

Luís Miguel Soares Martins

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma
avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga
de pedra

Tese de Mestrado

Mestrado em Engenharia de Construção e Reabilitação

Professor José Avelino Loureiro Moreira Padrão

Professor António Luís Pimentel Vasconcelos



RESUMO

Esta dissertação aborda o tema das verificações simplificadas de paredes de alvenaria de pedra. É também descrita a elaboração de um *software* destinado a aplicar alguma dessas verificações, bem como a aplicação a alguns casos de estudo.

São enunciadas algumas classificações importantes de paredes de alvenaria de pedra, é descrita de forma breve a história da construção em alvenaria de pedra em Portugal, assim como os materiais tradicionalmente utilizados na antiga alvenaria nacional.

Dada a vastidão de informações sobre as verificações estruturais a realizar sobre paredes de alvenaria, foram escolhidas algumas das mais relevantes para constar desta dissertação. É feita de forma simplificada uma análise comparativa entre três conjuntos regulamentares importantes no panorama mundial, e são descritos os modos de ruptura de paredes de alvenaria e os modos de colapso de estruturas em alvenaria.

São descritas as propriedades mais importantes da alvenaria bem como dos seus diversos componentes, e apresentados valores típicos para essas propriedades. É feita uma tentativa de determinação da resistência à compressão e ao corte da alvenaria através de expressões teóricas, sendo para tal apresentados diversos modelos.

Dada a frequência e importância dos fenómenos de tombamento de paredes aquando de uma acção sísmica, são apresentados diversos modelos cinmáticos de verificação da estabilidade fora-do-plano. São também apresentadas expressões de verificação ao corte no plano e de estabilidade ao esforço axial.

Por fim, é explicado o funcionamento do *software* ASPAS desenvolvido para aplicar grande parte dos modelos descritos. Foi aplicado o ASPAS a um caso de estudo, e analisado o desempenho do mesmo, explicitando-se as suas potencialidades e inaptidões.

ABSTRACT

This dissertation addresses the issue of stone walls masonry simplified verifications. It also describes the development of software for implementing these verifications, as well as applying it to a case study.

Some important classifications of stone wall masonry are listed, a history of stone masonry construction in Portugal is briefly described, as well as materials traditionally used in ancient masonry nationwide.

Given the breadth of information about the structural masonry walls verifications some of the most relevant were chosen for inclusion in this dissertation. It's made a simplified comparative analysis of three sets of important regulatory with value on world affairs, and are also described masonry walls rupture modes and masonry structures collapse modes.

Masonry and its components most important properties are described, and typical values for these properties are presented. An attempt is made to determine masonry compressive and shear strengths through theoretical expressions and therefore several models are presented.

Given the frequency and importance of tipping phenomena on walls during a seismic event different kinematic models are presented to verify the out-of-plane stability. Expressions are also presented to in-plane shear stress and axial stability.

Finally, it is explained how the ASPAS software operates and was developed for applying most of the models described. ASPAS was applied to a case study, and its performance was analyzed, making explicit their strengths and disabilities.

PALAVRAS CHAVE

construções históricas
alvenaria de pedra
métodos simplificados de análise
software

KEY WORDS

historic buildings
stone masonry
simplified analysis methods
software

AGRADECIMENTOS

A elaboração de uma dissertação, seja esta ambiciosa ou modesta, é sempre o resultado de um esforço colectivo, consciente ou inconsciente, de um grupo numeroso de pessoas.

Gostaria de destacar e agradecer os seguintes intervenientes:

Aos mestres José Padrão e Luís Vasconcelos, um enorme agradecimento pela disponibilidade constante e imensa paciência para os problemas que foram surgindo, por vezes nas piores alturas possíveis;

Aos professores que me acompanharam ao longo da Licenciatura em Engenharia Civil e do Mestrado de Engenharia de Construção e Reabilitação, um muito obrigado pelos conhecimentos, pela disponibilidade e principalmente pela capacidade em motivar e cativar para a Engenharia Civil;

Ao amigo e colega Cláudio Rodrigues, pela ajuda inestimável na realização das imagens 3D do edifício a analisar;

Aos amigos e aos colegas de curso, que estiveram presentes nos bons e nos maus momentos, fornecendo assim o ânimo necessário a que esta dissertação se tornasse uma realidade;

À família, que soube suportar os períodos de cativeiro necessários à conclusão deste documento, muito obrigado pela paciência e um pedido de desculpas pelo tempo que vos roubei;

Por fim, à Sandra, um obrigado muito especial pelo amor, carinho e paciência nas alturas mais difíceis; sem ti nada disto seria possível.

ÍNDICE GERAL

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
PALAVRAS CHAVE	v
KEY WORDS	vii
AGRADECIMENTOS	ix
ÍNDICE GERAL	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
ÍNDICE DE QUADROS	xvii
1. Introdução	1
2. Paredes de alvenaria antiga de pedra em Portugal	5
2.1 Classificação de paredes de alvenaria	6
2.2 Sistemas de construção em alvenaria ao longo do tempo	9
2.3 Materiais utilizados em paredes antigas de alvenaria de pedra	14
2.3.1 Materiais pétreos	14
2.3.2 Argamassas	15
2.3.3 Madeira	16
2.4 Resumo e conclusões	16
3. Análise de paredes de alvenaria de pedra	19
3.1 Aplicabilidade de alguma regulamentação	20
3.1.1 Eurocódigo 6	20
3.1.1.1 Critérios de aplicabilidade	21
3.1.1.2 Adequação da regulamentação	22
3.1.2 Regulamentação dos EUA	23
3.1.2.1 Critérios de aplicabilidade	23
3.1.2.2 Adequação da regulamentação	24
3.1.3 Regulamentação italiana	24
3.1.3.1 Critérios de aplicabilidade	24
3.1.3.2 Adequação da regulamentação	25
3.1.4 Conclusões sobre a regulamentação existente	25

3.2	Comportamento estrutural de estruturas de alvenaria de pedra	25
3.2.1	Mecanismos de colapso de estruturas e modos de ruptura de paredes	25
3.2.2	Propriedades relevantes das paredes de alvenaria de pedra	27
3.3	Determinação teórica de propriedades mecânicas de paredes de alvenaria de pedra	32
3.3.1	Esforço resistente de compressão	32
3.3.1.1	Modelo presente em DIN 1053-100	32
3.3.1.2	Fórmulas exponenciais empíricas.....	33
3.3.1.3	Modelo de Hilsdorf.....	34
3.3.1.4	Modelo de Mann.....	35
3.3.1.5	Modelo de Berndt	36
3.3.1.6	Modelo de Sabha	36
3.3.1.7	Modelo de Ohler	37
3.3.1.8	Modelo de Stiglat.....	38
3.3.1.9	Modelo de Francis, Horman e Jerrems	38
3.3.1.10	Modelo de Khoo e Hendry	38
3.3.1.11	Modelo de Schnackers	39
3.3.1.12	Conclusões.....	39
3.3.2	Esforço resistente de corte	39
3.3.2.1	Modelo de Mohr-Coulomb	40
3.3.2.2	Modelo de Berndt	40
3.3.2.3	Modelo de Mann e Muller	41
3.3.2.4	Modelo de Turnsek e Cacovic	42
3.3.2.5	Conclusões.....	43
3.4	Modelos cinemáticos.....	43
3.5	Verificações de edifícios e paredes	45
3.5.1	Verificações simplificadas de edifícios.....	45
3.5.2	Verificação da estabilidade de paredes ao corte e à compressão	47
3.5.2.1	Verificação ao esforço de corte no plano	47
3.5.2.2	Verificação ao esforço axial	52
3.6	Resumo e conclusões.....	55
4.	<i>Software</i> ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos.....	57
4.1	<i>Software</i> ASPAS: formulação e metodologia de funcionamento	58

4.2	Aplicação a alguns casos práticos.....	60
4.2.1	Estimativa das propriedades mecânicas da alvenaria	61
4.2.2	Verificações simplificadas ao edifício.....	65
4.2.3	Avaliação do comportamento fora-do-plano por modelos cinemáticos.....	67
4.2.4	Verificação ao corte no plano.....	79
4.2.5	Verificação ao esforço axial	83
4.3	Resumo e conclusões	84
5.	Conclusões e futuros desenvolvimentos.....	87
	APÊNDICE A – Manual do utilizador do ASPAS	89
	APÊNDICE B – Peças desenhadas do edifício em análise	101
	ANEXO A – Modelos cinemáticos fora-do-plano para paredes de alvenaria.....	109
	REFERÊNCIAS	135

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Classificação de alvenarias de pedra quanto ao tipo de aparelho (Roque, 2002): (a) juntas desalinhadas; (b) juntas irregulares alinhadas; (c) juntas regulares alinhadas	8
Figura 2-2: Classificação de alvenarias de pedra quanto ao tipo de assentamento (Roque, 2002): (a) horizontal; (b) horizontal/vertical; (c) aleatório; (d) escalonado com fiadas de regularização; (e) em “espinha de peixe”; (f) com calços ou cunhas	8
Figura 2-3: Citânia de Briteiros (figura retirada de http://pt.wikipedia.org)	11
Figura 2-4: Evolução cronológica dos diferentes tipos de edifícios na zona de Lisboa (Silva, 2001)	12
Figura 2-5: Modelo de uma gaiola pombalina (figura retirada de http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/gaiol_const_sism.html)	13
Figura 3-1: Modos de ruptura de paredes de alvenaria: cisalhamento-escorregamento (a), cisalhamento com fissuração diagonal (b) e flexo-compressão (c) (Tomažević, 1999)	27
Figura 3-2: Localização dos granitos constantes do Quadro 3-1 (Vasconcelos, 2005)	29
Figura 3-3: Resistência à compressão de argamassas antigas de diversas épocas de construção (Magalhães, et al., 2006)	30
Figura 3-4: Planos de rotura da alvenaria em flexão (NP EN 1996-1-1:2008)	31
Figura 3-5: Zonas do modelo de ruptura de Berndt, adaptado de Proske, et. al. (2009)	41
Figura 3-6: Envelope de ruptura do modelo de Mann e Muller (Silva, 2006)	42
Figura 3-7: Ruptura de uma parede de alvenaria por excesso de compressão: abaulamento e expulsão de material de um pano exterior (Giuffrè, 1993)	52
Figura 4-1: Janela inicial do ASPAS	59
Figura 4-2: Janela de resultados da determinação da resistência à compressão da alvenaria ..	63
Figura 4-3: Janela de resultados da determinação da resistência ao corte da alvenaria	65
Figura 4-4: Exemplo da janela de cálculo das verificações simplificadas de edifícios	67
Figura 4-5: Exemplo da janela de escolha de modelo cinemático	68
Figura 4-6: Exemplo de janela de cálculo de coeficiente de colapso	68
Figura 4-7: Exemplo de janela de auxílio à introdução de dados: cálculo de alguns valores médios de várias paredes ortogonais	69
Figura 4-8: Vistas do edifício sem qualquer mecanismo de colapso	72
Figura 4-9: Modelo 3D dos mecanismos de colapso do tipo 01 e 04	73
Figura 4-10: Modelo 3D dos mecanismos de colapso do tipo 04	74
Figura 4-11: Modelo 3D dos mecanismos de colapso dos tipos 04 e 05	75
Figura 4-12: Modelo 3D dos mecanismos de colapso dos tipos 05 e 06	76
Figura 4-13: Modelo 3D dos mecanismos de colapso dos tipos 06 e 14	77
Figura 4-14: Modelo 3D dos mecanismos de colapso do tipo 15	78
Figura 4-15: Modelo 3D dos mecanismos de colapso do tipo 15	79
Figura 4-16: Exemplo de janela de cálculo da verificação ao esforço de corte no plano	80

Figura 4-17: Exemplo da janela de cálculo da verificação ao esforço axial..... 83

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2-1: Classificação de paredes antigas de alvenaria de pedra de acordo com a natureza dos materiais constituintes e suas inter-relações [adaptado de (Pinho, 2000)]	6
Quadro 2-2: Classificação de paredes antigas de alvenaria de pedra de acordo com o tipo de materiais empregues [adaptado de (Pinho, 2000)]	6
Quadro 2-3: Classificação de paredes antigas de alvenaria de pedra quanto à sua função estrutural	7
Quadro 2-4: Classificação de paredes antigas de alvenaria de pedra quanto ao número de panos	7
Quadro 3-1: Valores médios de propriedades elásticas e resistência à compressão de alguns granitos portugueses, com variação percentual máxima entre parênteses (Vasconcelos, 2005)	29
Quadro 3-2: Valores característicos de resistência à compressão de alvenarias de pedra, em MPa (P.I.E.T. 70, 1971).....	30
Quadro 3-3: Classificação de pedra natural segundo DIN 1053-100	33
Quadro 3-4: Resistência à compressão característica da alvenaria baseada na resistência da pedra e na classe da argamassa, de acordo com DIN 1053-100.....	33
Quadro 3-5: Valores de s e t' para o modelo de Ohler (Ohler, 1986)	37
Quadro 3-6: Valor de m para o modelo de Ohler (Ohler, 1986).....	37
Quadro 4-1: Pesos de materiais considerados no cálculo	61
Quadro 4-2: Acções permanentes e sobrecargas	61
Quadro 4-3: Valores necessários ao cálculo da resistência à compressão da alvenaria	62
Quadro 4-4: Resultados da determinação da resistência à compressão da alvenaria	62
Quadro 4-5: Valores necessários ao cálculo da resistência ao corte da alvenaria.....	64
Quadro 4-6: Resultados da determinação da resistência ao corte da alvenaria	64
Quadro 4-7: Valores necessários ao cálculo das verificações simplificadas do edifício.....	66
Quadro 4-8: Valor dos indicadores simplificados de resistência do edifício	66
Quadro 4-9: Coeficientes de colapso dos mecanismos 01, 04, 05, 06 e 11.....	70
Quadro 4-10: Coeficientes de colapso dos mecanismos 15 e 17.....	71
Quadro 4-11: Análise do comportamento ao corte no plano das paredes Y01/Y02, X06 e nembro central de X01	81
Quadro 4-12: Verificação da parede X01 ao esforço axial	84

1. Introdução

A alvenaria é, sem dúvida alguma, o material de excelência utilizado nas construções antigas existentes em Portugal. Desde as primeiras construções encontradas no nosso território, que não passam de pequenas habitações ou abrigos, até aos edifícios construídos já no século XX, passando pelas construções romanas, árabes, visigóticas e medievais, a presença de alvenaria em parte ou na totalidade das construções é uma constante.

A construção com alvenaria como elemento estrutural principal teve expressão em Portugal até cerca de 1940, altura em que o uso do betão começou a banalizar-se, relegando este sistema para pequenas construções, normalmente não destinadas a habitação (arrumos e abrigos para animais, por exemplo).

Segundo o CENSOS 2001 existem em Portugal 3 160 043 edifícios, dos quais 967 977 de betão armado, 1 262 546 em alvenaria argamassada com placa, 561 836 em alvenaria argamassada sem placa, 352 466 em paredes de adobe, taipa ou alvenaria de pedra solta, e 15 218 com construção distinta das anteriores (Instituto Nacional de Estatística, 2001).

A preferência do uso da alvenaria em relação a outros materiais como constituinte dos principais elementos estruturais resistentes deve-se a vários factores. Entre os mais significativos contam-se:

- os diferentes constituintes da alvenaria podem ser facilmente obtidos no meio natural (caso das pedras) ou fabricados por processos simples e expeditos (argamassas, tijolos de adobe, cal, entre outros);

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

- a construção em alvenaria permitia construir edifícios mais robustos relativamente à construção tradicional em madeira;
- a elevada espessura que as paredes de alvenaria usualmente apresentam, aliada ao seu comportamento higrotérmico favorável, permite criar estruturas com elevadas inércia térmica e resistência aos factores atmosféricos agressivos (nomeadamente água e vento);
- a alvenaria é um material durável, desde que bem executada e com a manutenção adequada.

Esta dissertação pretende compilar algumas metodologias simplificadas de avaliação da resistência e estabilidade de paredes de alvenaria, e possibilitar a sua aplicação através de um *software* denominado “ASPAS”, sigla que vale por “Análise Simplificada de Paredes de Alvenaria Simples de pedra”.

O presente trabalho organiza-se em 5 capítulos, dos quais o primeiro é a presente introdução onde são apresentados os objectivos e a estrutura da dissertação.

No Capítulo 2 faz-se uma breve exposição sobre as paredes de alvenaria de pedra enquanto elemento estrutural. São classificadas as paredes de alvenaria de pedra segundo as classificações pertinentes à temática a desenvolver. É apresentada seguidamente uma breve resenha histórica sobre a evolução dos edifícios em alvenaria, com enfoque nas características das paredes que os constituem. São brevemente caracterizados os diversos constituintes (materiais pétreos, argamassas e madeiras) das paredes de alvenaria em Portugal.

O Capítulo 3 consiste na exposição dos métodos de análise das paredes de alvenaria de pedra. É feita uma análise de alguma regulamentação no que concerne à sua aplicabilidade à alvenaria de pedra presente na generalidade nos edifícios antigos. É feita uma breve descrição dos mecanismos de colapso de uma estrutura e os modos de ruptura de paredes de alvenaria, bem como das propriedades da alvenaria e dos seus constituintes. São apresentados modelos de previsão da resistência à compressão e ao corte de alvenaria de pedra. São descritos modelos cinemáticos para a avaliação da estabilidade fora-do-plano das paredes de alvenaria. São apresentadas algumas verificações simplificadas a edifícios de alvenaria, complementares a uma análise individual das paredes. São enunciadas expressões que visam avaliar a resistência ao esforço de corte no plano e ao esforço axial.

No capítulo 4 é apresentado o *software* ASPAS. São indicados os objectivos e as directrizes utilizadas na concepção do ASPAS, assim como a metodologia de funcionamento do mesmo. São apresentados exemplos de aplicação do *software* e procede-se a uma breve análise dos mesmos. São apresentadas conclusões sobre a pertinência das análises simplificadas a estruturas de alvenaria, bem como da viabilidade de *software* que pretenda proceder a esse tipo de análises.

Dada a extensão de dados não essenciais à tese, mas ainda assim pertinentes ao trabalho desenvolvido, são facultados o “Apêndice A - Manual do utilizador do ASPAS”, onde se procede a uma detalhada descrição do ASPAS e da sua metodologia de funcionamento, o “Apêndice B – Peças desenhadas do edifício em análise”, onde são apresentadas as peças desenhadas do edifício utilizado, e “Anexo A – Modelos cinemáticos fora-do-plano para paredes de alvenaria” onde são apresentadas as expressões de alguns modelos cinemáticos para avaliação da estabilidade fora-do-plano de paredes de alvenaria.

Por ultimo, em anexo a esta dissertação encontra-se um CD que contém esta dissertação em formato PDF bem como o *software* ASPAS, um ficheiro executável em qualquer PC.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

2. Paredes de alvenaria antiga de pedra em Portugal

Aquando de um estudo sistemático de um conjunto edificado antigo é pertinente um enquadramento quer do edifício num todo quer das partes que o constituem em topologias definidas, com menor ou maior precisão, tendo em vista uma optimização de recursos aquando de um qualquer estudo e intervenção sobre o edificado. A optimização dos recursos é importante já que poder-se-á assim criar conjuntos de elementos a analisar ao invés de uma análise individual, que pressupõe um gasto de tempo e recursos físicos desnecessário e muitas vezes irrelevante na qualidade do resultado final pretendido.

É também importante para uma boa avaliação de uma qualquer estrutura o conhecimento, ainda que superficial, sobre os métodos e processos construtivos utilizados aquando da sua construção. Alguns aspectos particulares, como os materiais, o tipo de paredes e as ligações estruturais utilizadas, são de capital importância para uma avaliação com uma margem de segurança razoável, já que os pressupostos admitidos no dimensionamento das estruturas actuais não são geralmente válidos para as estruturas antigas.

Assim, apresentam-se neste capítulo algumas classificações de paredes antigas, bem como uma pequena resenha histórica descritiva da evolução da construção em alvenaria em Portugal e dos materiais utilizados ao longo dos tempos.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

2.1 Classificação de paredes de alvenaria

As paredes antigas de alvenaria de pedra podem ser classificadas segundo vários parâmetros. As classificações que apresentam maior interesse prático para este trabalho são:

- quanto à natureza dos materiais constituintes e suas inter-relações:

Quadro 2-1: Classificação de paredes antigas de alvenaria de pedra de acordo com a natureza dos materiais constituintes e suas inter-relações [adaptado de (Pinho, 2000)]

Características dos materiais e dos ligantes	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 (ou alvenaria corrente)
Alvenaria e cantaria; alvenaria e tijolo; alvenaria com armação de madeira	Paredes mistas
Pedras ligadas com argamassa hidráulica	Alvenaria hidráulica
Pedras ligadas com argamassa refractária	Alvenaria refractária
Pedras assentes por justaposição, apenas travadas entre si, sem qualquer tipo de argamassa	Alvenaria de pedra seca; empedrados

É um critério objectivo, com pequena margem de manobra para classificações dúbias.

- quanto ao tipo de materiais empregues:

Quadro 2-2: Classificação de paredes antigas de alvenaria de pedra de acordo com o tipo de materiais empregues [adaptado de (Pinho, 2000)]

Tipo de materiais empregues	Designação
Cantaria; alvenaria; tijolo	Paredes homogéneas
Alvenaria e cantaria; alvenaria de pedra e tijolo; alvenaria com armação de madeira	Paredes mistas

É um critério objectivo, sem possibilidade de classificações dúbias.

2.Paredes de alvenaria antiga de pedra em Portugal

- quanto à sua função estrutural:

Quadro 2-3: Classificação de paredes antigas de alvenaria de pedra quanto à sua função estrutural

Função estrutural desempenhada	Designação
Importante contribuição para o desempenho da estrutura; capacidade de resistência a acções horizontais	Paredes resistentes
Contribuição pouco significativa para o desempenho da estrutura; ausência de capacidade de resistência a acções horizontais	Paredes não resistentes (ou de compartimentação)

É um critério altamente subjectivo, já que a capacidade de resistência a acções horizontais é definida pela regulamentação aplicável, em que os critérios vigentes diferem substancialmente entre os vários documentos normativos.

- quanto ao número de panos constituintes:

Quadro 2-4: Classificação de paredes antigas de alvenaria de pedra quanto ao número de panos

Número e características dos panos	Designação
Apenas se reconhece 1 pano de alvenaria, que se estende entre as 2 faces da parede;	Paredes simples (ou de 1 pano)
Existem 2 panos distintos com ou sem ligação efectiva entre eles, ambos com uma face que contacta com o exterior	Paredes de 2 panos
Existem 3 panos distintos, sendo o pano interior usualmente enchimento com materiais distintos dos dos panos que contactam com o exterior da parede	Paredes de 3 panos

É um critério subjectivo pois muitas vezes não é perceptível uma distinção marcada entre os vários panos, dificultando assim a definição dos mesmos.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

- quanto ao tipo de aparelho das pedras:

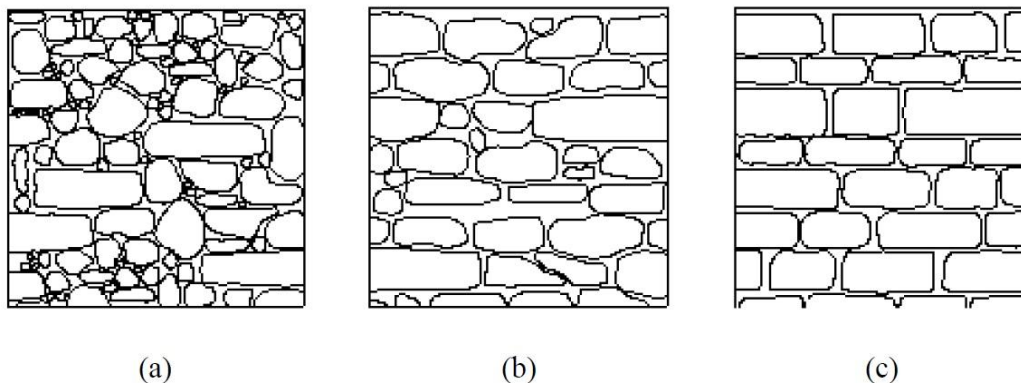


Figura 2-1: Classificação de alvenarias de pedra quanto ao tipo de aparelho (Roque, 2002):
(a) juntas desalinhadas; (b) juntas irregulares alinhadas; (c) juntas regulares alinhadas

Esta classificação é subjectiva, já que não existem limites bem definidos entre os 3 tipos de aparelho das pedras definidos.

- quanto ao tipo de assentamento das pedras:

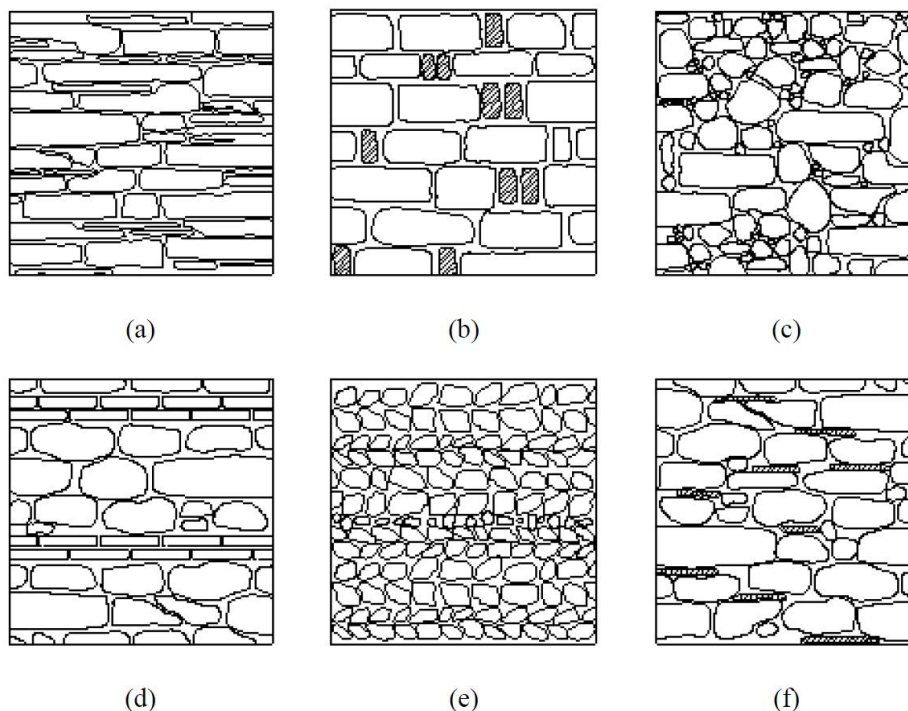


Figura 2-2: Classificação de alvenarias de pedra quanto ao tipo de assentamento (Roque, 2002): (a) horizontal; (b) horizontal/vertical; (c) aleatório; (d) escalonado com fiadas de regularização; (e) em “espinha de peixe”; (f) com calços ou cunhas

Assim como a classificação quanto ao tipo de aparelho das pedras, a classificação quanto ao tipo de assentamento é altamente subjectiva, já que não existem limites definidos entre os vários tipos de assentamento propostos.

2.2 Sistemas de construção em alvenaria ao longo do tempo

São numerosos os elementos necessários a uma caracterização de um edifício ou parede de alvenaria. Muitas vezes, devido a impedimentos de ordem económica, arquitectónica ou funcional é impossível aceder, de forma directa ou indirecta, à informação necessária a uma avaliação estrutural rigorosa. Torna-se assim necessário um enquadramento do objecto a estudar em tipologias de referência devidamente caracterizadas de modo a poder extrapolar a partir de dados conhecidos algumas informações relevantes à avaliação a realizar.

É assim fundamental um conhecimento sobre os diversos tipos de construção em alvenaria usados no passado, conhecimento que pelo seu carácter generalizado e abrangente deve ser usado com precaução, permitindo-nos apenas enquadrar a estrutura em determinadas tipologias estruturais e temporais, de modo a proporcionar uma correlação de dados entre paredes com características conhecidas e as paredes em estudo.

A sistematização desse conhecimento é ainda incompleta no que se refere ao território nacional, sendo poucas as publicações que abordam esta problemática com a abrangência que lhe é exigida. Embora existindo alguma bibliografia referente aos sistemas de construção e materiais utilizados na antiguidade [(Pinho, 2000), (Mateus, 2002)], bem como à caracterização de algum edificado existente [(Appleton, 2003), (Cóias, 2007)], nota-se uma centralização dos estudos de maior relevo na área da Baixa Pombalina de Lisboa. Ora, o conjunto do edificado desta cidade, e nomeadamente a Baixa Pombalina, não é representativo do panorama nacional do edificado histórico, apresentando como sistemas predominantes a gaiola pombalina e o edifício gaioleiro. Estes dois sistemas, embora também existentes em outras partes do país, têm pouca expressão na generalidade do território nacional, tendo portanto pouca aplicabilidade as obras atrás citadas aquando de uma análise à maior parte dos agregados de edifícios antigos espalhados pelo país.

É então necessário, para uma melhor compreensão das estruturas a estudar no âmbito deste trabalho, que aqui se faça uma referência, necessariamente breve, aos diferentes tipos de edifícios em alvenaria que poderão apresentar-se aquando do estudo de uma qualquer estrutura antiga. Far-se-á aqui referência quer a alvenaria de pedra quer de tijolo, quer a alvenaria homogénea quer mista, dado que é fundamental uma visão abrangente e diversificada sobre o património edificado antigo.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

É conveniente notar que a utilização de determinada solução construtiva é sempre condicionada por dois factores fundamentais:

- em primeiro lugar, a adaptação da solução construtiva ao local de implantação do edifício, tendo em atenção o binómio custo/segurança pretendida;
- em segundo lugar, a disponibilidade de material adequado: muitas vezes a indisponibilidade de material apto a determinada função, como por exemplo madeira ou tijolos, condiciona fortemente o seu uso, já que os custos associados à sua importação são elevados.

São escassas, quer em número quer em variedade tipológica e topológica, as estruturas em alvenaria anteriores à ocupação romana que chegaram aos dias de hoje. Embora a ocupação humana em território nacional remonte a 300 000 anos atrás, apenas na idade do cobre (cerca de 3000 A.C. até 1900 A.C.) se começam a produzir estruturas de alvenaria com objectivo claro de permanência de longa duração em determinado local. A construção de edificações mais duradouras pode ser associada a uma evolução social no sentido do aumento da complexidade e estratificação social, associada a um aumento do tempo que os indivíduos passavam num mesmo local (Mattoso, 1992).

Este tipo de estruturas era normalmente constituído por paredes de alvenaria de pedra sem qualquer argamassa nas juntas. São na maioria dos casos paredes de elevada espessura, apenas com um pano, quando se trata de pequenos edifícios de habitação, ou com três panos quando se tratam de paredes com funções defensivas (muralhas) ou edifícios de habitação de maiores dimensões. O monolitismo dos edifícios era elevado dada a baixa altura dos mesmos. Um exemplo representativo deste tipo de construção encontra-se nos edifícios da citânia de Briteiros, próxima de Guimarães, pertencente à idade do ferro (cultura castreja).

A ocupação romana trouxe ao território nacional novos paradigmas no domínio da construção, incluindo novos materiais, como por exemplo o tijolo de adobe, e novas formas de construir, com a utilização de arcos, abóbadas e colunas em pedra, que eram raras ou inexistentes nos períodos anteriores. A regularidade em planta dos edifícios romanos contrasta com os edifícios anteriores à ocupação, que muitas vezes se adaptavam à morfologia do terreno. Construíram-se nesta época grandes infra-estruturas em alvenaria, tais como aquedutos e muralhas, chegando muitos deles até aos nossos dias, comprovando assim a sua durabilidade. É também durante a ocupação romana que começam a ser utilizadas as pozolanas (naturais ou artificiais) como adições às argamassas. Estas argamassas pozolânicas apresentam uma durabilidade excepcional, mesmo comparadas com argamassas técnicas modernas (Torgal, et al., 2007).

O período da ocupação muçulmana no território nacional caracteriza-se por um ruptura com a construção anteriormente praticada ao nível arquitectónico com uma maior utilização de

elementos esbeltos, e com o arco e a abóbada como elementos estruturais principais. É também neste período que se inicia a utilização de argamassas onde se combina cal e gesso, uma evolução significativa que visa controlar a elevada retracção de argamassas constituídas unicamente por cal e agregados (Coelho, et al., 2009).

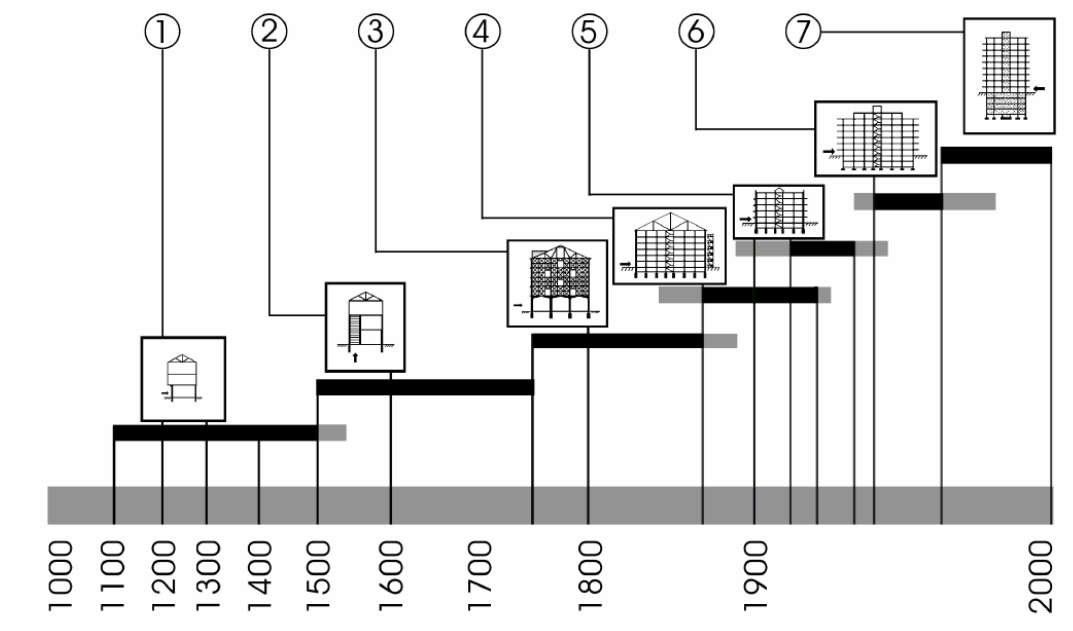


Figura 2-3: Citânia de Briteiros (figura retirada de <http://pt.wikipedia.org>)

A construção medieval e renascentista caracteriza-se inicialmente por um maior uso da madeira como substituto da alvenaria, embora mantendo-se ainda o predomínio das paredes de alvenaria de pedra. Esta tendência é revertida no final do século XV, com a publicação das cartas régias de Dom Manuel, que limitavam fortemente a utilização de madeira, sendo então recuperado o uso da alvenaria, quer de pedra quer de tijolo (Cóias, 2007).

Os edifícios comuns nesta época têm uma configuração irregular, quer em planta quer em altura. A irregularidade em altura não é apenas na espessura das paredes, mas também na distribuição espacial e na rigidez, já que muitas vezes as paredes do primeiro piso (e seguintes) se encontram projectadas para o exterior, constituindo o chamado andar de resalto, sendo constituídas por elementos de madeira (tabiques) [(Lopes, 2008), (Pinho, 2000)]. A alvenaria é de pedra (ou raramente de tijolo ou adobe), apresentando por vezes boa qualidade, inclusive com travamentos horizontais e cunhais com alhetas bem diferenciadas. No entanto, no âmbito geral a construção desta época é débil, principalmente devido à usual má qualidade da alvenaria utilizada e à falta de ligação entre os panos da parede.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra



Legenda:

1 e 2 – Edifícios anteriores a 1755

3 – Edifícios Pombalinos

4 – Edifícios "gaioleiros"

5 – Edifícios com paredes de alvenaria e "placa"

6 e 7 – Edifícios de betão armado

Figura 2-4: Evolução cronológica dos diferentes tipos de edifícios na zona de Lisboa (Silva, 2001)

Aquando do sismo de 1755, e conseqüente destruição significativa do edificado em algumas zonas do país (Algarve, costa alentejana e Lisboa), foi necessário reconstruir grandes porções do edificado existente. A falta de regulamentação à época do terramoto contribuiu para um descontrolo no crescimento urbanístico que acentuou ainda mais os efeitos do terramoto.

Aproveitando o conhecimento da época, foi adoptado como referência o sistema em gaiola de madeira, atribuído ao Arq.º Carlos Mardel, que mais tarde ficou conhecido como gaiola pombalina. Este tipo de estrutura mista (pois incorpora elementos de madeira no seio da parede de alvenaria) tem um comportamento sísmico melhorado relativamente às paredes existentes à data, já que permite uma melhor dissipação de energia, devido à criação de uma ligação efectiva entre as paredes ortogonais, agora inseridas numa gaiola tridimensional de madeira, e à eficaz ligação entre as paredes e os pavimentos (Cóias, 2007). A grande vantagem do sistema de gaiola consiste na continuidade tridimensional da estrutura, permitindo uma distribuição de esforços entre paredes ortogonais e também entre paredes e pavimentos (Pinho, 2000).

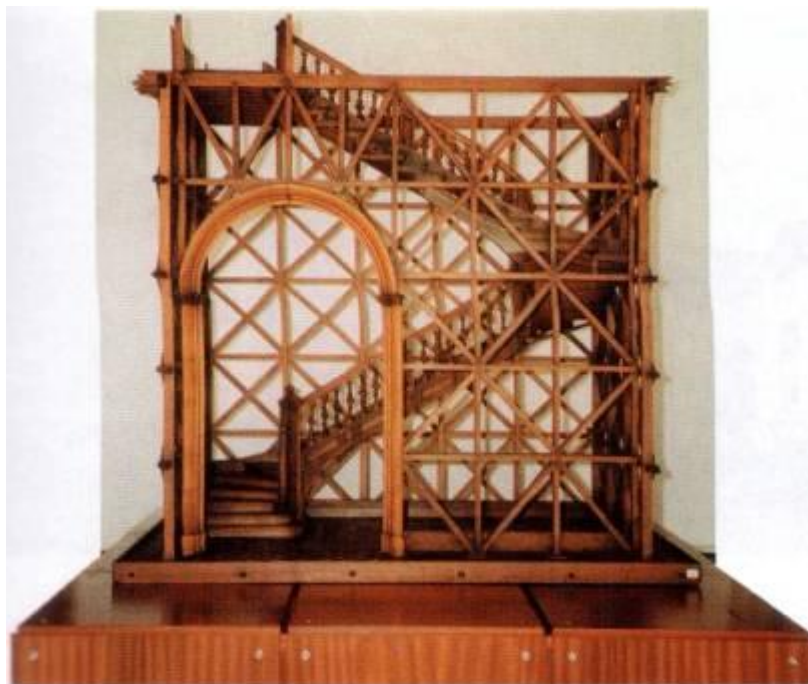


Figura 2-5: Modelo de uma gaiola pombalina (figura retirada de http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/gaiol_const_sism.html)

A geometria dos edifícios pombalinos (na sua forma original, sem alterações posteriores) é regular, quer em planta quer em altura, com pisos em madeira (exceptuando o primeiro, que em edifícios de maior qualidade é composto por abóbadas de tijolo), e na maioria das vezes com dispositivos eficazes de ligação entre paredes e pavimentos (Cóias, 2007).

O sistema de construção pombalino encontra-se bem documentado, quer na zona de Lisboa [(Pinho, 2000), (Cóias, 2007)] quer em outros locais do território nacional, destacando-se o caso de Vila Real de Santo António (Centro de Estudos de Património e História do Algarve da Universidade do Algarve, 2010), Porto Côvo, Manique do Intendente e Porto dos Almadas, próximo do Porto (Mascarenhas, 2004).

