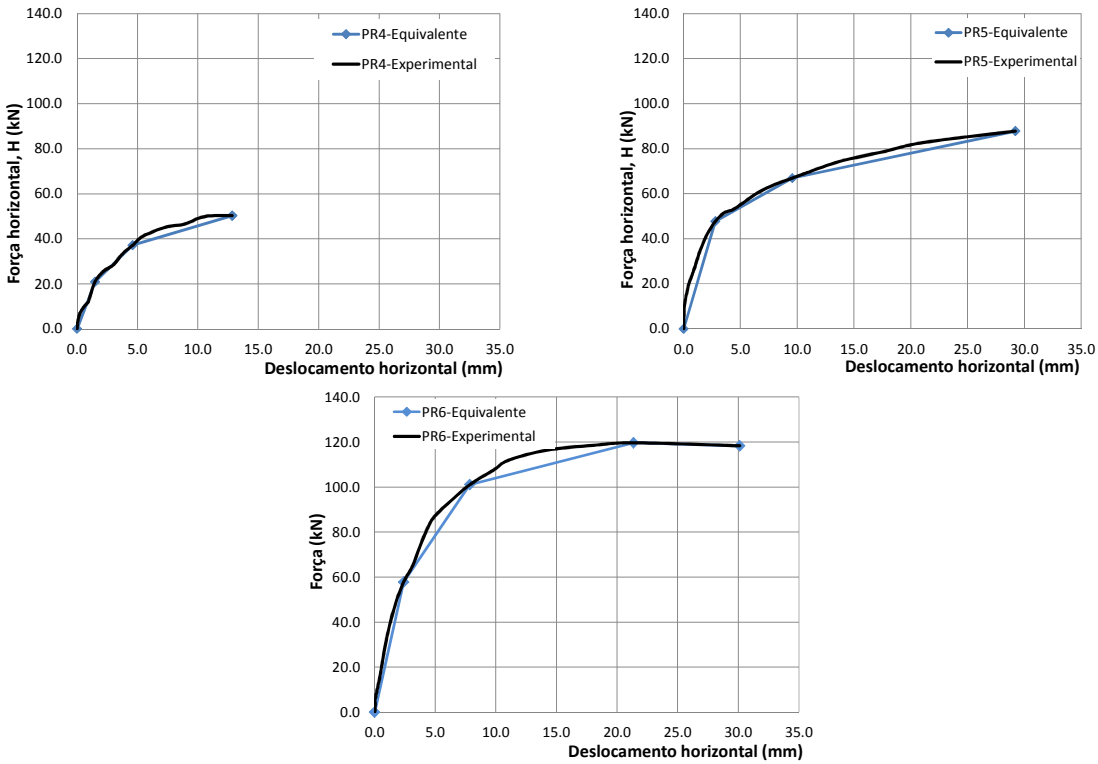


Figura F.2: Diagrama equivalente de quatro limites para tipologia PR.

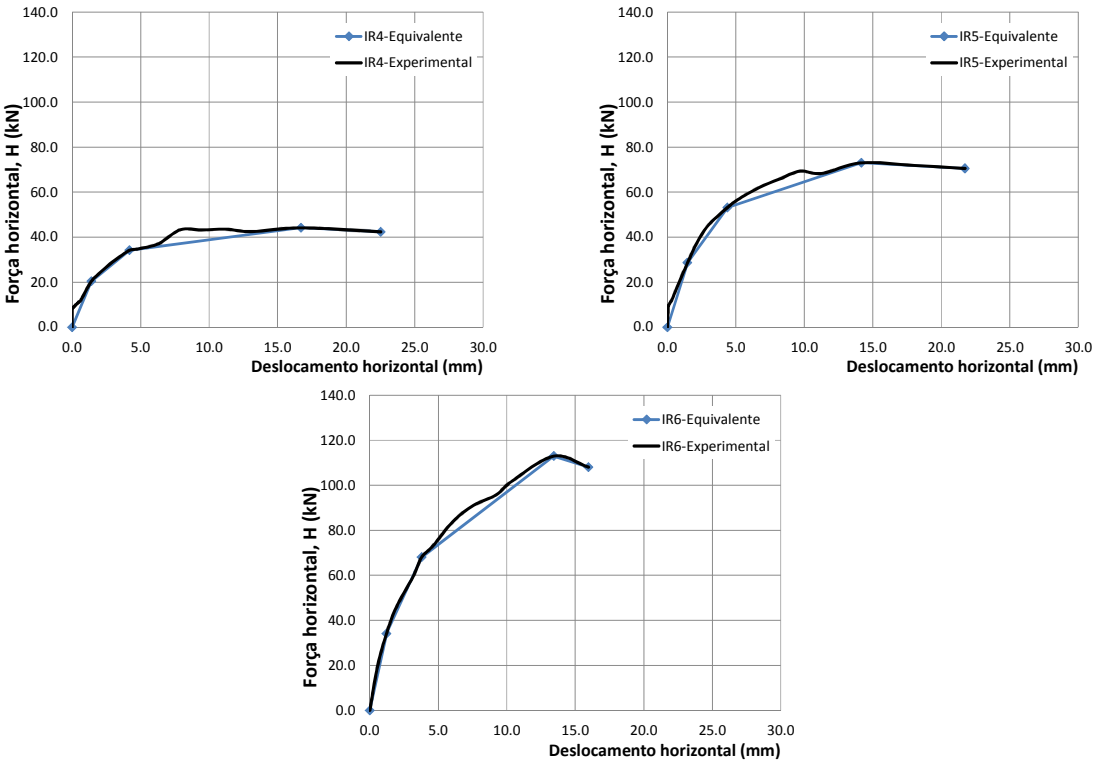


Figura F.3: Diagrama equivalente de quatro limites para tipologia IR.

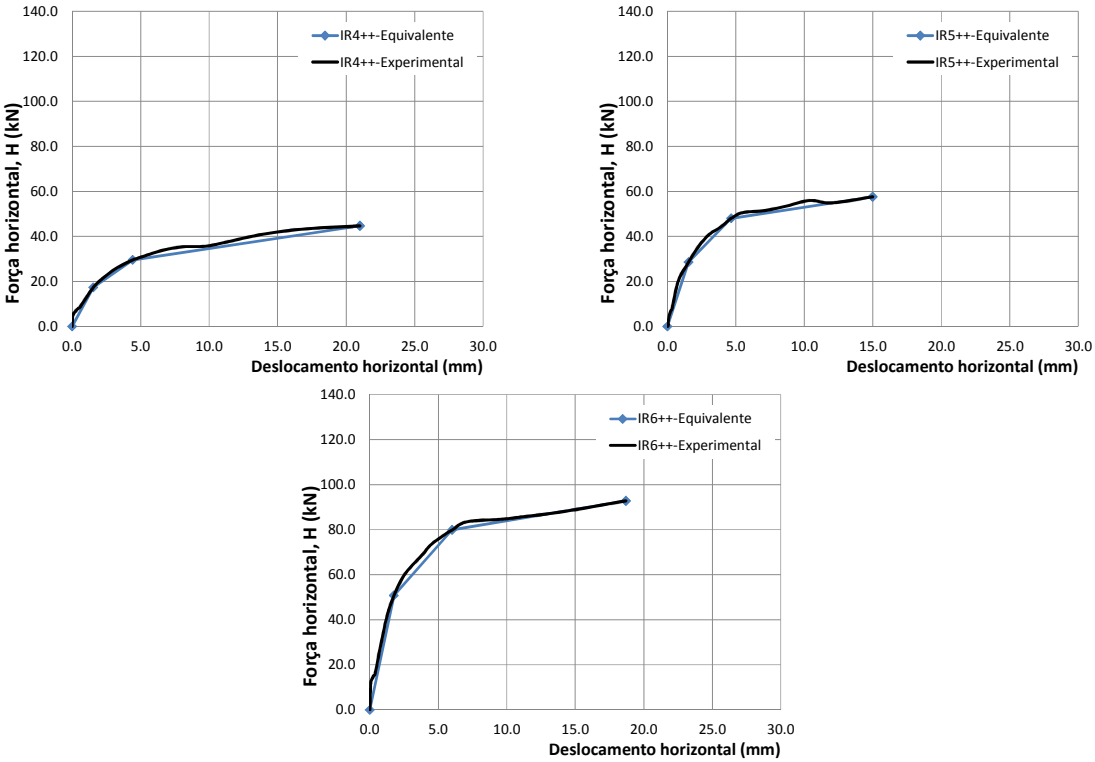


Figura F.4: Diagrama equivalente de quatro limites para tipologia IR++.

F.2 Capacidade de dissipação de energia

Tabela F.1 Tipologia R: *drift*:, Energia de dissipação (E_{diss}), Energia de dissipação acumulada ($E_{dissacumulada}$), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), energia potencial (E_p) e coeficiente de amortecimento (ξ).

Parede	drift (%)	E_{diss} (kN.mm)	$E_{disspacumulada}$ (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	E_p (kN.mm)	ζ (%)
R4	0.050	37.038	75.865	68.555	54.571	22.257	26.504
	0.084	74.396	262.229	114.000	65.673	54.993	21.534
	0.124	112.386	561.243	176.873	63.627	95.071	18.816
	0.178	151.521	976.366	234.077	64.748	140.088	17.214
	0.232	198.796	1526.002	316.163	62.881	187.583	16.867
	0.253	240.446	2205.060	389.327	61.761	234.968	16.286
	0.302	278.269	3001.936	468.356	59.415	286.831	15.440
	0.387	364.672	4010.542	638.422	57.121	385.824	15.043
	0.472	448.597	5271.977	806.436	55.627	487.079	14.658
	0.538	596.699	6959.510	1029.757	57.808	593.846	15.990
	0.641	645.939	8819.570	1182.605	54.603	699.449	14.699
	0.811	811.547	11083.714	1560.900	51.986	912.499	14.154
	1.016	1036.261	13969.516	2034.496	50.931	1170.281	14.091
R5	0.020	27.652	60.996	44.748	61.106	18.269	24.171
	0.068	51.124	189.995	92.117	55.390	53.221	15.275
	0.108	78.591	398.566	166.536	47.216	99.628	12.547
	0.148	104.844	686.594	252.901	41.621	154.534	10.795
	0.197	130.774	1057.617	340.055	38.416	225.432	9.227
	0.239	152.033	1493.325	428.415	35.440	294.766	8.204
	0.282	178.494	1998.657	540.035	33.034	373.288	7.607
	0.370	257.126	2694.028	768.282	33.453	528.633	7.740
	0.462	332.761	3630.437	1017.207	32.655	684.219	7.735
	0.555	430.154	4814.957	1264.940	33.992	845.349	8.099
	0.652	569.415	6382.136	1536.177	37.056	1014.911	8.929
	0.856	864.833	8690.619	2112.010	40.960	1356.828	10.143
	0.992	808.819	10843.916	2129.176	37.443	8.917	8.917
R6	0.023	23.709	48.602	32.505	73.343	13.360	28.255
	0.053	55.197	184.215	71.994	76.602	43.003	20.429
	0.084	89.933	418.356	143.710	63.152	85.958	16.652
	0.118	114.979	738.087	201.126	57.206	134.041	13.651
	0.155	142.991	1140.444	280.113	51.043	191.493	11.883
	0.189	169.024	1618.951	373.343	45.368	251.058	10.715
	0.225	204.122	2190.043	464.093	43.973	318.618	10.197
	0.299	287.301	2999.753	665.050	43.075	463.869	9.848
	0.376	335.646	3933.979	851.285	39.421	624.752	8.550
	0.457	394.651	5061.769	1037.488	38.031	776.667	8.087
	0.537	493.177	6438.438	1288.956	38.265	969.879	8.093
	0.695	735.776	8422.586	1837.189	40.036	1339.921	8.738
	0.888	922.730	11015.958	2429.384	37.966	1811.123	8.109
	1.060	1082.229	14094.271	3026.373	35.753	2239.441	7.691
	1.483	1686.425	18584.879	4705.973	35.824	3276.330	8.194
	1.893	2153.985	24578.684	6308.069	34.141	4276.113	8.018
	2.111	2102.735	28778.361	11820.462	17.789	5529.952	6.052

Tabela F.2 Tipologia PR: *drift*:, Energia de dissipação (E_{diss}), Energia de dissipação acumulada ($E_{dissacumulada}$), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), energia potencial (E_p) e coeficiente de amortecimento (ξ).

Parede	drift (%)	E_{diss} (kN.mm)	$E_{disspacumulada}$ (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	E_p (kN.mm)	ζ (%)
PR4	0.052	21.344	43.815	25.236	84.525	12.092	28.243
	0.083	44.340	156.235	55.890	79.146	30.939	22.914
	0.124	69.222	335.737	100.721	69.039	57.471	19.177
	0.167	84.470	577.443	137.161	61.624	85.313	15.751
	0.209	139.158	929.715	208.881	66.567	125.321	17.659
	0.255	218.925	1511.176	309.550	70.737	169.160	20.609
	0.306	256.277	2256.753	390.139	65.662	221.742	18.440
	0.409	322.569	3155.250	534.360	60.332	320.364	16.027
	0.492	457.687	4369.103	698.058	65.507	414.627	17.574
	0.589	680.709	6200.281	996.240	68.351	520.732	20.812
	0.713	607.415	8104.732	1016.832	59.221	617.101	15.628
PR5	0.054	23.989	49.759	35.144	68.456	17.688	21.674
	0.077	48.772	171.692	79.546	61.401	47.657	16.310
	0.115	76.346	373.951	138.296	55.230	87.388	13.908
	0.155	100.425	651.514	201.581	49.806	133.448	11.974
	0.197	126.545	1003.858	276.023	45.854	180.526	11.156
	0.239	146.135	1423.384	366.430	39.998	227.445	10.224
	0.282	161.754	1890.581	435.944	37.114	280.627	9.173
	0.363	221.266	2500.117	611.969	36.160	397.319	8.862
	0.447	277.480	3273.281	789.995	35.120	515.637	8.564
	0.532	323.832	4200.006	966.484	33.501	638.419	8.072
	0.611	378.554	5276.146	1147.404	32.991	764.357	7.883
	0.765	509.507	6688.551	1523.261	33.438	1032.891	7.850
	0.982	685.336	8575.785	2042.609	33.540	1383.569	7.883
	1.172	918.844	11074.236	2686.790	34.199	1770.349	8.260
	1.622	1953.507	13949.859	4536.489	43.062	2582.375	12.040
PR6	0.059	24.859	49.398	40.695	61.869	19.188	20.629
	0.096	53.495	183.707	91.687	58.677	50.952	16.752
	0.133	78.044	395.049	153.724	50.812	93.953	13.230
	0.173	108.610	687.599	227.130	47.847	147.095	11.752
	0.207	147.692	1089.825	314.119	47.055	200.514	11.728
	0.244	168.026	1579.375	415.480	40.457	256.188	10.438
	0.277	206.099	2152.755	523.784	39.350	316.850	10.352
	0.358	302.495	2974.094	743.832	40.663	458.003	10.508
	0.436	399.829	4080.753	1045.375	38.535	605.830	10.500
	0.544	455.138	5389.735	1268.538	35.889	754.451	9.600
	0.617	539.833	6922.518	1553.216	34.756	901.237	9.532
	0.789	714.108	8901.522	2099.781	34.004	1177.355	9.650
	1.003	933.486	11496.234	2847.311	32.793	1513.411	9.812
	1.187	1214.017	14846.964	3851.592	31.562	1782.875	10.851

Tabela F.3 Tipologia IR: *drift*:, Energia de dissipação (E_{diss}), Energia de dissipação acumulada ($E_{dissacumulada}$), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), energia potencial (E_p) e coeficiente de amortecimento (ξ).