A partir de meados do século XIX os processos construtivos adquiridos após o terramoto de 1755 foram-se perdendo progressivamente, dando origem às construções do tipo gaioleiro, de tipologia construtiva distinta da pombalina. O sistema gaioleiro surge de uma perda significativa de qualidade por parte do sistema pombalino devido a sucessivas simplificações, entre as quais se destacam o aumento do número de pisos nos edifícios, desaparecimento de elementos horizontais de travamento das paredes-mestras através da gaiola de madeira, e decréscimo de qualidade nos materiais e mão-de-obra utilizados (Cóias, 2007).

Os edifícios gaioleiros apresentam uma estrutura com paredes-mestras em alvenaria de pedra irregular argamassada com argila, com as restantes paredes resistentes em tijolo maciço (com espessura entre 0,15 e 0,30 m) e paredes interiores em tabique. As fundações são normalmente em pedra de boa qualidade, com o dobro da espessura das paredes que

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

suportam. Os pavimentos são em madeira com vigamentos de pequena entrega nas paredes. Note-se também que existem travamentos laterais das paredes, mas o contraventamento da estrutura é deficitário (Pinho, 2000). É também de salientar que a espessura das paredes varia ao longo dos pisos, desde 0,60 a 0,80 metros na base até 0,30 a 0,40 metros no topo das paredes (Lopes, 2008).

Com a introdução e divulgação do betão armado em Portugal, seria inevitável a incorporação de elementos de betão armado nas estruturas de alvenaria. Surgem, portanto, a partir do início do século XX, os chamados edifícios de placa, que são o tipo de construção predominante em Portugal até ao início da década de 40. Os edifícios de placa são caracterizados por possuírem paredes resistentes de alvenaria de pedra (ou mais raramente de tijolo) de qualidade razoável, com as juntas preenchidas por argamassas cimentícias ou à base de cal, paredes interiores em alvenaria de tijolo. O pavimento é materializado por lajes de betão armado (a “placa”) directamente apoiadas sobre as paredes resistentes de alvenaria (Cóias, 2007).

A partir de 1940 a construção de edifícios em que a alvenaria tem um papel estrutural importante, e não serve apenas o propósito de enchimento dos vãos, torna-se cada vez mais rara, até desaparecer quase por completo, substituída por edifícios de betão armado.

2.3 Materiais utilizados em paredes antigas de alvenaria de pedra

2.3.1 Materiais pétreos

A pedra utilizada nas paredes antigas de alvenaria existentes por todo o país é fortemente condicionado pelo tipo de rocha predominante na zona onde se insere o edifício. É possível tomar como aproximação grosseira a seguinte distribuição dos diferentes tipos de rochas utilizadas no território continental: granitos e outras rochas ígneas são predominantemente utilizados em Trás-os-Montes, Beiras, Minho e Douro Litoral; os xistos na região do Douro e em pequenas zonas isoladas das Beiras; os calcários e mármore na zona de Lisboa, Algarve, Beira Litoral e parte do Alentejo (Appleton, 2003).

Embora a distribuição atrás citada seja válida como aproximação generalizada, é de notar que existem significativas variações no tipo de pedra utilizada em edifícios antigos de pedra entre locais geograficamente próximos. Em diversos casos observam-se variações acentuadas no tipo de pedra utilizada nas paredes de um mesmo conjunto de edifícios ou até num mesmo edifício. Esta variação pode decorrer de vários factores, tais como o custo e a disponibilidade

de pedra na época de construção de um determinado edifício, a experiência do construtor e preferência por determinado tipo de pedra, e a importância do edifício, já que em edifícios de maior importância social ou cujo dono de obra fosse mais abastado a pedra a utilizar era normalmente de melhor qualidade, oriunda, muitas vezes, de zonas distantes.

A qualidade da pedra utilizada na construção era bastante variável, podendo, até na mesma parede, encontrarem-se pedras com boas características mecânicas junto de outras com deficientes propriedades. A pedra poderia ser utilizada na construção na forma como vinha da pedreira, sem ser sujeita a qualquer processo de talhe e uniformização, ou então ser completamente trabalhada, como no caso das cantarias. Usualmente a pedra era sujeita a um desbaste de modo a que as suas formas se assemelhassem o mais possível ao pretendido pelo construtor. A dimensão dos blocos de pedra utilizados variava entre os diversos edifícios, e por vezes mesmo dentro do mesmo edifício, pelo que não é possível indicar dimensões *standard*. As medidas pretendidas eram normalmente contratualizadas entre o dono de obra e o fornecedor da pedra (Cóias, 2007).

As pedras de cantaria, substancialmente mais caras que as pedras ditas ordinárias, eram normalmente destinadas ao guarnecimento de vãos, enquanto as pedras com acabamento mais grosseiro eram destinadas a incorporarem a parede propriamente dita. Quase exclusivamente em edifícios monumentais, nomeadamente igrejas, as paredes eram constituídas por cantaria, na totalidade do seu perfil ou apenas nos panos exteriores.

2.3.2 Argamassas

A argamassa tradicionalmente utilizada em Portugal era constituída por cal aérea, sendo esta obtida por calcinação de rochas carbonatadas (calcários e mármore) (Cóias, 2007). A utilização de argamassas à base de cal vulgarizou-se no fim do Império Romano, prolongando-se a sua utilização até o advento do uso das argamassas cimentícias. A quantidade de cal na argamassa era variável, tendo decrescido ao longo do tempo, dada a introdução de maiores quantidade de inertes nas misturas, bem como com a introdução do gesso a partir da ocupação árabe da Península Ibérica. O uso combinado de gesso e cal nas argamassas permite reduzir a elevada retracção associada à presa da cal e também aumentar o baixo tempo de presa do gesso (Coelho, et al., 2009).

Os ligantes hidráulicos naturais, entre os quais se destacam as pozolanas amplamente divulgadas pelos romanos, tiveram uso restrito no território nacional, e deixaram de ser utilizadas a partir da Idade Média (Cóias, 2007). Note-se no entanto que a durabilidade destes tipos de argamassas é elevada, não estando ainda compreendida a razão para esta capacidade de resistência à passagem do tempo bastante superior às restantes argamassas (Torgal, et al.,

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

2007). Eram também já conhecidas desde a época romana pozolanas artificiais (como a *testa e carbunculus*), que permitiam que se fabricassem argamassas com qualidades semelhantes às atingidas pelas argamassas que continham pozolanas naturais (Coelho, et al., 2009).

O uso de argamassas cimentícias é recente em Portugal, pois a primeira fábrica de cimento Portland data de 1866 (Cóias, 2007). Não é assim usual encontrar argamassas cimentícias em edifícios anteriores ao início do século XX.

2.3.3 Madeira

A madeira pode ter duas utilizações principais em edifícios antigos de alvenaria: em elementos de madeira incorporados no seio das paredes de alvenaria, e como elementos estruturais acessórios à superestrutura, como é o caso dos pavimentos, coberturas e paredes não resistentes.

O uso de elementos de madeira incorporados na alvenaria começa a ser prática comum em Portugal após o sismo de 1755. O uso de estruturas mistas de alvenaria e madeira permitiu a construção de estruturas resistentes a acções sísmicas de alguma intensidade, através de ligações eficazes entre paredes ortogonais e entre paredes e pavimentos, constituindo assim a chamada gaiola pombalina. As principais espécies de madeira encontradas em edifícios pombalinos são o carvalho, o castanho, o pinho e a casquinha, quer nacionais quer importadas (Cóias, 2007).

A madeira é também o material por excelência em pavimentos e estrutura de coberturas inclinadas nos edifícios antigos. As madeiras mais utilizadas para estes fins são o pinho e a casquinha. A madeira era também usada frequentemente em reforços dos vãos, na forma de traves colocadas como torça, bem como nas ombreiras.

2.4 Resumo e conclusões

A evolução das paredes de alvenaria ao longo dos tempos é significativa. A redução das espessuras utilizadas para paredes com a mesma altura coincide com o aumento da técnica, nomeadamente a melhoria dos sistemas construtivos (optimização da utilização dos materiais) e das características dos materiais.

A evolução dos sistemas construtivos permitiu um aumento progressivo na altura dos edifícios, e um aumento da esbelteza das paredes, devido à optimização dos materiais utilizados. O uso de arcos e abóbadas permitiu o aumento dos vãos a vencer, originando um significativo incremento na carga sobre as paredes. O desenvolvimento em altura dos edifícios, associado à necessidade de resistir a acções horizontais, impulsionou a melhoria dos sistemas construtivos, existindo também retrocessos neste processo evolutivo, como é o caso dos edifícios gaioleiros.

A evolução dos materiais utilizados é significativa, sendo no entanto mais marcada nas argamassas, através da inclusão de gesso e pozolanas nas misturas geralmente à base de cal usadas no preenchimento das juntas. A inclusão da madeira como elemento resistente no seio das paredes, sobretudo após o sismo de 1755, veio garantir ductilidade aos edifícios, devido às ligações eficazes entre paredes ortogonais. Esta característica importante nos edifícios pombalinos veio depois a perder-se nos edifícios gaioleiros. As pedras utilizadas mantêm-se semelhantes ao longo dos tempos, quer nas características que nos tamanhos, assistindo-se porém a uma gradual substituição destas por tijolos maciços.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

3. Análise de paredes de alvenaria de pedra

A verificação da resistência das paredes de alvenaria de pedra é fundamental para a análise da segurança de um qualquer edifício às acções horizontais e verticais actuantes.

Apresenta-se de seguida uma pequena resenha sobre alguma regulamentação existente e sua aplicabilidade à generalidade das paredes antigas de alvenaria. Descreve-se de forma sucinta o comportamento dos edifícios em alvenaria aquando do colapso e os diferentes modos de ruptura das paredes, bem como as propriedades relevantes ao presente estudo da alvenaria e seus constituintes. São também enunciados modelos de previsão da resistência à compressão e ao corte da alvenaria a partir de propriedades dos seus componentes. É proposta a metodologia dos macroelementos para a análise do comportamento fora-do-plano das paredes. São apresentadas algumas verificações do edifício como um todo, bem como as verificações regulamentares a estabilidade à compressão e ao corte

Todas as unidades utilizadas são as do Sistema Internacional (SI), excepto quando indicado.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

3.1 Aplicabilidade de alguma regulamentação

A avaliação de qualquer estrutura deve respeitar a regulamentação existente, se ela existir e for aplicável ao caso em análise. Torna-se então pertinente no âmbito desta dissertação uma análise da regulamentação aplicável às paredes de alvenaria de pedra existentes na generalidade das construções antigas.

A análise incide sobre três conjuntos regulamentares: regulamentação europeia em geral (EC6), regulamentação italiana (D.M. 14/1/2008) e regulamentação dos EUA (ACI 530-08, ACI 530.1-08, ASCE 31-03 e ASCE 41-06). A selecção dos regulamentos a analisar teve como linha orientadora a representatividade dos mesmos para o tipo de estruturas em análise, bem como a sua importância e aceitação como documentos orientadores de reconhecida importância. Justifica-se assim a escolha dos diversos regulamentos:

- EC6: trata-se de um conjunto regulamentar importante pois é a base normativa aplicável aos países da União Europeia, sendo portanto de utilização obrigatória na análise de estruturas de alvenaria, justificando-se assim uma análise atenta ao seu conteúdo;
- D.M. 14/1/2008: este documento italiano reveste-se de especial importância quando se aborda a análise estrutural de alvenarias antigas já que provém de um território com forte concentração de edifícios antigos e com importantes riscos sísmicos;
- Regulamentação dos EUA: dada a grande quantidade de documentos que abordam a alvenaria simples no conjunto normativo deste país, reveste-se de particular importância a análise individual de cada regulamento.

O EC8 é o documento regulamentar que permite quantificar as acções sísmicas actuantes na estrutura, mencionando algumas verificações quanto a parâmetros mínimos de resistência dos materiais e elementos estruturais. Os conteúdos relevantes no âmbito desta dissertação são explicitados nos itens onde é pertinente o seu uso.

3.1.1 Eurocódigo 6

A EN 1996 – Projecto de estruturas de alvenaria – (doravante designada por EC6) é o documento normativo que, pela primeira vez em Portugal, vem regulamentar o dimensionamento e avaliação de estruturas, inteira ou parcialmente, compostas por alvenaria.

O EC6 é composto por 3 partes, materializadas por quatro documentos:

- Parte 1-1: Regras gerais para alvenaria armada e não armada (EC6-1-1);

- Parte 1-2: Regras gerais - Verificação da resistência ao fogo (EC6-1-2);
- Parte 2: Projecto, selecção de materiais e execução da alvenaria (EC6-2);
- Parte 3: Métodos simplificados de cálculo para estruturas de alvenaria não armada (EC6-3).

O EC6 é aplicável a edifícios e outras obras de engenharia civil, constituídos por alvenaria armada, simples (não armada), confinada ou pré-esforçada. É de notar que o EC6 não inclui os requisitos referentes ao dimensionamento sísmico, remetendo para o EC8 essa avaliação.

3.1.1.1 Critérios de aplicabilidade

As características intrínsecas a uma típica alvenaria antiga de pedra, tal como a que é usualmente encontrada nos edifícios antigos, são um impedimento à utilização do EC6 enquanto base de trabalho de âmbito generalizado aquando de um estudo de manutenção ou reabilitação do edificado construído. Características importantes como os materiais constituintes da alvenaria, a sua dimensão, características mecânicas, e a textura com que se apresentam são factores a ter em consideração perante uma situação de conformidade com a regulamentação.

O EC6-1-1 não é passível de ser aplicado a alvenaria constituída por elementos com distribuição irregular (§1.1.2(5)P, prEN 1996-1-1:2004). Este critério é extremamente limitativo à sua aplicação a um universo vasto de paredes de alvenarias, já que a maioria destas não possui uma distribuição regular dos seus elementos. Outra limitação é a obrigatoriedade da existência de argamassa (§1.5.2.1, prEN 1996-1-1:2004), o que poderá ser um entrave, já que muitas paredes de alvenaria de pedra não têm as juntas preenchidas, ou se as têm muitas vezes não é com materiais que se enquadrem na definição de argamassa deste regulamento (implica a existência de um ligante cimentício). O EC6-1-1 impõe também que a área em planta do elemento de alvenaria não seja inferior a $0,04 \text{ m}^2$ (§1.1.2(1)P, prEN 1996-1-1:2004). A maioria das paredes em alvenaria de pedra apresenta áreas em planta superiores a este limite, pelo que se poderá considerar que este requisito não é impeditivo na maioria dos casos.

O EC6-1-1 também não é passível de aplicação a estruturas de alvenaria de pedra existentes quando (§1.1.2(5)P, prEN 1996-1-1:2004):

- a estrutura pode ser considerada como “especial”, tal como no caso de pontes, barragens e chaminés;
- se pretender analisar aspectos particulares da estrutura, tais como arcos e abóbadas;
- tenha sido utilizado um ligante que contenha gesso na sua constituição.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

A generalidade das estruturas em alvenaria de pedra existentes enquadra-se em um ou mais dos pontos atrás descritos, pelo que o EC6-1-1 é de aplicação bastante limitada nas estruturas de alvenaria existentes.

O EC6-1-2 não é por definição aplicável a estruturas de alvenaria de pedra (§1.1(6)P, EN 1996-1-2:2005).

O EC6-2 tem como objectivo fornecer indicações sobre a selecção dos materiais a utilizar, os factores que influenciam a durabilidade da alvenaria, e a execução das estruturas (§1.1(2)P, prEN 1996-2:2005), pelo não é utilizado no âmbito da análise estrutural das alvenarias.

O EC6-3, tal como o EC6-1-1, apenas é aplicável a alvenarias com distribuição regular dos seus constituintes, e com juntas preenchidas com argamassa (§1.1.2(4), prEN 1996-3:2005). O EC6-3 é aplicável a paredes de alvenaria simples que se enquadrem numa das seguintes situações (§1.1.2(1)P, prEN 1996-3:2005):

- paredes sujeitas a cargas verticais e acção do vento;
- paredes sujeitas a cargas concentradas;
- paredes de contraventamento;
- paredes enterradas sujeitas a cargas verticais e impulsos de terras;
- paredes sujeitas a cargas laterais mas não sujeitas a cargas verticais.

3.1.1.2 Adequação da regulamentação

É facilmente perceptível a inadequação do EC6 à análise de edifícios existentes em alvenaria de pedra. O grande impedimento à aplicação do EC6-1-1 é a imposição de uma distribuição regular dos constituintes da parede, condição rara em paredes antigas (com excepção dos edifícios monumentais). Também a imposição de ausência de argamassas com gesso na sua constituição limita a aplicabilidade deste documento, bem como a exigência de as juntas estarem preenchidas com argamassa de base cimentícia.

O mesmo é verdadeiro para o EC6-3, limitando ainda mais o espectro de acção deste conjunto normativo, já que este documento pretende fornecer uma base expedita e fiável para a verificação dos edifícios existentes.

Coloca-se então a questão da validade e possibilidade de aplicação de algumas das indicações e expressões contidas no EC6 a tipos de alvenaria que regulamentarmente não estariam por elas abrangidas, aspecto ainda pouco explorado na investigação actual.

3.1.2 Regulamentação dos EUA

A regulamentação dos Estados Unidos da América (EUA) sobre paredes de alvenaria (de todos os tipos de materiais) é vasta e diversificada. Existem regulamentos que tratam apenas de alvenaria (ACI 530-08, ACI 530.1-08), enquanto outros incidem na avaliação de estruturas existentes (ASCE/SEI 31-03, FEMA 306, FEMA 307, FEMA 310) e na reabilitação de estruturas (ASCE/SEI 41-06, FEMA 308).

3.1.2.1 Critérios de aplicabilidade

Embora a alvenaria de pedra seja pouco frequente no território dos EUA, ela é presença constante nos regulamentos. A regulamentação actual (à data de 2011) tem como principais documentos o ACI 530-08, ACI 530.1-08, ASCE/SEI 31-03 e ASCE/SEI 41-06.

O ACI 530-08 tem como principal objectivo a análise de estruturas de alvenaria, quer para dimensionamento (projecto) quer para avaliação da segurança. Este regulamento é aplicável a vários tipos de alvenaria (§1.1, ACI 530-08), entre os quais se contam a alvenaria de pedra, quer sejam paredes de cantaria (*ashlar stone masonry*) ou paredes de alvenaria ordinária (*rubble stone masonry*). Uma limitação imposta por este regulamento é a obrigatoriedade da existência de argamassa nas juntas da alvenaria (§1.1.1, ACI 530-08), deixando assim de parte as alvenarias de junta seca. Por outro lado, a definição de argamassa é limitativa, já que refere explicitamente que esta deve conter um ligante de base cimentícia (§1.6, ACI 530-08).

O ACI 530.1-08 trata os requisitos referentes à construção de estruturas de alvenaria e aos materiais nelas utilizados, da mesma forma que o EC6-2, e assim como este não é aplicável à análise estrutural de alvenarias pois tal não faz parte do seu âmbito (§1.1 A, ACI 530.1-08).

O ASCE/SEI 31-03, que substitui o FEMA 310, tem como objectivo a avaliação sísmica de edifícios existentes (§1.1, ASCE/SEI 31-03). Não é imposta qualquer limitação à aplicação das expressões e métodos descritos no seu texto a edifícios em alvenaria simples de pedra. É de notar que não é condição necessária à aplicação deste documento que as juntas estejam preenchidas com argamassa (§1.3, ASCE/SEI 31-03), o que não acontece por exemplo com o ACI 530-08.

Quer o FEMA 306 quer o FEMA 307 são destinados à avaliação pós-sismo de edifícios de betão e de alvenaria, e possuem um conjunto de expressões para determinação de propriedades mecânicas aplicáveis a vários tipos de alvenaria, onde se inclui a alvenaria simples de pedra, com junta argamassada ou não [(§7, FEMA 306), (§7, FEMA 307)].

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

O ASCE/SEI 41-06 tem como enfoque o processo de reabilitação após um evento sísmico. Este regulamento não permite a sua aplicação a alvenarias de pedra (§C7.1, ASCE/SEI 41-06).

3.1.2.2 Adequação da regulamentação

A regulamentação dos EUA é bastante vasta e abrangente no que concerne à alvenaria simples de pedra, existindo documentos perfeitamente aplicáveis a alvenaria de pedra, quer com juntas preenchidas com argamassa ou com juntas secas. Um aspecto a salientar é que também não é exigida regularidade textural aos elementos da alvenaria, o que torna este conjunto de regulamentação muito abrangente.

3.1.3 Regulamentação italiana

A regulamentação em Itália tem como norma principal o Decreto Ministerial de 14 de Janeiro de 2008 (D.M. 14/1/2008), designado “Nuove norme tecniche per le costruzioni”. Este documento tem como objectivo regular os aspectos mais comuns no dimensionamento, execução e planeamento de uma obra de construção. Note-se que quando algum aspecto não esteja especificado neste documento, devem ser consultadas outras normas com valor reconhecido, de entre as quais se destacam os Eurocódigos Estruturais, com os quais esta norma se coaduna (§1, §12, D.M. 14/1/2008).

3.1.3.1 Critérios de aplicabilidade

A aplicabilidade deste regulamento é condicionada à partida pela própria definição de alvenaria, descrita como um conjunto organizado e solidário de elementos de alvenaria e de argamassa (§4.5.1, D.M. 14/1/2008). É ainda referido que o uso de alvenaria de pedra nas construções novas apenas é permitido se os seus elementos se dispuserem em camadas regulares (§4.5.2.3, D.M. 14/1/2008). Não existem mais impedimentos explícitos à utilização deste regulamento à avaliação de estruturas de pedra.

3.1.3.2 Adequação da regulamentação

Os impedimentos à utilização alargada do D.M. 14/1/2008 são basicamente os mesmos constantes no EC6, ou seja, a distribuição espacial dos elementos e o preenchimento das juntas com argamassa. Este facto decorre provavelmente de o D.M. 14/1/2008 ter como linha de orientação adaptar-se aos Eurocódigos Estruturais da melhor forma possível, por forma a não existirem não conformidades entre si.

Dado que é comum em edifício antigos a irregularidade na distribuição dos elementos de alvenaria, e também as juntas serem não preenchidas, o universo de aplicação da regulamentação italiana vigente a paredes de alvenaria de pedra antigas é limitado.

3.1.4 Conclusões sobre a regulamentação existente

A inadequação da regulamentação existente à análise de paredes de alvenaria é evidente. A exigência de regularidade na disposição geométricas dos elementos que constituem a alvenaria, associada à exigência de juntas preenchidas com argamassa, torna impossível aplicar a regulamentação existente à generalidade das estruturas antigas de alvenaria.

Seria pertinente uma revisão da regulamentação existente no nosso país, nomeadamente o EC6, para que exista um pacote regulamentar coeso e internamente consistente com vista à análise de estruturas antigas de alvenaria. Entende-se que este é um passo essencial a um processo de reabilitação eficaz dos centros urbanos históricos degradados.

3.2 Comportamento estrutural de estruturas de alvenaria de pedra

3.2.1 Mecanismos de colapso de estruturas e modos de ruptura de paredes

Quando sujeitas a um qualquer conjunto de cargas, quer no plano quer fora dele, as paredes de alvenaria podem comportar-se de variadas formas aquando do seu colapso. É designado por mecanismo de colapso de uma estrutura o conjunto de deslocamentos dos elementos constituintes da estrutura necessário a que esta perca o equilíbrio.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

São vários e distintos os mecanismos de colapso que podem ocorrer numa estrutura de alvenaria, podendo estes ocorrer ao longo da ligação entre as paredes ou entre as ligações entre as paredes e os pavimentos, ou através das próprias paredes (Cóias, 2007). Os mecanismos de colapso podem dividir-se em dois grupos (Giuffrè, 1993):

- mecanismos no plano (também conhecidos como mecanismos de segundo modo), em que a direcção da acção sísmica coincide com o plano da parede;
- mecanismos fora-do-plano (ou mecanismos de primeiro modo), em que a parede é mobilizada pela acção sísmica na perpendicular ao seu plano.

Os mecanismos no plano originam fenómenos de corte ao longo das paredes de alvenaria. Esse fenómeno de corte não implica muitas vezes uma situação de colapso, mas sim fendas expressivas nas paredes e deformações excessivas. Um factor importante a ter em conta aquando da análise deste tipo de mecanismos é a capacidade de funcionamento solidário de vários painéis de alvenaria, que deve ser atendida e ponderada, de modo a que os resultados obtidos no cálculo representem com alguma margem de segurança o comportamento expectável dos conjuntos de painéis em análise.

Os mecanismos no plano podem classificar-se segundo a forma como a parede entra em ruptura. Segundo alguns autores existem 4 modos de ruptura (Calderini, et al., 2009), enquanto outros defendem apenas 3 [(Balasubramanian, et al., 2006), (Tomažević, 1999)] A ruptura no plano da parede pode então ser:

- ruptura por flexo-compressão: ocorre normalmente em painéis esbeltos e com compressões verticais pequenas;
- ruptura por cisalhamento-escorregamento: ocorre geralmente em painéis abatidos e com compressões verticais pequenas;
- ruptura por cisalhamento com fissuração diagonal: ocorre em painéis não muito esbeltos nem muito abatidos (ou seja, aproximadamente quadrados), e para compressões verticais médias a elevadas.

O modo de ruptura por flexo-compressão pode subdividir-se em dois modos individualizados, um deles de rotação do painel de alvenaria (*rocking*) e outro de esmagamento da alvenaria na zona comprimida do apoio inferior do painel (*toe crushing*) (Calderini, et al., 2009). No entanto não irá aqui ser feita essa diferenciação, já que não é comum esses dois efeitos ocorrerem individualizados, pelo que a análise é normalmente feita considerando os dois modos actuando em simultâneo.

É importante notar que não existem limites rígidos entre os diferentes modos de ruptura, ocorrendo usualmente combinações entre eles.

Os mecanismos fora-do-plano originam o derrube de parte ou totalidade da estrutura, sendo a verificação realizada através de relações de equilíbrio, que por vezes podem tomar em consideração algumas propriedades dos materiais, tais como a resistência ao esmagamento da alvenaria (Valluzzi, et al., 2001). Os mecanismos fora-do-plano podem ser subdivididos em 2 categorias distintas: mecanismos fora-do-plano em faixas verticais e mecanismos fora-do-plano em faixas horizontais [(Munari, 2010), prEN 1996-1-1:2004]. Os mecanismos fora-do-plano em faixas verticais possuem um plano de rotura paralelo às juntas de assentamento (ou seja, usualmente horizontal), enquanto os mecanismos fora-do-plano em faixas horizontais possuem um plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento (ou seja, usualmente vertical). São também mecanismos de instabilidade fora-do-plano a instabilidade lateral (encurvadura) devido a cargas verticais excessivas.

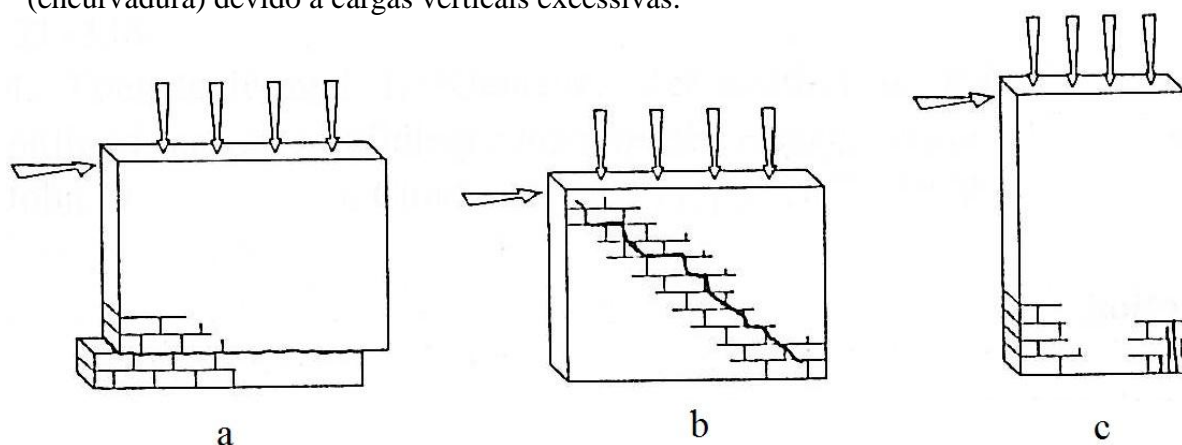


Figura 3-1: Modos de ruptura de paredes de alvenaria: cisalhamento-escorregamento (a), cisalhamento com fissuração diagonal (b) e flexo-compressão (c) (Tomažević, 1999)

3.2.2 Propriedades relevantes das paredes de alvenaria de pedra

Para uma correcta análise de uma parede de alvenaria é importante conhecer as propriedades mecânicas mais relevantes para o seu comportamento estrutural. Apresenta-se de seguida uma breve compilação das propriedades mais relevantes para o estudo das paredes de alvenaria de pedra, tendo em vista a análise simplificada a que este trabalho se refere.

A resistência à compressão das unidades de alvenaria de pedra é extremamente variável. Apresentam-se no Quadro 3-1 alguns valores de propriedades elásticas e resistência à compressão de alguns granitos portugueses. Note-se que a variação média da resistência à compressão no mesmo tipo de granito ronda os 5%, o que não é significativo. Por outro lado, a diferença entre os valores dos vários granitos é bastante significativa, com um máximo de 159,8 MPa e um mínimo de 26,0 MPa. Saliente-se também a diferença, no mesmo granito, entre a resistência à compressão na direcção da foliação do granito (quando presente) e a direcção perpendicular à foliação, pondo em evidência a importância da orientação da pedra

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

para a sua resistência. A resistência média normalizada à compressão das unidades de alvenaria, designada por f_b no EC6, deve ser determinada por meios de ensaios normalizados quando se trata de unidades presentes em alvenarias antigas, já que usualmente não existem dados do fabricante sobre as características mecânicas do material.

A resistência à compressão da argamassa (designada por f_m no EC6) é outra propriedade mecânica importante para caracterizar a alvenaria. De facto, algumas teorias admitem mesmo que a capacidade resistente da alvenaria, quer à compressão quer ao corte, é controlada pelas propriedades da argamassa [(Balasubramanian, et al., 2006), (Proske, et al., 2009)]. São apresentados na Figura 3-3 alguns valores de resistência à compressão de argamassas antigas. Estes valores são apenas exemplificativos, e devem ser usados com precaução, já que a maioria dos valores apresentados é de argamassas de reboco e revestimento.

A resistência à compressão da alvenaria (designada por f_k no EC6) é um dos principais parâmetros a saber aquando da avaliação estrutural de uma estrutura de alvenaria. Estudos realizados em alvenarias portuguesas apresentam intervalos de resistência à compressão entre 0,40 e 1,00 MPa (Roque, et al., 2003), sendo estes valores coincidentes com indicações presentes em estudos no estrangeiro (P.I.E.T. 70, 1971). Estudos sobre paredes pombalinas da baixa lisboeta forneceram valores de resistência à compressão de 0,8 a 1,5 MPa para paredes de taipal e 3 a 5 MPa para enxilharia (Cóias, 2007).

A resistência ao corte da argamassa é normalmente a característica que controla a ruptura por corte das paredes, pelo que é importante conhecer valores aproximados e representativos de toda a estrutura em análise. Valores de 0,5 MPa foram considerados representativos para a análise de paredes de alvenaria da cidade do Porto (Almeida, et al., 2010), para argamassa de cal aérea e areia (dimensão do agregado entre 0,25 e 1 mm). É no entanto de notar que existe actualmente uma escassez de dados relativos a esta propriedade das argamassas, pelo que o valor atrás citado deve ser apenas indicativo.

A resistência ao corte da alvenaria é geralmente considerada função do estado de compressão da mesma, pelo que apenas é válido referenciar os dois parâmetros que relacionam a tensão de corte máxima com a tensão de compressão actuante: a coesão (f_{vk0}) e o coeficiente de fricção (μ). Estudos experimentais sobre alvenarias realizadas em laboratório forneceram valores de $\mu = 0,63$ e $f_{vk0} = 0,359$ (Vasconcelos, 2005). Embora o intervalo usual para os valores de μ esteja compreendido entre 0,3 e 0,8, valores de 0,15 foram já observados (Chiostrini, et al., 2000). Levantamentos nos edifícios pombalinos da baixa lisboeta forneceram valores de resistência ao corte de 0,02 a 0,04 MPa para alvenaria de taipal e 0,12 a 0,20 MPa para enxilharia (Cóias, 2007).

Quadro 3-1: Valores médios de propriedades elásticas e resistência à compressão de alguns granitos portugueses, com variação percentual máxima entre parênteses (Vasconcelos, 2005)

Granito	E (MPa)	E^* (MPa)	ν	f_c (MPa)
BA	59939 (5,2)	53043 (5,2)	0,29 (2,0)	148,5 (4,8)
GA	52244 (2,3)	45353 (3,3)	0,23 (13,1)	135,7 (5,0)
GA*	35088 (3,3)	45353 (3,3)	0,30 (17,1)	89,5 (2,5)
RM	58926 (1,8)	52516 (1,8)	0,22 (6,5)	159,8 (2,5)
MC	63794 (5,6)	52181 (4,3)	0,24 (8,3)	146,7 (2,8)
AF \perp foliação	15748 (7,2)	11760 (4,4)	0,34 (7,9)	66,7 (7,8)
AF // foliação	18954 (7,2)	11910 (11,8)	0,31 (17,1)	68,9 (5,6)
MDB \perp foliação	15886 (13,5)	14145 (7,59)	0,29 (7,4)	49,7 (5,2)
MDB // foliação	11600 (4,2)	9649 (2,3)	0,31 (3,0)	44,8 (2,8)
MDB* \perp foliação	11028 (12,0)	7795 (5,7)	0,29 (10,2)	35,2 (3,4)
MDB* // foliação	12243 (13,6)	10292 (2,8)	0,32 (22,1)	26,0 (7,1)
PTA \perp foliação	40526 (3,1)	35237 (7,7)	0,21 (21,1)	119,1 (3,1)
PTA // foliação	41504 (1,6)	36065 (5,9)	0,23 (2,6)	109,1 (7,3)
PTA* \perp plano de fractura	15008 (7,1)	10700 (7,9)	0,28 (5,8)	60,4 (4,8)
PTA* // plano de fractura	18169 (3,3)	12705 (9,6)	0,26 (15,4)	50,2 (11,1)
PLA \perp plano de fractura	53737 (2,8)	43230 (2,6)	0,19 (13,2)	147,0 (2,6)
PTA // plano de fractura	58180 (2,6)	48602 (2,6)	0,22 (1,1)	125,2 (6,1)
PTA* \perp plano de fractura	28981 (1,6)	25403 (8,3)	0,32 (13,6)	88,5 (4,2)
PTA* // plano de fractura	41607 (7,6)	31222 (3,9)	0,35 (3,4)	76,9 (3,2)

(valores com * obtidos a partir de LVDT's; todos os outros obtidos com extensómetros)

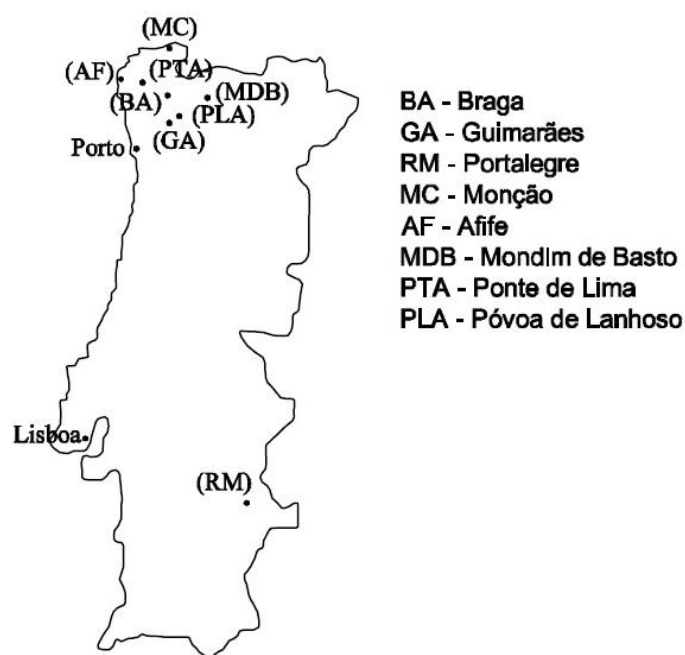


Figura 3-2: Localização dos granitos constantes do Quadro 3-1 (Vasconcelos, 2005)

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Época de construção vs Resistência

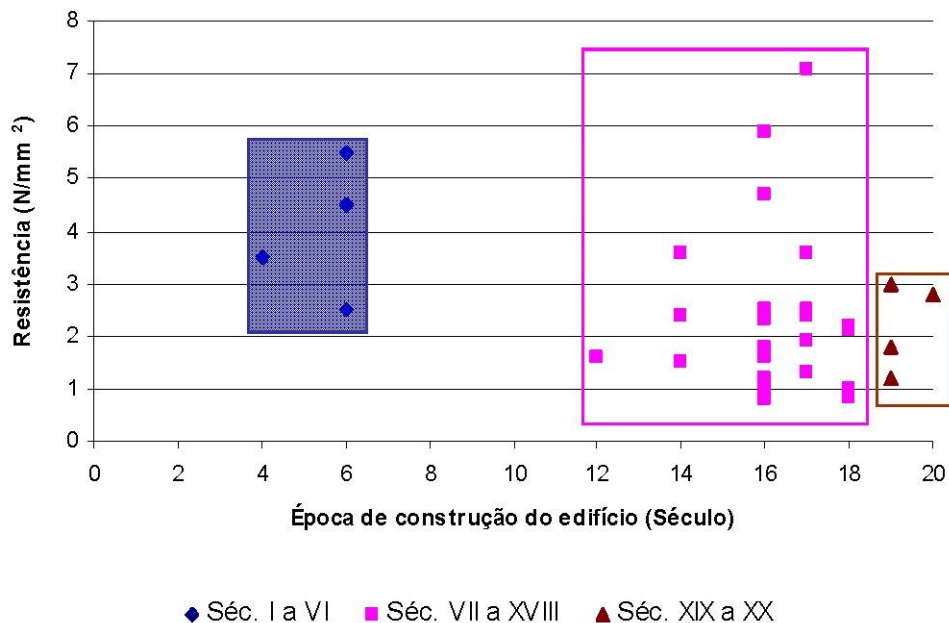


Figura 3-3: Resistência à compressão de argamassas antigas de diversas épocas de construção (Magalhães, et al., 2006)

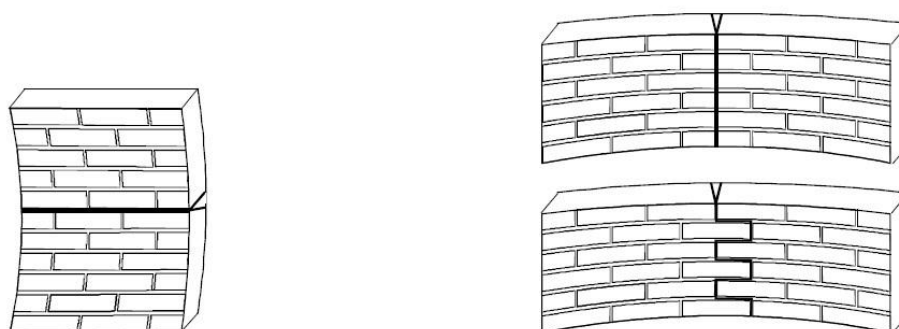
Quadro 3-2: Valores característicos de resistência à compressão de alvenarias de pedra, em MPa (P.I.E.T. 70, 1971)

Tipo de pedra	Resistência da pedra [MPa]	Alvenaria de cantaria			Alvenaria ordinária		
		Seca. Pedras com bom ajuste das faces.	Silhares h>30cm Argamassa M4	Silhares h<30cm Argamassa M4	Pedras lamelares Argamassa M4	Pedras poligonais de faces regulares. Argamassa M0.55	Seca
-Granito -Sienito -Basalto	>100	8,0	6,0	4,0	2,5	1,0	0,7
-Arenito quartzoso -Calcário Duro - M 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

Embora não sendo normalmente considerada na generalidade dos modelos existentes, a resistência ao corte da pedra é algumas vezes utilizada. Este parâmetro é dependente do estado de compressão a que está sujeito o provete analisado. Valores típicos para granitos português rondam os 20 a 25 MPa (Almeida, 2000).