Parede	drift (%)	E_{diss} (kN.mm)	$E_{disspacumulada}$ (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	E_p (kN.mm)	ζ (%)
IR4	0.036	19.671	39.979	23.191	85.072	10.441	30.070
	0.078	36.804	133.958	48.273	76.199	28.950	20.243
	0.116	52.371	276.039	78.711	66.515	51.660	16.142
	0.154	67.674	464.976	113.667	59.494	79.000	13.634
	0.192	82.258	697.416	151.295	54.337	108.710	12.039
	0.233	97.755	975.103	206.588	47.832	140.684	11.055
	0.273	120.551	1314.261	237.931	50.607	169.924	11.283
	0.353	157.448	1749.495	330.026	47.701	238.399	10.512
	0.438	290.876	2436.323	519.611	55.385	337.932	13.618
	0.525	379.586	3558.721	655.046	57.863	407.696	14.804
	0.622	419.410	4753.147	757.206	55.389	487.282	13.700
	0.729	667.648	6544.134	1010.227	66.020	600.847	17.681
	0.928	745.216	8743.087	1254.229	59.190	799.208	14.822
	1.252	802.995	10214.801	1448.534	55.435	962.233	13.282
IR5	0.019	28.194	60.896	34.785	80.806	15.222	29.991
	0.082	50.345	187.357	69.887	72.024	42.291	18.988
	0.121	78.693	397.020	124.186	63.436	80.787	15.537
	0.159	101.325	676.947	180.019	56.277	127.554	12.646
	0.202	135.575	1051.664	250.878	54.037	178.231	12.112
	0.244	157.248	1500.028	320.282	49.092	234.689	10.665
	0.284	184.477	2024.391	395.287	46.666	291.382	10.076
	0.371	256.427	2730.460	561.254	45.655	411.394	9.919
	0.453	338.570	3659.592	751.860	45.028	535.924	10.054
	0.538	428.580	4848.361	969.577	44.202	674.931	10.106
	0.626	518.353	6353.527	1156.123	44.724	793.327	10.375
	0.786	669.937	8178.082	1503.681	44.564	1020.041	10.455
	1.001	825.038	10535.084	1857.374	44.399	1270.605	10.325
	1.207	900.882	13172.248	2228.652	40.404	1493.857	9.591
IR6	0.068	66.949	135.572	80.114	83.551	41.373	25.831
	0.102	100.215	405.855	143.377	70.003	83.297	19.176
	0.139	136.400	777.444	213.209	64.079	132.901	16.333
	0.178	178.433	1275.078	287.656	61.992	192.019	14.800
	0.210	232.359	1918.352	384.081	60.466	263.924	14.019
	0.257	270.118	2699.162	478.928	56.386	337.593	12.741
	0.337	401.942	3767.057	720.253	55.793	507.958	12.594
	0.421	548.657	5271.396	1005.647	54.556	686.786	12.719
	0.513	854.031	7444.783	1479.699	57.558	883.016	15.364
	0.578	1328.767	11082.303	2025.697	65.539	1111.213	19.053
	0.746	1882.160	16060.442	2847.771	66.053	1535.847	19.517
	0.887	2999.828	20999.925	4276.743	70.143	1906.479	25.043

Tabela F.4 Tipologia IR++: *drift*:, Energia de dissipação (E_{diss}), Energia de dissipação acumulada ($E_{dissacumulada}$), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), energia potencial (E_p) e coeficiente de amortecimento (ξ).

Paredes	drift (%)	E_{diss} (kN.mm)	$E_{disspacumulada}$ (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	E_p (kN.mm)	ζ (%)
IR4++	0.030	18.124	38.902	23.116	77.941	10.032	29.117
	0.086	29.531	114.886	43.401	68.104	26.625	17.683
	0.124	44.767	233.643	71.838	62.371	48.056	14.828
	0.164	61.300	400.203	106.164	57.798	73.993	13.186
	0.204	81.556	627.214	148.091	55.218	101.817	12.750
	0.246	88.746	884.098	175.004	50.705	130.803	10.797
	0.288	104.791	1182.764	216.463	48.400	161.022	10.357
	0.368	161.327	1607.582	322.874	49.997	226.021	11.360
	0.450	227.983	2222.965	417.838	54.564	286.658	12.663
	0.540	280.378	3019.261	517.234	54.205	354.595	12.587
	0.622	311.750	3922.390	605.529	51.480	422.102	11.755
	0.777	455.665	5138.390	851.701	53.498	577.718	12.555
	0.953	656.974	6933.294	1193.379	55.032	759.567	13.764
	1.167	624.081	8972.116	1270.988	47.714	714.226	15.436
IR5++	0.019	3.741	7.384	4.706	80.620	1.774	33.553
	0.045	26.156	63.833	32.875	79.810	16.470	25.447
	0.086	57.667	205.473	78.389	73.696	44.186	20.802
	0.127	94.417	452.245	137.059	68.949	81.874	18.366
	0.171	137.784	823.780	205.619	67.018	124.673	17.596
	0.217	184.263	1332.612	283.103	65.093	170.006	17.251
	0.259	214.164	1946.345	355.760	60.199	223.941	15.226
	0.306	275.121	2694.137	464.268	59.241	278.230	15.739
	0.396	387.522	3776.091	619.802	62.458	367.780	16.761
	0.485	448.000	5054.755	729.566	61.375	470.860	15.140
	0.578	515.724	6543.085	833.605	61.846	566.112	14.487
	0.667	507.344	8081.669	857.484	59.078	650.585	12.397
	0.832	719.208	9658.744	1122.182	64.134	829.836	13.788
IR6++	0.020	34.889	70.676	43.961	79.943	15.696	35.531
	0.066	75.959	259.945	95.465	79.548	46.460	26.125
	0.098	119.562	578.445	169.530	70.524	89.851	21.213
	0.134	174.145	1036.502	275.094	63.397	142.295	19.474
	0.174	198.222	1623.880	372.064	53.232	204.673	15.412
	0.213	220.130	2254.324	471.397	46.709	267.032	13.119
	0.252	267.764	3004.350	588.003	45.553	336.160	12.678
	0.334	417.570	4124.135	886.923	47.090	491.481	13.525
	0.394	589.463	5714.520	1176.216	50.112	636.219	14.743
	0.538	841.972	8008.550	1449.151	58.072	753.479	17.805
	0.621	856.688	10544.326	1633.657	52.458	920.799	14.808
	0.789	1055.139	13569.522	2015.333	52.274	1279.089	13.138
	1.038	1488.815	16886.712	2675.831	55.395	1743.823	13.577

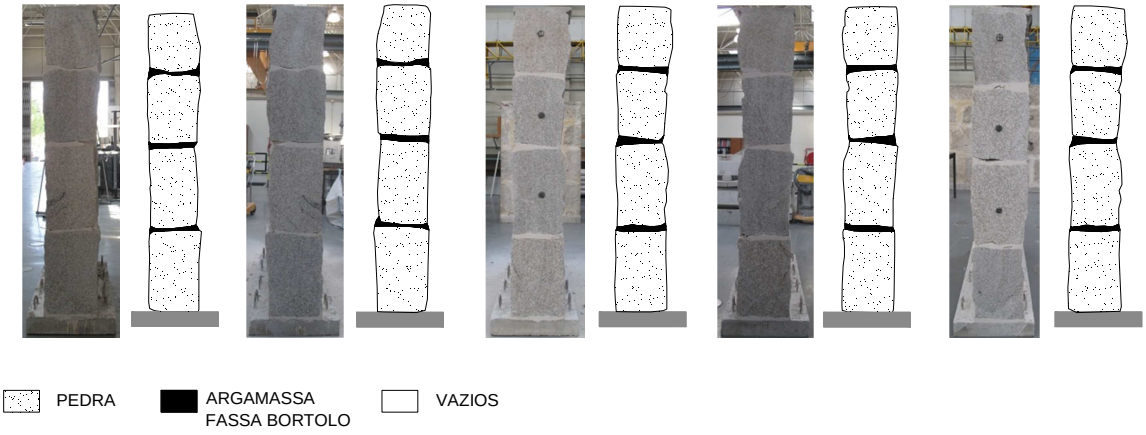
Anexo G: Paredes melhoradas: levantamento geométrico; índice de irregularidade e caraterização mecânica da pedra e da argamassa; padrão de fissuração; aproximação curvas experimentais e capacidade de dissipação e energia

G.1 Levantamento geométrico da secção transversal

Tabela G.1:Levantamento da % de materiais na secção transversal por tipologia.

Parede Parcialmente Regular Sem Calços (PR_SC)

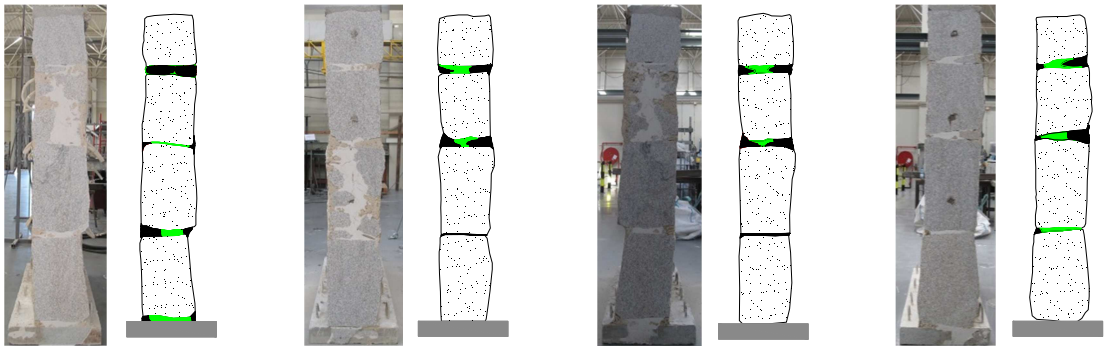
PR_SC1-sul PR_SC2- norte PR_SC2- sul PR_SC3-norte PR_SC3-sul



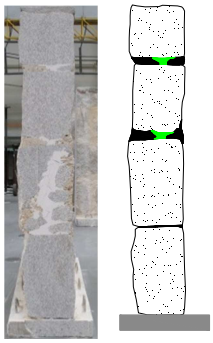
	Pedra (%)	Argamassa + Calços (%)	Vazios (%)
PR_SC1-sul	96.33	3.67	0.00
PR_SC2- norte	95.40	4.55	0.06
PR_SC2- sul	96.09	3.72	0.21
PR_SC3-norte	95.46	4.54	0.00
PR_SC3-sul	95.71	4.26	0.02
Média PR_SC	95.80	4.15	0.06

Parede Parcialmente Regular Injetada (PR_INJ)

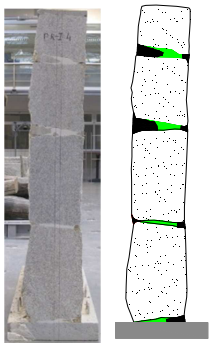
PR_INJ1-sul PR_INJ2- norte PR_INJ2- sul PR_INJ3-norte



PR_INJ3-sul



PR_INJ3-norte



PEDRA ARGAMASSA VAZIOS ARGAMASSA INJEÇÃO FASSA BORTOLO

	Pedra (%)	Argamassa + Calços (%)	Vazios (%)
PR_INJ1-sul	92.91	4.70	2.39
PR_INJ2- norte	94.84	3.88	1.28
PR_INJ2- sul	94.79	3.84	1.37
PR_INJ3-norte	94.43	2.99	2.58
PR_INJ3-sul	95.12	4.08	0.80
PR_INJ3-norte	94.33	3.26	2.40
Média PR_INJ	94.41	3.79	1.81

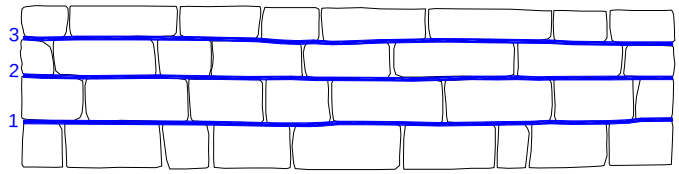
G.2 Índices de irregularidade

Tabela G.2: Índices parciais de irregularidade do alinhamento horizontal (IAH) das paredes PR_SC e PR_INJ.

PR_SC

IAH(%)

0.13

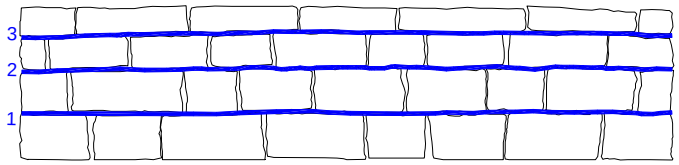


L (m	Alinhamento	di (m)	IAH_i
7.1983	1	7.2012	0.0004
	2	7.1995	0.0002
	3	7.2014	0.0004

PR_INJ

IAH(%)

0.03



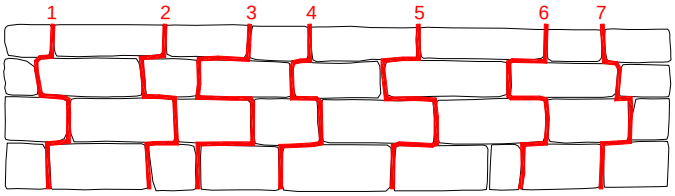
L (m	Alinhamento	di (m)	IAHi
7.2710	1	7.2759	0.0007
	2	7.2884	0.0024
	3	7.2762	0.0007

Tabela G.3: Índices parciais de irregularidade do alinhamento vertical (IAV) das paredes PR_SC e PR_INJ.

PR_SC

IAV(%)

1.81

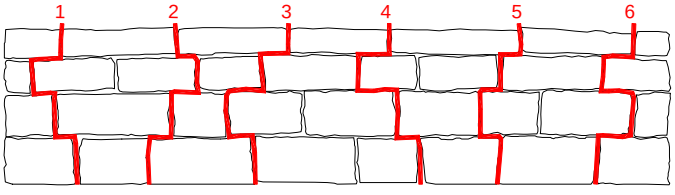


H (m	Alinhamento	di (m)	$\delta_{vi}=\frac{di-H}{H}$
1.7950	1	2.3963	0.3387
	2	2.6427	0.4764
	3	3.4943	0.9521
	4	2.6397	0.4747
	5	3.1285	0.7477
	6	2.8031	0.5660
	7	2.3511	0.3135

PR_INJ

IAV(%)

2.06



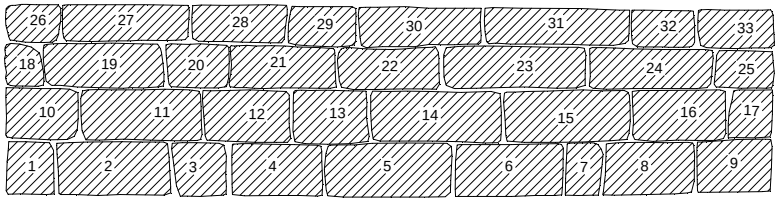
H (m	Alinhamento	di (m)	$\delta_{vi}=\frac{di-H}{H}$
1.7592	1	2.5146	0.4294
	2	2.4857	0.4130
	3	2.7187	0.5454
	4	2.7907	0.5863
	5	2.4038	0.3664

Tabela G.4: Índices parciais de irregularidade da dimensão da pedra (IDP) das paredes PR_SC.