Embora a resistência à tracção das pedras utilizadas em alvenaria seja significativa (Vasconcelos, 2005), esta não é considerada usualmente no cálculo da resistência da parede, dada a baixa resistência à tracção da argamassa das juntas. Assim, despreza-se por completo a resistência à tracção da alvenaria no cálculo da resistência das estruturas de alvenaria (Cóias, 2007).

A resistência à flexão da alvenaria é bastante baixa, pelo que é normalmente desprezada no cálculo (Hendry, et al., 2004). Distinguem-se dois valores para a resistência à flexão da alvenaria, distintos na orientação do plano por onde se dará a rotura da alvenaria: resistência à flexão cujo plano de ruptura é paralelo às juntas de assentamento (designada por f_{xk1} no EC6) e resistência à flexão cujo plano de ruptura é perpendicular às juntas de assentamento (designada por f_{xk2} no EC6) (prEN 1996-1-1:2004). Embora não tenha expressão nas alvenarias de pedra, a resistência à flexão pode ser determinada experimentalmente se tal for considerado desejável.



a) plano de rotura paralelo às juntas de assentamento b) plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento

Figura 3-4: Planos de rotura da alvenaria em flexão (NP EN 1996-1-1:2008)

O módulo de elasticidade secante (E) permite relacionar as tensões com as compressões. Valores típicos observados em edifícios pombalinos da baixa lisboeta estão compreendidos entre 700 e 1500 MPa para alvenaria de taipal e entre 15000 e 25000 MPa para enxilharia (Cóias, 2007). O valor do módulo de elasticidade transversal (G) é normalmente tomado como uma fracção do módulo de elasticidade secante, usualmente 40% (prEN 1996-1-1:2004).

É notória a necessidade de os valores das propriedades da alvenarias, e dos seus componentes, serem determinados para cada caso analisado através de ensaios, quer laboratoriais quer in-situ, dada a variabilidade desses valores nos vários casos citados. Os valores apresentados como indicativos devem ser usados com precaução, e apenas na ausência de valores reais deverão ser considerados numa análise preliminar da estrutura.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

3.3 Determinação teórica de propriedades mecânicas de paredes de alvenaria de pedra

Embora teoricamente possível, a determinação das características mecânicas da alvenaria a partir das características mecânicas dos seus componentes é de difícil exequibilidade. A heterogeneidade dos componentes bem como a sua variável distribuição espacial tornam extremamente difícil obter uma teoria consistente e viável de determinação das características mecânicas do material alvenaria.

A maioria dos modelos propostos baseia-se em observações empíricas, estando portanto limitadas na sua utilização a condições semelhantes aquelas para as quais foram deduzidas, nomeadamente o tipo de pedra utilizado. Outra limitação dos modelos puramente empíricos é o número de ensaios em que se baseiam, que pode muitas vezes ser escasso. Alguns modelos incorporam considerações teóricas em conjunto com dados empíricos, enquanto outros são completamente teóricos.

Apresentam-se de seguida alguns modelos de previsão da resistência à compressão e ao corte da alvenaria.

3.3.1 Esforço resistente de compressão

Existem numerosos modelos para o cálculo da resistência à compressão de alvenaria de pedra (Proske, et al., 2009). Apresentam-se de seguida algumas expressões e quadros para situações em que existe argamassa presente na alvenaria. É de notar que as expressões apresentadas consideram que as juntas estão sempre preenchidas com argamassa e que não existem vazios na alvenaria.

3.3.1.1 Modelo presente em DIN 1053-100

A norma alemã DIN 1053-100 prevê uma estimativa, para aplicar em sede de projecto, da resistência à compressão da alvenaria de pedra, baseando-se na resistência da pedra e no tipo de argamassa utilizada (DIN 1053-100:2007-09, 2007).

Para o uso destes quadros, a pedra tem de ser primeiro classificada segundo uma categoria de qualidade (Quadro 3-3), sendo depois calculada a resistência da alvenaria de acordo com a categoria de qualidade da pedra e a classe da argamassa constantes no regulamento (Quadro 3-4).

Quadro 3-3: Classificação de pedra natural segundo DIN 1053-100

Categoria de qualidade	Classificação geral	Relação altura da junta/altura da unidade de pedra	Ângulo da junta, em $\tan \alpha$	Factor de transferência η
N1	Alvenaria de pedra de pedreira (controlada)	$\leq 0,25$	$\leq 0,30$	$\geq 0,50$
N2	Alvenaria de pedra aparelhada	$\leq 0,20$	$\leq 0,15$	$\geq 0,65$
N3	Alvenaria ordinária	$\leq 0,13$	$\leq 0,10$	$\geq 0,75$
N4	Alvenaria de cantaria	$\leq 0,07$	$\leq 0,15$	$\geq 0,85$

Quadro 3-4: Resistência à compressão característica da alvenaria baseada na resistência da pedra e na classe da argamassa, de acordo com DIN 1053-100

Categoria de qualidade	Resistência característica à compressão da pedra f_{bk}	Classe da argamassa, referente à resistência à compressão da argamassa f_k (MPa)			
		I	II	IIa	III
N1	≥ 20 MPa	0,6	1,5	2,4	3,6
	≥ 50 MPa	0,9	1,8	2,7	4,2
N2	≥ 20 MPa	1,2	2,7	4,2	5,4
	≥ 50 MPa	1,8	3,3	4,8	6,0
N3	≥ 20 MPa	1,5	4,5	6,0	7,5
	≥ 50 MPa	2,1	6,0	7,5	10,5
	≥ 100 MPa	3,0	7,5	9,0	12,0
N4	≥ 5 MPa	1,2	2,0	2,5	3,0
	≥ 10 MPa	1,8	3,0	3,6	4,5
	≥ 20 MPa	3,6	6,0	7,5	9,0
	≥ 50 MPa	6,0	10,5	12,0	15,0
	≥ 100 MPa	9,0	13,5	16,5	21,0

3.3.1.2 Fórmulas exponenciais empíricas

As fórmulas exponenciais, baseadas em testes executados em alvenarias existentes, permitem um cálculo expedito da resistência à compressão da alvenaria, bem como permitem uma calibração simples através de regressão linear. Estas expressões são do tipo (Proske, et al., 2009):

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

$$f_{mas,c} = a \cdot f_{st,c}^b \cdot f_{mo,c}^c \quad (3-1)$$

em que $f_{mas,c}$ representa a resistência à compressão da alvenaria, $f_{st,c}$ representa a resistência à compressão da pedra, $f_{mo,c}$ representa a resistência a compressão da argamassa, e a , b e c são constantes.

O EC6 utiliza uma expressão deste tipo (§3.6.1.2, prEN 1996-1-1:2004):

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (3-2)$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \quad (3-3)$$

em que f_k é a resistência à compressão da alvenaria, f_b é a resistência à compressão da unidade de alvenaria e f_m é a resistência à compressão da argamassa, e $K=0,45$ (Quadro 3.3, prEN 1996-1-1:2004).

A equação (3-2) aplica-se a casos em que a alvenaria possui argamassa, enquanto a equação (3-3) aplica-se a casos em que apenas existe pedra na alvenaria.

Outra expressão frequentemente utilizada em alvenaria de tijolo maciço é (Mann, 1983):

$$f_k = 0,83 \cdot f_b^{0,66} \cdot f_m^{0,18} \quad (3-4)$$

posteriormente corrigida para pedra natural (Ril 805, 1999):

$$f_k = 0,80 \cdot f_b^{0,70} \cdot f_m^{0,20} \quad (3-5)$$

3.3.1.3 Modelo de Hilsdorf

Hilsdorf propôs uma expressão empírico-teórica para a determinação da resistência a compressão da alvenaria, baseada num estado multiaxial de tensão na pedra e na argamassa. Esta expressão assume que a deformação da pedra é restringida pelo baixo módulo de elasticidade da argamassa, originando forças de corte na pedra e forças de compressão na argamassa, e que existe uma ligação perfeita entre a argamassa e a pedra. Embora desenvolvido originalmente para tijolo maciço, foi depois adaptado para alvenaria de pedra através de um factor de assimetria, que constitui a maior desvantagem desta expressão, dado que é de difícil determinação (Proske, et al., 2009).

A resistência da alvenaria de pedra à compressão é dada por (Hilsdorf, 1969):

$$f_{mas,c} = \frac{\frac{f_b}{u}}{f_{st,sp} + a \cdot f_b} \cdot (f_{st,sp} + a \cdot f_m) \quad (3-6)$$

em que $f_{st,sp}$ é a força de ruptura ao corte de uma unidade de pedra, u é o factor de assimetria (ou factor de não-uniformidade) e a vale

$$a = \frac{\frac{t}{h}}{4,1} \quad (3-7)$$

com t a altura média das juntas e h a altura média das pedras.

O factor de assimetria u varia entre 1,1 e 2,5. Existem no entanto evidências de que o factor de assimetria não é significativo para o cálculo da resistência à compressão, pelo que se toma igual à unidade (Brencich, et al., 2008).

3.3.1.4 Modelo de Mann

Desde cedo se verificou que o comportamento mecânico da alvenaria de pedra era distinto do da alvenaria de tijolo maciço, dado que a assimetria das pedras, das juntas e a maior tensão de tracção resistente das pedras originam um mecanismo de suporte das cargas específico (Proske, et al., 2009).

Mann assume no seu modelo que a ruptura da alvenaria se dá sempre devido à ruptura da argamassa de junta, o que não é sempre correcto. Assim, para valores baixos de resistência à compressão da argamassa, este modelo fornece valores excessivamente baixos para a resistência da alvenaria (Warnecke, et al., 1995). A resistência da alvenaria neste modelo é (Mann, 1983):

$$f_k = f_m \cdot f \cdot \ddot{u} \quad (3-8)$$

em que

$$f = \frac{8}{9} \cdot \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{t}{b}\right)^2 \cdot \cos^4 \alpha} \quad (3-9)$$

$$\ddot{u} = \frac{A_s}{A_{MW}} \quad (3-10)$$

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

com b a largura das pedras, α o ângulo das juntas, A_s a área total da secção e A_{MW} a área das pedras.

Esta fórmula fornece bons resultados para alvenaria ordinária com argamassa fraca (Proske, et al., 2009).

3.3.1.5 Modelo de Berndt

Desenvolvido para o chamado arenito de Elba, o modelo de Berndt aplica-se normalmente a alvenarias ordinárias (Proske, et al., 2009). Este modelo assume uma ruptura por tracção da pedra, e consiste num melhoramento do modelo de Hilsdorf por considerar as forças geradas no interior da pedra devido à restrição de deformações da argamassa, bem como as forças de desvio devido às secções distintas da pedra e da argamassa (Berndt, 1996). A expressão proposta é (Berndt, 1996):

$$f_k = \frac{f_b}{\left(\frac{t}{h} \cdot \frac{\nu}{1-\nu} + k \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{d'}{h'}\right) \cdot \frac{f_b}{f_{st,sp}} + 0,7} \quad (3-11)$$

com ρ a inclinação das juntas e

$$0,3 \leq k \leq 0,5 \quad (3-12)$$

$$d \approx t + \frac{t}{\tan(45 + \frac{\rho}{2})} \quad (3-13)$$

$$h' = \min \left\{ \begin{array}{l} h \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad (3-14)$$

A resistência calculada acima deve ser multiplicada por 5, de modo a obter-se um factor de segurança aceitável (Proske, et al., 2009).

3.3.1.6 Modelo de Sabha

O modelo de Sabha, também desenvolvido para o arenito de Elba, é uma extensão do modelo de Berndt, pois também considera a existência de zonas com concentração de tensões de tracção. A expressão proposta é (Sabha, et al., 1994):

$$f_k = \frac{2 \cdot k \cdot f_b + f_{st,sp}}{k + \frac{f_{st,sp}}{f_b}} \quad (3-15)$$

com

$$k = 1,6 \cdot \frac{t}{b} \left(1,45 \cdot \frac{f_{st,sp}}{f_b} + 1 \right) \quad (3-16)$$

Este modelo não considera a existência de juntas preenchidas.

3.3.1.7 Modelo de Ohler

O modelo de Ohler foi originalmente desenvolvido para a análise de antigas pontes ferroviárias em alvenaria, e considera que a resistência à tração das pedras é 5% do valor à compressão. A expressão proposta é (Ohler, 1986):

$$f_k = f_m + \frac{s \cdot f_b - f_m}{1 + \frac{t' \cdot h_m \cdot f_b}{m \cdot h_u \cdot f_{st,sp}}} \quad (3-17)$$

em que h_m é a espessura de argamassa da junta e h_u a altura das pedras.

Os valores de s , t' e m são apresentados no Quadro 3-5 e no Quadro 3-6

Quadro 3-5: Valores de s e t' para o modelo de Ohler (Ohler, 1986)

	$0 < f_k/f_b < 0,33$	$0,33 < f_k/f_b < 0,67$	$0,67 < f_k/f_b < 1,00$
s	0,662	0,811	1,000
t'	0,662	0,960	2,218

Quadro 3-6: Valor de m para o modelo de Ohler (Ohler, 1986)

f_m (MPa)	31,6	21,4	15,4	6,4
m	5,3	3,6	2,4	2,1

Dado que os valores de s e t dependem do valor da resistência à compressão da alvenaria, devem-se tomar os valores mais baixos para estes coeficientes de modo a elevar o coeficiente de segurança da avaliação.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

3.3.1.8 Modelo de Stiglat

Este modelo, baseado em experiências em alvenarias antigas, considera apenas a densidade das pedras e a qualidade da argamassa. Esta formulação considera que a ruptura da alvenaria ocorre pelas pedras (Huster, 2000). As expressões propostas são (Stiglat, 1992):

$$f_k = \left\{ \begin{array}{l} 0,007 \cdot (18,7 \cdot \gamma - 355,2 \text{MPa}) \text{ para MGI} \\ 0,017 \cdot (18,7 \cdot \gamma - 355,2 \text{MPa}) \text{ para MGII} \\ 0,024 \cdot (18,7 \cdot \gamma - 355,2 \text{MPa}) \text{ para MGIII} \end{array} \right\} \quad (3-18)$$

em que γ é o peso específico da pedra em KN e as classes da argamassa *MGI*, *MGII* e *MGIII* são as definidas na regulamentação alemã da época.

3.3.1.9 Modelo de Francis, Horman e Jerrems

Este modelo, baseado no trabalho de Hilsdorf, é o único que considera os coeficientes de Poisson e os módulos de elasticidade dos materiais. A expressão proposta é (Francis, et al., 1970):

$$f_k = f_b \cdot \frac{1}{1 + \frac{\frac{f_b}{f_{st,sp}} \cdot \left(\frac{E_b}{E_m} \cdot \nu_m - \nu_b \right)}{\frac{h_s}{t} \cdot \frac{E_b}{E_m} \cdot (1 - \nu_m)}} \quad (3-19)$$

em que E_b é o módulo de elasticidade da pedra, E_m o módulo de elasticidade da argamassa, ν_b o coeficiente de Poisson da pedra e ν_m o coeficiente de Poisson da argamassa.

3.3.1.10 Modelo de Khoo e Hendry

Este modelo usa uma equação cubica para determinar as envolventes? de ruptura das pedras e da alvenaria. A fórmula utilizada é (Khoo, et al., 1972):

$$\begin{aligned} & \left(0,997 \cdot f_b + 0,162 \cdot \frac{h_s}{t} \cdot f_m \right) + \left(0,203 \cdot \frac{f_{st,sp}}{f_b} + 0,113 \cdot \frac{h_s}{t} \right) \cdot f_k + \\ & \left(1,278 \cdot \frac{f_{st,sp}}{f_b^2} - 0,053 \cdot \frac{h_s}{t \cdot f_m} \right) \cdot f_k^2 + \left(0,249 \cdot \frac{f_{st,sp}}{f_b^3} - 0,002 \cdot \frac{h_s}{t \cdot f_m^2} \right) \cdot f_k^3 = 0 \end{aligned} \quad (3-20)$$

3.3.1.11 Modelo de Schnackers

Este modelo, poucas vezes referido, apresenta a seguinte expressão (Schnackers, 1973):

$$f_k = \frac{1}{\nu_{mas}} \cdot \frac{\frac{h_s}{2} \cdot f_{st,sp} + t \cdot f_{mo,sp}}{h_s + t} \quad (3-21)$$

em que $f_{mo,sp}$ é a força de corte de ruptura da argamassa e ν_{mas} o coeficiente de Poisson da alvenaria.

3.3.1.12 Conclusões

É flagrante a não inclusão em nenhum dos modelos propostos de um ou mais factores que tenham em atenção a tipologia da alvenaria, ou seja, as relações espaciais entre os vários componentes desta. A consideração do grau de regularidade da alvenaria é essencial a expressões abrangentes e consistentes com os resultados obtidos em ensaios de calibração. Outro aspecto importante em falta é a não inclusão dos vazios (sempre presentes nas alvenarias reais) na formulação de modelos de previsão da resistência à compressão de qualquer alvenaria.

3.3.2 Esforço resistente de corte

Existem numerosos modelos que ambicionam prever o comportamento da alvenaria quando sujeita a esforços de corte (Proske, et al., 2009). O mais comum é sem dúvida o modelo linear baseado na fricção de Coulomb, mas outros modelos mais complexos são também utilizados.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

3.3.2.1 Modelo de Mohr-Coulomb

O modelo mais simples, e também o mais divulgado, é o modelo linear baseado na fricção de Coulomb (Proske, et al., 2009), também conhecido por critério de Mohr-Coulomb. Este modelo é expresso pela seguinte equação (Vasconcelos, et al., 2006):

$$\tau = c + \mu \cdot \sigma \quad (3-22)$$

em que τ é o esforço de corte resistente, c a coesão da alvenaria (resistência ao corte para tensão de compressão nula), μ é o coeficiente de fricção (define a contribuição da tensão de compressão para a resistência ao corte) e σ é a tensão de compressão de compressão na direcção perpendicular ao esforço de corte.

Este é o modelo adoptado pelo EC6, em que μ é considerado igual a 0,40 (§3.6.2, prEN 1996-1-1:2004), e c toma o valor de f_{vk0} (valor característico da resistência inicial ao corte da alvenaria, sob compressão nula). Note-se que $\mu = tg \varphi$, em que φ é o ângulo de atrito interno da alvenaria (trata-se de um valor teórico, embora possa ser determinado através de experiências). O valor de $\mu = 0,40$ pode ser conservativo, como nos casos descritos por Vasconcelos e Lourenço (2006), em que μ pode chegar a 0,65 para paredes de alvenaria de pedra natural, quer de junta seca quer de junta preenchida com argamassa de baixa resistência.

3.3.2.2 Modelo de Berndt

O modelo trifásico de Berndt pressupõe que o envelope de ruptura possui 3 zonas distintas (Figura 3-5): a primeira é definida como um critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a segunda correspondente à ruptura por tracção das pedras e indica a tensão máxima resistente ao corte, e a última zona correspondente à ruptura por compressão das pedras.

A primeira, segunda e terceira zonas são definidas respectivamente por (Berndt, 1996):

$$\tau_{\max} = c + \mu \cdot \sigma \quad (3-23)$$

$$\tau_{\max} = \frac{f_b}{1,4} \cdot \frac{1 + k_\sigma}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{f_b}{f_{st,sp}} + 0,7 \cdot k_\sigma \right) \cdot \left(\frac{f_b}{f_{st,sp}} \cdot k_\sigma + 0,7 \right)} \quad (3-24)$$

$$f_{mas,c} \approx \frac{f_b}{\frac{f_b}{f_{st,sp}} \cdot k_\sigma + 0,7} - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1,4 \cdot \tau}{f_b} \right)^2 \cdot \frac{\left(\frac{f_b}{f_{st,sp}} + 0,7 \cdot k_\sigma \right) \cdot f_b}{\frac{1+k_\sigma}{2}} \quad (3-25)$$

em que τ_{max} é o esforço máximo de corte, τ é o esforço de corte actuante e k_σ é um factor que depende do material em análise. Este modelo foi originalmente desenvolvido para alvenarias com pedras de arenito (Proske, et al., 2009), pelo que a sua aplicabilidade à generalidade das alvenarias pode estar condicionada.

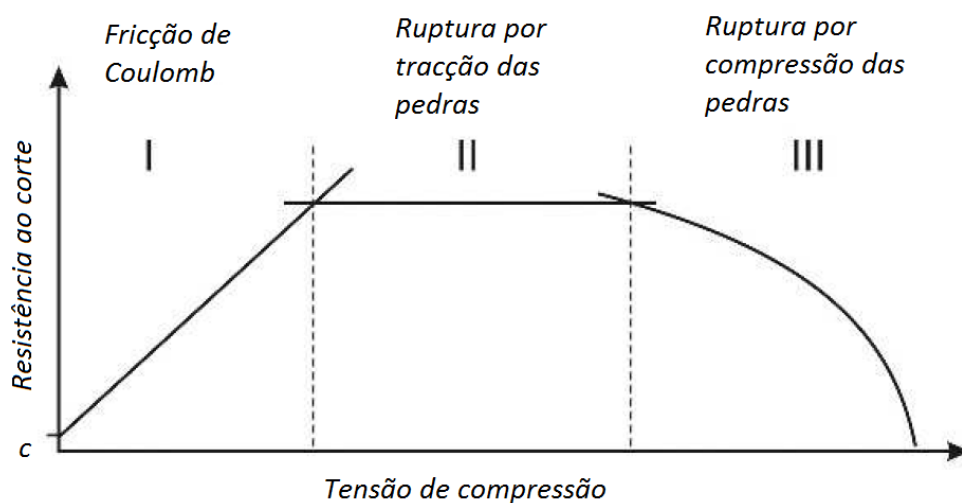


Figura 3-5: Zonas do modelo de ruptura de Berndt, adaptado de Proske, et. al. (2009)

3.3.2.3 Modelo de Mann e Muller

Outro modelo muito utilizado é o de Mann e Muller, que determina a tensão máxima de corte através do tipo de ruptura previsível de ocorrer na alvenaria. Assim, definem-se três tipos de ruptura, a que estão associadas três expressões diferentes. O pressuposto principal deste modelo é a inexistência de tensões de corte nas juntas verticais, ou seja, não existem forças verticais capazes de produzir atrito nessas juntas (Silva, 2006).

Os três modos de ruptura previstos são a ruptura por atrito nas juntas de argamassa horizontais, a ruptura por fissuração dos blocos e a ruptura por compressão da alvenaria (Silva, 2006), a que correspondem respectivamente as seguintes tensões resistentes ao corte (Mann, et al., 1976):

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

$$\tau_{\max} = c + \mu \cdot \sigma \quad (3-26)$$

$$\tau_{\max} = \frac{f_b}{2,3} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_b}} \quad (3-27)$$

$$\tau_{\max} = (f_d - \sigma) \cdot \frac{\Delta y}{2 \cdot \Delta x} \quad (3-28)$$

em que f_d é a resistência à compressão da alvenaria e Δy e Δx são as dimensões dos blocos de alvenaria.

A determinação do tipo de ruptura que irá ocorrer é feita através da escolha do menor valor de tensão resistente ao corte, para as condições de tensão em que se encontra a parede. O envelope de ruptura deste modelo é indicado na Figura 3-6.

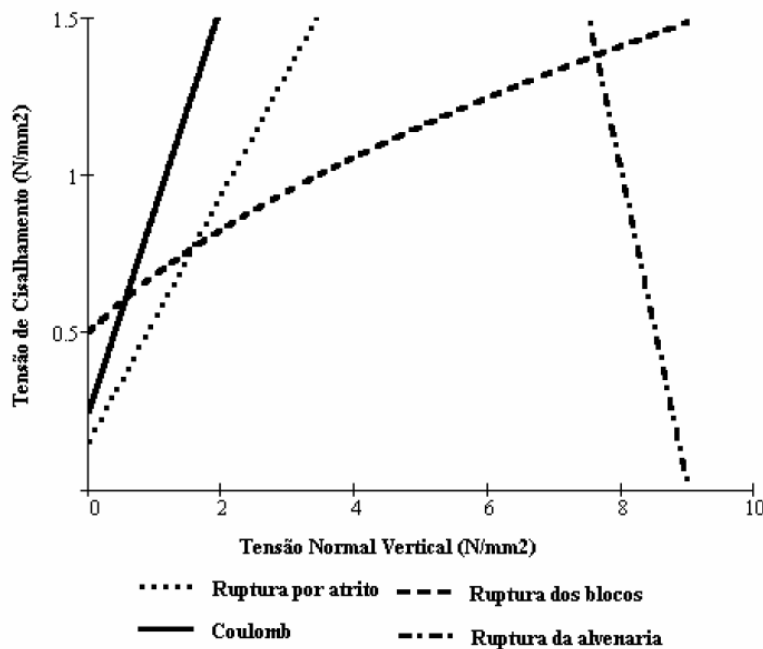


Figura 3-6: Envelope de ruptura do modelo de Mann e Muller (Silva, 2006)

3.3.2.4 Modelo de Turnsek e Cacovic

Turnsek e Cacovic propuseram outro critério de ruptura, através da análise de ensaios a paredes submetidas a tensões de corte e de compressão (Silva, 2006). Este método baseia-se na hipótese de que a ruptura por cisalhamento com fissuração diagonal ocorre quando a tensão principal de tração atinge o valor limite f_{tu} , que é assumido como sendo a resistência da alvenaria à tração, ou seja, assume-se como princípio que a alvenaria é isotrópica. A expressão utilizada é (Turnsek, et al., 1971):

$$\tau_{\max} = \frac{f_{tu}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f_{tu}}} \quad (3-29)$$

em que σ_n é a tensão normal de compressão e b é a relação entre a tensão de corte máxima e a tensão de corte média, na secção transversal em análise. Embora originalmente o valor de b tivesse sido considerado igual a 1,5 para qualquer situação, estudos posteriores indicam que $b=1,5$ para $h/d \geq 1,5$, $b=1,0$ para $h/d \leq 1,0$ e $b=h/d$ para $1,0 < h/d < 1,5$ (Benedetti, et al., 1984), com h a altura da parede e d o seu comprimento.

3.3.2.5 Conclusões

Os quatro modelos expostos têm em comum a proporcionalidade entre a tensão vertical actuante na alvenaria e a tensão resistente de corte. É de notar que os modelos de Berndt e de Mann e Muller incorporam em si o modelo de Mohr-Coulomb, correspondente ao primeiro troço dos gráficos apresentados. Podemos então classificar os modelos de Mohr-Coulomb e de Turnsek e Cacovic como sendo lineares e unifásicos, e os modelos de Berndt e de Mann e Muller como trifásicos, com troços lineares e não lineares. As diferenças de formulação entre os vários modelos derivam de considerações sobre o estados de tensão dos diversos materiais que constituem a alvenaria, tornando assim de difícil exequibilidade um estudo teórico comparativo entre eles de modo a afirmar qual o mais indicado para a determinação da tensão resistente de corte.

3.4 Modelos cinemáticos

Os modelos cinemáticos são uma ferramenta extremamente útil para a verificação da segurança em paredes de alvenaria, em estado limite último. Este método de análise, desenvolvido por Giuffrè, entre outros, assenta no conceito de macroelemento, definido como “um elemento da construção caracterizado por um comportamento sísmico próprio” (Cóias, 2007), ou seja, um painel com comportamento autónomo, assimilável a um bloco rígido, passível de sofrer translações e/ou rotações. Este tipo de mecanismos surgiu da observação e análise de edifícios de alvenaria danificados por sismos (Valluzzi, et al., 2001), pelo que a grande maioria (senão mesmo todos) dos mecanismos de colapso foi corroborada por casos reais.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Neste tipo de análise cinemática admite-se que o colapso advém da perda de equilíbrio de parte ou mesmo de toda a estrutura, e não da cedência dos materiais por serem ultrapassadas as suas resistências mecânicas (Valluzzi, et al., 2001). Existem no entanto alguns modelos em que é considerada a resistência à compressão da alvenaria.

A análise efectuada nos mecanismos que irão ser apresentados considera que as cargas aplicadas nas paredes são estáticas. Existem, no entanto, alguns avanços que permitem aplicar com fiabilidade modelos cinemáticos a cargas dinâmicas (Doherty, et al., 2002)Esses modelos não serão abordados por serem ainda de difícil aplicação, caindo assim fora do âmbito deste trabalho.

A principal aplicação dos modelos cinemáticos é a avaliação da resistência das paredes de alvenaria à acção sísmica (Valluzzi, et al., 2001). Os mecanismos de colapso estão associados a estados limite últimos, que ocorrem quando as forças actuantes na estrutura originam uma perda de equilíbrio da estrutura, na sua totalidade ou apenas parcialmente. Os modelos cinemáticos podem ser aplicados a verificações de segurança quer para acções no plano quer fora-do-plano.

A verificação da segurança é feita através da comparação do coeficiente de colapso (factor representativo do multiplicador das massas) capaz de levar a estrutura em análise ao colapso com a razão entre a aceleração sísmica do local e a aceleração da gravidade (Cóias, 2007). O coeficiente de colapso é definido como (Valluzzi, et al., 2001):

$$c = \frac{a}{g} \quad (3-30)$$

onde c é o coeficiente de colapso, a é a aceleração sísmica e g é a aceleração da gravidade. O coeficiente de colapso c representa então o valor mínimo pelo qual a massa dos macroelementos deve ser multiplicada de modo a que ocorra o colapso total ou parcial da estrutura. Note-se que o coeficiente de colapso é um valor adimensional.

A verificação a realizar é simples: o valor do coeficiente de colapso c deve ser superior ao valor da aceleração sísmica de projecto a , de modo a que a estrutura esteja em equilíbrio.

Note-se que usualmente o valor do coeficiente de colapso c é superior nos mecanismos no plano relativamente aos mecanismos fora-do-plano (Valluzzi, et al., 2001).

São apresentados no “Anexo A – Modelos cinemáticos fora-do-plano para paredes de alvenaria” alguns modelos cinemáticos e as expressões dos seus coeficientes de colapso.

3.5 Verificações de edifícios e paredes

Embora a verificação a um edifício deva ser feita preferencialmente de forma global, considerando todas as interacções entre as paredes e pavimentos, numa análise simplificada isso muitas vezes não é possível.

Apresentam-se então de seguida algumas verificações simplificadas de edifícios, que consideram a globalidade da estrutura, e verificações à estabilidade da parede, nomeadamente ao corte e à compressão. Entende-se assim que a verificação ao edifício será feita como um somatório de verificações às paredes que o constituem, de forma individualizada. Esta metodologia permite assim tratar a complexidade do comportamento global do edifício discretizando-o em macroelementos, as paredes.

3.5.1 Verificações simplificadas de edifícios

Por vezes a aplicação de métodos simplificados que permitam avaliar a resistência das estruturas antigas de alvenaria tomadas como um todo é vantajosa como complemento à análise singular de cada elemento dessas estruturas.

A aplicação destes métodos simplificados tem como pressupostos básicos a regularidade e simetria das estruturas, que os pavimentos possam ser considerados como indeformáveis no seu plano, e que a ruptura das paredes ocorra por corte no plano das paredes, descurando assim qualquer colapso local ou por flexão das paredes. Em estruturas antigas estes pressupostos usualmente não se verificam, pelo que os métodos a seguir descritos apenas são indicativos da aptidão dos edifícios para resistir a acções sísmicas (Roque, et al., 2004). É de notar que estes indicadores devem ser calculados para cada direcção ortogonal.

O método simplificado mais simples consiste na percentagem em área em planta das paredes resistentes. No EC8 as paredes são consideradas como resistentes quando a sua espessura efectiva é igual ou superior a 24 centímetros, a sua esbelteza efectiva máxima é 10 e a razão entre o comprimento e a altura é no mínimo de 0,4 (Quadro NA-9.2, EN 1998-1:2010).

Este indicador obtém-se da percentagem da superfície de implantação ocupada pelas paredes resistentes (ou paredes de contraventamento), para cada direcção, em relação à área total de implantação, é dado pela expressão (Roque, et al., 2004):

$$\gamma_{1,i} = \frac{A_{p,i}}{S} \quad (3-31)$$

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

com $A_{p,i}$ a área das paredes resistentes na direcção i , e S a área de implantação da construção. Este método permite a comparação qualitativa da rigidez de corte basal entre as diferentes estruturas, embora não considere a esbelteza e a massa das paredes (Roque, et al., 2004). O EC8 admite valores de 5% para estruturas regulares com diafragmas rígidos (Quadro 9.3, EN 1998-1:2010), embora regras empíricas apontem para valores mais realistas de 10% em zonas com aceleração sísmica elevada (Meli, 1998).

O segundo método consiste na razão entre a área efectiva para cada direcção e o peso total da construção, e é dado pela expressão (Roque, et al., 2004):

$$\gamma_{2,i} = \frac{A_{p,i}}{G} \quad (3-32)$$

em que G é a acção vertical quase-permanente. Este parâmetro determina a secção horizontal de cada parede disponível para mobilizar a resistência ao corte por unidade de peso das construções, considerando assim quer as relações geométricas em planta da estrutura quer a sua altura (Roque, et al., 2004). Valores empíricos de referência indicam mínimos de $1,2 \text{ m}^2/\text{MN}$ para zonas com aceleração sísmica elevada (Meli, 1998).

O terceiro método é conhecido como método do corte basal. Este consiste numa comparação entre o esforço de corte (força sísmica) actuante ao nível da base da estrutura e a sua capacidade resistente, admitindo que todas as paredes conseguem mobilizar toda a sua força resistente ao corte. A força sísmica actuante é determinada através do EC8, enquanto a força resistente ao corte pode ser calculada utilizando a expressão proposta no EC6 para a tensão resistente ao corte multiplicada pela área das paredes em cada direcção. A expressão proposta é (Roque, et al., 2004):

$$\gamma_{3,i} = \frac{F_{\text{resistente},i}}{F_{\text{sísmica}}} \quad (3-33)$$

em que $F_{\text{resistente},i}$ é a força resistente ao corte na direcção considerada, e $F_{\text{sísmica}}$ é a força sísmica actuante sobre a estrutura. Este é o único indicador que considera a acção sísmica, o que o torna no parâmetro mais indicado à avaliação das estruturas existentes. O valor mínimo recomendado é a unidade (Roque, et al., 2004).

Algumas considerações devem ser feitas sobre os 3 indicadores apresentados (Roque, et al., 2004):

- quanto maior a irregularidade e assimetria em planta das estruturas menos significativo são os valores fornecidos pelos indicadores;

- o valor mínimo de $\gamma_{1,i}$ e $\gamma_{2,i}$ deve aumentar com o nível de sismicidade da zona de enquadramento da estrutura, enquanto que o valor mínimo de $\gamma_{3,i}$ deve ser constante pois já incorpora a sismicidade no seu cálculo;
- apenas $\gamma_{3,i}$ considera a sismicidade como factor a incorporar no cálculo;
- os indicadores apresentados apenas consideram a rotura por corte nas paredes, o que está bastante longe da realidade das estruturas antigas, já que outros mecanismos de colapso podem ser preponderantes relativamente ao corte.

3.5.2 Verificação da estabilidade de paredes ao corte e à compressão

Embora não regulamentarmente aplicáveis à generalidade das paredes de alvenaria de pedra existentes nos edifícios antigos, considera-se que o erro cometido com a generalização das expressões propostas na regulamentação existente à generalidade das paredes de alvenaria de pedra é aceitável, dada a falta de verificações específicas para estes elementos estruturais. Apresentam-se de seguida algumas expressões para a determinação da estabilidade de paredes de pedra ao corte e à compressão.

3.5.2.1 Verificação ao esforço de corte no plano

As expressões de seguida apresentadas referem-se a forças aplicadas no topo dos painéis de alvenaria, tal como exemplificado na Figura 3-1. É de notar que o conceito de ruptura por corte de uma parede de alvenaria não implica o seu colapso, já que muitas vezes o valor máximo de resistência a uma acção horizontal numa parede é materializado pelo aparecimento de fendas que não põem em causa a estabilidade da parede.

A verificação ao esforço de corte na parede é feita de acordo com a expressão:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_R \quad (3-34)$$

em que V_{Ed} é a força horizontal actuante sobre o painel de alvenaria e V_{Rd} é a força horizontal máxima passível de actuar sobre o painel.

As paredes com capacidade resistente a esforços de corte são designadas por paredes de contraventamento. O EC8-1 considera como paredes de contraventamento todas aquelas que cumpram os seguintes requisitos (§9.5.1(5), EN 1998-1:2010):

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

$$t_{ef} \geq t_{ef,\min} \quad (3-35)$$

$$h_{ef} / t_{ef} \leq (h_{ef} / t_{ef})_{\max} \quad (3-36)$$

$$l / h \geq (l / h)_{\min} \quad (3-37)$$

em que, para alvenaria simples, temos $t_{ef,\min} = 240 \text{ mm}$, $(h_{ef} / t_{ef})_{\max} = 10$ e $(l / h)_{\min} = 0,4$ (Quadro NA-9.2, EN 1998-1:2010).

A resistência ao esforço de corte no plano da parede depende do tipo de ruptura que a parede irá sofrer, e por conseguinte das forças exteriores nela aplicadas, bem como das suas condições de apoio. Apresentam-se de seguida algumas expressões para a determinação da força horizontal que leva a parede ao colapso.

A ruptura por flexo-compressão está normalmente associada a painéis de alvenaria esbeltos, sujeitos a forças verticais pequenas. Este mecanismo origina fendas na zona traccionada do painel, sendo a carga vertical suportada pela zona em compressão, ocorrendo a ruptura do painel por esmagamento da alvenaria em compressão.

Tomažević propõe a seguinte expressão para a verificação à flexo-compressão (Tomažević, 1999):

$$V_r = \frac{b \cdot t \cdot \sigma_v}{2 \cdot \alpha_v} \cdot \left(1 - \frac{\gamma_m \cdot \sigma_v}{f_k} \right) \quad (3-38)$$

onde b é a largura da secção, t é a espessura da secção, σ_v é a tensão vertical de compressão, γ_m é o factor de segurança da alvenaria, f_k é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria, e α_v é o rácio de corte (razão entre a altura efectiva e a largura do painel, tomando o valor de 1,0 para uma parede encastrada-apoiada e 0,5 para uma parede encastrada-encastrada).

Abrams propõe para a flexo-compressão a seguinte verificação (Abrams, 2001):

$$V_r = \alpha_v \cdot P_{v,\min} \cdot \frac{b}{h_{eff}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{v,\min}}{0,7 \cdot f_k} \right) \quad (3-39)$$

em que $P_{v,\min}$ é a menor força vertical de compressão a actuar sobre o painel, h_{eff} é a altura efectiva do painel (dependente das condições de apoio) e $\sigma_{v,\min}$ é a mínima tensão vertical actuante sobre o painel.

Magenes e Calvi propõem a seguinte expressão (Magenes, et al., 1997):

$$V_r = \frac{b \cdot t \cdot \sigma_v}{2 \cdot \alpha_v} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_v}{k \cdot f_k} \right) \quad (3-40)$$

em que k é um coeficiente que toma em conta a distribuição de tensões na zona comprimida da parede (tomada neste modelo como rectangular, mas aproximadamente elíptica na realidade), sendo usualmente considerado igual a 0,85.