PR_SC

IDP(%)

1.20



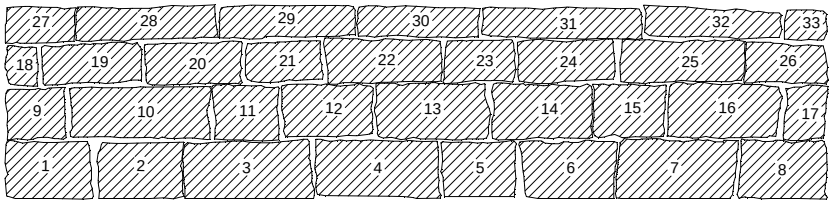
Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.214	0.281
2	0.522	0.027
3	0.240	0.255
4	0.408	0.087
5	0.591	0.096
6	0.493	0.002
7	0.161	0.334
8	0.407	0.088
9	0.341	0.154
10	0.318	0.177
11	0.533	0.038
12	0.388	0.107
13	0.347	0.148
14	0.573	0.078
15	0.562	0.067
16	0.410	0.085
17	0.178	0.317
18	0.129	0.366
19	0.455	0.040
20	0.235	0.260
21	0.387	0.108
22	0.361	0.134
23	0.513	0.018
24	0.429	0.066
25	0.189	0.306
26	0.173	0.322
27	0.400	0.095
28	0.306	0.189
29	0.231	0.264
30	0.409	0.086
31	0.454	0.041
32	0.202	0.293
33	0.253	0.242

Tabela G.5: Índices parciais de irregularidade da dimensão da pedra (IDP) das paredes PR_INJ.

PR_INJ

IDP(%)

1.30



Pedra	ai (m^2)	$\delta_{Di} = \sqrt{(a_{máx.} - a_i)^2}$
1	0.379	0.116
2	0.365	0.130
3	0.569	0.074
4	0.540	0.045
5	0.313	0.182
6	0.412	0.083
7	0.542	0.047
8	0.390	0.105
9	0.228	0.267
10	0.549	0.054
11	0.274	0.221
12	0.361	0.134
13	0.483	0.012
14	0.421	0.074
15	0.289	0.206
16	0.463	0.032
17	0.169	0.326
18	0.093	0.402
19	0.301	0.194
20	0.309	0.186
21	0.231	0.264
22	0.390	0.105
23	0.225	0.270
24	0.311	0.184
25	0.400	0.095
26	0.246	0.249
27	0.192	0.303
28	0.356	0.139
29	0.334	0.161
30	0.284	0.211
31	0.376	0.119
32	0.300	0.195
33	0.096	0.399

G.3 Caraterização mecânica da pedra

Tabela G.6: Propriedades mecânicas de amostras de pedras pertencentes a edifícios adotados como casos de estudo.

Amostra	f_{cb} (N/mm^2)	E_{cb} (kN/mm^2)	E_{cb}/f_{cb}	f_{tb} (N/mm^2)
PR_SC_INJ1	47.746	-	-	5.184
PR_SC_INJ2	78.479	18.363	233.982	3.221
PR_SC_INJ3	75.852	18.982	250.257	3.105
PR_SC_INJ4	46.394	5.946	128.163	4.205
média (coef. var.)	62.118 (28.039%)	14.430 (50.964%)	204.134 (32.476%)	3.929 (24.728%)

G.4 Caraterização mecânica da argamassa

Tabela G.7: Resistência à flexão da argamassa de assentamento da Fassa Bortolo ExNovo770, tipologia PR_SC.

Amostras	Resistência à flexão (f_{fa})					
	60 dias		120 dias		300 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
S1-1	2.380	5.577	-	-	-	-
S1-2	-	-	1.805	4.231	-	-
S1-3	-	-	-	-	1.967	4.609
S2-1	2.088	4.894	-	-	-	-
S2-2	-	-	1.518	3.557	-	-
S2-3	-	-	-	-	1.700	3.984
S3-1	1.872	4.387	-	-	-	-
S3-2	-	-	1.729	4.053	-	-
S3-3	-	-	-	-	1.744	4.089
S4-1	1.742	4.083	-	-	-	-
S4-2	-	-	-	-	1.848	4.332
S4-3	-	-	-	-	1.594	3.737
S5-1	-	-	-	-	1.800	4.221
S5-2	2.035	4.769	-	-	-	-
S5-3	-	-	-	-	2.055	4.816
média		4.742		3.947		4.255
(coef. variação)		(11.940%)		(8.843%)		(8.667%)

Tabela G.8: Resistência à compressão da argamassa de assentamento da Fassa Bortolo ExNovo770, tipologia PR_SC.

Amostras	Resistência à compressão (f_{ca})					
	28 dias		120 dias		300 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
S1-1	23.048	14.405	-	-	-	-
	22.014	13.759	-	-	-	-
S1-2	-	-	19.873	12.421	-	-
	-	-	19.223	12.014	-	-
S1-3	-	-	-	-	20.514	12.821
	-	-	-	-	21.758	13.600
S2-1	16.584	10.365	-	-	-	-
	18.909	11.818	-	-	-	-
S2-2	-	-	18.369	11.480	-	-
	-	-	18.860	11.788	-	-
S2-3	-	-	-	-	19.137	11.960
	-	-	-	-	15.654	9.784
S3-1	15.781	9.863	-	-	-	-
	15.289	9.556	-	-	-	-
S3-2	-	-	14.935	9.334	-	-
	-	-	14.425	9.016	-	-
S3-3	-	-	-	-	17.634	11.021
	-	-	-	-	15.723	9.827
S4-1	19.053	11.908	-	-	-	-
	20.140	12.587	-	-	-	-
S4-2	-	-	-	-	20.268	12.667
	-	-	-	-	19.812	12.382
S4-3	-	-	-	-	19.903	12.439
	-	-	-	-	19.192	11.995
S5-1	-	-	-	-	21.146	13.216
	-	-	-	-	19.174	11.984
S5-2	19.381	12.113	-	-	-	-
	18.599	11.624	-	-	-	-
S5-3	-	-	-	-	19.631	12.269
	-	-	-	-	20.122	12.576
média		11.800		11.009		12.039
(coef. variação)		(13.319%)		(13.233%)		(9.350%)

Tabela G.9: Resistência à compressão da argamassa tradicional, tipologia PR_INJ.

Amostras	Resistência à compressão (f_{ca})					
	28 dias		120 dias		200 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
I1-1	1.029	0.643	-	-	-	-
	0.922	0.576	-	-	-	-
I1-2	-	-	-	-	0.891	0.557
	-	-	-	-	0.840	0.525
I1-3	-	-	-	-	0.805	0.503
	-	-	-	-	0.857	0.535
I2-1	-	-	-	-	1.718	1.074
	-	-	-	-	1.931	1.207
I2-2	-	-	-	-	1.790	1.119
	-	-	-	-	1.933	1.208
I2-3	2.046	1.279	-	-	-	-
	2.014	1.259	-	-	-	-
I3-1	2.215	1.385	-	-	-	-
	2.208	1.380	-	-	-	-
I3-2			-	-	1.723	1.077
	-	-	-	-	1.703	1.064
I3-3	-	-	1.841	1.211	-	-
	-	-	1.703	1.121	-	-
I4-1	2.039	1.274	-	-	-	-
	1.897	1.186	-	-	-	-
I4-2	-	-	-	-	1.706	1.066
	-	-	-	-	1.593	0.996
I4-3	-	-	1.833	1.206	-	-
	-	-	1.637	1.077	-	-
I5-1	1.649	1.030	-	-	-	-
	1.771	1.107	-	-	-	-
I5-2	-	-	-	-	1.572	0.982
	-	-	-	-	1.574	0.984
I5-3	-	-	1.914	1.256	-	-
	-	-	1.730	1.138	-	-
média (coef. variação)		1.112 (25.804%)		1.169 (5.826%)		0.921 (28.852 %)

Tabela G.10: Resistência à flexão da argamassa de injeção da Fassa Bortolo, 'Legante Iniezioni 790', tipologia PR_INJ.

Amostras	Resistência à flexão (f_{fa})			
	28 dias		200 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
J1-1	1.723	4.038	-	-
J1-2	-	-	2.370	5.554
J1-3	-	-	2.390	5.602
J2-1	1.758	4.121	-	-
J2-2	-	-	2.436	5.709
J2-3	-	-	2.353	5.515
J3-1	1.443	3.381	-	-
J3-2	-	-	2.209	5.178
J3-3	-	-	2.157	5.057
J4-1	1.705	3.997	-	-
J4-2	-	-	2.385	5.591
J4-3	-	-	2.420	5.673
média (coef. variação)		3.884 (8.735%)		5.485 (4.323%)

Tabela G.11: Resistência à compressão da argamassa de injeção da Fassa Bortolo, 'Legante Iniezioni 790', tipologia PR_INJ.

Amostras	Resistência à compressão (f_{ca})			
	28 dias		200 dias	
	F (kN)	σ (N/mm^2)	F (kN)	σ (N/mm^2)
J1-1	23.904	14.940	-	-
	24.205	15.128	-	-
J1-2	-	-	23.703	14.815
	-	-	24.433	15.271
J1-3	-	-	24.169	15.106
	-	-	22.903	14.314
J2-1	23.202	14.501	-	-
	22.708	14.193	-	-
J2-2	-	-	22.659	14.162
	-	-	25.004	15.627
J2-3	-	-	23.686	14.084
	-	-		
J3-1	19.048	11.905	-	-
	18.116	11.323	-	-
J3-2	-	-	21.394	13.371
	-	-	20.144	12.589
J3-3	-	-	20.766	12.979
	-	-	22.242	13.901
J4-1	19.700	12.313	-	-
	19.983	12.489	-	-
J4-2	-	-	22.343	13.964
	-	-	22.902	14.314
J4-3	-	-	22.511	14.069
	-	-	22.895	14.310
média (coef. variação)		13.349 (1.500%)		14.192 (5.765%)

G.5 Padrão de Fissuração dos modelos experimentais

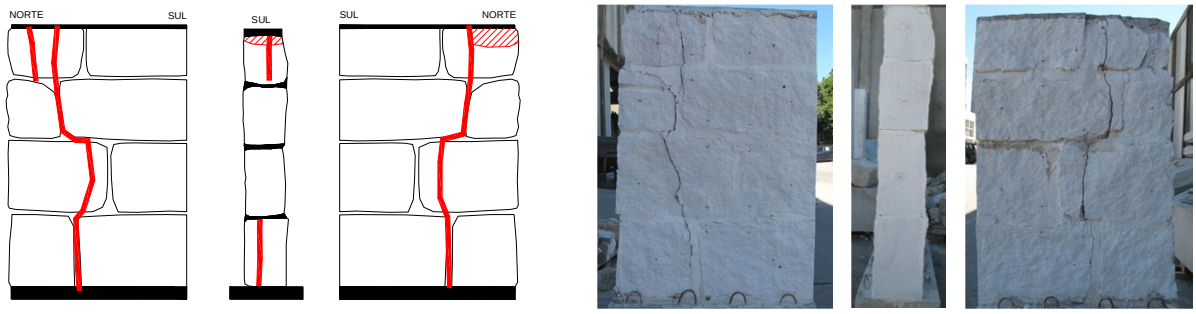


Figura G.1: Padrão de fissuração da parede PR_SC1.

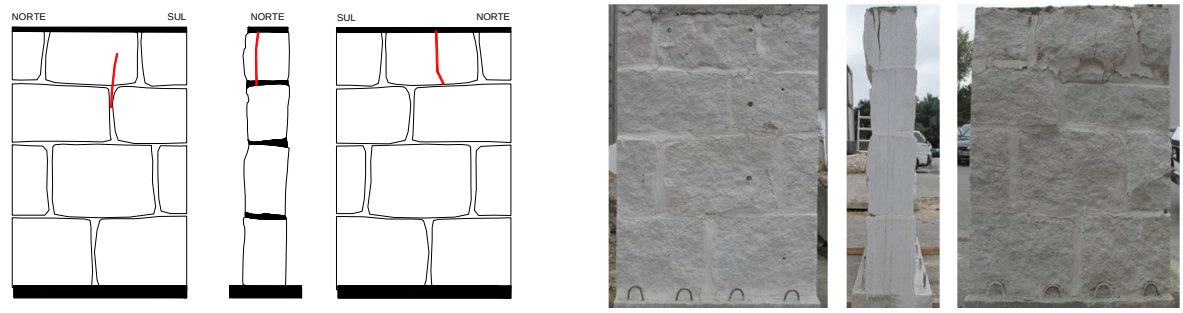


Figura G.2: Padrão de fissuração da parede PR_SC3.

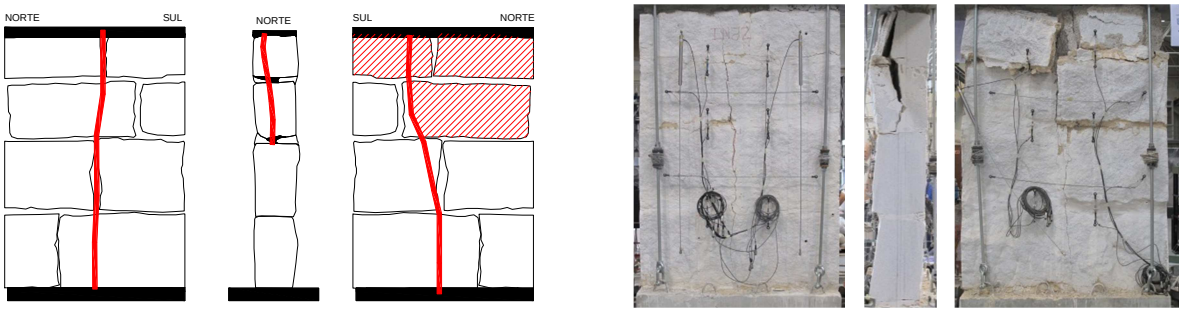


Figura G.3: Padrão de fissuração da parede PR_INJ2.

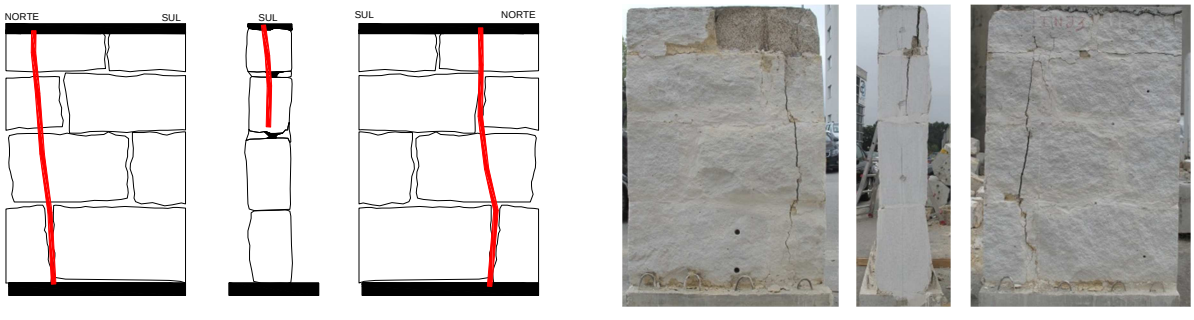


Figura G.4: Padrão de fissuração da parede PR_INJ3.