As fórmulas apresentadas para a ruptura em flexo-compressão derivam do equilíbrio das forças actuantes na parede. Note-se que embora a distribuição de tensões nas zonas comprimidas seja tomada como rectangular, ao invés de elíptica, tal não afecta significativamente os resultados obtidos. As expressões apresentadas não entram também em linha de conta a redução da zona comprimida com o aumento dos ciclos de carga na parede (Balasubramanian, et al., 2006).

A ruptura por cisalhamento com fissuração diagonal ocorre normalmente em painéis pouco esbeltos e com compressão vertical significativa. As fendas que definem a ruptura podem ocorrer apenas segundo as juntas, ou segundo as juntas e as pedras, constituindo estes dois casos situações distintas (Balasubramanian, et al., 2006).

No caso de as fendas ocorrerem apenas segundo as juntas adopta-se normalmente um critério de Mohr-Coulomb para definir a ruptura. Este tipo de ruptura ocorre normalmente quando as pedras têm resistência superior ao material das juntas.

Tomažević apresenta um modelo que é adoptado também pelo EC6, presente na expressão (Tomažević, 1999):

$$V_r = \frac{b \cdot t \cdot f_{vk}}{\gamma_m} \quad (3-41)$$

com f_{vk} a resistência característica ao corte da alvenaria, tomando a forma descrita na equação (3-22).

Grimm propõe a seguinte expressão (Grimm, 1975):

$$V_r = b \cdot t \cdot (1,4 \cdot f_b + \varphi \cdot f_p) \quad (3-42)$$

em que V_r é a resistência característica ao corte da alvenaria (em libras), φ é o ângulo de atrito interno da alvenaria, f_b é a resistência ao corte entre a pedra e a argamassa da junta (em libras/polegadas²) e f_p é a tensão actuante de compressão (em libras/polegadas²).

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Magenes e Calvi propõem que a resistência característica ao corte da alvenaria seja o menor dos seguintes valores (Magenes, et al., 1997):

$$V_r = b \cdot t \cdot \left(\frac{c' + \mu' \cdot \sigma_v}{1 + \alpha_v} \right) \quad (3-43)$$

$$V_r = b' \cdot t \cdot \left(\frac{1,5 \cdot c' + \mu' \cdot \sigma_v}{1 + \frac{3 \cdot c' \cdot \alpha_v}{\sigma_v}} \right) \quad (3-44)$$

com

$$c' = K \cdot c \quad (3-45)$$

$$\mu' = K \cdot \mu \quad (3-46)$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot \mu \cdot \Delta y}{\Delta x}} \quad (3-47)$$

$$b' = 3 \cdot b \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{V}{P} \alpha_v \right) \quad (3-48)$$

em que Δy é a altura das pedras, Δx é o comprimento das pedras, V é a força horizontal actuante sobre a parede, P é a força vertical actuante sobre a parede, c é a coesão das juntas horizontais e μ é o coeficiente de atrito das juntas horizontais.

Note-se que na expressão de Tomažević os parâmetros c e μ são parâmetros da alvenaria como um todo, ao invés das expressões de Magenes e Calvi, que utilizam parâmetros locais que apenas caracterizam as juntas por onde a ruptura irá ocorrer. A fórmula de Magenes e Calvi é mais útil dado que a determinação dos parâmetros c e μ para juntas é mais expedita e simples que para a alvenaria como um todo. No entanto algumas falhas neste modelo são apresentadas como significativas, nomeadamente a influência das juntas verticais e de fendas por flexão aquando da ruptura (Balasubramanian, et al., 2006). É de notar também a limitação dos modelos baseados no critério de Mohr-Coulomb para estados de baixa compressão (Andreas, 1996).

Quando a resistência da pedra é semelhante à da argamassa, ou a argamassa é mais resistente que a pedra, a ruptura por cisalhamento-escorregamento ocorre segundo as juntas e atravessa também as pedras.

Tomažević apresenta a seguinte expressão para este caso de ruptura (Tomažević, 1999):

3. Análise de paredes de alvenaria de pedra

$$V_r = b \cdot t \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_m \cdot b'} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_v \cdot \gamma_m}{f_{tk}}} \quad (3-49)$$

em que f_{tk} é a resistência à tracção da pedra e b' é uma factor que depende das proporções geométricas do painel de alvenaria, sendo $b'=1$ para $h/b \leq 1,0$, $b'=h/d$ para $1,0 < h/b < 1,5$ e $b'=1,5$ para $h/b \geq 1,5$.

Abrams propõe a seguinte expressão (Abrams, 2001):

$$V_r = b \cdot t \cdot f_{vk} \cdot \frac{b}{h_{eff}} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{v,min}}{f_{vk}}} \quad (3-50)$$

Magenes e Calvi apresentam a seguinte expressão (Magenes, et al., 1997):

$$V_r = b \cdot t \cdot \frac{f_{tk}}{2,3 \cdot (1 + \alpha_v)} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_v}{f_{tk}}} \quad (3-51)$$

Tomažević considera que a alvenaria é homogénea e isotrópica, e que a sua ruptura ocorre apenas quando se atinge o esforço transversal máximo, dependendo apenas do rácio geométrico da secção. Magenes e Calvi admitem no entanto que a ruptura depende o rácio de corte, o que é mais realista pois o rácio de corte afecta as condições de fronteira, ao invés do rácio geométrico (Balasubramanian, et al., 2006).

Por fim, a ruptura por cisalhamento-escorregamento ocorre quando a tensão vertical é diminuta, e consiste no escorregamento ao longo das juntas horizontais da alvenaria (Balasubramanian, et al., 2006).

Quer Tomažević (expressão adoptada pelo EC6) quer Magenes e Calvi indicam a seguinte expressão (Tomažević, 1999):

$$V_r = \mu_c \cdot P \quad (3-52)$$

em que μ_c é o coeficiente de fricção entre a pedra e a argamassa, e P a carga vertical actuante sobre o painel.

Abrams apresenta uma expressão semelhante (Abrams, 2001):

$$V_r = v_{me} \cdot b \cdot t \quad (3-53)$$

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

em que v_{me} é a resistência ao corte da argamassa da junta.

A equação (3-52) é semelhante à equação (3-41), diferindo apenas na consideração por parte desta última de uma resistência ao corte sem qualquer tensão de compressão aplicada, sendo portanto conservativa a equação (3-52).

O EC6-3 apresenta uma verificação implícita ao corte para as paredes de contraventamento, caso estas e o edifício onde se inserem cumpram alguns pré-requisitos (§A1(1), §A3(2), prEN 1996-3:2005).

3.5.2.2 Verificação ao esforço axial

A verificação ao esforço axial é fundamental para garantir a segurança de uma parede em alvenaria. São comuns nos edifícios correntes os abaulamentos dos panos exteriores devido a excesso de cargas verticais e à falta de ligação entre os diversos panos de alvenaria (Figura 3-7). Apresentam-se seguidamente as verificações regulamentares constantes no EC6, que entram em linha de conta com a excentricidade das cargas actuantes e com fenómenos de encurvadura da parede.

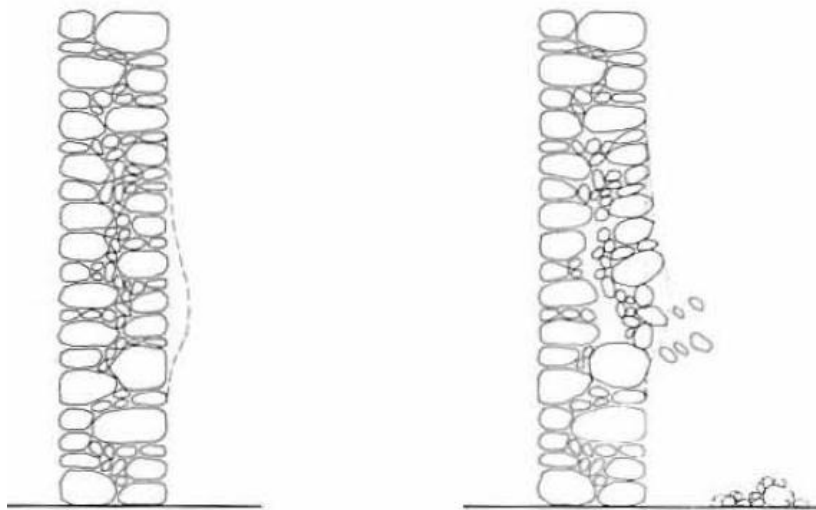


Figura 3-7: Ruptura de uma parede de alvenaria por excesso de compressão: abaulamento e expulsão de material de um pano exterior (Giuffrè, 1993)

3. Análise de paredes de alvenaria de pedra

A verificação ao esforço axial em paredes de alvenaria é feita comparando a força axial actuante (N_{Ed}) com a força axial resistente (N_{Rd}), segundo a expressão (§6.1.2.1(1)P, prEN 1996-1-1:2004):

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (3-54)$$

O valor da força axial resistente por metro de parede é (§6.1.2.1(2)P, prEN 1996-1-1:2004):

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \quad (3-55)$$

em que Φ é o coeficiente de redução de capacidade, t é a espessura da parede e f_d é o valor de cálculo da resistência à compressão da alvenaria.

De acordo com a posição da secção em análise ao longo da altura da parede o coeficiente de redução de capacidade assume valores distintos: se a secção a analisar se encontra nas extremidades (topo ou fundo) da parede designa-se por Φ_i , e caso a secção se encontre a meia altura da parede designa-se por Φ_m .

Se a secção analisada se encontra nas extremidades da parede, o coeficiente de redução de capacidade Φ_i vem (§6.1.2.2, prEN 1996-1-1:2004):

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_e}{t} \quad (3-56)$$

com

$$e_e = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_i \geq 0,05 \cdot t \quad (3-57)$$

$$e_i = \frac{h_{ef}}{450} \quad (3-58)$$

em que e_e é a excentricidade da carga vertical na secção considerada, M_{id} é o valor de cálculo do momento flector (provocado por excentricidades dos apoios de pavimentos na parede), N_{id} é o valor de cálculo do esforço axial, e_{he} é a excentricidade provocada por cargas horizontais transientes (maioritariamente vento, pelo que é usualmente desprezada), e_i a excentricidade inicial (§5.5.1.1(4), prEN 1996-1-1:2004) e h_{ef} a altura efectiva da parede.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Caso a secção analisada se encontre a meio da parede, o valor de Φ_m vem (§6.1.2.2, Anexo G, prEN 1996-1-1:2004):

$$\Phi_m = A_1 \cdot e_{np} - \frac{u^2}{2} \quad (3-59)$$

com

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \quad (3-60)$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} \quad (3-61)$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (3-62)$$

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t \quad (3-63)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_i \quad (3-64)$$

$$e_k = 0,002 \cdot \phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m} \quad (3-65)$$

em que e_{np} é o número de Neper, M_{md} é o momento flector de cálculo, N_{md} é o esforço axial de cálculo, e_m é a excentricidade devido às cargas na parede, t_{ef} é a espessura efectiva da parede, f_k é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria, E é o valor do módulo de elasticidade da alvenaria, e_k é a excentricidade devido à fluência, e_{hm} é a excentricidade provocada por cargas horizontais transientes (maioritariamente vento, pelo que é usualmente desprezada), e ϕ_∞ é o coeficiente de fluência a longo prazo.

Usualmente os valores de ϕ_∞ para pedra são bastante baixos para cargas reduzidas a moderadas, pelo se pode considerar $\phi_\infty = 0$ (§3.7.4(2), prEN 1996-1-1:2004). Este valor deve ser no entanto avaliado experimentalmente para situações em que a alvenaria está sujeita a tensões muito elevadas durante um largo período de tempo, como por exemplo no caso típico de torres de igrejas ou similares (Pina-Henriques, 2005).

Para $\lambda \leq \lambda_c$ pode-se desprezar a contribuição da excentricidade devida à fluência, sendo $\lambda_c = 15$ o valor recomendado (§6.1.2.2(2), prEN 1996-1-1:2004).

O EC6-3 permite uma verificação simplificada relativamente à anteriormente apresentada, se forem cumpridos alguns pré-requisitos (§A1(1), prEN 1996-3:2005). Caso estes pré-requisitos sejam satisfeitos a força axial máxima passível de actuar na parede é igual a (§A2(1), prEN 1996-3:2005):

$$N_{Rd} = c_A \cdot f_d \cdot A \quad (3-66)$$

em que c_A é um parâmetro que depende da esbelteza efectiva e A é a área da secção de parede em análise. O valor de c_A é:

$$c_A = 0,50 \text{ para } h_{ef} / t_{ef} \leq 18 \quad (3-67)$$

$$c_A = 0,36 \text{ para } 18 \leq h_{ef} / t_{ef} \leq 21 \quad (3-68)$$

3.6 Resumo e conclusões

A avaliação estrutural de paredes de alvenaria é um processo complexo e por vezes de difícil execução. Dada a inadequação da regulamentação avaliada face à realidade dos edifícios antigos de alvenaria, os mecanismos de verificação aos diversos esforços e mecanismos é passível de diversas análises, dependentes dos critérios do projectista. Uma regulamentação concisa, optimizada para a realidade dos centros históricos, e eficaz nas suas intenções é fundamental aos actuais processos de determinação de risco sísmico e intervenções no edificado degradado das cidades.

A determinação teórica da resistência à compressão e ao corte da alvenaria é ainda de difícil exequibilidade. A necessidade de uma compilação de dados provenientes de campanhas de ensaios exaustivas tendo em vista estabelecer correlações entre o estado da alvenaria e seus componentes e a capacidade resistente da mesma é prioritária para as inúmeras intervenções a realizar, dada a impraticabilidade de ensaiar cada edifício a reabilitar.

A verificação da estabilidade do edifício através do uso de modelos cinemáticos para a análise de fenómenos fora-do-plano globais ou locais, e de verificações da resistência ao corte e ao esforço axial para as paredes individualizadas, é teoricamente suficiente para garantir a segurança do edifício.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

4. *Software* ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos

Os mecanismos de resolução dos problemas com que o engenheiro civil actualmente se depara são muitas vezes complexos, e de difícil e demorada aplicação. Toma assim um especial relevo a existência de ferramentas informáticas que facilitem os processos de cálculo, bem como a tomada de decisões que muitas vezes se pretendem céleres e obrigatoriamente eficazes.

Dado o número elevado de verificações e métodos simplificados para o cálculo da resistência de paredes de alvenaria de pedra expostos anteriormente, foi desenvolvido no âmbito desta dissertação um *software* destinado à aplicação directa dos mesmos, de nome “ASPAS”, sigla que vale por “Análise Simplificada de *P*aredes de *A*lvenaria *S*imples de *p*edra”.

São apresentados de seguida os pressupostos metodológicos subjacentes à estrutura do ASPAS, bem como uma descrição dos seus conteúdos. São também apresentados casos práticos de aplicação de cada um dos diversos módulos que constituem esta aplicação informática. Conclui-se o capítulo avaliando a utilidade e aplicabilidade do ASPAS.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

4.1 Software ASPAS: formulação e metodologia de funcionamento

O *software* ASPAS é uma aplicação informática desenvolvida na linguagem de programação Visual Basic[®] 2010. O ASPAS consiste num pequeno executável capaz de ser iniciado em qualquer PC, com a recomendação que este possua no mínimo a plataforma .NET Framework[®] 3.5, de forma a poder apresentar de forma correcta alguns caracteres especiais constantes em algumas partes da aplicação informática.

O desenvolvimento do ASPAS teve como linha orientadora a simplicidade requerida à sua utilização. Dado que as metodologias de cálculo presentes no ASPAS são simplificadas, e não pretendem substituir uma análise mais completa (e necessariamente mais complexa) mas sim serem complementares a esta, é essencial que a aplicação informática a utilizar seja simples, directa e eficaz.

Dado que um dos objectivos do ASPAS é a facilidade de utilização e o volume de dados a gerir não ser elevado, não se considerou necessário a inclusão no código do programa de um mecanismo que permita importar valores de entrada e exportar os resultados do cálculo. Assume-se assim que o utilizador guarda os dados de entrada e saída do programa noutro meio físico ou virtual, o que não se considera um inconveniente grave.

O núcleo principal da utilização do ASPAS é a sua janela inicial, representada na Figura 4-1, onde estão enunciados todos os conteúdos (ou “módulos”), na forma de caixas seleccionáveis. O acesso aos diversos módulos e a navegação entre as diversas janelas faz-se através da selecção da opção pretendida e o uso dos botões “Seguinte” e “Voltar”, existindo também a opção “Sair” no menu principal. Em alguns casos o acesso a determinadas janelas é feito clicando directamente sobre botões específicos a cada caso, estando explicitadas essas situações. Existem também duas pequenas notas no lado direito da janela, referentes à introdução de dados e ao aconselhamento da instalação do .Net Framework[®] 3.5, e também duas hiperligações, uma direccionada para o texto completo desta dissertação e outra para o Manual de utilização do ASPAS. É de notar que estes dois documentos acedidos pelas hiperligações encontram-se incorporados no ficheiro executável que constitui o ASPAS, por forma a facilitar o seu uso.

As opções constantes no menu principal do ASPAS são:

- determinação de propriedades mecânicas da alvenaria,
- verificações simplificadas de edifícios,
- avaliação do comportamento fora-do-plano de paredes por modelos cinemáticos,
- verificação do esforço de corte no plano,

4. Software ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos

- verificação do esforço axial.

O acesso à janela de cálculo é, em alguns casos, feito directamente a partir da opção correspondente na janela inicial, enquanto noutros envolve ainda janelas intermédias que permitem definir com maior precisão o que se pretende calcular (por exemplo, a janela intermédia onde é seleccionado o mecanismo de colapso que se pretende analisar).

A introdução de valores numéricos é efectuada através de caixas de texto devidamente assinaladas, existindo também caixas *drop-down* que permitem seleccionar determinadas opções pré-definidas (por exemplo, a localização geográfica da parede em estudo para a determinação da aceleração sísmica de projecto).

Os dados específicos à utilização do ASPAS são apresentados em pormenor no “Manual do utilizador do ASPAS”, que consta neste volume no Apêndice A. Foi uma preocupação constante ao longo da construção da aplicação informática incluir o máximo possível de informações úteis ao utilizador. Não se considera no entanto dispensável uma leitura, ainda que breve, do manual da aplicação, de forma a conhecerem-se com pormenor algumas particularidades da mesma.

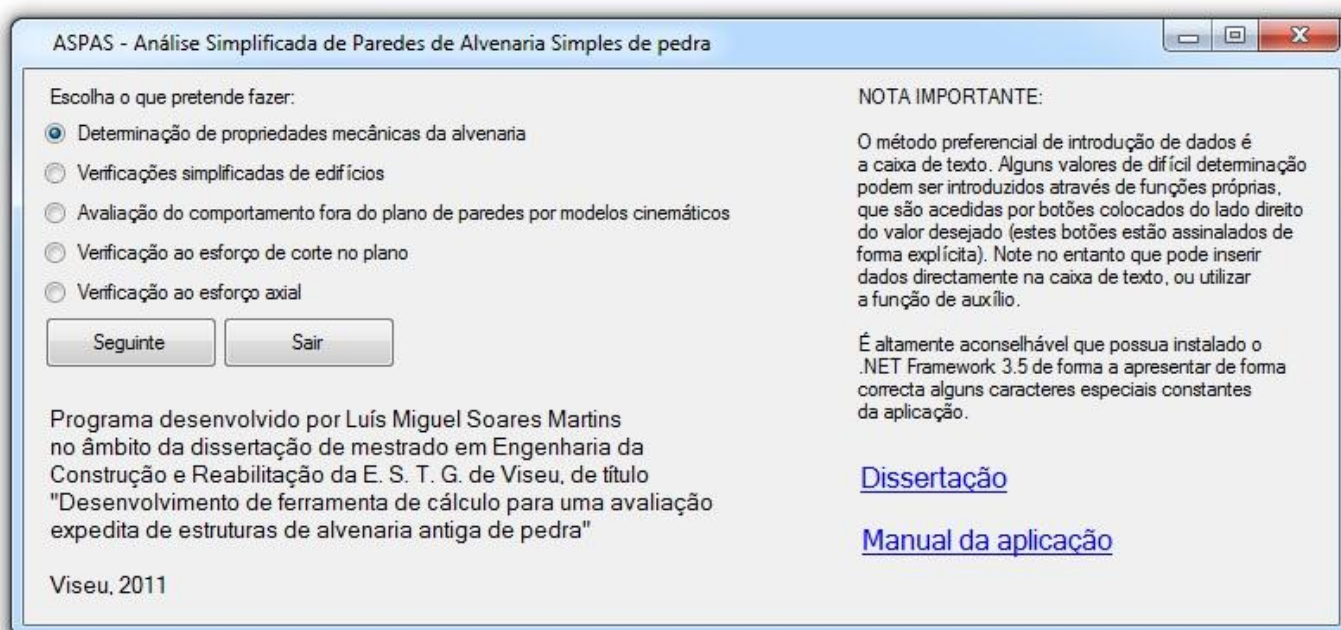


Figura 4-1: Janela inicial do ASPAS

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

4.2 Aplicação a alguns casos práticos

Para avaliar o ASPAS, e também de modo a mostrar algumas das suas potencialidades, concebeu-se um edifício que irá ser utilizado como exemplo de todas as partes do *software*.

O edifício em causa não é um edifício existente, mas sim um edifício idealizado com o propósito de aplicar o ASPAS. Aquando da concepção do edifício foram tomadas em atenção as características usuais dos edifícios em alvenaria de granito da região de Viseu, que são em geral semelhantes às da zona norte do país. Dado que algumas verificações são dependentes da localização do edifício (devido à variação da aceleração sísmica de projecto ao longo do território nacional) serão apresentados os resultados para os seguintes locais: Vila do Bispo, Lisboa e Viseu. A escolha destes 3 concelhos pretende representar os locais com acelerações sísmicas máximas e mínimas no território nacional continental (Vila do Bispo e Viseu), bem como um local com uma aceleração sísmica intermédia (Lisboa).

O edifício é do tipo habitacional, com um piso elevado e cobertura tradicional, tendo portanto uma classe de importância II segundo a classificação presente no EC8. Os pavimentos são em madeira, com uma estrutura tradicional, com vigas de madeira onde se apoia um soalho também em madeira, considerando-se que estes constituem diafragmas rígidos segundo a direcção das vigas. O apoio do pavimento e tecto do 1º piso, bem como da cobertura, ocorre a meio da espessura das paredes, considerando-se um encastramento perfeito para o 1º piso e uma articulação para o apoio da cobertura e vigamentos do sótão. A cobertura é do tipo tradicional, em telha Marselha suportada por uma estrutura em madeira de asnas e madres também de madeira, considerando-se que o sótão pode servir como zona de arrumos.

Encontram-se no “APÊNDICE B – Peças desenhadas do edifício em análise” as plantas e alçados cotados do edifício a ser analisado, bem como a indicação esquemática da nomenclatura utilizada para as paredes e um esboço da orientação dos vigamentos de madeira do pavimento.

A alvenaria considerada é de pedra aparelhada de granito, com um peso próprio de 25 KN/m^3 , considerado um valor médio na zona norte do país (Almeida, 2000). Admite-se que a parede apenas tem um pano, sendo portanto monolítica. As paredes têm no geral uma espessura de 0,50 metros, tendo no entanto algumas paredes uma espessura de 0,60 metros. Considerou-se a espessura constante ao longo da altura das paredes. As juntas estão preenchidas por uma argamassa de cal hidratada de traço 1:3.

Considerou-se o coeficiente de segurança relativo ao material alvenaria igual a 2,5, dado que é o maior valor preconizado no EC6.

4. Software ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos

Os pesos próprios dos materiais considerados encontram-se no Quadro 4-1, e o valor das acções permanentes, sobrecargas e coeficientes de combinação quase-permanentes encontram-se no Quadro 4-2.

Quadro 4-1: Pesos de materiais considerados no cálculo

Pesos considerados			Referência
1º Piso e sótão	Pavimento (soalho de 0,022 m sobre vigas de madeira afastadas 0,35 m eixo a eixo)	0,50 KN/m ²	(Farinha, et al., 1993)
	Revestimento do tecto (esteira de madeira)	0,20 KN/m ²	(Farinha, et al., 1993)
	Paredes divisórias	2,00 KN/m ²	(arbitrado)
Cobertura	Asnas de madeira	0,15 KN/m ²	(Farinha, et al., 1993)
	Madres e contraventamento	0,10 KN/m ²	(Farinha, et al., 1993)
	Telha Marselha, incluindo ripas e varas	0,75 KN/m ²	(Farinha, et al., 1993)

Quadro 4-2: Acções permanentes e sobrecargas

Local	Acção permanente G	Sobrecarga Q (EC0)	Valor de combinação quase-permanente Ψ_2 (EC1)
1º Piso	0,70 KN/m ₂	3,20 KN/m ₂	0,3 (zona habitacional)
Sótão	0,70 KN/m ₂	2,00 KN/m ₂	0,8 (zona de armazenamento)
Cobertura	1,00 KN/m ₂	0,40 KN/m ₂	0

É de salientar que não se pretende com este estudo proceder a uma verificação completa do edifício, mas sim apenas utilizá-lo como exemplo das potencialidades do ASPAS.

4.2.1 Estimativa das propriedades mecânicas da alvenaria

A estimativa da resistência à compressão e ao corte da alvenaria através de fórmulas empíricas e semi-empíricas é de difícil exequibilidade, como foi referido anteriormente. Ainda assim, dado que o ASPAS possui um módulo que permite calcular estas grandezas a partir das propriedades dos seus componentes, é aqui apresentado um exemplo do cálculo da resistência à compressão e ao corte de uma alvenaria. São necessários ao cálculo das grandezas citadas vários parâmetros referentes a propriedades dos componentes da alvenaria.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Não existe no entanto na bibliografia consultada uma lista dessas propriedades para uma mesma alvenaria, estando esses valores dispersos por diversos documentos. A metodologia utilizada foi então compilar os valores necessários aos cálculos a partir de várias alvenarias, dando preferência àqueles determinados a partir de alvenarias nacionais de granito.

Apresentam-se no Quadro 4-3 os valores necessários à determinação da resistência à compressão da alvenaria.

Quadro 4-3: Valores necessários ao cálculo da resistência à compressão da alvenaria

Propriedade	Valor	Referência
Resistência à compressão da pedra f_b	60,84 MPa	(Almeida, et al., 2010)
Resistência à compressão da argamassa f_m	1,54 MPa	(Almeida, et al., 2010)
Resistência ao corte da pedra $f_{st,sp}$	3,00 MPa	(Vasconcelos, 2005)
Resistência ao corte da argamassa $f_{mo,sp}$	0,15 MPa	(Almeida, 2000)
Altura média das juntas t	0,01 m	(Almeida, 2000)
Altura média das pedras h	0,35 m	(Almeida, 2000)
Largura média das pedras b	0,55 m	(Almeida, 2000)
Inclinação das juntas α	0°	(arbitrado)
Módulo de elasticidade da pedra E_b	26 GPa	(Almeida, et al., 2010)
Módulo de elasticidade da argamassa E_m	4,5 GPa	(Fragata, et al., 2007)
Coefficiente de Poisson da pedra ν_b	0,30	(arbitrado)
Coefficiente de Poisson da argamassa ν_m	0,30	(arbitrado)
Coefficiente de Poisson da alvenaria ν_{mas}	0,30	(arbitrado)

Os valores obtidos para a resistência à compressão da alvenaria, segundo os vários métodos descritos no subcapítulo 3.3.1, encontram-se no Quadro 4-4 e na Figura 4-2.

Quadro 4-4: Resultados da determinação da resistência à compressão da alvenaria

Método	Valor
Fórmula exponencial do EC6	9,09 MPa
Fórmula exponencial de Mann	13,50 MPa
Fórmula exponencial do RIL805	15,47 MPa
Fórmula de Hilsdorf	53,50 MPa
Fórmula de Mann	59,50 MPa
Fórmula de Berndt	60,40 MPa
Fórmula de Sabha	84,40 MPa
Fórmula de Ohler	34,29 MPa
Fórmula de Francis	50,48 MPa
Fórmula de Schnackers	4,88 MPa

4. Software ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos

The screenshot shows a software window titled "ASPAS Determinação da resistência à compressão da alvenaria". It contains two columns of input fields and a list of calculated results.

Parameter	Value	Unit
Resistência à compressão da pedra: f_b	60,84	MPa
Resistência à compressão da argamassa: f_m	1,54	MPa
Resistência ao corte da pedra: $f_{st,sp}$	3	MPa
Resistência ao corte da argamassa: $f_{mo,sp}$	0,15	MPa
Altura média das juntas: t	0,01	m
Altura média das pedras: h	0,35	m
Largura média das pedras: b	0,55	m
Inclinação das juntas: α	0	graus
Módulo de elasticidade da pedra: E_b	26	GPa
Módulo de elasticidade da argamassa: E_m	4,5	GPa
Coefficiente de Poisson da pedra: ν_b	0,3	
Coefficiente de Poisson da argamassa: ν_m	0,3	
Coefficiente de Poisson da alvenaria: ν_{mas}	0,3	

Buttons: Anterior, Calcular

Results:

- Fórmula exponencial do EC6: $f_k = 9,09$ MPa
- Fórmula exponencial de Mann: $f_k = 13,50$ MPa
- Fórmula exponencial do RIL805: $f_k = 15,47$ MPa
- Fórmula de Hilsdorf: $f_k = 53,50$ MPa
- Fórmula de Mann: $f_k = 59,50$ MPa
- Fórmula de Bemdt: $f_k = 60,40$ MPa
- Fórmula de Sabha: $f_k = 84,40$ MPa
- Fórmula de Ohler: $f_k = 34,29$ MPa
- Fórmula de Francis: $f_k = 50,48$ MPa
- Fórmula de Schnackers: $f_k = 4,88$ MPa
- MÉDIA DOS VALORES = 38,55 MPa

Figura 4-2: Janela de resultados da determinação da resistência à compressão da alvenaria

O valor da resistência à compressão da alvenaria da qual provém a maioria dos valores utilizados para a determinação da mesma pelo ASPAS é de 2,65 MPa (Almeida, et al., 2010). O método cujo resultado mais se aproxima deste valor é o da fórmula de Schnackers, que indica uma resistência à compressão de 4,88 MPa. É claramente visível a dispersão dos valores fornecidos pelos vários métodos, e sobretudo a enorme diferença entre o valor médio dos vários métodos (38,55 MPa) e o valor obtido para a alvenaria real, o que indica que estes métodos não são apropriados ao cálculo da resistência à compressão de uma alvenaria do tipo considerado nesta dissertação. É de notar também que a alvenaria com a qual se comparou o valor obtido no ASPAS possui uma apreciável quantidade de vazios, o que também não é tomado em atenção em nenhum dos métodos utilizados.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Apresentam-se no Quadro 4-5 os valores necessários à determinação da resistência ao corte da alvenaria.

Quadro 4-5: Valores necessários ao cálculo da resistência ao corte da alvenaria

Propriedade	Valor	Referência
Coesão $c=f_{vk0}$	0,15 MPa	(Almeida, 2000)
Ângulo interno de atrito φ	36°	(Almeida, 2000)
Altura média das pedras y	0,35 m	(Almeida, et al., 2010)
Largura média das pedras x	0,55 m	(Almeida, et al., 2010)
Altura do painel de alvenaria h	2,50 m	(Almeida, et al., 2010)
Largura do painel de alvenaria d	1,20 m	(Almeida, et al., 2010)
Tensão vertical média actuante na alvenaria σ	168,93 KPa	(determinada para o edifício em análise)
Resistência à compressão da alvenaria f_k	2,65 MPa	(Almeida, et al., 2010)
Resistência à compressão da pedra f_b	60,84 MPa	(Almeida, et al., 2010)
Resistência à tracção da alvenaria $f_{tu}=0,03*f_k$	0,08 MPa	(Tomažević, 1999)

O valor da resistência ao corte da alvenaria foi determinado para a secção basal do edifício, dado que será aí que se irá proceder seguidamente à verificação do corte basal. Os valores obtidos para a resistência ao corte da alvenaria, segundo os vários métodos descritos no subcapítulo 3.3.2, encontram-se no Quadro 4-6 e na Figura 4-3.

Quadro 4-6: Resultados da determinação da resistência ao corte da alvenaria

Método	Valor
Modelo de Mohr-Coulomb	0,15 MPa
Modelo de Mann e Muller	0,15 MPa
Modelo de Turnsek e Cacovic	0,09 MPa

Dado que o valor da resistência ao corte de uma alvenaria é altamente dependente o valor de tensão vertical instalado, não é correcto comparar os valores obtidos no ASPAS com valores da bibliografia consultada. É no entanto de salientar que os valores obtidos se enquadram na gama de valores usuais para uma alvenaria de granito [(Almeida, 2000), (Vasconcelos, 2005)], pelo que se considera que os modelos propostos constituem boas aproximações à realidade.

4. Software ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos

ASPAS Determinação da resistência ao corte da alvenaria

Coesão da alvenaria:
c = 0,15 MPa

Ângulo interno de atrito da alvenaria:
 φ = 36 graus

Altura média das pedras:
y = 0,35 m

Largura média das pedras:
x = 0,55 m

Altura do painel de alvenaria:
h = 2,50 m

Largura do painel de alvenaria:
d = 1,20 m

Tensão vertical média actuante na alvenaria:
 σ = 0,16893 MPa

Resistência à compressão da alvenaria:
 f_k = 2,65 MPa

Resistência à compressão da pedra:
 f_b = 60,84 MPa

Resistência à tracção da alvenaria:
 f_{tu} = 0,08 MPa

Anterior

Calcular

Modelo de Mohr-Coulomb:
 τ_{max} = 0,15 MPa

Modelo de Mann e Muller:
 τ_{max} = 0,15 MPa

Modelo de Tumsek e Cacovic:
 τ_{max} = 0,09 MPa

Média dos valores:
 τ_{max} = 0,13 MPa

Figura 4-3: Janela de resultados da determinação da resistência ao corte da alvenaria

4.2.2 Verificações simplificadas ao edifício

As verificações simplificadas constantes no subcapítulo 3.5.1 são um importante complemento à análise individual de cada parede de alvenaria num edifício, constituindo indicadores da estabilidade global de um edifício perante acções sísmicas. Apresenta-se de seguida a verificação por métodos simplificados do edifício em estudo.

Os valores necessários ao cálculo dos índices que avaliam a segurança do edifício estão apresentados no Quadro 4-7. Embora todos os valores assinalados possam ser introduzidos directamente nas caixas de texto correspondentes, foram desenvolvidos alguns mecanismos simples que permitem facilitar a determinação de alguns deles, nomeadamente as áreas em planta das paredes segundo x e y, as cargas verticais quase-permanentes e a aceleração sísmica de projecto. Para cada um destes parâmetros existe um botão do lado direito da caixa

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

de texto correspondente que permite aceder a uma janela específica que auxilia na determinação do valor em questão. Para mais indicações sobre as janelas de apoio à introdução dos valores atrás referenciados veja-se o Apêndice A – Manual do utilizador do ASPAS, onde são descritos em pormenor a metodologia de utilização de cada uma dessas janelas.

Os valores obtidos para os índices simplificados estão indicados no Quadro 4-8 e na Figura 4-4. Como se constata, o edifício verifica as condições requeridas em todos os índices e em todos os locais, embora em alguns casos o factor de segurança seja bastante pequeno (γ_{1y} por exemplo). É de notar também a localização do edifício apenas influi nos resultados do índice γ_3 , dado que é o único que entra em linha de conta com a acção sísmica.

Quadro 4-7: Valores necessários ao cálculo das verificações simplificadas do edifício

Característica	Valor
Área em planta das paredes segundo x (A_{px})	20,625 m ²
Área em planta das paredes segundo y (A_{py})	16,15 m ²
Área em planta total do edifício (S)	150 m ²
Cargas verticais quase-permanentes (G)	4,96 KN/m ²
Ângulo de atrito interno da alvenaria (φ)	36°
Coesão da alvenaria (f_{vk0})	0,15 MPa
Peso próprio da alvenaria	25 KN/m ³
Altura média das paredes do edifício	6,25 m
Aceleração sísmica de projecto (a)	dependente do local

Quadro 4-8: Valor dos indicadores simplificados de resistência do edifício

Local	Indicador	Verificação da resistência
Qualquer local	$\gamma_{1x} = 0,14$	$> 0,10 \rightarrow$ OK
	$\gamma_{2x} = 3,18$ MPa	$> 1,20$ MPa \rightarrow OK
	$\gamma_{1y} = 0,11$	$> 0,10 \rightarrow$ OK
	$\gamma_{2y} = 2,49$ MPa	$> 1,20$ MPa \rightarrow OK
Vila do Bispo	$\gamma_{3x} = 3,47$	$> 1,00 \rightarrow$ OK
	$\gamma_{3y} = 2,72$	$> 1,00 \rightarrow$ OK
Lisboa	$\gamma_{3x} = 5,10$	$> 1,00 \rightarrow$ OK
	$\gamma_{3y} = 4,00$	$> 1,00 \rightarrow$ OK
Viseu	$\gamma_{3x} = 10,84$	$> 1,00 \rightarrow$ OK
	$\gamma_{3y} = 8,49$	$> 1,00 \rightarrow$ OK

4. Software ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos

The screenshot shows a software window titled "ASPAS Verificações simplificadas de edifícios". It contains several input fields for parameters and a list of calculated results. The parameters are: $A_{p,x}$ (20,625 m²), $A_{p,y}$ (16,15 m²), S (150 m²), G (4,96 KN/m²), friction angle (36 graus), f_{vk0} (0,15 MPa), seismic acceleration (2,5 m/s²), self-weight (25 KN/m³), and average wall height (6,25 m). The results show safety factors for three directions: $\gamma_{1,x} = 0,14 > 0,10$ OK, $\gamma_{2,x} = 3,18 > 1,2$ MPa OK, $\gamma_{3,x} = 3,47 > 1$ OK, $\gamma_{1,y} = 0,11 > 0,10$ OK, $\gamma_{2,y} = 2,49 > 1,2$ MPa OK, and $\gamma_{3,y} = 2,72 > 1$ OK. There are also warning messages about wall resistance and building configuration.

ASPAS Verificações simplificadas de edifícios

Introduza os seguintes valores:

$A_{p,x}$ = 20,625 m²

$A_{p,y}$ = 16,15 m²

S = 150 m² (área total em planta do edifício)

G = 4,96 KN/m² (cargas verticais quase permanentes)

Ângulo de atrito da alvenaria: 36 (graus)

f_{vk0} = 0,15 MPa

Aceleração sísmica de projecto = 2,5 m/s²

Peso próprio da alvenaria= 25 KN/m³

Altura média das paredes do edifício= 6,25 m

ATENÇÃO: Assume-se que uma parede é resistente a acções horizontais se a sua espessura efectiva é superior ou igual a 240mm, a sua esbelteza efectiva é igual ou menor que 10 e a relação entre o comprimento e altura da parede é no mínimo 0,4

ATENÇÃO: Assume-se que o edifício apresenta uma configuração em planta rectangular, e regularidade em altura

$\gamma_{1,x} = 0,14 > 0,10$ OK

$\gamma_{2,x} = 3,18 > 1,2$ MPa OK

$\gamma_{3,x} = 3,47 > 1$ OK

$\gamma_{1,y} = 0,11 > 0,10$ OK

$\gamma_{2,y} = 2,49 > 1,2$ MPa OK

$\gamma_{3,y} = 2,72 > 1$ OK

Figura 4-4: Exemplo da janela de cálculo das verificações simplificadas de edifícios

4.2.3 Avaliação do comportamento fora-do-plano por modelos cinemáticos

Este é o módulo mais extenso do ASPAS. Consiste num conjunto de mecanismos cinemáticos que permitem avaliar a segurança de uma dada parede de alvenaria através de equações pré-definidas de equilíbrio estático, tal como já foi explicitado no subcapítulo 3.4.