G.6 Aproximação do diagrama equivalente de quatro estados à curva envolvente final

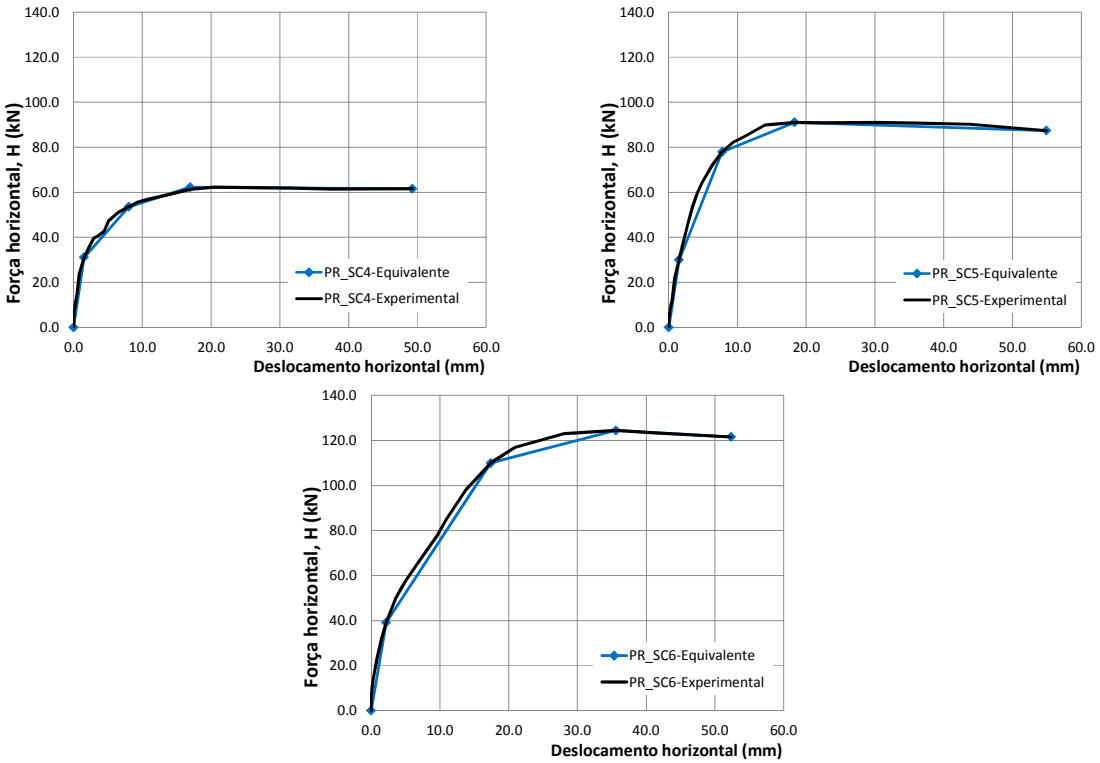


Figura G.5: Diagrama equivalente de quatro limites para tipologia PR_SC.

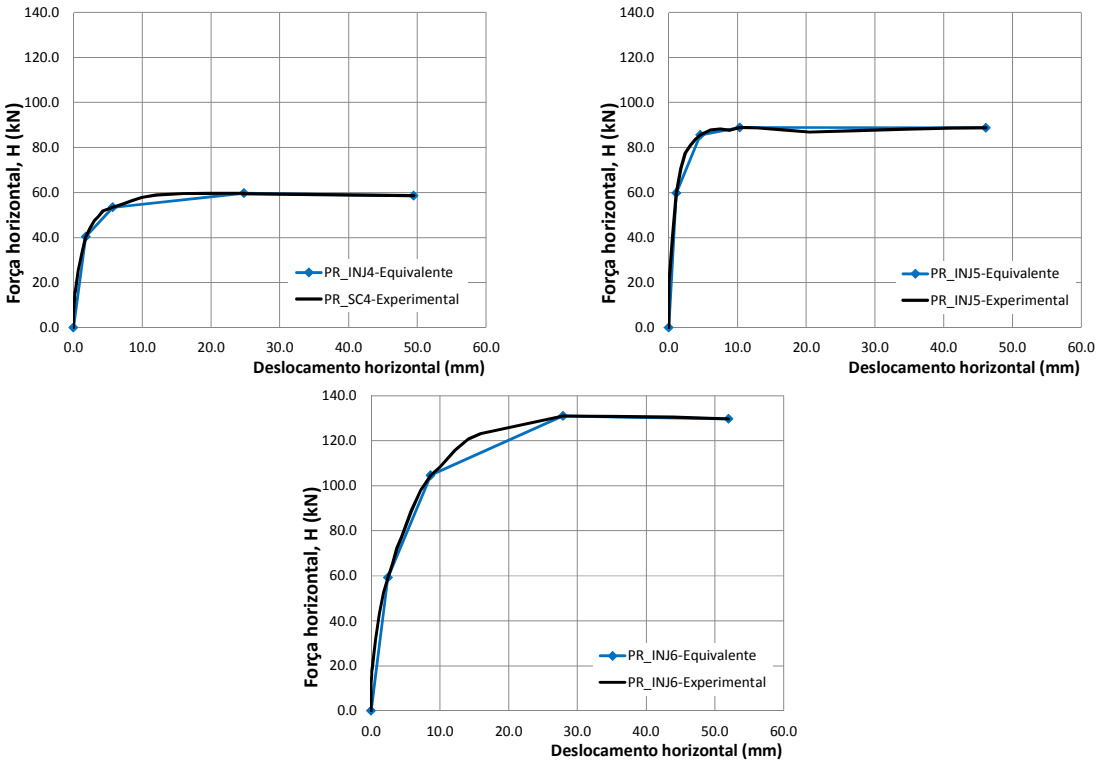


Figura G.6: Diagrama equivalente de quatro limites para tipologia PR_INJ.

G.7 Capacidade dissipação de energia

Tabela G.12 Tipologia PR_SC: *drift*:, Energia de dissipação (E_{diss}), Energia de dissipação acumulada ($E_{dissacumulada}$), energia de entrada (E_{inp}), razão (E_{diss}/E_{inp}), energia potencial (E_p) e coeficiente de amortecimento (ξ).

Parede	*drift* (%)	E_{diss} (kN.mm)	$E_{disspacumulada}$ (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	E_p (kN.mm)	ξ (%)
PR_SC4	0.025	5.262	10.935	7.644	70.728	3.332	25.197
	0.047	18.515	54.423	34.408	54.281	21.074	14.000
	0.084	30.188	133.761	67.918	44.431	47.614	10.087
	0.125	41.034	244.464	115.089	35.880	79.644	8.201
	0.163	51.226	389.752	155.233	32.974	115.607	7.049
	0.204	60.674	561.777	208.512	29.090	150.843	6.402
	0.246	71.147	767.127	258.644	27.479	184.211	6.136
	0.284	86.468	1007.283	330.692	26.148	241.837	5.691
	0.364	122.896	1341.370	467.532	26.282	333.995	5.855
	0.446	163.703	1790.005	615.889	26.587	429.389	6.068
	0.521	201.710	2358.068	746.455	27.022	524.278	6.123
	0.602	241.106	3039.500	894.613	26.950	620.314	6.186
	0.762	312.588	3896.741	1139.513	27.430	764.927	6.502
	0.942	447.598	5117.344	1593.777	28.084	1043.663	6.826
	1.133	553.159	6673.796	2009.554	27.526	1268.785	6.939
	1.524	744.601	8725.924	2850.526	26.118	1720.635	6.887
	1.759	1000.194	11457.809	3794.245	26.362	2218.752	7.175
	2.078	1259.081	14964.488	4679.490	26.905	2683.538	7.467
	2.738	1428.952	19112.553	5278.270	27.071	3041.165	7.479
PR_SC5	0.028	4.787	10.385	7.043	67.544	3.373	22.425
	0.049	16.209	49.161	29.144	55.143	19.386	13.274
	0.084	25.641	116.108	61.225	41.847	45.615	8.941
	0.120	35.130	212.253	102.443	34.301	82.555	6.769
	0.156	47.136	341.765	152.270	30.995	130.197	5.760
	0.194	61.998	512.752	210.758	29.430	187.371	5.265
	0.232	82.050	737.244	285.878	28.728	248.610	5.252
	0.271	102.835	1024.729	363.418	28.303	313.721	5.217
	0.350	158.576	1444.739	554.761	28.585	455.151	5.545
	0.432	218.373	2037.564	777.752	28.082	610.248	5.695
	0.519	276.647	2808.527	1005.690	27.507	768.492	5.730
	0.606	321.497	3730.228	1259.107	25.534	923.924	5.538
	0.778	435.196	4921.478	1874.272	23.219	1273.639	5.438
	1.017	543.328	6444.731	2601.485	20.885	1673.522	5.167
	1.259	654.634	8300.535	3354.294	19.516	2065.095	5.045
	1.690	887.332	10712.113	4811.337	18.443	2815.775	5.016
	2.009	1098.070	13801.816	6168.193	17.803	3523.357	4.960
	2.431	1309.961	17524.872	7489.961	17.490	4224.475	4.935
	3.050	1534.087	21893.718	8801.666	17.430	4931.084	4.952
PR_SC6	0.015	4.424	9.062	6.097	72.912	3.112	22.618
	0.048	18.237	51.310	32.151	56.727	20.299	14.305
	0.084	31.987	134.261	67.048	47.616	48.676	10.458
	0.123	45.719	258.548	112.193	40.681	86.863	8.374
	0.163	59.648	423.333	162.533	36.664	131.366	7.224
	0.202	77.801	639.065	228.272	34.059	183.110	6.761
	0.244	96.024	909.055	297.579	32.253	238.293	6.412
	0.284	117.177	1234.747	381.970	30.684	297.153	6.276
	0.369	167.358	1690.897	549.451	30.459	429.396	6.203
	0.450	242.145	2344.220	745.674	32.470	577.027	6.679

Parede	*drift* (%)	E_{diss} (kN.mm)	$E_{disspacumulada}$ (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	E_p (kN.mm)	ξ (%)
	0.530	320.036	3224.959	959.016	33.370	740.259	6.881
	0.612	394.357	4331.930	1196.750	32.955	937.021	6.698
	0.770	582.586	5901.212	1716.054	33.945	1363.479	6.801
	0.966	831.368	8148.007	2453.217	33.886	1917.394	6.901
PR_SC6	1.167	1060.625	11097.699	3247.298	32.661	2461.637	6.857
	1.565	1617.000	15414.825	5030.496	32.139	3517.624	7.316
	1.976	2644.164	22223.832	7532.458	35.006	4552.931	9.245
	2.303	2724.084	30493.622	8902.830	30.580	5508.950	7.868
	2.907	2971.235	39161.411	10238.113	29.005	6407.297	7.378

Tabela G.13 Tipologia PR_INJ: drift:, Energia de dissipação (Ediss), Energia de dissipação acumulada (Edissacumulada), energia de entrada (Einp), razão (Ediss/Einp), energia potencial (Ep) e coeficiente de amortecimento (ξ).

Paredes	*drift* (%)	E_{diss} (kN.mm)	$E_{disspacumulada}$ (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	E_p (kN.mm)	ξ (%)
PR_INJ4	0.014	4.088	8.415	6.100	68.529	2.855	22.811
	0.039	16.346	46.641	28.656	56.983	18.181	14.332
	0.070	26.224	115.921	57.920	45.170	42.576	9.800
	0.100	37.122	216.836	92.881	39.890	72.754	8.114
	0.134	49.183	352.568	137.143	35.824	105.785	7.395
	0.167	60.521	521.904	185.612	32.594	142.860	6.741
	0.202	74.135	730.038	240.249	30.855	180.767	6.527
	0.240	90.512	983.725	301.670	30.003	222.370	6.480
	0.318	121.258	1318.672	420.714	28.820	292.252	6.603
	0.397	151.540	1742.467	551.282	27.488	374.420	6.441
	0.475	176.749	2246.858	690.870	25.583	456.864	6.157
	0.553	212.042	2846.641	890.018	23.825	576.400	5.855
	0.672	287.217	3637.635	1232.663	23.300	760.711	6.009
	0.893	361.678	4647.057	1678.088	21.553	998.274	5.766
	1.089	438.171	5885.928	2130.220	20.568	1237.715	5.634
	1.378	629.254	7568.530	3036.769	20.722	1708.032	5.863
	1.365	816.709	9882.233	3767.834	21.659	2098.208	6.192
	2.216	917.103	12531.335	4380.697	20.924	2470.847	5.906
	2.749	944.245	15308.999	5047.502	18.706	2890.818	5.199
PR_INJ5	0.002	6.178	13.840	7.691	78.885	3.553	27.409
	0.033	26.498	76.429	40.613	64.330	25.763	16.392
	0.062	51.291	205.282	98.111	52.129	67.807	12.041
	0.098	86.644	429.386	185.307	46.722	124.571	11.069
	0.134	124.748	765.159	290.221	42.972	188.821	10.513
	0.175	167.057	1224.403	406.365	41.101	256.276	10.373
	0.216	199.490	1788.982	522.043	38.211	326.449	9.725
	0.256	231.946	2450.258	645.453	35.936	396.554	9.309
	0.337	339.680	3363.578	898.365	37.810	534.075	10.122
	0.416	443.123	4594.512	1122.780	39.463	662.933	10.638
	0.495	504.315	6054.304	1295.026	38.928	783.851	10.238
	0.575	582.981	7717.595	1463.815	39.828	920.284	10.081
	0.717	827.055	9981.563	1886.623	43.808	1165.972	11.286
	0.936	1056.696	12951.243	2387.221	44.204	1468.825	11.444
	1.137	1264.950	16533.562	2926.002	43.195	1777.371	11.325
	1.517	1696.328	21306.905	4045.602	41.787	2428.980	11.116
	1.944	1689.160	26237.646	4901.959	34.457	3096.208	8.683
	2.272	1929.533	31778.741	5600.697	34.454	3646.702	8.422
	2.563	2072.952	37869.907	6170.899	33.590	4174.114	7.904
PR_INJ6	0.009	5.228	10.740	6.848	77.123	3.047	27.288
	0.037	21.587	61.389	34.509	62.213	21.789	15.758
	0.068	38.924	161.409	76.757	50.583	54.174	11.433
	0.102	59.157	319.666	127.778	46.209	96.400	9.759
	0.137	75.128	529.538	179.230	41.850	144.836	8.249
	0.172	91.383	787.658	235.610	38.746	202.002	7.196
	0.209	123.413	1126.718	311.183	39.629	269.698	7.279
	0.246	165.581	1579.545	398.608	41.531	342.795	7.686
	0.325	255.139	2262.851	593.796	42.935	512.456	7.920
	0.402	334.469	3186.907	804.780	41.542	702.602	7.574
	0.482	413.426	4352.000	1024.356	40.340	893.397	7.362
	0.558	476.122	5718.958	1231.497	38.646	1079.221	7.019

Paredes	*drift* (%)	E_{diss} (kN.mm)	$E_{disspacumulada}$ (kN.mm)	E_{inp} (kN.mm)	E_{diss}/E_{inp} (%)	E_p (kN.mm)	ξ (%)
PR_INJ6	0.679	620.806	7450.918	1547.604	40.078	1377.964	7.169
	0.785	782.876	9669.135	1853.459	42.137	1680.172	7.413
	0.885	861.703	12168.704	2136.086	40.279	1950.053	7.032
	1.550	1756.462	16576.037	5145.880	34.101	3661.957	7.631
	1.978	2297.640	22879.632	6952.969	33.043	4698.863	7.782
	2.441	2628.463	30471.335	8661.802	30.335	5753.856	7.270
	2.888	2885.455	38880.718	10285.660	28.044	6768.304	6.784