Foram analisados alguns mecanismos cinemáticos passíveis de ocorrer no edifício em análise. Não se pretendeu com este estudo analisar todos os mecanismos passíveis de ocorrer no edifício, nem todas as paredes do mesmo, mas sim apenas mostrar alguns dos mecanismos mais significativos e prováveis de ocorrer em edifícios correntes.

Apresentam-se nas figuras seguintes algumas janelas exemplificativas do cálculo do coeficiente de colapso.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

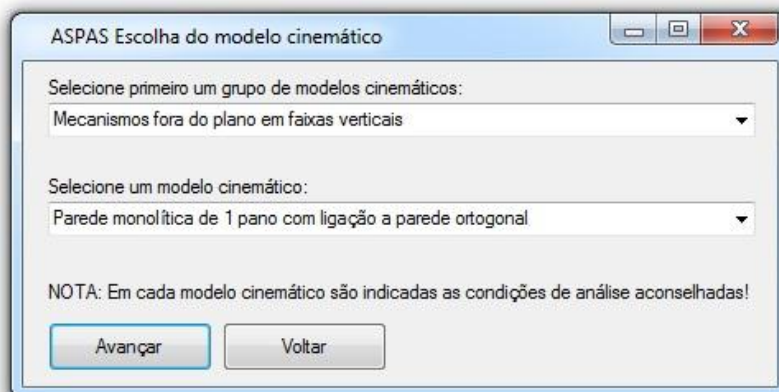


Figura 4-5: Exemplo da janela de escolha de modelo cinemático

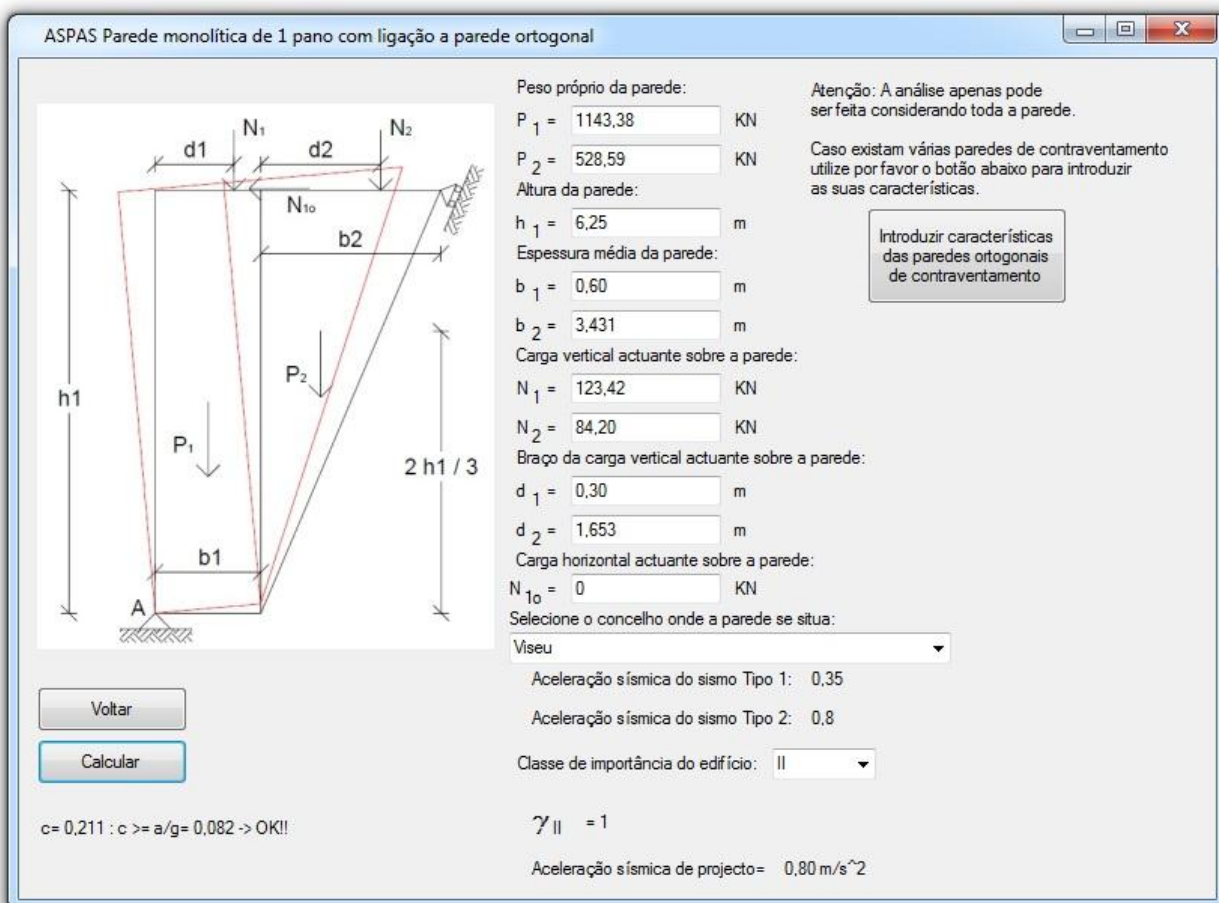


Figura 4-6: Exemplo de janela de cálculo de coeficiente de colapso

4. Software ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos

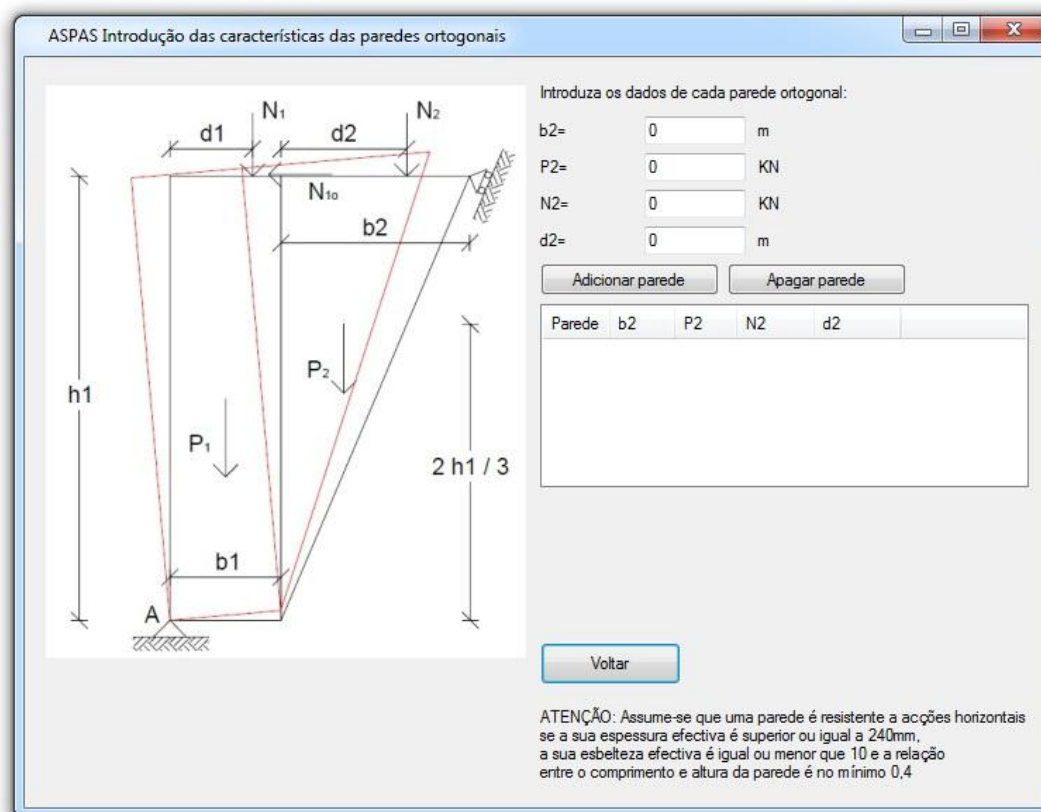


Figura 4-7: Exemplo de janela de auxílio à introdução de dados: cálculo de alguns valores médios de várias paredes ortogonais

Dado que a quantidade de dados necessária ao cálculo dos coeficientes de colapso é elevada estes não irão ser aqui apresentados, mas sim apenas os resultados obtidos. Os valores dos coeficientes de colapso serão comparados com os valores de aceleração sísmica dos 3 locais atrás usados como referência: Vila do Bispo, Lisboa e Viseu. A numeração utilizada para referenciar os vários mecanismos é a constante no “ANEXO A – Modelos cinemáticos forado-plano para paredes de alvenaria”.

Apresentam-se no Quadro 4-9 e Quadro 4-10 os valores dos coeficientes de colapso para os vários mecanismos analisados, bem como a verificação nos três locais atrás referenciados.

É possível constatar que a maioria das paredes não consegue resistir às acelerações sísmicas de Vila do Bispo e Lisboa, e mesmo para os baixos valores de aceleração de Viseu o comportamento de uma parte significativa das paredes não é satisfatório. Uma das conclusões a retirar desta análise seria a necessidade de intervenções na estrutura (colocação de tirantes, cintas em FRP's, entre outros) de modo a garantir a segurança, ou pelo menos alterar os modos preferenciais de ruptura das paredes. É de notar que um dos usos principais do ASPAS deverá ser uma realizar uma análise preliminar, aquando de uma inspeção de rotina a um edifício degradado ou após um sismo para garantir a ocupação do edifício, tarefas

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

para as quais poderão ser dadas respostas expeditas e com um grau de confiança bastante aceitável.

Quadro 4-9: Coeficientes de colapso dos mecanismos 01, 04, 05, 06 e 11

Mecanismo	Parede	Coeficiente de colapso c	Verificações (<a/g→KO; ≥a/g→OK)		
			Vila do Bispo (a/g=0,255)	Lisboa (a/g=0,173)	Viseu (a/g=0,088)
01	Y04 (R/C)	0,150	KO	OK	OK
04	X01	0,088	KO	KO	OK
	X02	0,092	KO	KO	OK
	X03	0,072	KO	KO	KO
	X04	0,087	KO	KO	KO
	X05	0,095	KO	KO	OK
	X06	0,078	KO	KO	KO
	Y01	0,077	KO	KO	KO
	Y02	0,077	KO	KO	KO
	Y03	0,070	KO	KO	KO
	Y05	0,072	KO	KO	KO
	Y06	0,073	KO	KO	KO
	Y07	0,073	KO	KO	KO
05	X01 e X02	0,211	KO	OK	OK
	X01	0,147	KO	KO	OK
	X02	0,257	OK	OK	OK
	X04	0,141	KO	KO	OK
	X06	0,287	OK	OK	OK
	Y01 e Y02	0,174	KO	OK	OK
	Y06 e Y07	0,186	KO	OK	OK
	Y01	0,143	KO	KO	OK
	Y02	0,142	KO	KO	OK
	Y05	0,254	OK	OK	OK
	Y06	0,103	KO	KO	OK
	Y07	0,254	OK	OK	OK
06	X03 (1º piso)	2,121	OK	OK	OK
	X03 (R/C)	8,646	OK	OK	OK
14	X01	0,094	KO	KO	OK
	X04	0,095	KO	KO	OK
	Y05	0,085	KO	KO	KO
	Y06	0,084	KO	KO	KO
	Y07	0,085	KO	KO	KO

Quadro 4-10: Coeficientes de colapso dos mecanismos 15 e 17

Mecanismo	Parede	Coeficiente de colapso c	Verificações ($a/g \rightarrow \text{KO}$; $\geq a/g \rightarrow \text{OK}$)		
			Vila do Bispo (a/g=0,255)	Lisboa (a/g=0,173)	Viseu (a/g=0,088)
15	X01	0,600	OK	OK	OK
	X02	0,665	OK	OK	OK
	X04	0,607	OK	OK	OK
	X06	0,489	OK	OK	OK
	Y01	0,482	OK	OK	OK
	Y02	0,482	OK	OK	OK
	Y05	0,465	OK	OK	OK
	Y06	0,470	OK	OK	OK
	Y07	0,481	OK	OK	OK
17 (considerou-se $\mu=0,1$ e $\nu=0,15$; ver Anexo A)	X01	0,082	KO	KO	KO
	X04	0,082	KO	KO	KO
	Y05	0,071	KO	KO	KO
	Y06	0,070	KO	KO	KO
	Y07	0,070	KO	KO	KO

Foi construído em ambiente CAD um modelo 3D do edifício a analisar, de modo a poderem representar-se alguns dos modos de ruptura fora-do-plano calculados. Apresentam-se na Figura 4-9 a Figura 4-15 alguns esquemas dos modelos de colapso estudados, com a representação do tombamento das paredes. A numeração utilizada consiste no número do mecanismo, conforme o Anexo A, seguido da parede onde o mecanismo ocorre, conforme consta nas plantas presentes no Apêndice B. Note-se que não está representado o mecanismo de colapso do tipo 17 dado que é igual ao do tipo 14, e que em alguns casos foram omissas algumas paredes para permitir a visualização da parede em ruptura.

É de notar que a utilização do ASPAS requer alguns cálculos adicionais que não poderão ser realizados na própria janela de cálculo, tais como por exemplo o peso das paredes e as resultantes das cargas sobre elas aplicadas. No entanto os cálculos são de fácil exequibilidade, pelo que não constituem entrave à utilização do ASPAS.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

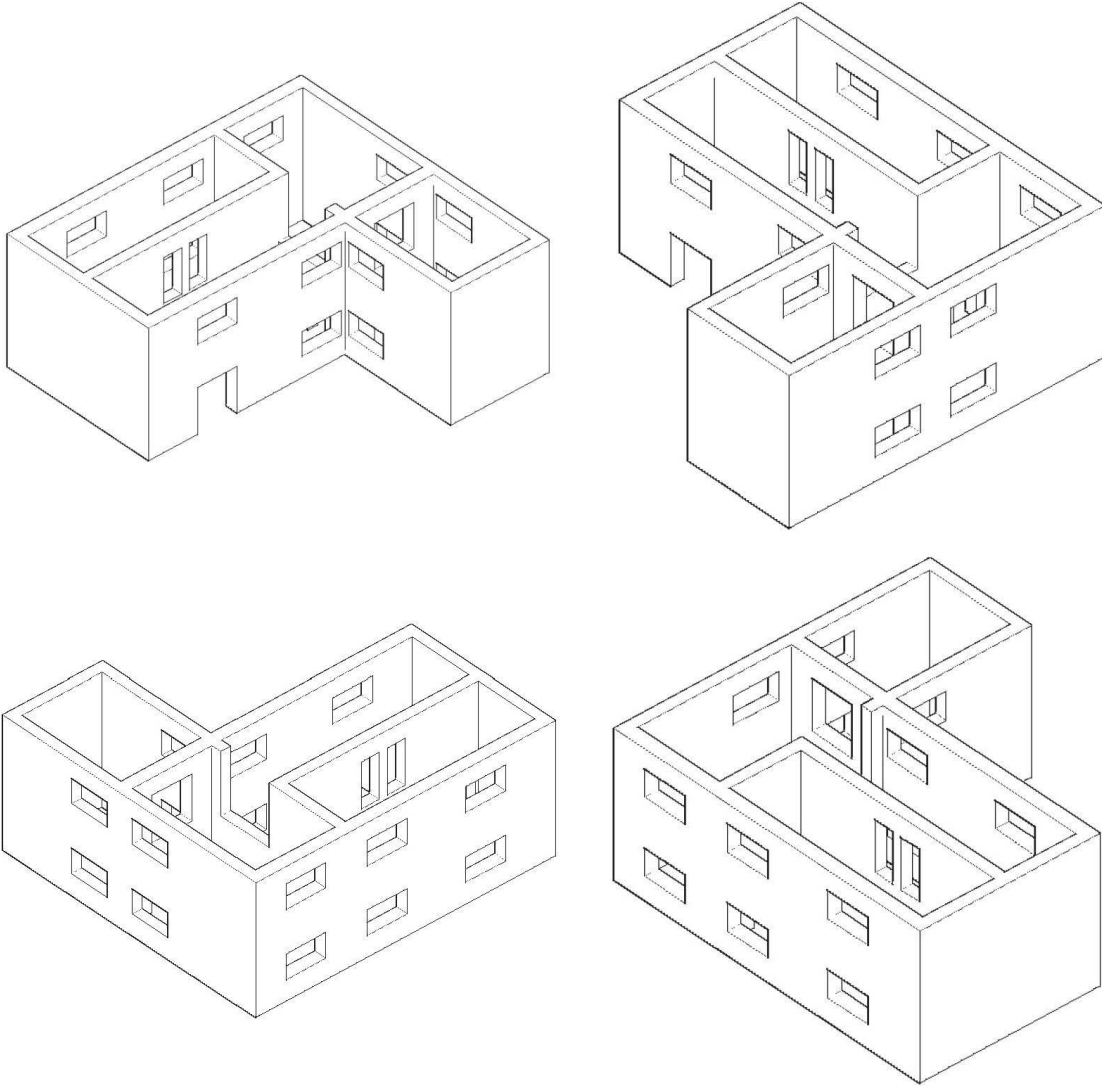
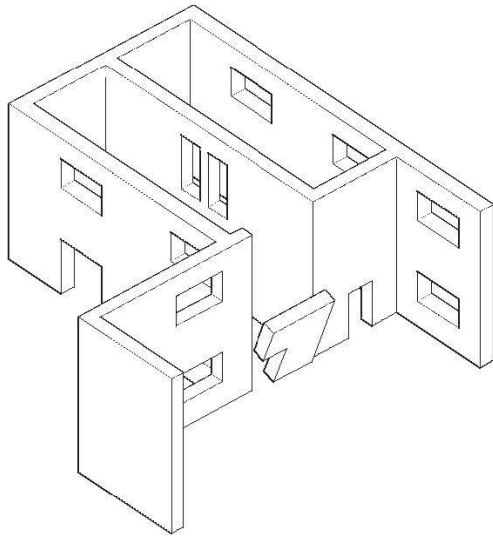
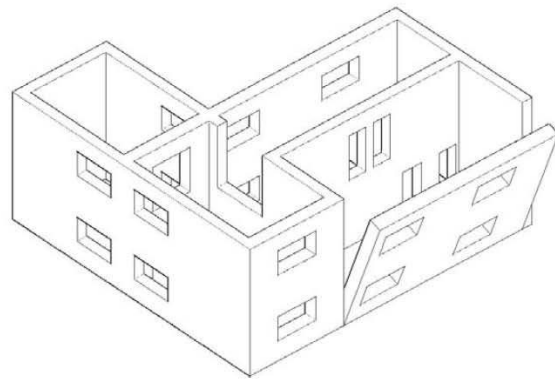


Figura 4-8: Vistas do edifício sem qualquer mecanismo de colapso

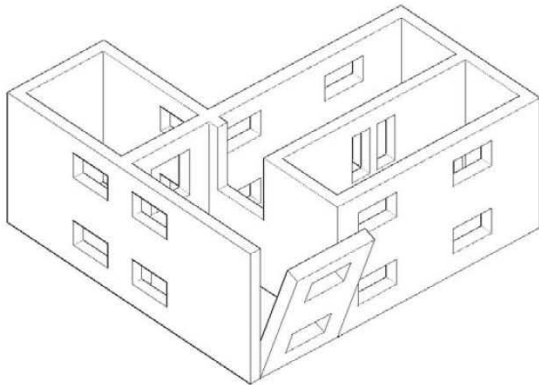
4. *Software* ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos



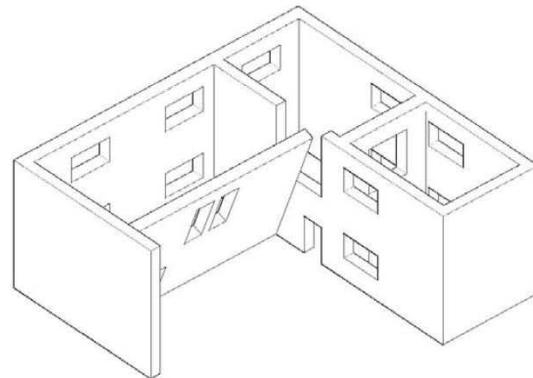
Mec. 01: Y04



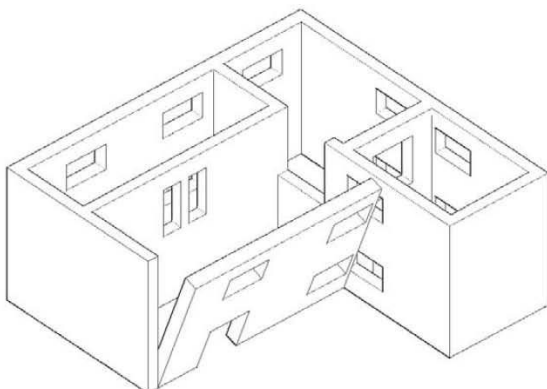
Mec. 04: X01



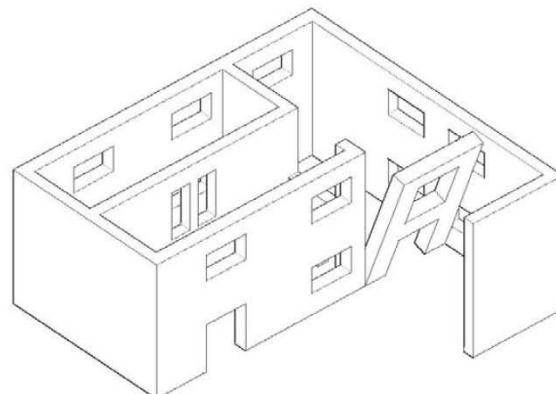
Mec. 04: X02



Mec. 04: X03



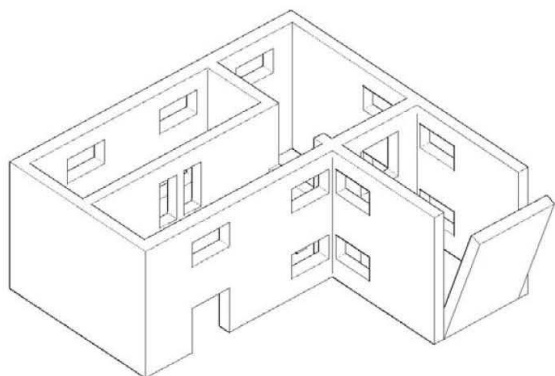
Mec. 04: X04



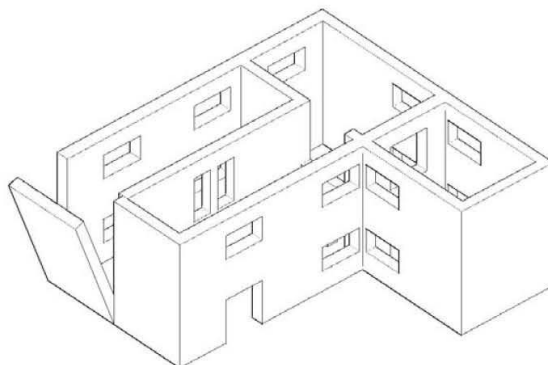
Mec. 05: X05

Figura 4-9: Modelo 3D dos mecanismos de colapso do tipo 01 e 04

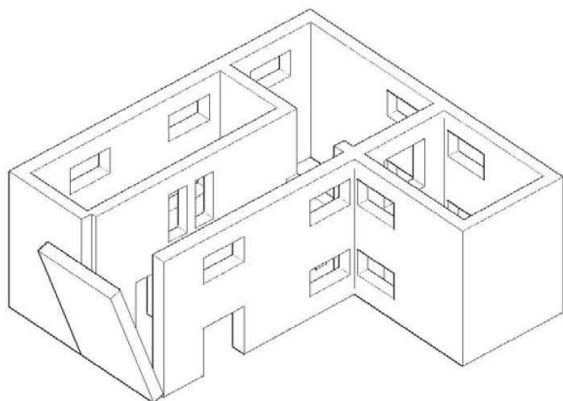
Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra



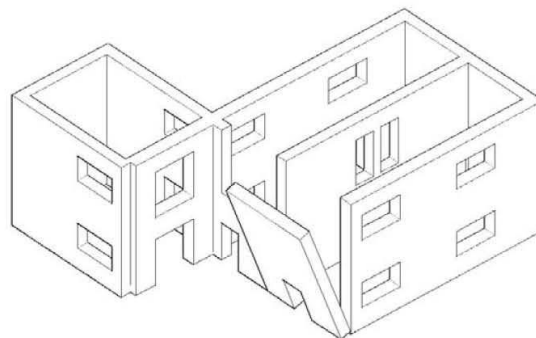
Mec. 04: X06



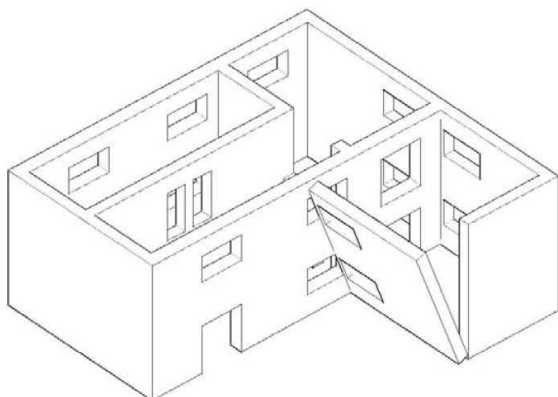
Mec. 04: Y01



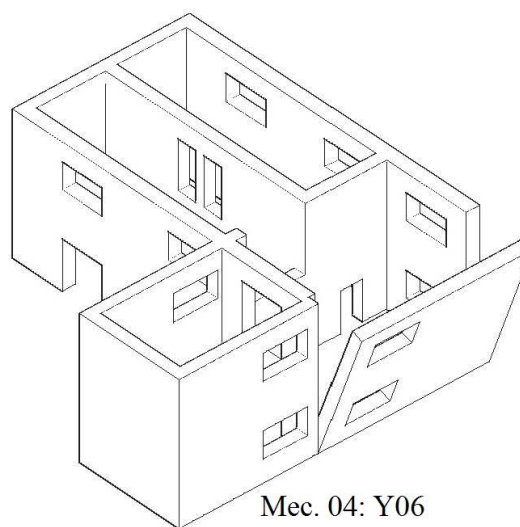
Mec. 04: Y02



Mec. 04: Y03



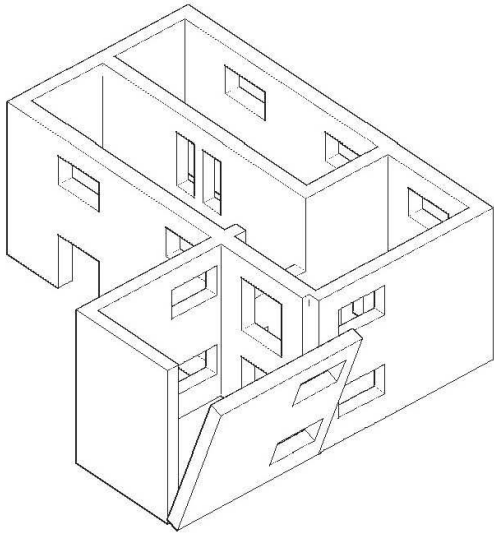
Mec. 04: Y05



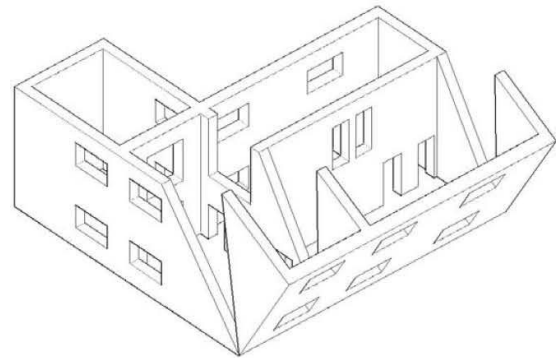
Mec. 04: Y06

Figura 4-10: Modelo 3D dos mecanismos de colapso do tipo 04

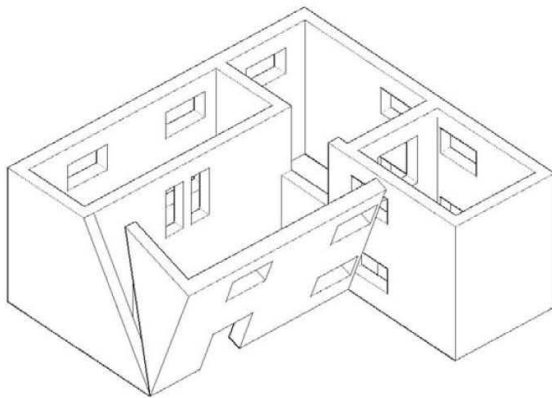
4. Software ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos



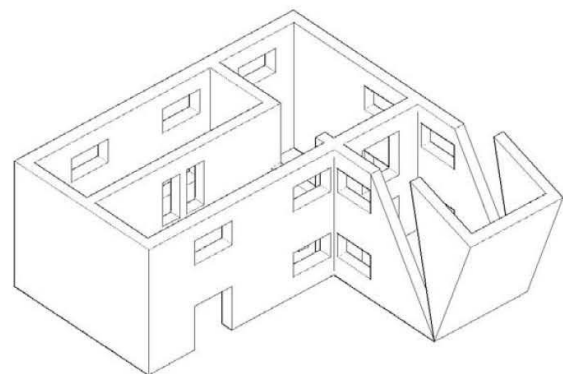
Mec. 04: Y07



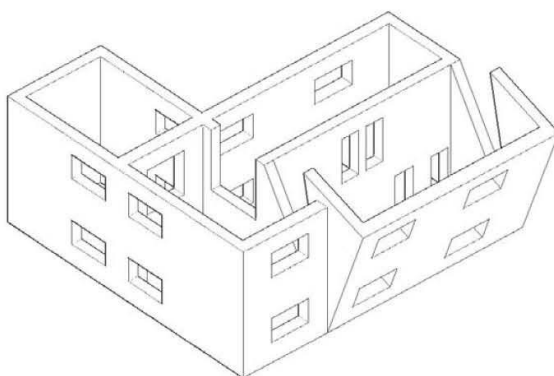
Mec. 05: X01 e X02



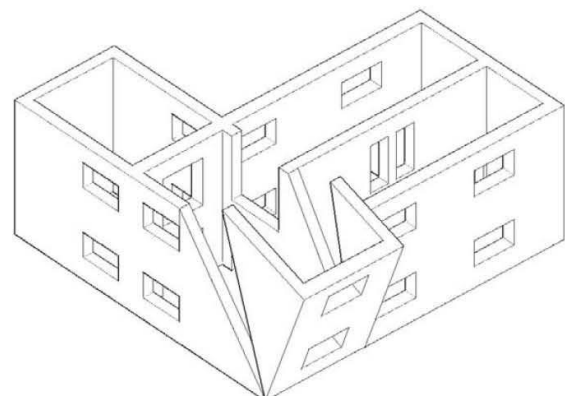
Mec. 05: X04



Mec. 05: X06



Mec. 05: X01



Mec. 05: X02

Figura 4-11: Modelo 3D dos mecanismos de colapso dos tipos 04 e 05

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

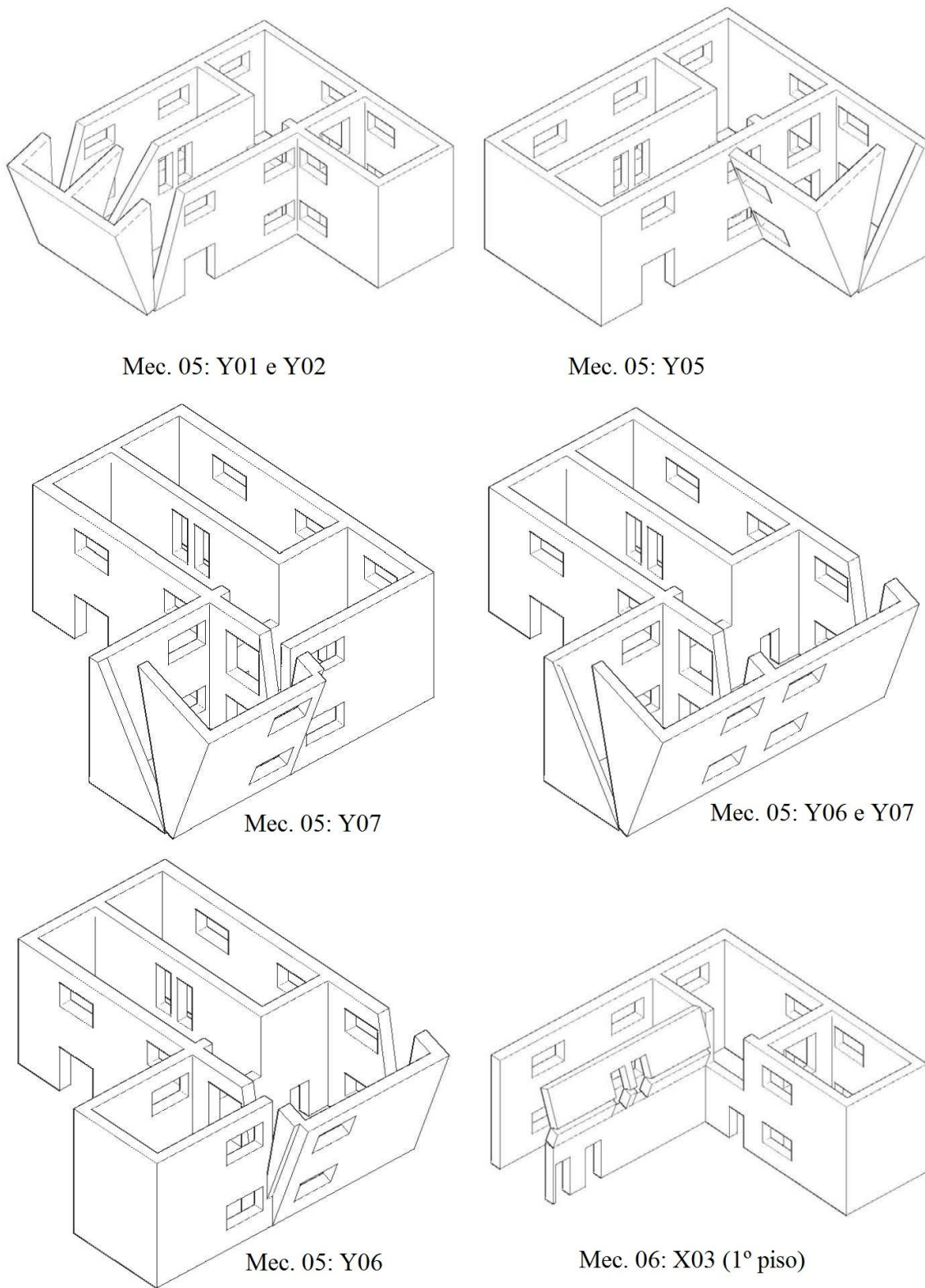
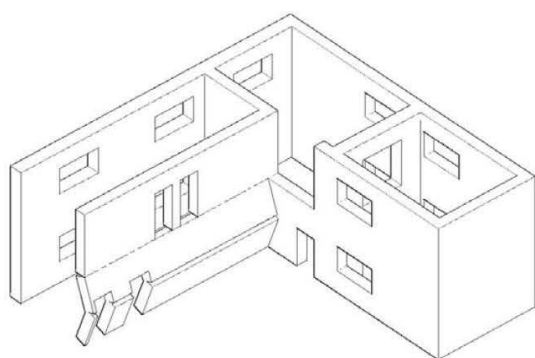
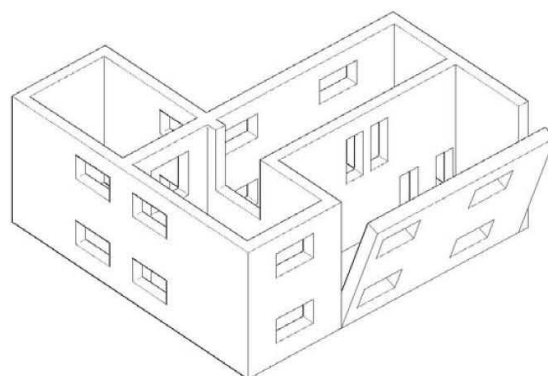


Figura 4-12: Modelo 3D dos mecanismos de colapso dos tipos 05 e 06

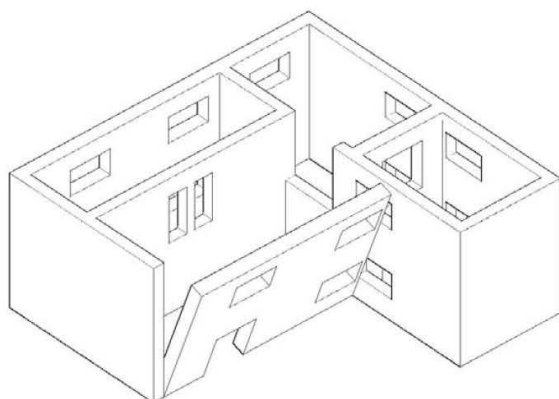
4. *Software* ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos



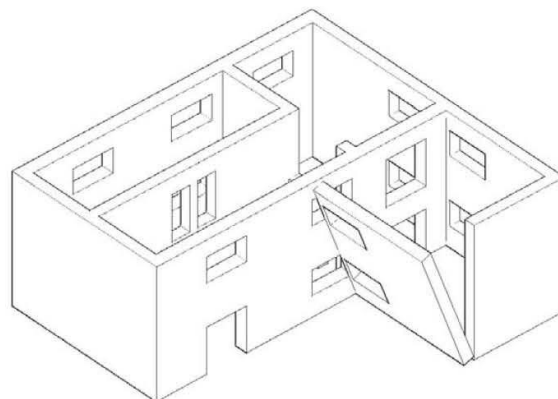
Mec. 06: X03 Rés-do-chão



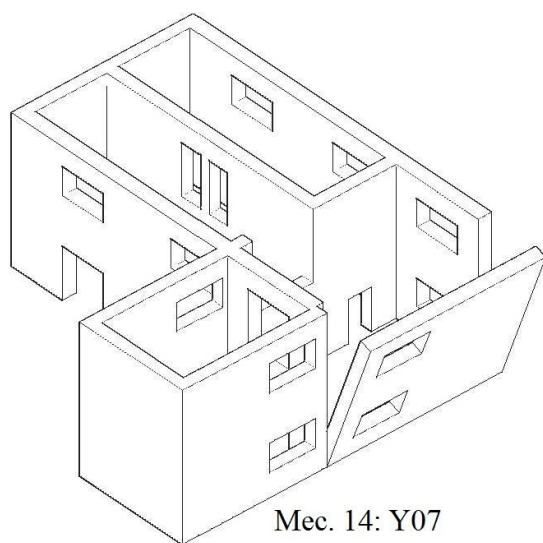
Mec. 14: X01



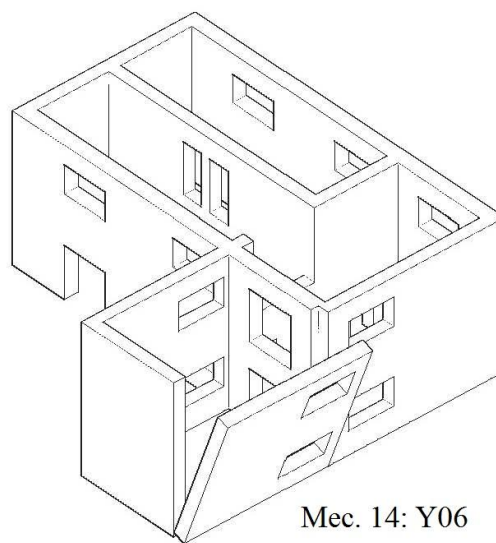
Mec. 14: X04



Mec. 14: Y05



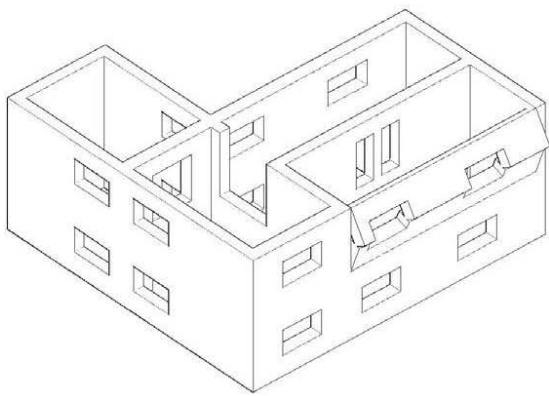
Mec. 14: Y07



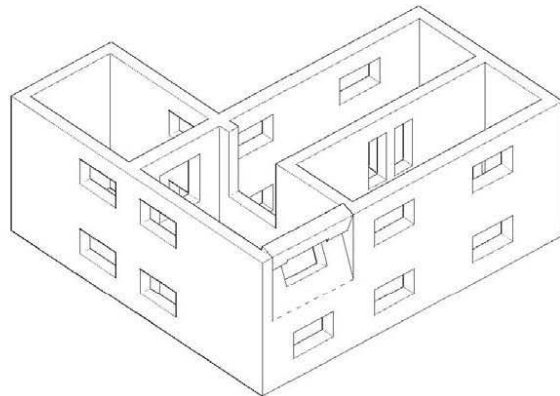
Mec. 14: Y06

Figura 4-13: Modelo 3D dos mecanismos de colapso dos tipos 06 e 14

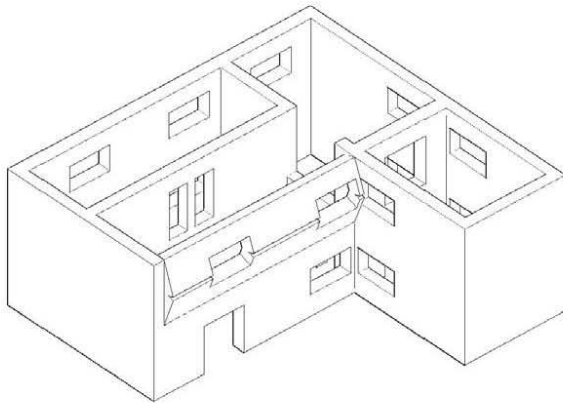
Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra



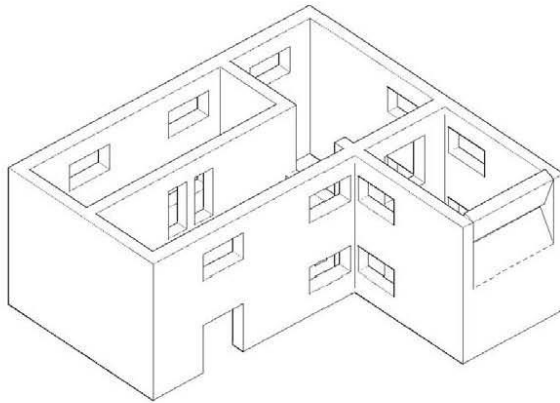
Mec. 15: X01



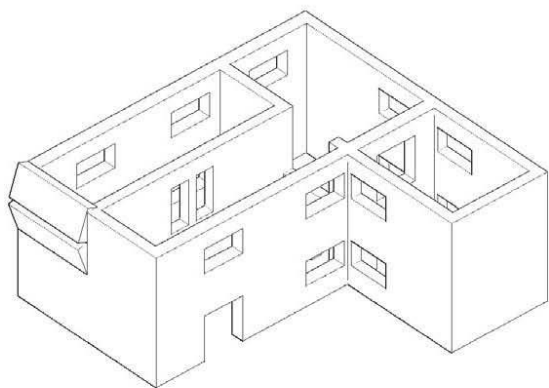
Mec. 15: X02



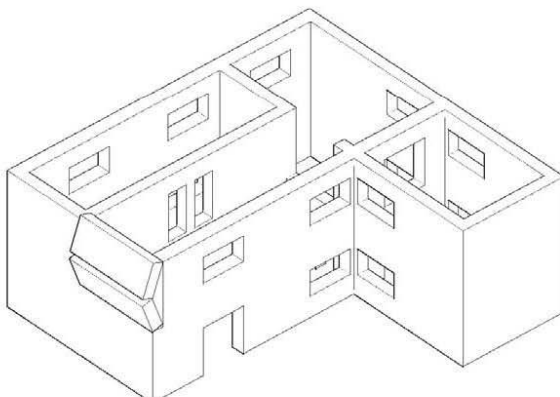
Mec. 15: X04



Mec. 15: X06

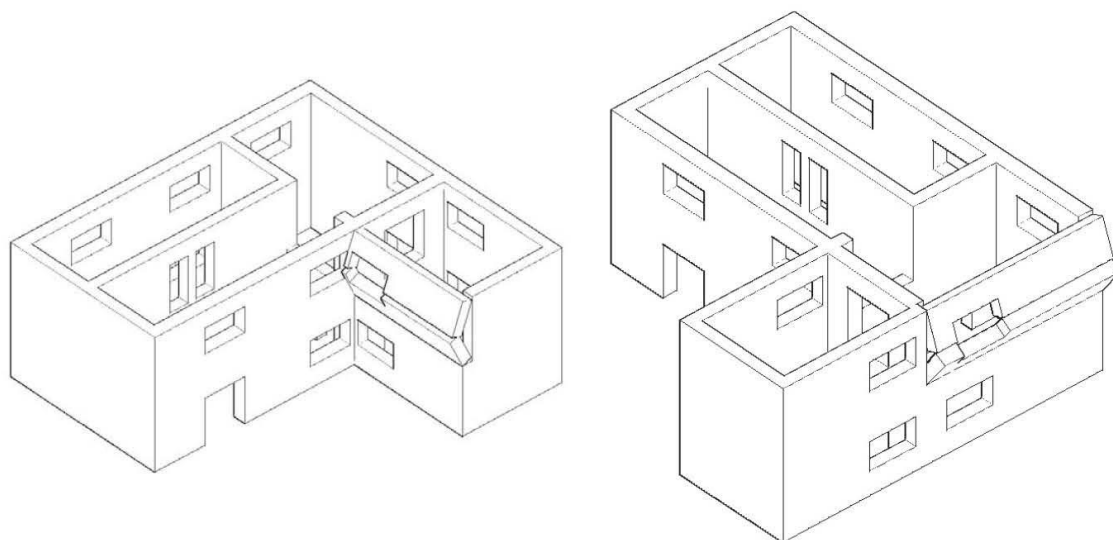


Mec. 15: Y01



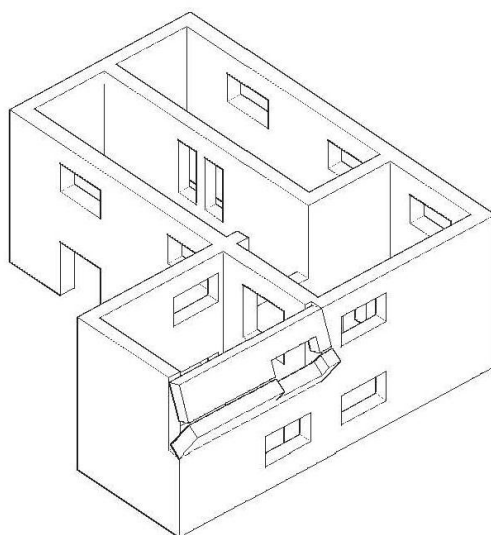
Mec. 15: Y02

Figura 4-14: Modelo 3D dos mecanismos de colapso do tipo 15



Mec. 15: Y05

Mec. 15: Y06



Mec. 15: Y07

Figura 4-15: Modelo 3D dos mecanismos de colapso do tipo 15

4.2.4 Verificação ao corte no plano

Depois de uma avaliação a alguns mecanismos fora-do-plano, feita no subcapítulo 4.2.3, iremos proceder à verificação do esforço de corte actuante no plano da parede, através de algumas das expressões constantes no subcapítulo 3.5.2.1. As expressões incorporadas no ASPAS são as preconizadas em (Tomažević, 1999), sendo também adoptadas pelo EC6. A escolha destas expressões em detrimento de outras indicadas no subcapítulo 3.5.2.1 deve-se

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

quer ao facto de serem as verificações regulamentares aceites na actualidade quer a serem as únicas que mantêm homogeneidade dos pressupostos base para os 3 modos de ruptura preconizados.

A distribuição das forças sísmicas horizontais para cada parede (aqui assimilada a um pórtico, para efeito de cálculo) foi determinada tendo em conta a inércia relativa e respectiva distância ao centro de rigidez, e a distribuição em altura das forças sísmicas foi efectuada em proporção à massa de cada piso.

Apresenta-se na Figura 4-16 um exemplo da janela de cálculo da verificação ao esforço de corte no plano. É indicado o modelo de ruptura prevista para a parede, caso a força horizontal actuante sobre a parede seja superior à força horizontal resistente, sendo estes dois valores também apresentado para que o utilizador faça a comparação entre eles e assim verificar a segurança da parede.

ASPAS Verificação ao esforço de corte no plano

Força horizontal actuante sobre a parede:	Espeçura da secção:
V = 251,90 KN	t = 0,5 m
Tensão vertical de compressão:	Largura do painel:
σ_v = 5,23 KPa	b = 7,4 m
Propriedades da alvenaria:	Altura do painel:
f_{vk0} = 150 KPa	h = 3,25 m
φ = 36 graus	Altura média das pedras:
f_k = 2650 KPa	Δy = 0,35 m
Propriedades da junta:	Comprimento médio das pedras:
c = 150 KPa	Δx = 0,55 m
φ = 36 graus	Factor de segurança do material:
Propriedades da pedra:	γ_m = 2,5
f_{tk} = 3530 KPa	Rácio de corte:
Coefficiente de fricção pedra/argamassa:	parede encastrada-apoiada: 1,0
μ = 0,5	parede encastrada-encastrada: 0,5
	α_v = 1

Calcular Modo de ruptura: flexo-compressão
V actuante = 251,90 KN
Voltar V resistente = 9,63 KN

Figura 4-16: Exemplo de janela de cálculo da verificação ao esforço de corte no plano

É de notar que devido à falta de dados reais provenientes de ensaios na bibliografia consultada se considerou que a coesão e o ângulo de atrito da junta assumem os mesmos valores da alvenaria como um todo. Salienta-se no entanto que não se conhece o rigor desta aproximação, e que portanto os resultados apresentados poderão não ser correctos. Não foi

4. Software ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos

também possível encontrar valores na bibliografia para o coeficiente de fricção pedra/argamassa, pelo que também se adoptou um valor médio de 0,5, para o qual também não se conhece a influência nos resultados finais. É no entanto mandatário incluir estes valores já que são essenciais às expressões de dois dos 3 modos de ruptura previstos.

Foram analisadas as paredes Y01/Y02 (em conjunto), X01 e o nembo central de X01, apresentando-se no Quadro 4-11 os resultados obtidos.

Quadro 4-11: Análise do comportamento ao corte no plano das paredes Y01/Y02, X06 e nembo central de X01

Parede	Força horizontal actuante (KN)	Força Horizontal resistente (KN)	Modo de ruptura
Y01/02 (1º piso)	Vila do Bispo: $V_{act} = 251,90$ KN	$V_{Rd} = 9,63$ KN	Flexo-compressão
	Lisboa: $V_{act} = 170,92$ KN		
	Viseu: $V_{act} = 81,02$ KN		
Y01/02 (R/C)	Vila do Bispo: $V_{act} = 214,98$ KN	$V_{Rd} = 159,99$ KN	Cisalhamento- escorregamento
	Lisboa: $V_{act} = 145,85$ KN		Não ocorre ruptura
	Viseu: $V_{act} = 69,13$ KN		
X06 (1º piso)	Vila do Bispo: $V_{act} = 83,38$ KN	$V_{Rd} = 4,19$ KN	Flexo-compressão
	Lisboa: $V_{act} = 56,57$ KN		
	Viseu: $V_{act} = 26,61$ KN		
X06 (R/C)	Vila do Bispo: $V_{act} = 71,15$ KN	$V_{Rd} = 96,61$ KN	Não ocorre ruptura
	Lisboa: $V_{act} = 48,27$ KN		
	Viseu: $V_{act} = 22,88$ KN		
Nembo central X01 (1º piso)	Vila do Bispo: $V_{act} = 416,14$ KN	$V_{Rd} = 29,96$ KN	Cisalhamento- escorregamento
	Lisboa: $V_{act} = 282,33$ KN		
	Viseu: $V_{act} = 133,82$ KN		
Nembo central X01 (R/C)	Vila do Bispo: $V_{act} = 355,10$ KN	$V_{Rd} = 96,89$ KN	Cisalhamento- escorregamento
	Lisboa: $V_{act} = 240,91$ KN		
	Viseu: $V_{act} = 114,19$ KN		

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

É notória a menor resistência ao corte nas paredes do primeiro piso relativamente àquelas do rés-do-chão. Este facto deve-se à carga vertical sobre actante sobre elas ser diminuta, o que diminui drasticamente a resistência dado que o modelo considerado na formulação das expressões utilizadas no ASPAS é o de Mohr-Coulomb, em que a tensão resistente de corte é directamente proporcional à tensão vertical actante. Nota-se também uma predominância de rupturas nos pisos superiores através do mecanismo de flexo-compressão, o que era também expectável devido às baixas cargas verticais, que não impedirão o painel de alvenaria de sofrer rotações, e até um esmagamento parcial da alvenaria na zona comprimida da base do painel.

As baixíssimas resistências obtidas são preocupantes dado que a alvenaria idealizada pretende simular uma alvenaria de granito existente e para tal utiliza parâmetros de alvenarias reais. Embora a análise efectuada possua 3 parâmetros cujo conhecimento é incompleto ou até mesmo inexistente (as propriedades da junta e o coeficiente de fricção pedra/argamassa), a influência desses parâmetros poderá não ser determinante para explicar valores tão reduzidos.

De modo a clarificar, se bem que incipientemente dado não ser esse o objectivo do presente trabalho, a influência do coeficiente de fricção pedra/argamassa utilizaram-se as paredes Y01/Y02 como exemplo. Não foi efectuada o mesmo estudo para os dois parâmetros que caracterizam a junta dada a total falta de dados dessas propriedades. Assim, para o primeiro piso, a força horizontal resistente varia linearmente entre 0 KN para $\mu = 0$ e 9,63 KN para $\mu = 0,5$, com o método de ruptura sempre em cisalhamento-escorregamento, e mantém-se constante em 9,93 KN para valores de $\mu \geq 0,5$ com a ruptura a ocorrer por flexo-compressão. Para o rés-do-chão a força horizontal resistente cresce quase linearmente entre 0 KN para $\mu = 0$ e 287,98 KN para $\mu = 0,9$ (com ruptura em cisalhamento-escorregamento até $\mu = 0,31$), onde depois estabiliza, tomando o valor de 293,87 KN para $\mu = 1$. Fica então patente que o coeficiente de atrito pedra/argamassa é fundamental para uma correcta determinação do valor da força horizontal resistente de um painel de alvenaria para mecanismos em que estejam envolvidas rupturas pelas juntas, ou seja, cisalhamento-escorregamento e cisalhamento com fissuração diagonal. O coeficiente de atrito pedra/argamassa não é sequer considerado na expressão da força horizontal resistente assumindo uma ruptura por flexo-compressão, conforme se pode verificar na expressão (3-38).

Julga-se então fundamental uma apreciação cuidada para os valores a utilizar para os 3 parâmetros não triviais atrás citados, de modo a não viciar os resultados obtidos, dado que pequenas variações, nomeadamente no coeficiente de atrito pedra/argamassa podem levar a grandes variações na resistência da parede a acções no seu plano.

4.2.5 Verificação ao esforço axial

O último módulo do ASPAS permite uma verificação ao esforço axial de uma parede de alvenaria segundo a abordagem preconizada no EC6.

Apresenta-se na Figura 4-17 a janela de cálculo da verificação ao esforço axial.

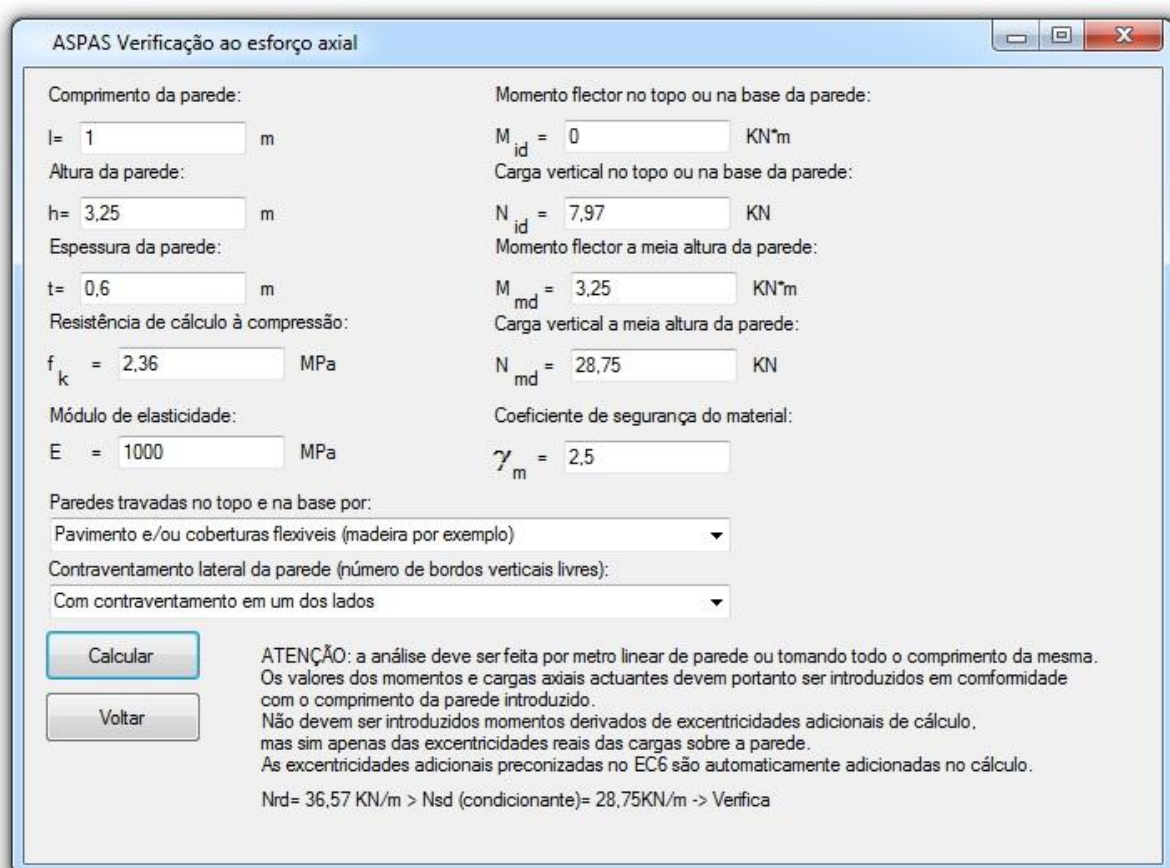


Figura 4-17: Exemplo da janela de cálculo da verificação ao esforço axial

A análise pode ser feita por metro linear ou em todo o comprimento da parede. É de notar que os momentos flectores e as cargas verticais introduzidas devem ser as actuantes no comprimento de parede utilizado.

Foi efectuada a verificação da parede X01 ao esforço axial, para o rés-do-chão e primeiro piso. Considerou-se que o módulo de elasticidade seria igual a 1 GPa (Almeida, 2000) e o coeficiente de segurança do material alvenaria igual a 2,5. O cálculo dos momentos flectores no topo e a meia altura da parede foi efectuada através do programa FTOOL[®], considerando as cargas actuantes na estrutura, encastramento perfeito dos vigamentos do pavimento na parede no primeiro piso e um apoio simples dos vigamentos do sótão e cobertura.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Apresentam-se no Quadro 4-12 os resultados dessa verificação ao esforço axial, por metro linear de parede.

Quadro 4-12: Verificação da parede X01 ao esforço axial

Parede	Momentos flectores e cargas verticais	N_{Rd}	Verificação
X01 – 1º piso	$M_{id} = 0 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (topo) $N_{id} = 7,97 \text{ KN}$ (topo) $M_{md} = 3,25 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (meio) $N_{md} = 28,75 \text{ KN}$ (meio)	36,57 KN	Verifica
X01 – rés-do-chão	$M_{id} = 6,97 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (topo) $N_{id} = 52,59 \text{ KN}$ (topo) $M_{md} = 10,2 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (meio) $N_{md} = 71,49 \text{ KN}$ (meio)	37,57 KN	Não verifica

Os resultados apresentados mostram uma diminuta variação na resistência entre os dois pisos. No entanto, o aumento significativo da carga axial origina uma ruptura da parede no rés-do-chão. É de notar a extrema importância da relação entre o momento flector e o esforço axial, ou seja, a excentricidade das cargas, dado que é o parâmetro que mais influência a variação dos resultados.

4.3 Resumo e conclusões

Após a aplicação do ASPAS a diversos exemplos é já possível avaliar a prestação e adequabilidade do *software* a casos práticos. Embora tenham sido apontadas ao longo dos vários exemplo barreiras à utilização do programa, tais como a inexistência de valores típicos para o coeficiente de fricção pedra/argamassa no caso da verificação ao esforço de sorte no plano, é possível aplicar o ASPAS com fiabilidade a problemas concretos.

Considerou-se que foram atingidos os objectivos propostos no que confere à facilidade de uso do *software*, bem como à fiabilidade dos cálculos efectuados. Embora o ASPAS possa ser melhorado no que confere ao conteúdo e à interface de utilização, o grau de desenvolvimento atingido permite já uma fluidez de trabalho significativa que o torna uma ferramenta interessante em situações onde sejam pretendidos resultados rápidos com um grau de fiabilidade elevado. As situações típicas onde o ASPAS poderá ser utilizado são as inspecções a edifícios antigos, onde se pretende avaliar a segurança a possíveis acções sísmicas, ou em avaliações de segurança pós-sísmicas, de modo a garantir a segurança de edifícios de modo a que sejam reocupados.

4. *Software* ASPAS: breve apresentação e aplicação a alguns casos práticos

Alguns aspectos a melhorar no ASPAS são:

- incluir a possibilidade de introdução de dados e guardar resultados através de ficheiros de texto formatados,
- incluir a possibilidade de introdução de dados de várias paredes simultaneamente para uma optimização do tempo de introdução dos parâmetros,
- possibilitar a introdução de mais janelas de ajuda ao cálculo para permitir, por exemplo, calcular o peso ou as acções horizontais actuantes sobre cada parede;
- optimizar a navegação entre as diversas páginas através da inclusão de um menu ou similar.

Dado que o edifício em estudo simula com aproximação satisfatória um edifício real localizado num qualquer centro histórico do norte de Portugal, e também que as propriedades dos materiais considerados foram cuidadosamente escolhidas de modo a serem representativas dos materiais usuais, considera-se que as potencialidades e defeitos do ASPAS podem ser extrapolados para a generalidade dos edifícios antigos presentes em aglomerados urbanos.

Assim, considera-se que o ASPAS apresenta um bom desempenho nas seguintes tarefas:

- no cálculo da estabilidade fora-do-plano das paredes de alvenaria através do uso dos vários modelos cinemáticos propostos, dada a facilidade em obter os dados necessários ao seu cálculo e por ser um dos principais modos de ruína dos edifícios perante uma acção sísmica,
- a verificação ao esforço axial é de fácil exequibilidade dado que os dados necessários ao seu cálculo são de fácil determinação,
- as verificações simplificadas de edifícios são de fácil cálculo e podem ser um complemento interessante à análise individual de cada parede,
- na determinação da tensão resistente ao corte, onde os resultados obtidos pelas expressões teóricas se assemelham bastante aos reais, e os dados necessários ao cálculo são acessíveis com relativa facilidade.

Por outro lado, o ASPAS apresenta menor fiabilidade nos resultados obtidos nos seguintes módulos:

- na verificação ao esforço de corte no plano dado que, tal como foi atrás concluído, existem 3 parâmetros para os quais não se conhecem ainda valores com um grau de confiança satisfatório, e que afectam os resultados obtidos numa escala elevada,
- na determinação da tensão resistente de compressão, onde os valores teóricos obtidos são largamente superiores aos valores reais de alvenarias comuns, sendo portanto

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

desaconselhado o seu uso exclusivo, podendo no entanto ser usado como complemento a uma bateria de ensaios pouco extensa.

Conhecidos então os campos de aplicação preferencial do ASPAS, e dada a boa performance do *software* no edifício de exemplo, a aplicação a casos reais é possível e aconselhada. Tendo em conta que os dados necessários ao funcionamento do ASPAS são facilmente determináveis, a sua aplicação em situações de inspecções a edifícios a reabilitar de forma a avaliar o estado de conservação, em situações pós sismo ou mesmo no auxílio ao projecto de reabilitação, é de fácil execução, com um mínimo de conhecimento do funcionamento do *software*. A possibilidade de executar o ASPAS num qualquer computador, fixo ou portátil, possibilita um leque de cenários muitíssimo abrangente no que confere ao espectro de actuação do mesmo.

O ASPAS é um *software* que visa única e exclusivamente apresentar ao utilizador verificações simplificadas a paredes de alvenaria, resultantes da aplicação directa de fórmulas empíricas ou semi-empíricas. É importante portanto que o utilizador compreenda que o âmbito de validade das expressões utilizadas por qualquer programa deste género é limitado, e não existem soluções generalizadas capazes de ser aplicadas a qualquer edifício. É fundamental um conhecimento mínimo sobre os sistemas estruturais e materiais presentes no edifício a analisar, bem como dos mecanismos de colapso passíveis de ocorrer no edifício. Com base nestes conhecimentos prévios é então possível utilizar *software* semelhante ao ASPAS para auxiliar o processo de decisão por parte do utilizador.

Por fim, é de notar que segundo a análise efectuada o edifício sofre colapso parcial inclusive na localização menos gravosa, Viseu. Dado o cuidado na idealização do edifício de modo a que este fosse representativo da generalidade da construção antiga, é preocupante a baixa resistência da maioria das paredes. Reveste-se assim de especial importância os levantamentos sistemáticos do risco sísmico que têm vindo a ser feitos no território nacional (Vicente, 2009).

5. Conclusões e futuros desenvolvimentos

As verificações simplificadas apresentadas nesta dissertação provaram ser díspares em termos da qualidade dos resultados deles obtidos. Embora a maior parte das verificações tenha provado ser eficiente quando utilizadas consistentemente (entenda-se tendo conhecimento das suas limitações e com os parâmetros necessários bem quantificados), outras mostraram-se deficientes na validade dos resultados que forneceram.

A determinação da resistência à compressão da alvenaria é altamente inexacta para alvenarias de granito como a considerada neste estudo, fornecendo resultados teóricos muito acima dos valores reais. Por outro lado, a verificação ao esforço de corte no plano mostrou-se extremamente dependente de parâmetros ainda mal quantificados na bibliografia, nomeadamente o coeficiente de fricção pedra/argamassa. Estes dois módulos do ASPAS devem então ser utilizados com extrema precaução, pois não estão garantidos resultados fiáveis com o seu uso.

É evidente que, embora existindo já alguns esforços significativos no que concerne à quantificação das propriedades das alvenarias portuguesas [(Vasconcelos, 2005), (Almeida, 2000), (Almeida, et al., 2010)], as lacunas existentes são ainda significativas, impossibilitando que sejam utilizados com segurança valores tipificados de algumas propriedades, de modo a substituir alguns valores incógnitos que possam existir. A tipificação de valores de resistência à compressão de alvenarias com materiais constituintes diversos, e a caracterização dos materiais das juntas são áreas prioritárias dada a falta de dados na bibliografia existente.

A calibração de modelos simplificados adaptados à realidade do edificado construído português é também uma área passível de desenvolvimento com enorme aplicabilidade. Uma

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

campanha de ensaios sistemática, com especial atenção à diversidade tipológica e topológica das paredes analisadas, permitirá desenvolver equações simplificadas (preferencialmente na forma de expressões exponenciais semelhantes às propostas pelo EC6) para a determinação da resistência à compressão dos diversos tipos de alvenaria. Uma campanha de ensaios com macacos planos e duplos permitiria determinar outras características importantes, tais como módulos de elasticidade e ângulos de atrito, essenciais às verificações a efectuar.

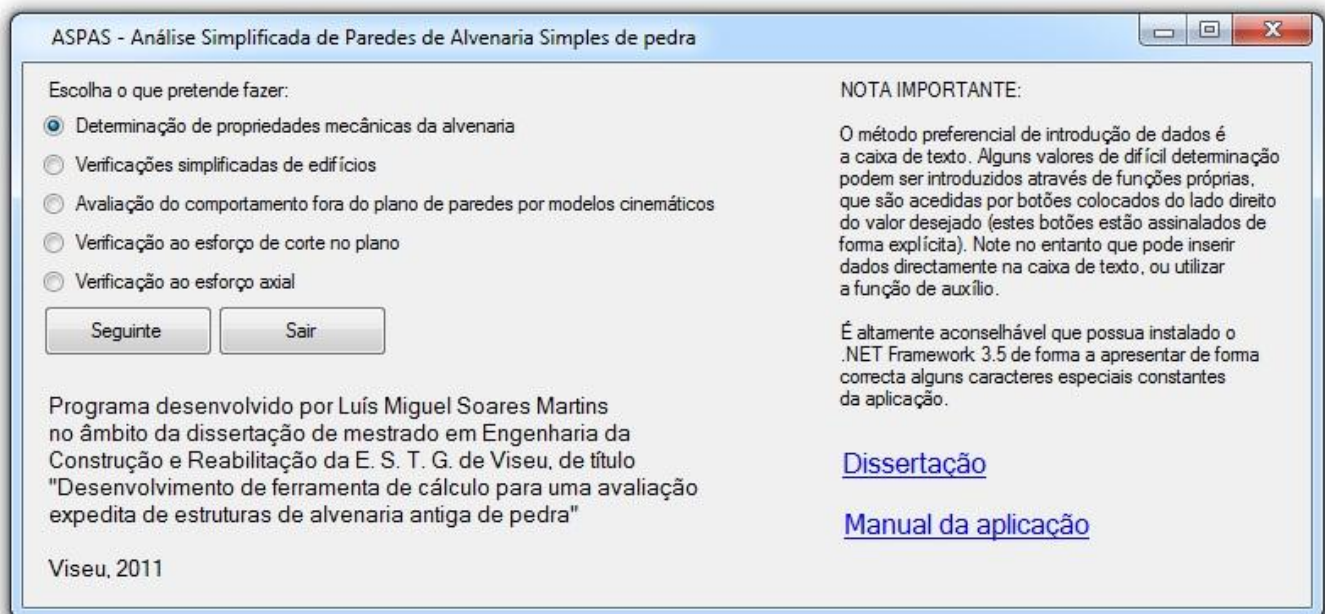
O *software* ASPAS provou ser eficaz no cálculo da maioria das funções que o integram. Assume-se assim como uma ferramenta capaz de responder com eficácia às solicitações que lhe são pedidas, produzindo resultados fiáveis (à excepção dos casos singulares atrás citados) e expeditos. Sendo a verificação da estabilidade de paredes de alvenaria de pedra o principal objectivo do ASPAS considera-se que a utilização deste *software* permite um conjunto de verificações que satisfaz as necessidades comuns de um processo de análise estrutural de um edifício não monumental. É no entanto de notar que devem sempre que possível ser usadas propriedades da alvenaria determinadas através de ensaios, quer *in situ* quer laboratoriais, de forma a melhorar os resultados obtidos.

Tomando todas as considerações atrás referidas, julga-se cumprido o objectivo de desenvolver uma aplicação informática para avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra, apoiada por uma compilação teórica consistente e abrangente.

APÊNDICE A – Manual do utilizador do ASPAS

O *software* “ASPAS - Análise Simplificada de Paredes de Alvenaria Simples de pedra” destina-se a auxiliar o utilizador a realizar verificações simples e expeditas de paredes de alvenaria de pedra. O ASPAS é especialmente útil como auxiliar a inspecções de rotina a edifícios, degradados ou não, e como auxiliar ao projecto de reabilitação de estruturas antigas.

O ASPAS consiste num ficheiro executável em PC, onde está contida toda a informação necessária aos cálculos a efectuar. Após iniciar o ficheiro executável surge no ecrã uma janela inicial onde constam os vários módulos que constituem a aplicação. São também apresentadas algumas notas importantes a saber antes da utilização do ASPAS. Não existe qualquer função que permita salvar ou recuperar dados de um ficheiro, devendo portanto o utilizador guardar noutro meio os elementos que considerar importantes. Foi tomado um especial cuidado em introduzir o máximo de informações possíveis no corpo da aplicação, sendo portanto aconselhável tomar atenção a todas as indicações fornecidas.



Janela inicial do ASPAS

Constam também da janela inicial do ASPAS duas hiperligações, de cor azul, denominadas “Dissertação” e “Manual da aplicação”, que ao serem clicadas abrem ficheiros PDF onde constam os conteúdos referenciados no texto da própria hiperligação: a dissertação que deu origem ao ASPAS, e este manual do utilizador da aplicação.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

O ASPAS é constituído pelos seguintes módulos:

- determinação de propriedades mecânicas da alvenaria,
- verificações simplificadas de edifícios,
- avaliação do comportamento fora-do-plano de paredes por modelos cinemáticos,
- verificação do esforço de corte no plano,
- verificação do esforço axial.

Para iniciar o módulo pretendido seleccione a opção pretendida e clique no botão “Seguinte”, ao que a janela inicial irá desaparecer e surgir a janela do módulo escolhido. Se desejar sair/fechar o ASPAS clique no botão “Sair”, ou a qualquer momento clique no botão vermelho no canto superior direito da janela. Pode também minimizar ou expandir a janela da aplicação clicando respectivamente no primeiro e segundo botões do canto superior direito da janela.

A introdução de dados no programa é feita através de caixas de texto ou da selecção de dados directamente em drop-box’s. Existem casos, claramente perceptíveis ao longo da aplicação, em que os dados podem ser calculados/introduzidos através de botões colocados do lado direito do parâmetro a introduzir. Esses botões conduzem a janelas específicas a cada caso. No caso de botões que iniciem janelas para auxiliar ao cálculo de algum parâmetro requerido ao cálculo, é possível introduzir directamente o valor desse parâmetro directamente na caixa de texto correspondente, ou seja, não é mandatário usar os mecanismos de auxílio existentes.

Todas as unidades dos valores a introduzir, bem como dos resultados obtidos, encontram-se explicitadas ao longo do ASPAS. Em alguns casos, para parâmetros menos comuns ou de mais difícil de terminação, são indicados valores típicos. Em alguns casos é indicado imediatamente junto à variável a introduzir um conjunto de valores possíveis que esse parâmetro pode assumir.

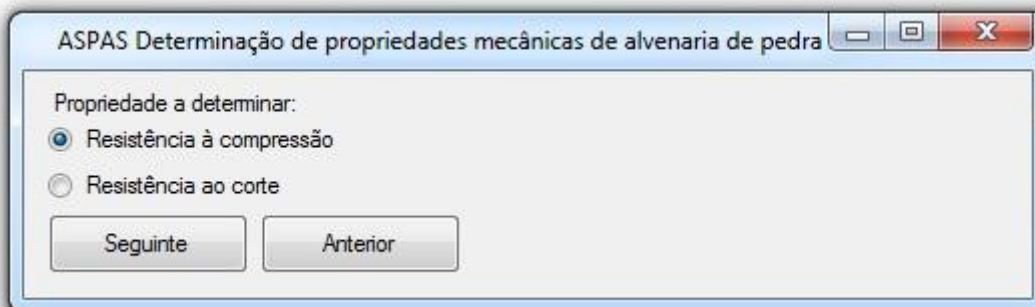
Caso algum parâmetro não seja introduzido, ou contenha caracteres não numéricos, é mostrada uma caixa de texto a avisar o utilizador desse facto, impedindo que o cálculo seja efectuado até que esses erros sejam corrigidos.

Iremos de seguida explicar detalhadamente cada módulo do ASPAS, expondo as particularidades e funções de cada um.

Determinação de propriedades mecânicas da alvenaria

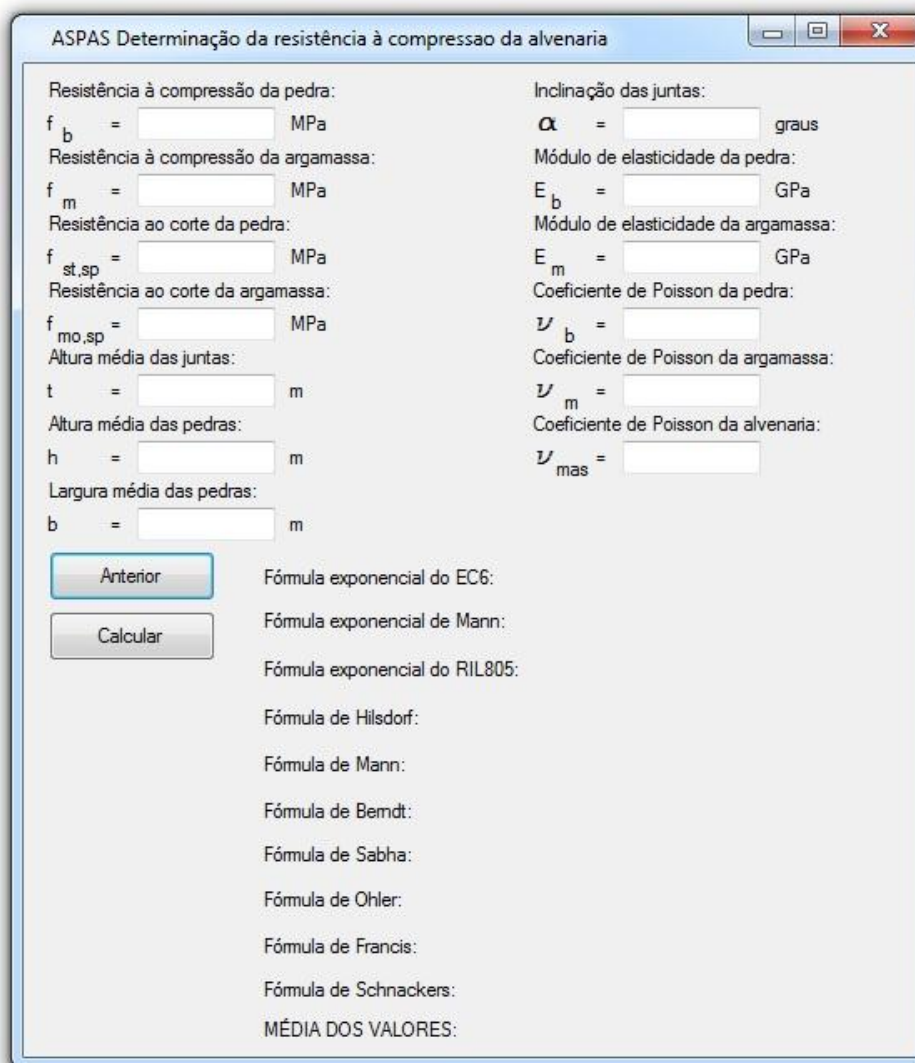
Este módulo permite determinar a resistência à compressão e ao corte de uma alvenaria a partir de propriedades dos seus componentes.

Ao escolher este módulo surge uma janela que permite seleccionar qual a propriedade a determinar:



Escolha da propriedade mecânica a determinar

Escolhendo a propriedade a determina e clicando em “Seguinte” surge a janela de cálculo correspondente. Clicando em “Anterior” volta-se à janela inicial do ASPAS. A janela de cálculo que permite calcular a resistência à compressão da alvenaria é:



Janela de determinação da resistência à compressão da alvenaria

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Depois de preenchidos todos os parâmetros, clicando em “Calcular” é apresentado o valor teórico da resistência à compressão da alvenaria para cada uma das fórmulas indicadas na janela, em MPa. É também calculada a média dos valores apresentados.

A janela de cálculo que permite calcular a resistência ao corte da alvenaria é:

ASPAS Determinação da resistência ao corte da alvenaria

Coesão da alvenaria:
c = MPa

Ângulo interno de atrito da alvenaria:
 φ = graus

Altura média das pedras:
y = m

Largura média das pedras:
x = m

Altura do painel de alvenaria:
h = m

Largura do painel de alvenaria:
d = m

Tensão vertical média actuante na alvenaria:
 σ = MPa

Resistência à compressão da alvenaria:
 f_k = MPa

Resistência à compressão da pedra:
 f_b = MPa

Resistência à tracção da alvenaria:
 f_{tu} = MPa

Anterior

Calcular

Modelo de Mohr-Coulomb:
 τ_{max} = 0.00 MPa

Modelo de Mann e Muller:
 τ_{max} = 0.00 MPa

Modelo de Tumsek e Cacovic:
 τ_{max} = 0.00 MPa

Média dos valores:
 τ_{max} = 0.00 MPa

Janela de determinação da resistência ao corte da alvenaria

Depois de preenchidos todos os parâmetros, clicando em “Calcular” é apresentado o valor teórico da resistência à compressão da alvenaria para cada uma das fórmulas indicadas na janela, em MPa. É também calculada a média dos valores apresentados.

O botão “Anterior” conduz novamente à janela de selecção da propriedade mecânica a determinar.

Verificações simplificadas de edifícios

Este módulo permite determinar para duas direcções ortogonais três parâmetros simplificados que avaliam a segurança do edifício a acções horizontais, assumindo que o edifício apresenta regularidade em altura e em planta (idealmente rectangular). Existem 3 botões que permitem o acesso a janelas de auxílio à introdução de dados: “Introduzir área de paredes resistentes”, “Introduzir G” (cargas verticais quase permanentes) e “Introduzir aceleração de projecto”. Clicando nesses botões surgem novas janelas que auxiliam a introdução dos parâmetros correspondentes. Note-se no entanto que não é obrigatório o uso das janelas de auxilio, podendo os valores ser introduzidos directamente nas caixas de texto correspondentes se assim for desejado.

Após a introdução de todos os dados nas respectivas caixas de texto, clicando em “Calcular” são apresentados os valores dos três índices simplificados, para as duas direcções ortogonais X e Y, sendo também automaticamente feita a comparação com os valores mínimos de cada indicador.

ASPAS Verificações simplificadas de edifícios

Introduza os seguintes valores:

Ap.x= m²

Ap.y= m²

S= m² (área total em planta do edifício)

G= KN/m² (cargas verticais quase permanentes)

Ângulo de atrito da alvenaria: (graus)

f vk0= MPa

Aceleração sísmica de projecto = m/s²

Peso próprio da alvenaria= KN/m³

Altura média das paredes do edifício= m

ATENÇÃO: Assume-se que uma parede é resistente a acções horizontais se a sua espessura efectiva é superior ou igual a 240mm, a sua esbelteza efectiva é igual ou menor que 10 e a relação entre o comprimento e altura da parede é no mínimo 0,4

ATENÇÃO: Assume-se que o edifício apresenta uma configuração em planta rectangular, e regularidade em altura

$\gamma_{1,x} =$

$\gamma_{2,x} =$

$\gamma_{3,x} =$

$\gamma_{1,y} =$

$\gamma_{2,y} =$

$\gamma_{3,y} =$

Janela das verificações simplificadas de edifícios

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

A janela de auxílio à introdução da área das paredes resistentes do edifício consiste em duas caixas de texto onde são introduzidos o comprimento e a espessura da parede, e duas caixas-rádio onde é especificada a direcção do desenvolvimento da parede. Depois de seleccionada a parede segundo a qual a parede se desenvolve e preenchidos os campos do comprimento e espessura, a parede é adicionada à lista correspondente à direcção seleccionada clicando no botão “Adicionar parede”. É possível apagar alguma parede erroneamente introduzida seleccionando a parede em questão e clicando no botão “Apagar parede”. O cálculo da área total das paredes resistentes, para as duas direcções, é efectuado clicando no botão “Voltar”, que fecha a janela correspondente e coloca na janela das verificações simplificadas os valores correspondentes (A_{px} e A_{py}).

ASPAS Introdução da área das paredes resistentes

Introduza os dados de cada parede:

Comprimento: 0 m

Espessura: 0 m

ATENÇÃO: Assume-se que uma parede é resistente a acções horizontais se a sua espessura efectiva é superior ou igual a 240mm, a sua esbelteza efectiva é igual ou menor que 10 e a relação entre o comprimento e altura da parede é no mínimo 0,4

Parede na direcção XX YY

Adicionar parede Apagar parede

Parede XX	Comprimento	Espessura
-----------	-------------	-----------

Parede YY	Comprimento	Espessura
-----------	-------------	-----------

Voltar

Janela de auxílio à introdução da área das paredes resistentes

A janela de auxílio à introdução das cargas verticais quase-permanentes G consiste numa série de caixas de texto onde são introduzidos, para cada situação preconizada no EC1, o número de pisos elevados, o valor das cargas permanentes e sobrecargas e o valor de combinação quase permanente Ψ_2 (os valores predefinidos já colocados nas caixas de texto correspondentes são os preconizados no EC1). O cálculo do valor final de G é feito ao clicar sobre o botão “Voltar”, que fecha a janela de auxílio e coloca o valor final de G na caixa de texto correspondente na janela das verificações simplificadas de edifícios.

ASPAS Introdução da carga quase-permanente

Número de pisos elevados destinados a habitação:

Carga permanente: KN/m² ψ_2

Sobrecarga: KN/m²

Número de pisos elevados destinados a escritórios:

Carga permanente: KN/m² ψ_2

Sobrecarga: KN/m²

Número de pisos elevados destinados a reunião de pessoas:

Carga permanente: KN/m² ψ_2

Sobrecarga: KN/m²

Número de pisos elevados destinados a zonas comerciais:

Carga permanente: KN/m² ψ_2

Sobrecarga: KN/m²

Número de pisos elevados destinados a zonas de armazenamento:

Carga permanente: KN/m² ψ_2

Sobrecarga: KN/m²

Cobertura:

Carga permanente: KN/m²

Janela de auxílio à introdução das cargas verticais quase-permanentes

A janela de auxílio à introdução da aceleração de projecto contém um drop-box onde se encontram todos os concelhos preconizados no EC8 para o território continental e ilhas, e uma outra drop-box onde se deve escolher a classe de importância do edifício, de acordo com a tabela representada na janela. Deve primeiro seleccionar-se a localização (concelho) do edifício e só depois seleccionar a classe de importância. O cálculo do valor final da aceleração sísmica de projecto é feito ao clicar sobre o botão “Voltar”, que fecha a janela de auxílio e coloca o valor final da aceleração na caixa de texto correspondente na janela das verificações simplificadas de edifícios.

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

ASPAS Introdução do valor da aceleração sísmica

IMPORTANTE: Selecione primeiro o concelho e só depois a classe de importância!!!

Selecione o concelho onde o edifício se situa:

Aceleração sísmica do sismo Tipo 1:

Aceleração sísmica do sismo Tipo 2:

Classe de importância do edifício:

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

?

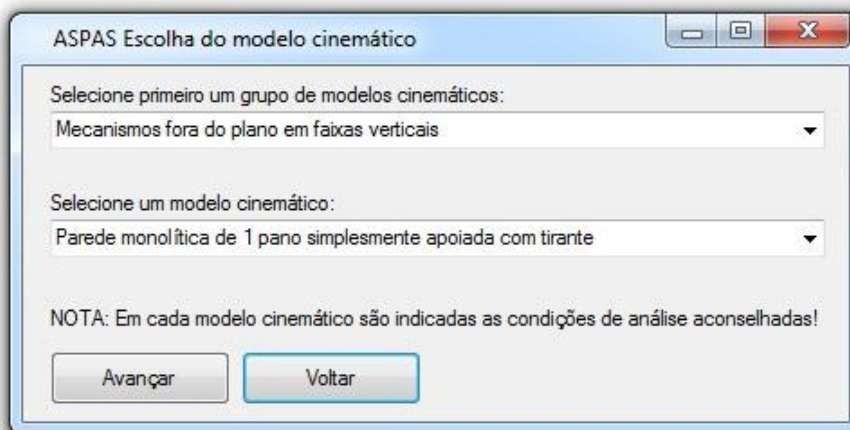
OK

Janela de auxílio à introdução da aceleração sísmica de projecto

Avaliação do comportamento fora-do-plano de paredes por modelos cinemáticos

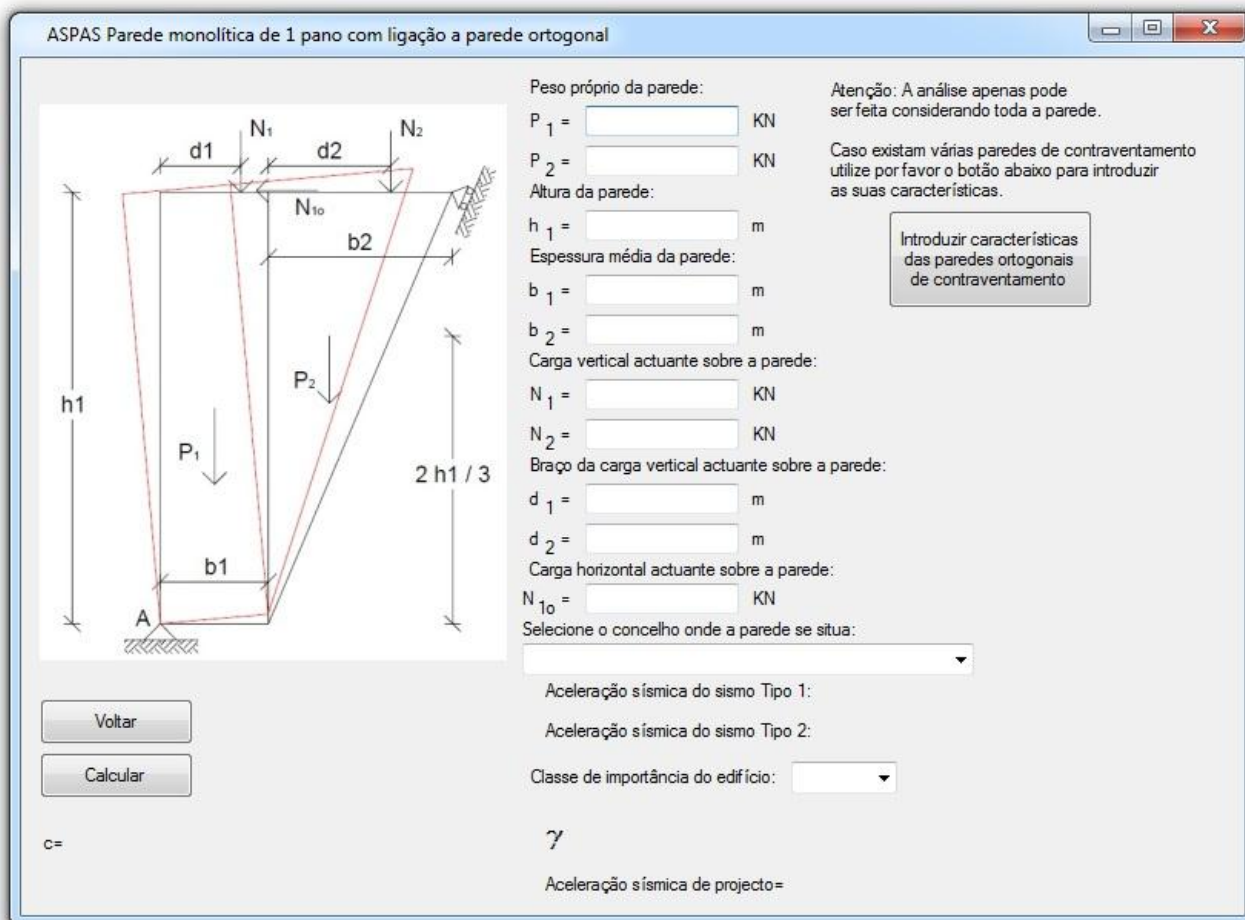
Este módulo permite determinar o valor do coeficiente de colapso de uma ou mais paredes e comparar este com o valor mínimo de referência, a aceleração sísmica sobre a aceleração sísmica.

Após a escolha deste módulo surge uma janela que permite escolher o modelo cinemático pretendido. Na primeira drop-box escolhe-se o grupo de modelos cinemáticos, e na segunda drop-box selecciona-se o modelo cinemático pretendido. Depois de seleccionar o modelo cinemático pretendido clique em “Avançar” para seguir para a janela correspondente, e em “Voltar” para retroceder até à janela inicial do ASPAS.



Janela de escolha do modelo cinemático

A janela de cálculo do coeficiente de colapso varia consoante o modelo escolhido. É sempre apresentada uma figura com um esquema da parede a analisar, e com a nomenclatura utilizada para cada característica. Apenas no modelo apresentado na figura seguinte existe uma janela de auxílio à introdução de dados (de funcionamento semelhante à da introdução das áreas das paredes resistente atrás explicada).



Janela de escolha do modelo cinemático

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

A introdução de dados é feita directamente nas caixas de texto respectivas, tomando especial atenção à nomenclatura utilizada (constante na figura associada a cada modelo) e às unidades junto das caixas de texto. Deve ser seleccionado o concelho nacional onde se localiza a parede e a classe de importância segundo o EC8. O cálculo é efectuado ao clicar sobre o botão “Calcular”, e os resultados do valor do mecanismo de colapso e verificação com o valor de referência são apresentados imediatamente abaixo do referido botão. Para retroceder até ao menu de selecção do modelo cinemático clique em “Voltar”.

Verificação do esforço de corte no plano

Este módulo permite determinar a valor máximo da força horizontal actuante no topo de uma parede de alvenaria. Após aceder ao módulo surge a seguinte janela:

ASPAS Verificação ao esforço de corte no plano

Força horizontal actuante no topo da parede:
V = [] KN

Tensão vertical de compressão:
 σ_v = [] KPa

Propriedades da alvenaria:
f_{vk0} = [] KPa
 φ = [] graus
f_k = [] KPa

Propriedades da junta:
c = [] KPa
 φ = [] graus

Propriedades da pedra:
f_{tk} = [] KPa

Coefficiente de fricção pedra/argamassa:
(varia entre 0 e 1; em duvida use 0,5)
 μ = []

Espessura da secção:
t = [] m

Largura do painel:
b = [] m

Altura do painel:
h = [] m

Altura média das pedras:
 Δy = [] m

Comprimento médio das pedras:
 Δx = [] m

Factor de segurança do material:
 γ_m = 2.5

Rácio de corte:
parede encastrada-apoiada: 1,0
parede encastrada-encastrada: 0,5
 α_v = []

Calcular Modo de ruptura da parede:
V actuante=

Voltar V resistente=

Janela de verificação ao esforço de corte no plano

Os vários parâmetros requeridos ao cálculo da força resistente estão indicados por grupos. No caso das propriedades da alvenaria, f_{vk0} é a coesão (resistência ao corte sobre tensão vertical

nula), φ é o ângulo de atrito e f_k é a resistência à compressão, para as propriedades da junta c é a coesão e φ é o ângulo de atrito, e f_{tk} é a resistência à tracção da pedra.

A determinação da força horizontal resistente é efectuada quando se clica no botão “Calcular”, sendo apresentado do lado direito do botão o valor da força horizontal actuante, o valor da força horizontal resistente, e caso ocorre ruptura da parede é apresentado o modo de colapso previsto. Clicando em “Voltar” regressa-se à janela inicial do ASPAS.

Verificação do esforço axial

Este módulo permite determinar a valor máximo da força vertical actuante numa parede de alvenaria. Após aceder ao módulo surge a seguinte janela:

ASPAS Verificação ao esforço axial

Comprimento da parede:
 $l =$ m

Altura da parede:
 $h =$ m

Espessura da parede:
 $t =$ m

Resistência de cálculo à compressão:
 $f_k =$ MPa

Módulo de elasticidade:
 $E =$ MPa

Momentos e cargas no topo ou na base da parede:
 $M_{id} =$ KN*m
 $N_{id} =$ KN

Momentos e cargas a meia altura da parede:
 $M_{md} =$ KN*m
 $N_{md} =$ KN

Coefficiente de segurança do material:
 $\gamma_m =$

Paredes travadas no topo e na base por:

Contraventamento lateral da parede (número de bordos verticais livres):

ATENÇÃO: a análise deve ser feita por metro linear de parede ou tomando todo o comprimento da mesma. Os valores dos momentos e cargas verticais actuantes devem portanto ser introduzidos em conformidade com o comprimento da parede introduzido. Não devem ser introduzidos momentos derivados de excentricidades adicionais de cálculo, mas sim apenas das excentricidades reais das cargas sobre a parede. As excentricidades adicionais preconizadas no EC6 são automaticamente adicionadas no cálculo.

Verificação

Janela de verificação ao esforço de corte no plano

A análise pode ser feita por metro linear de parede ou em todo o comprimento da mesma. Qualquer que seja a escolha feita, deve-se tomar atenção à introdução dos momentos e cargas verticais actuantes no comprimento de parede escolhido. Os momentos devem ser calculados apenas com as excentricidades reais das cargas verticais, não devendo ser contabilizadas quaisquer excentricidades adicionais dado que estas serão automaticamente adicionadas no processo de verificação.

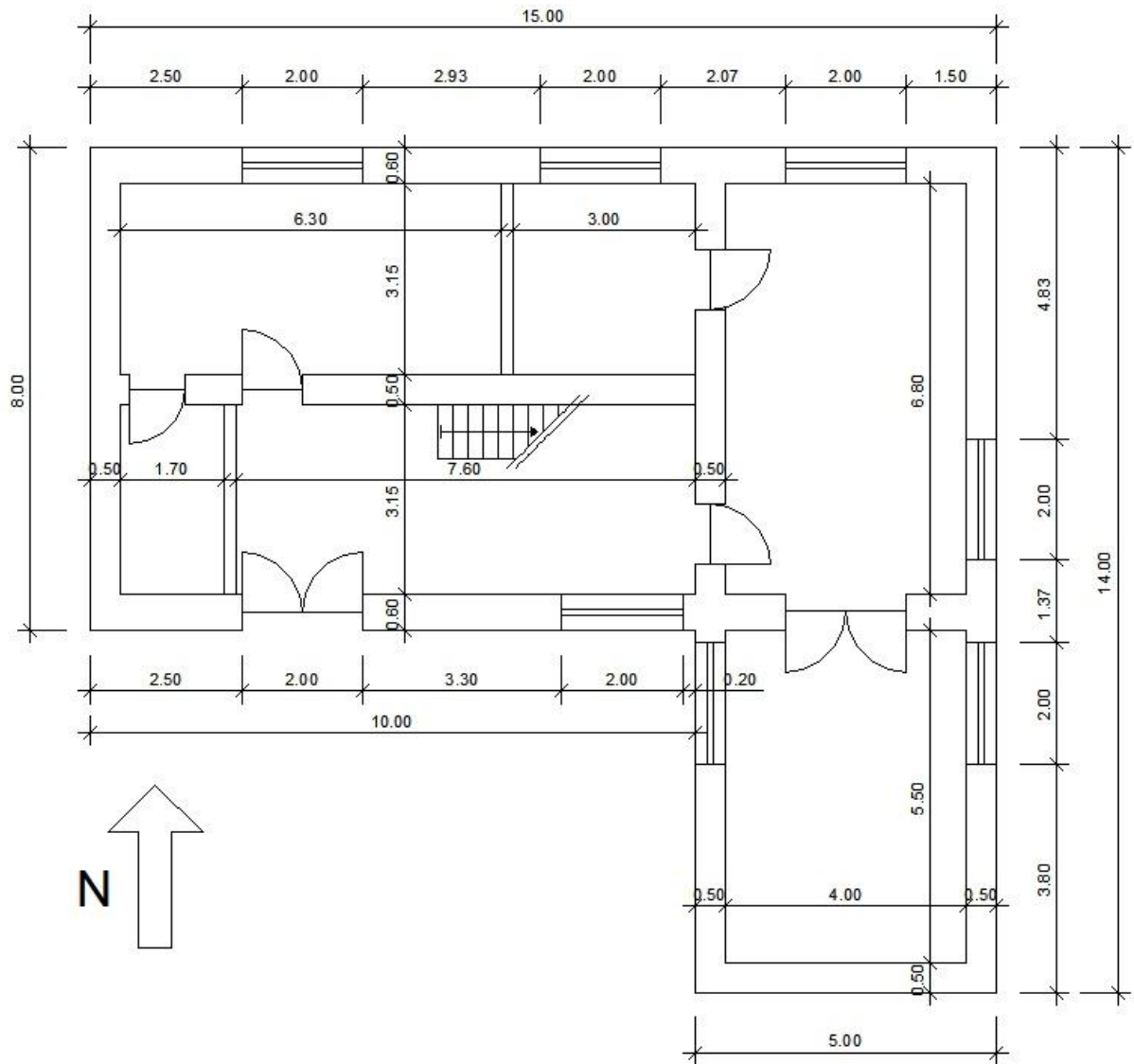
Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Os parâmetros necessários ao cálculo devem ser introduzidos nas caixas de texto correspondentes, e por duas drop-box: a primeira, onde deve ser escolhido o travamento no topo e base da parede, e a segunda onde deve ser escolhido o contraventamento lateral da parede.

O cálculo é feito clicando no botão “Calcular”, surgindo na parte inferior da janela o valor do esforço axial actuante, o esforço axial resistente e a comparação entre estes dois valores (verificação da estabilidade). Clicando em “Voltar” regressa-se à janela inicial do ASPAS.

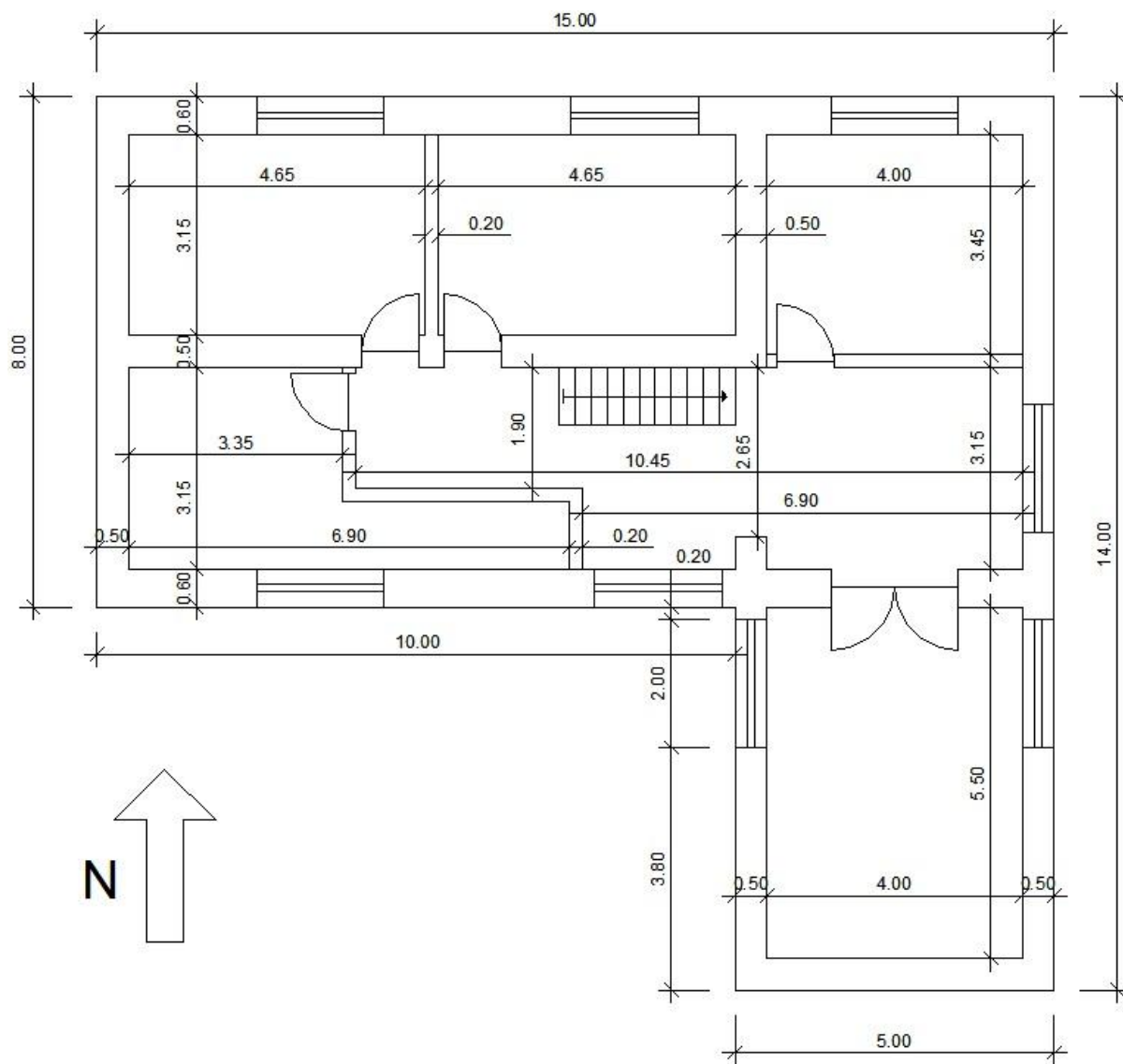
APÊNDICE B – Peças desenhadas do edifício em análise

NOTA: Todas as medidas apresentadas estão em metros.

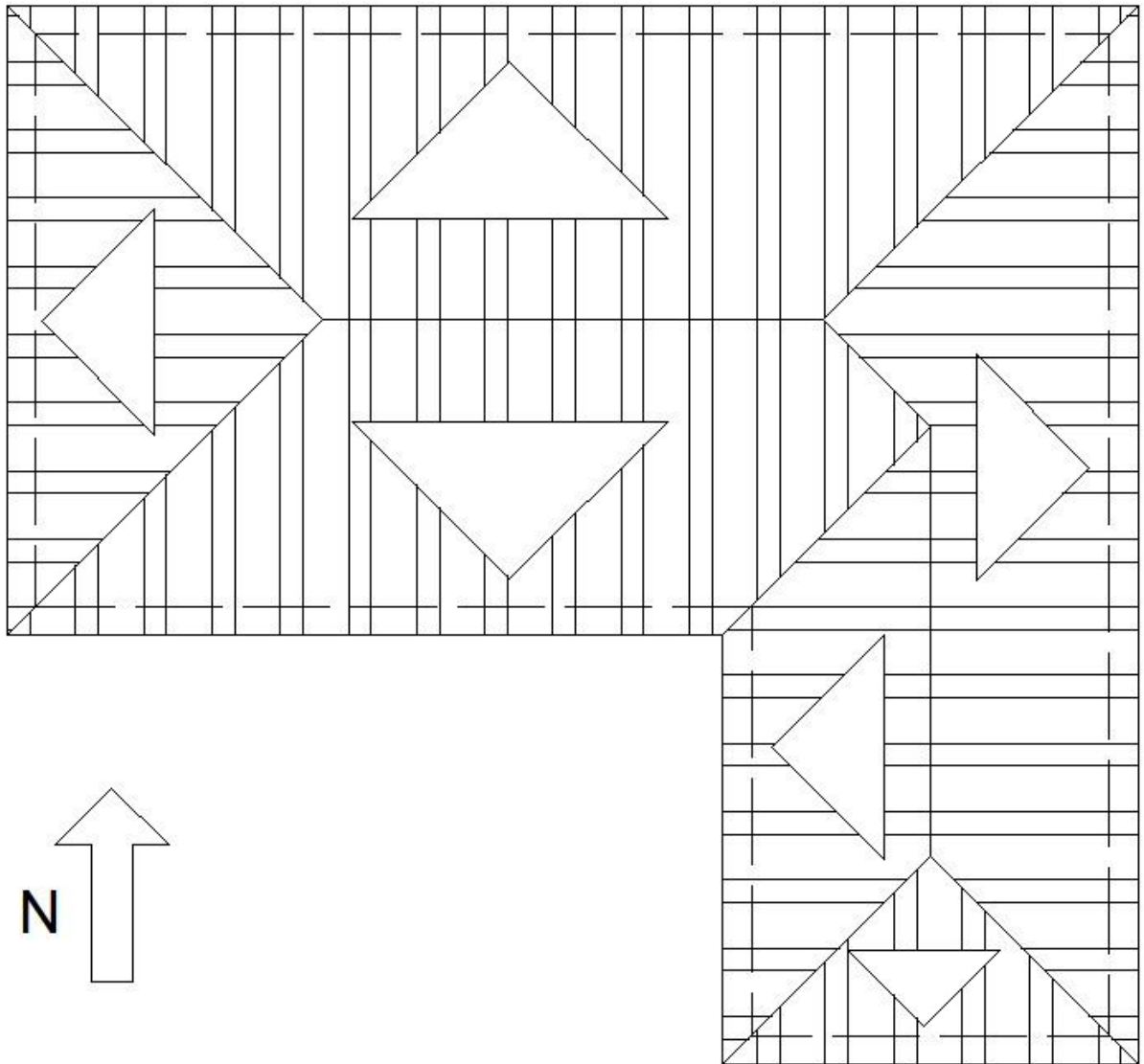


Planta do rés-do-chão

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

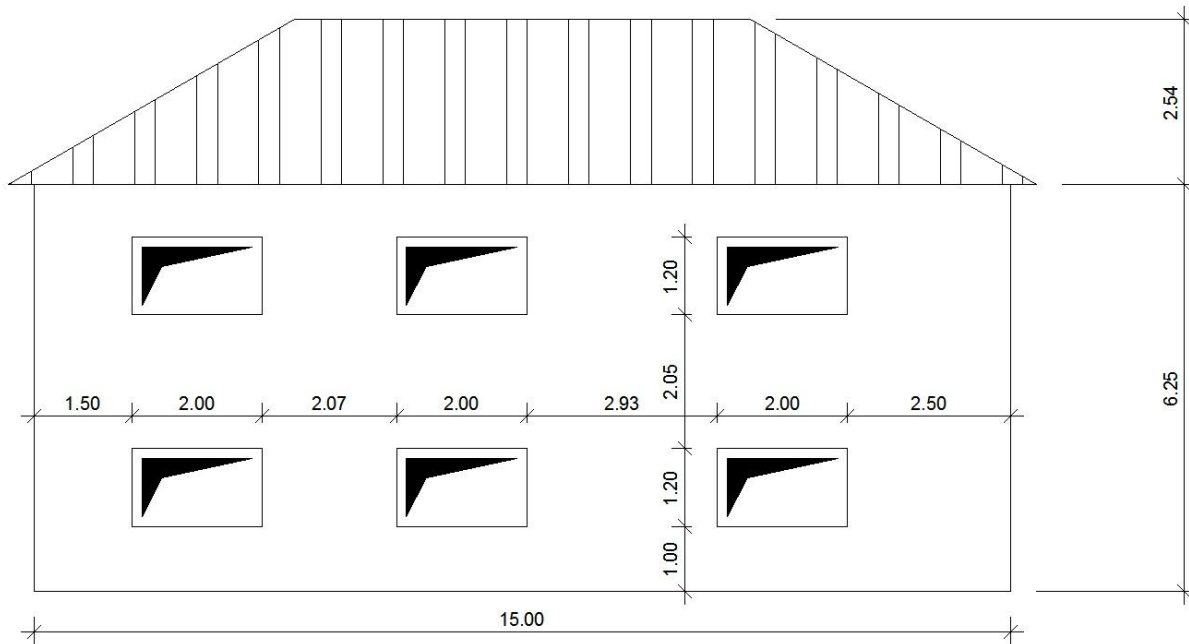


Planta do 1º Andar

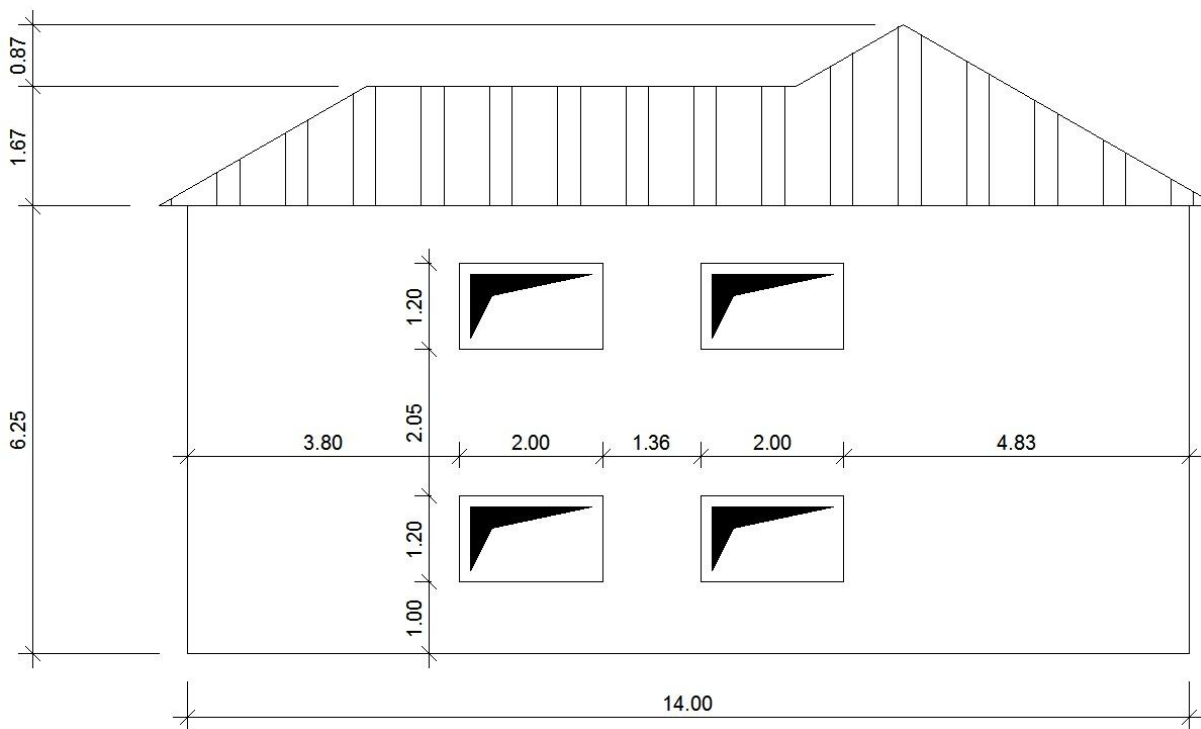


Planta da cobertura

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

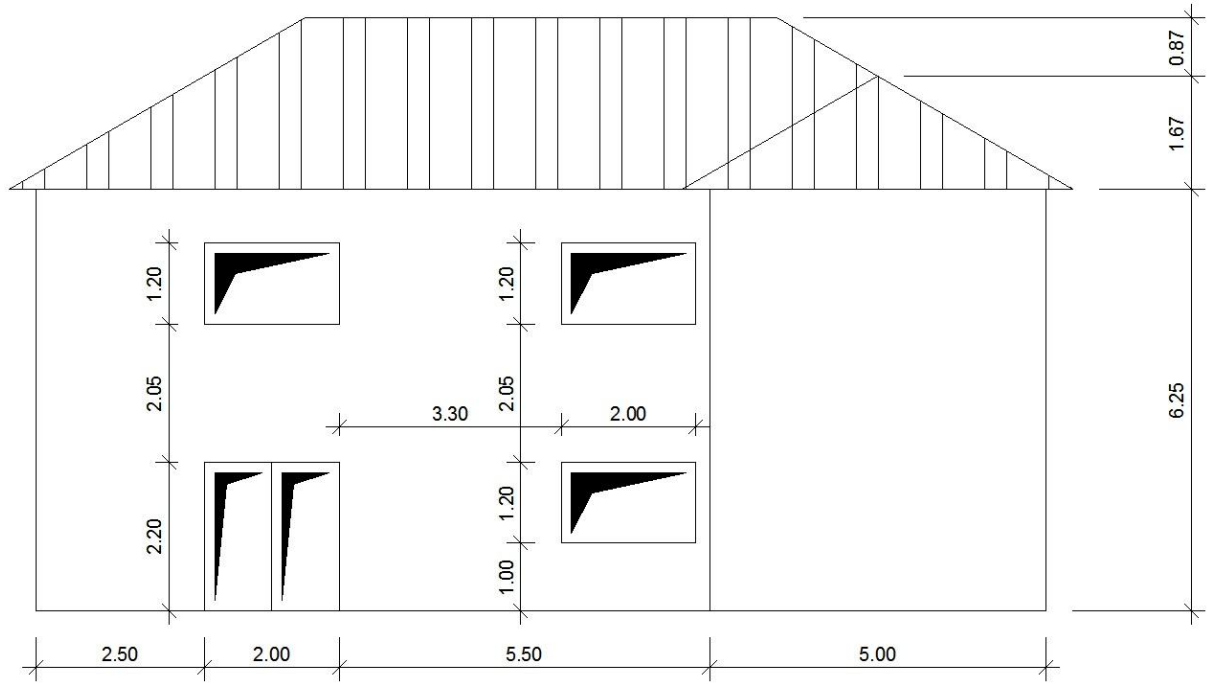


Alçado norte

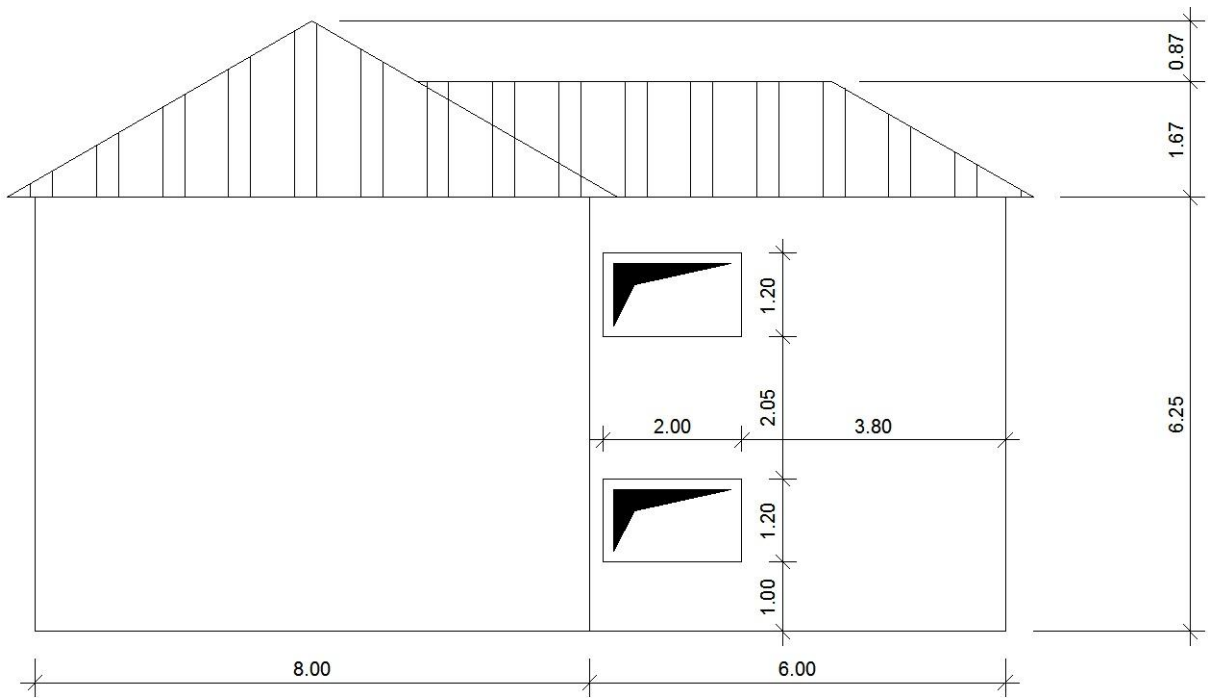


Alçado este

APÊNDICE B – Peças desenhadas do edifício em análise

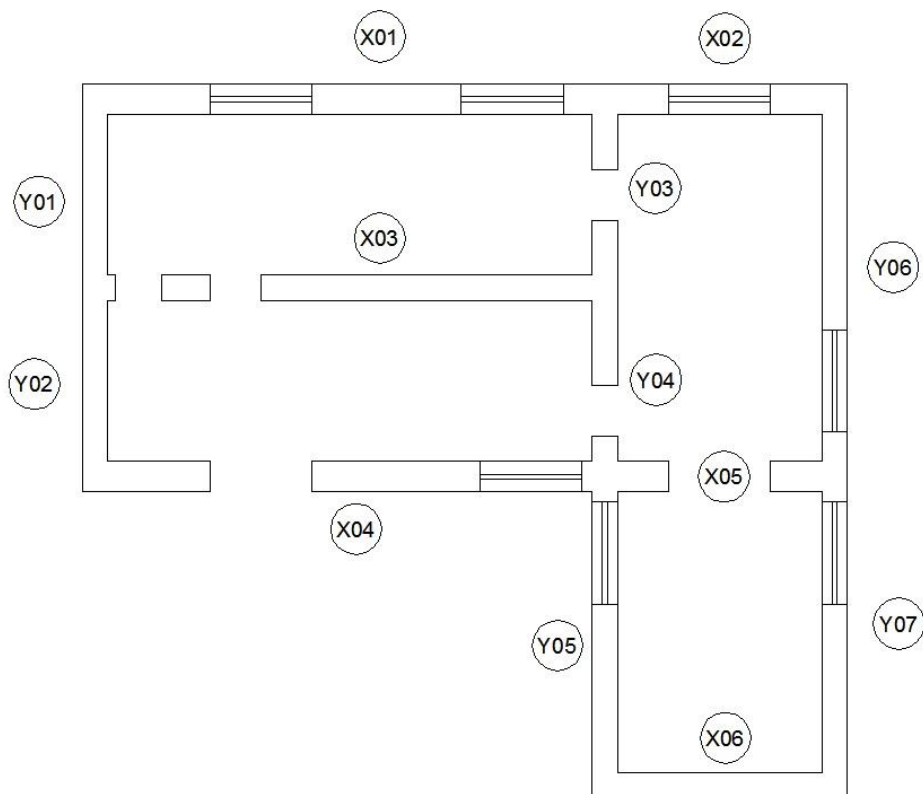


Alçado sul

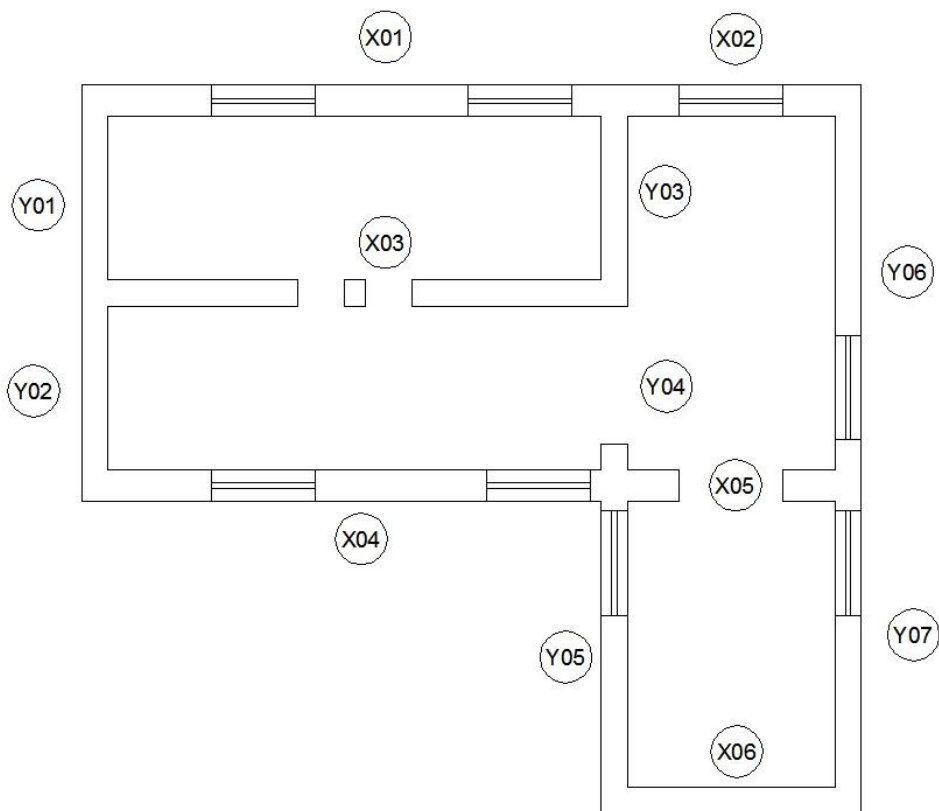


Alçado oeste

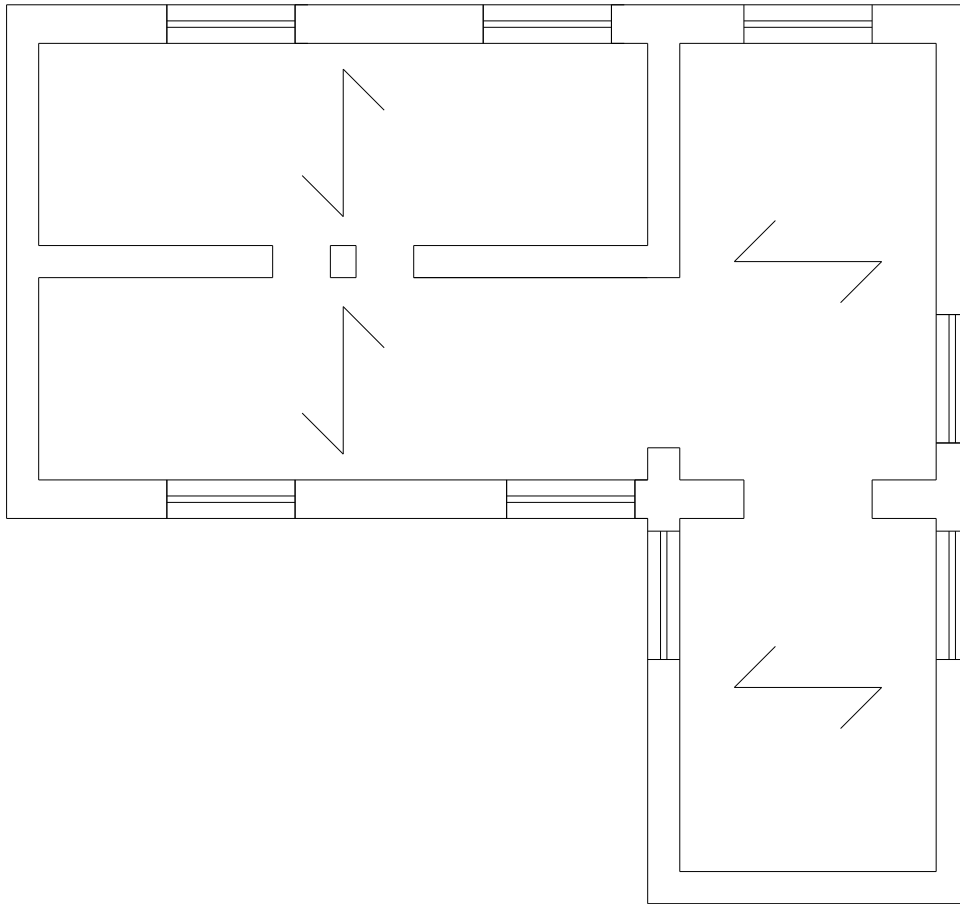
Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra



Nomenclatura das paredes do rés-do-chão



Nomenclatura das paredes do 1º andar



Orientação das vigas dos pavimentos

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

ANEXO A – Modelos cinemáticos fora-do-plano para paredes de alvenaria

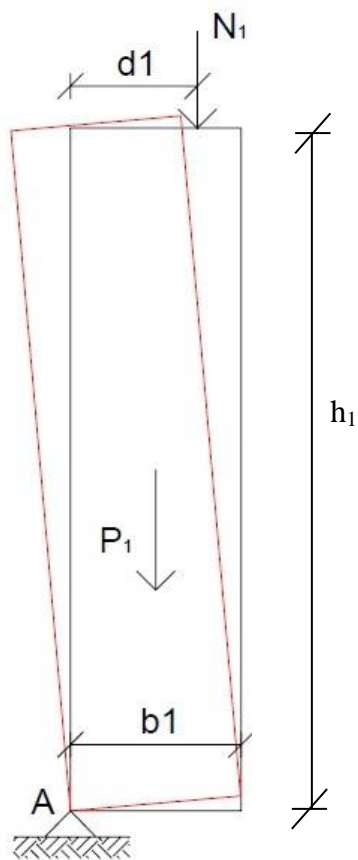
Número do mecanismo	Descrição	Referência
1	Parede monolítica de 1 pano simplesmente apoiada	(3)
2	Parede monolítica de 1 pano simplesmente apoiada com tirante	(1)
3	Parede dupla simplesmente apoiada	(1)
4	Parede monolítica com 2 pisos simplesmente apoiada	(1)
5	Parede monolítica de 1 pano com ligação a parede ortogonal	(1)
6	Parede monolítica de 1 pano restringida superiormente	(1)
7	Parede monolítica com 2 pisos restringida com tirantes	(1)
8	Parede monolítica de 1 pano contida por uma cinta	(1)
9	Parede monolítica de 1 pano contida por uma cinta com travamento ortogonal	(1)
10	Parede monolítica com 3 pisos simplesmente apoiada	(1)
11	Parede monolítica com 3 pisos restringida com tirantes	(1)
12	Derrube global de parede com 3 pisos	(1)
13	Parede com 3 pisos: ruptura por tracção no último piso	(1)
14	Derrube global de parede com 2 pisos	(1)
15	Parede com 2 pisos: ruptura por tracção no último piso	(1)
16	Parede com 3 pisos: derrube global com atrito e penetração	(1)
17	Parede com 2 pisos: derrube global com atrito e penetração	(1)
18	Parede com pisos não-alinhados	(1)
19	Parede monolítica de 1 pano com carga axial contida por uma cinta	(1)
20	Parede monolítica com 4 pisos simplesmente apoiada	(1)
21	Parede monolítica com 4 pisos restringida com tirantes	(1)
22	Mecanismo de arco: ruptura por derrube dos encontros do arco	(2)
23	Rotura por destacamento da parede transversal	(3)

Referências:

- (1) - (Modena, et al., 2009)
- (2) - (Munari, 2010)
- (3) - (Valluzzi, et al., 2001)

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Mecanismo 1 - Parede monolítica de 1 pano simplesmente apoiada

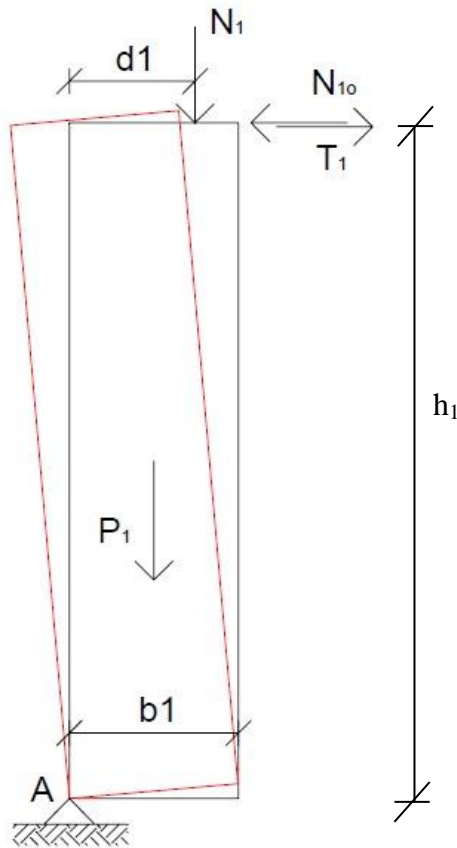


Variáveis	
P_1	Peso próprio da parede
h_1	Altura
b_1	Espessura média
N_1	Carga vertical actuante sobre a parede
d_1	Braço da carga
a	Aceleração sísmica de projecto (m/s^2)

Coeficiente de colapso:

$$c = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + N_1 \cdot d_1}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + N_1 \cdot h_1}$$

Mecanismo 2 - Parede monolítica de 1 pano simplesmente apoiada



Variáveis	
P_1	Peso próprio da parede
h_1	Altura
b_1	Espessura média
N_1	Carga vertical actuante sobre a parede
d_1	Braço da carga
N_{1o}	Carga horizontal actuante sobre a parede
T_1	Tensão no tirante
a	Aceleração sísmica de projecto (m/s^2)

Coefficiente de colapso:

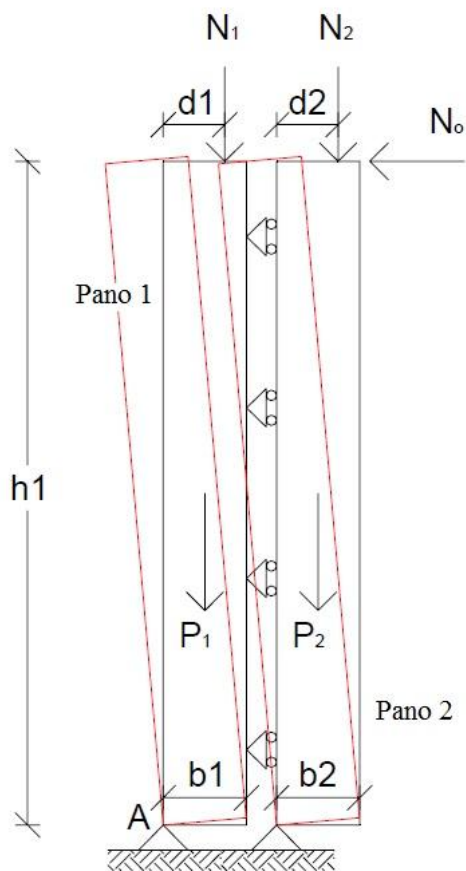
$$c = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + N_1 \cdot d_1 + (T_1 - N_{1o}) \cdot h_1}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + N_1 \cdot h_1}$$

Força no tirante:

$$T_1 = a \left(\frac{P_1}{N_1} + N_1 \right) - \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + N_1 \cdot d_1}{h_1}$$

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Mecanismo 3 - Parede dupla simplesmente apoiada

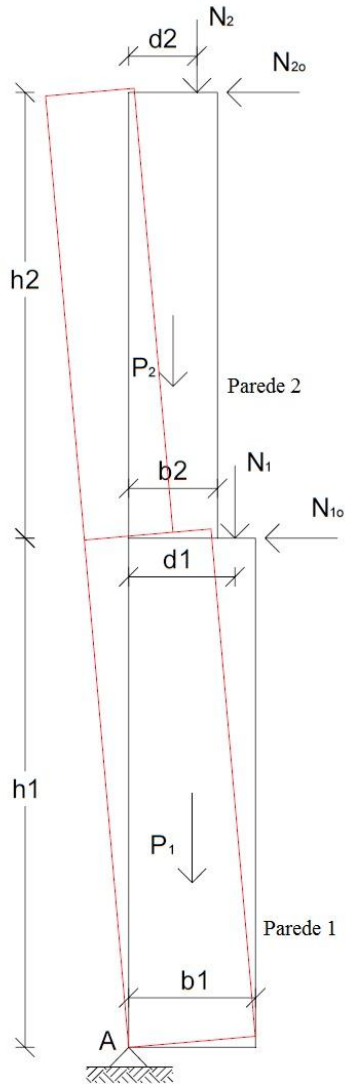


Variáveis	
P_1	Peso próprio do pano externo
h_1	Altura
b_1	Espessura média do pano externo
N_1	Carga actuante vertical sobre o pano externo
N_0	Acção horizontal
d_1	Braço da carga
P_2	Peso próprio do pano interno
h_2	Altura
b_2	Espessura média do pano interno
N_2	Carga vertical actuante sobre o pano interno
d_2	Braço da carga

Coefficiente de colapso:

$$c = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + N_1 \cdot d_1 - N_0 \cdot h_1}{(P_1 + P_2) \cdot \frac{h_1}{2} + (N_1 + N_2) \cdot h_1}$$

Mecanismo 4 - Parede monolítica com 2 pisos simplesmente apoiada



Variáveis	
P_1	Peso próprio da parede 1
h_1	Altura
b_1	Espessura média da parede 1
N_1	Carga vertical actuante sobre a parede 1
N_{1o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 1
d_1	Braço da carga
P_2	Peso próprio da parede 2
h_2	Altura
b_2	Espessura média da parede 2
N_2	Carga vertical actuante sobre a parede 2
N_{2o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 2
d_2	Braço da carga

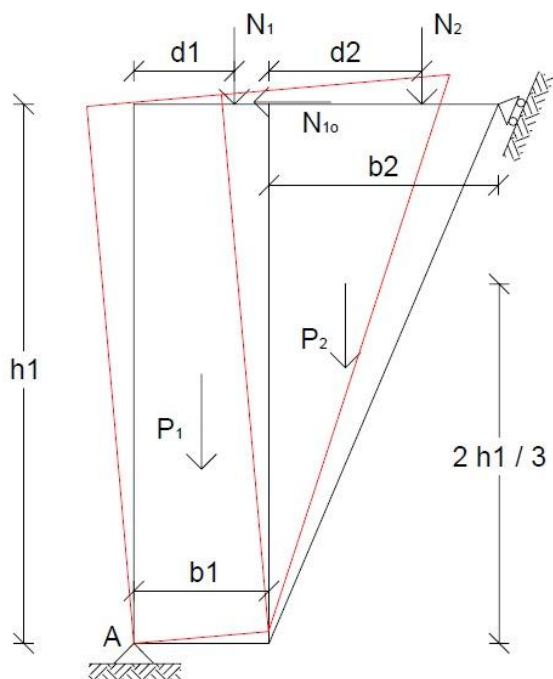
Coefficiente de colapso:

$$c = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + N_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_2 \cdot d_2 - N_{1o} \cdot h_1 - N_{2o} \cdot h_{tot}}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + N_1 \cdot h_1 + P_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_2 \cdot h_{tot}}$$

$$h_{tot} = h_1 + h_2$$

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Mecanismo 5 - Parede monolítica de 1 pano com ligação a parede ortogonal

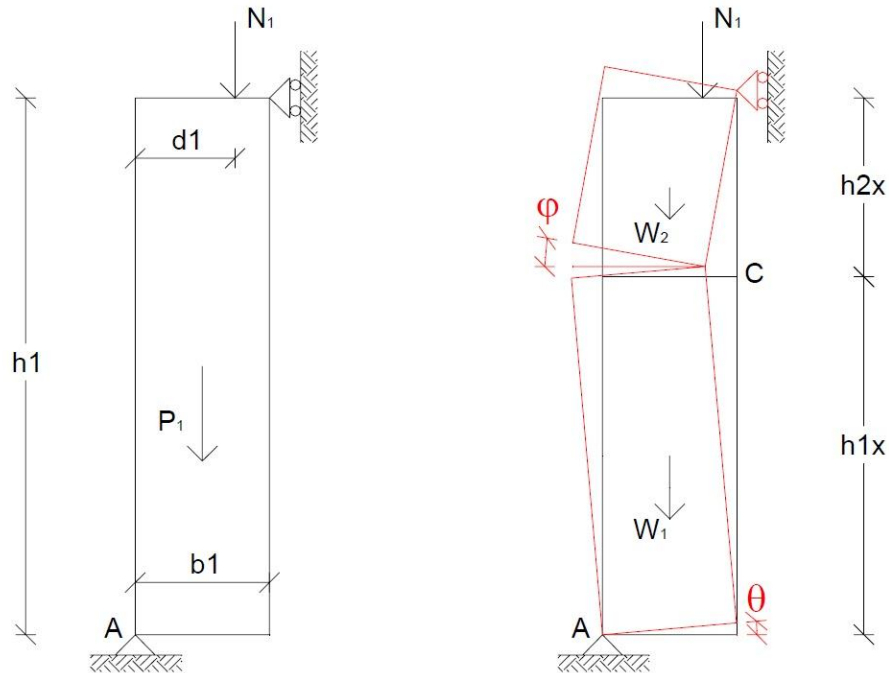


Variáveis	
P ₁	Peso próprio da parede 1
h ₁	Altura
b ₁	Espessura média da parede 1
N ₁	Carga vertical actuante sobre a parede 1
N _{1o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 1
d ₁	Braço da carga
P ₂	Peso próprio da cunha de destacamento
h ₂	Altura (h ₁ =h ₂)
b ₂	Espessura média da cunha de destacamento
N ₂	Carga vertical actuante sobre a cunha de destacamento
N _{2o}	Carga horizontal actuante sobre cunha de destacamento
d ₂	Braço da carga

Coeficiente de colapso:

$$c = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + P_2 \cdot \left(b_1 + \frac{b_2}{3} \right) + N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot (b_1 + d_2) - N_{1o} \cdot h_1}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + P_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot h_1 + (N_1 + N_2) \cdot h_1}$$

Mecanismo 6 - Parede monolítica de 1 pano restringida superiormente



Variáveis	
P_1	Peso próprio da parede
h_1	Altura
b_1	Espessura média da parede
N_1	Carga vertical actuante sobre a parede
d_1	Braço da carga

Coeficiente de colapso:

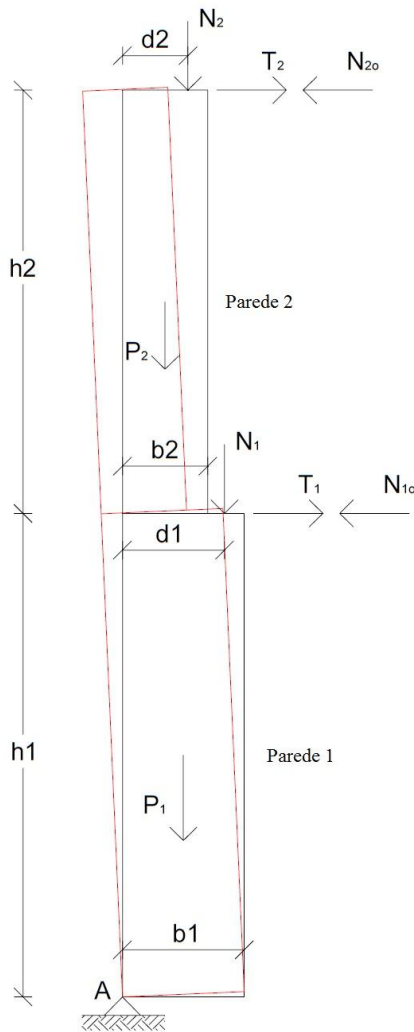
$$c = \frac{b_1}{h_1} \cdot \frac{2 \cdot x + \frac{N_1}{P_1} \cdot (x+1) \cdot x}{x-1}$$

Altura da ruptura:

$$x = 1 + \sqrt{2 \cdot \frac{N_1 + P_1}{N_1}}$$

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Mecanismo 7 - Parede monolítica com 2 pisos restringida com tirantes



Variáveis	
P_1	Peso próprio da parede 1
h_1	Altura
b_1	Espessura média da parede 1
N_1	Carga vertical actuante sobre a parede 1
N_{1o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 1
T_1	Tensão no tirante 1
d_1	Braço da carga
P_2	Peso próprio da parede 2
h_2	Altura
b_2	Espessura média da parede 2
N_2	Carga vertical actuante sobre a parede 2
N_{2o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 2
d_2	Braço da carga
T_2	Tensão no tirante 2
a	Aceleração sísmica de projecto (m/s^2)

Coefficiente de colapso:

$$c = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2 + T_1 \cdot h_1 + T_2 \cdot h_{tot}}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + P_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_1 \cdot h_1 + N_2 \cdot h_{tot}}$$

$$h_{tot} = h_1 + h_2$$

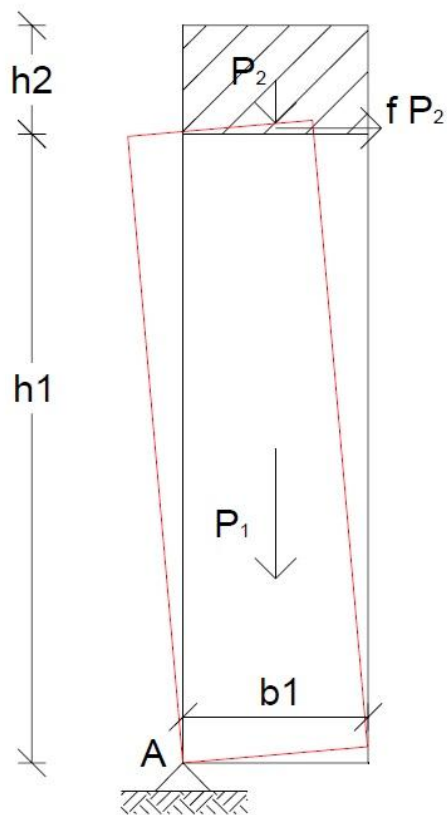
Tensão no tirante T_1 :

$$T_1 = a \cdot \left(\frac{P_1}{2} + N_1 + P_2 + N_2 + \frac{P_2 \cdot h_2}{2 \cdot h_1} + N_2 \cdot \frac{h_2}{h_1} \right) - \frac{1}{h_1} \cdot \left(P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_1 \cdot d_1 + N_2 \cdot d_2 + T_2 \cdot h_{tot} \right)$$

Tensão no tirante T_2 :

$$T_2 = a \cdot \left(\frac{P_2}{2} + N_2 \right) - \frac{1}{h_2} \cdot \left(P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_2 \cdot d_2 \right)$$

Mecanismo 8 - Parede monolítica de 1 pano contida por uma cinta



Variáveis	
P_1	Peso próprio da parede
h_1	Altura da parede
b_1	Espessura média da parede
f	Coefficiente de atrito cinta-parede
P_2	Peso próprio da cinta
h_2	Altura da cinta
b_2	Espessura da cinta ($b_2=b_1=b$)

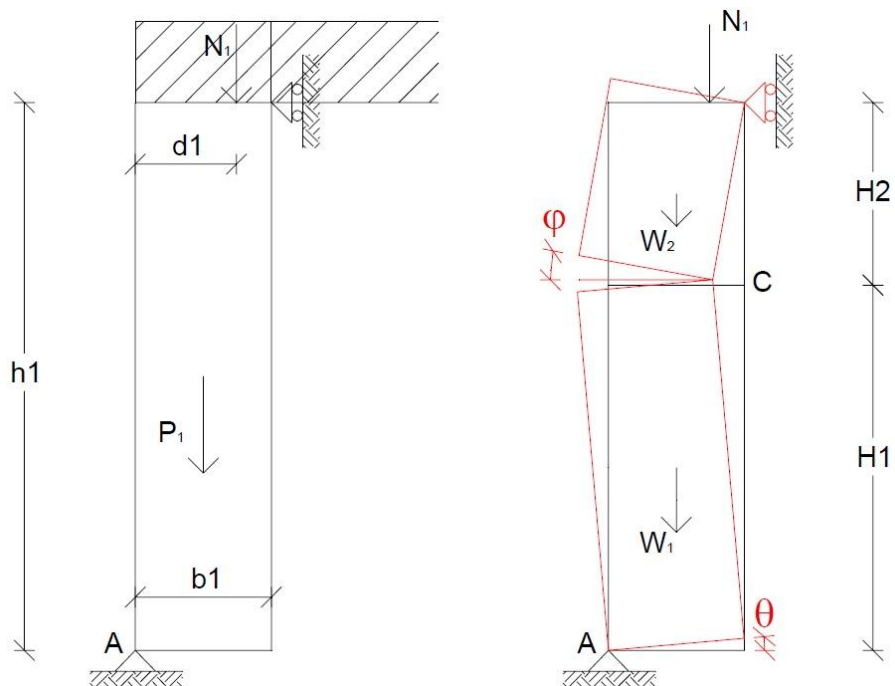
Coefficiente de colapso:

$$c = 2 \cdot f \cdot \frac{h_2}{h_1} + \frac{b_1 \cdot (h_1 + h_2)}{h_1^2}$$

O valor do coeficiente de atrito f varia usualmente entre 0,3 e 0,6 (Munari, 2010).

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Mecanismo 9 - Parede monolítica de 1 pano contida por uma cinta com travamento ortogonal



Variáveis	
P_1	Peso próprio da parede
h_1	Altura da parede
b_1	Espessura média da parede
N_1	Carga vertical actuante sobre a parede

Coefficiente de colapso:

$$c = \frac{b_1}{h_1} \cdot \left[2 + \frac{N_1}{P_1} \left(\frac{h_1}{h_1 - H_1} + 1 \right) \right]$$

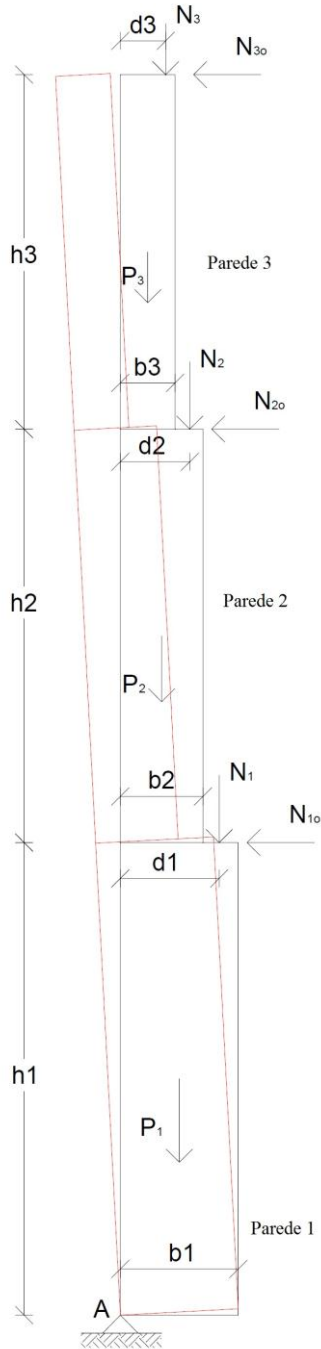
$$h_1 = H_1 + H_2$$

$$P_1 = W_1 + W_2$$

Altura da ruptura:

$$H_1 = \frac{h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot \frac{P_1 + N_1}{N_1}}}{1 + \sqrt{2 \cdot \frac{P_1 + N_1}{N_1}}}$$

Mecanismo 10 - Parede monolítica com 3 pisos simplesmente apoiada



Variáveis	
P_1	Peso próprio da parede 1
h_1	Altura
b_1	Espessura média da parede 1
N_1	Carga vertical actuante sobre a parede 1
N_{1o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 1
d_1	Braço da carga
P_2	Peso próprio da parede 2
h_2	Altura
b_2	Espessura média da parede 2
N_2	Carga vertical actuante sobre a parede 2
N_{2o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 2
d_2	Braço da carga
P_3	Peso próprio da parede 3
h_3	Altura
b_3	Espessura média da parede 3
N_3	Carga vertical actuante sobre a parede 3
N_{3o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 3
d_3	Braço da carga

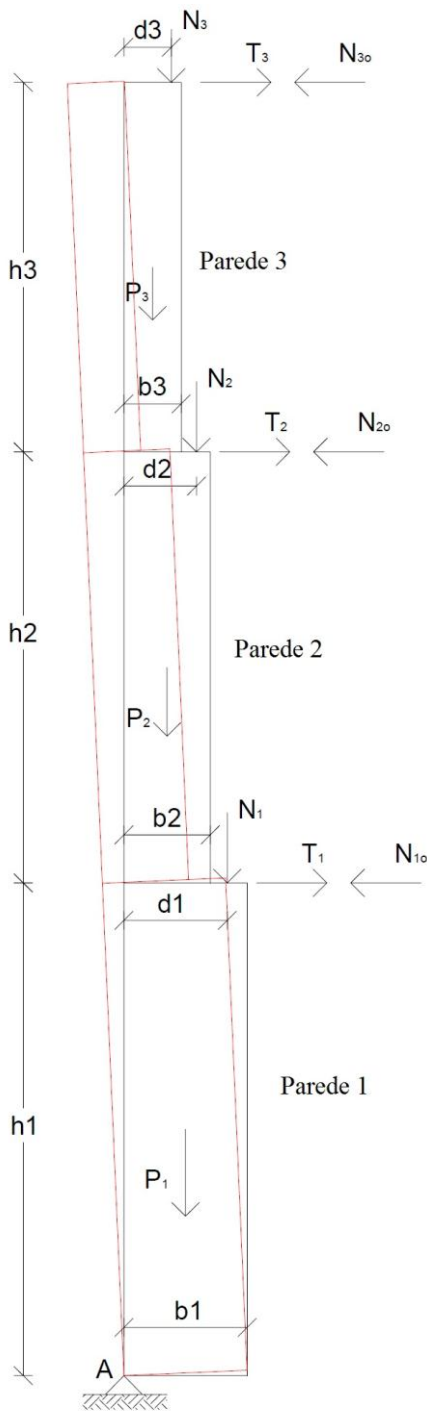
Coeficiente de colapso:

$$c = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + N_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_2 \cdot d_2 + P_3 \cdot \frac{b_3}{2} + N_3 \cdot d_3 - N_{1o} \cdot h_1 - N_{2o} \cdot (h_1 + h_2) - N_{3o} \cdot h_{tot}}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + N_1 \cdot h_1 + P_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_2 \cdot (h_1 + h_2) + P_3 \cdot \left(h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2} \right) + N_3 \cdot h_{tot}}$$

$$h_{tot} = h_1 + h_2 + h_3$$

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Mecanismo 11 - Parede monolítica com 3 pisos restringida com tirantes



Variáveis	
P_1	Peso próprio da parede 1
h_1	Altura
b_1	Espessura média da parede 1
N_1	Carga vertical actuante sobre a parede 1
N_{1o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 1
T_1	Tensão no tirante 1
d_1	Braço da carga
P_2	Peso próprio da parede 2
h_2	Altura
b_2	Espessura média da parede 2
N_2	Carga vertical actuante sobre a parede 2
N_{2o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 2
d_2	Braço da carga
T_2	Tensão no tirante 2
P_3	Peso próprio da parede 3
h_3	Altura
b_3	Espessura média da parede 3
N_3	Carga vertical actuante sobre a parede 3
N_{3o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 3
d_3	Braço da carga
T_3	Tensão no tirante 3
a	Aceleração sísmica de projecto (m/s^2)

Coefficiente de colapso:

$$c = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + T_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + T_2 \cdot (h_1 + h_2) + N_2 \cdot d_2 + P_3 \cdot \frac{b_3}{2} + T_3 \cdot h_{tot} + N_3 \cdot d_3}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + N_1 \cdot h_1 + P_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_2 \cdot (h_1 + h_2) + P_3 \cdot \left(h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2} \right) + N_3 \cdot h_{tot}}$$

$$h_{tot} = h_1 + h_2 + h_3$$

Tensão no tirante T_1 :

$$T_1 = a \cdot \frac{1}{h_1} \cdot \left[P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + N_1 \cdot h_1 + P_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_2 \cdot (h_1 + h_2) + P_3 \cdot \left(h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2} \right) + N_3 \cdot h_{tot} \right] \\ - \frac{1}{h_1} \cdot \left[P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + N_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_2 \cdot d_2 + T_2 \cdot (h_1 + h_2) + P_3 \cdot \frac{b_3}{2} + N_3 \cdot d_3 + T_3 \cdot h_{tot} \right]$$

Tensão no tirante T_2 :

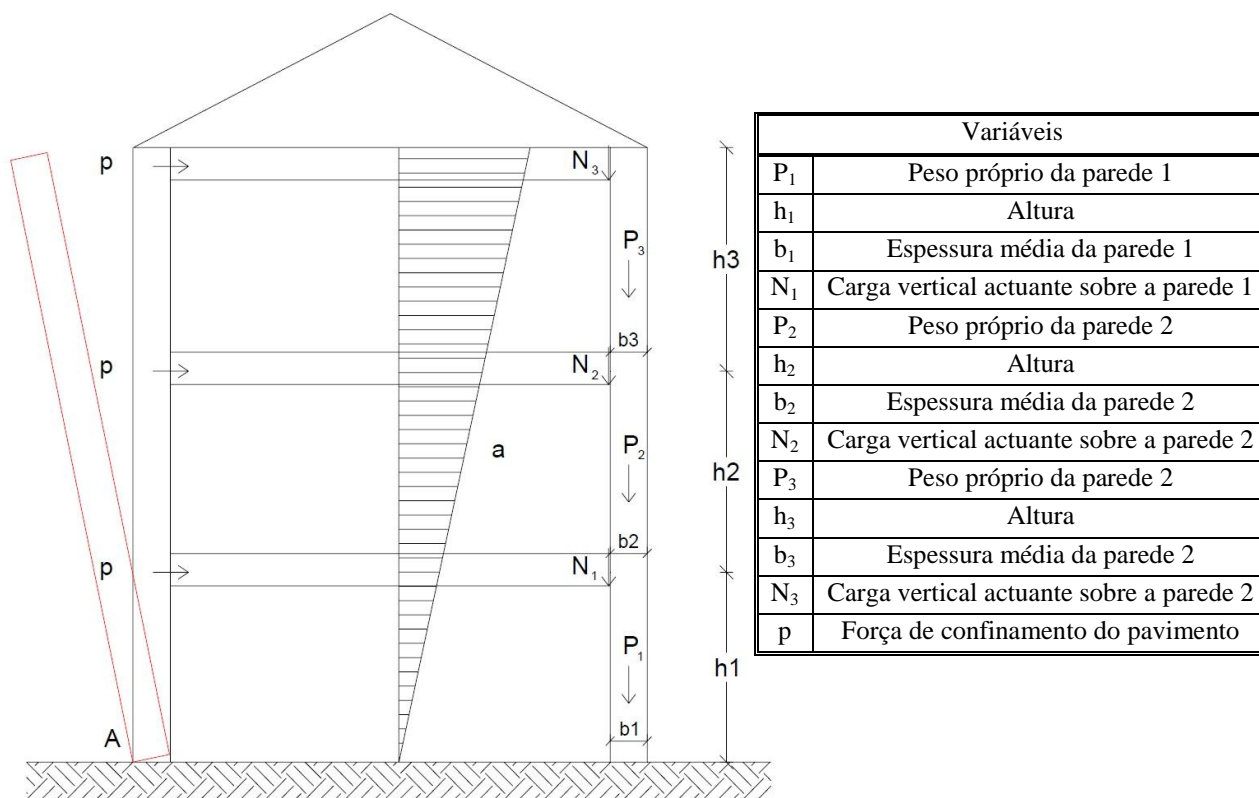
$$T_2 = a \cdot \frac{1}{h_2} \cdot \left[P_2 \cdot \frac{h_2}{2} + N_2 \cdot h_2 + P_3 \cdot \left(h_2 + \frac{h_3}{2} \right) + N_3 \cdot (h_2 + h_3) \right] \\ - \frac{1}{h_2} \cdot \left[P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_2 \cdot d_2 + P_3 \cdot \frac{b_3}{2} + N_3 \cdot d_3 + T_3 \cdot (h_2 + h_3) \right]$$

Tensão no tirante T_3 :

$$T_3 = a \cdot \left(\frac{P_3}{2} + N_3 \right) - \frac{1}{h_3} \cdot \left(P_3 \cdot \frac{b_3}{2} + N_3 \cdot d_3 \right)$$

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Mecanismo 12 - Derrube global de parede com 3 pisos



Coefficiente de colapso:

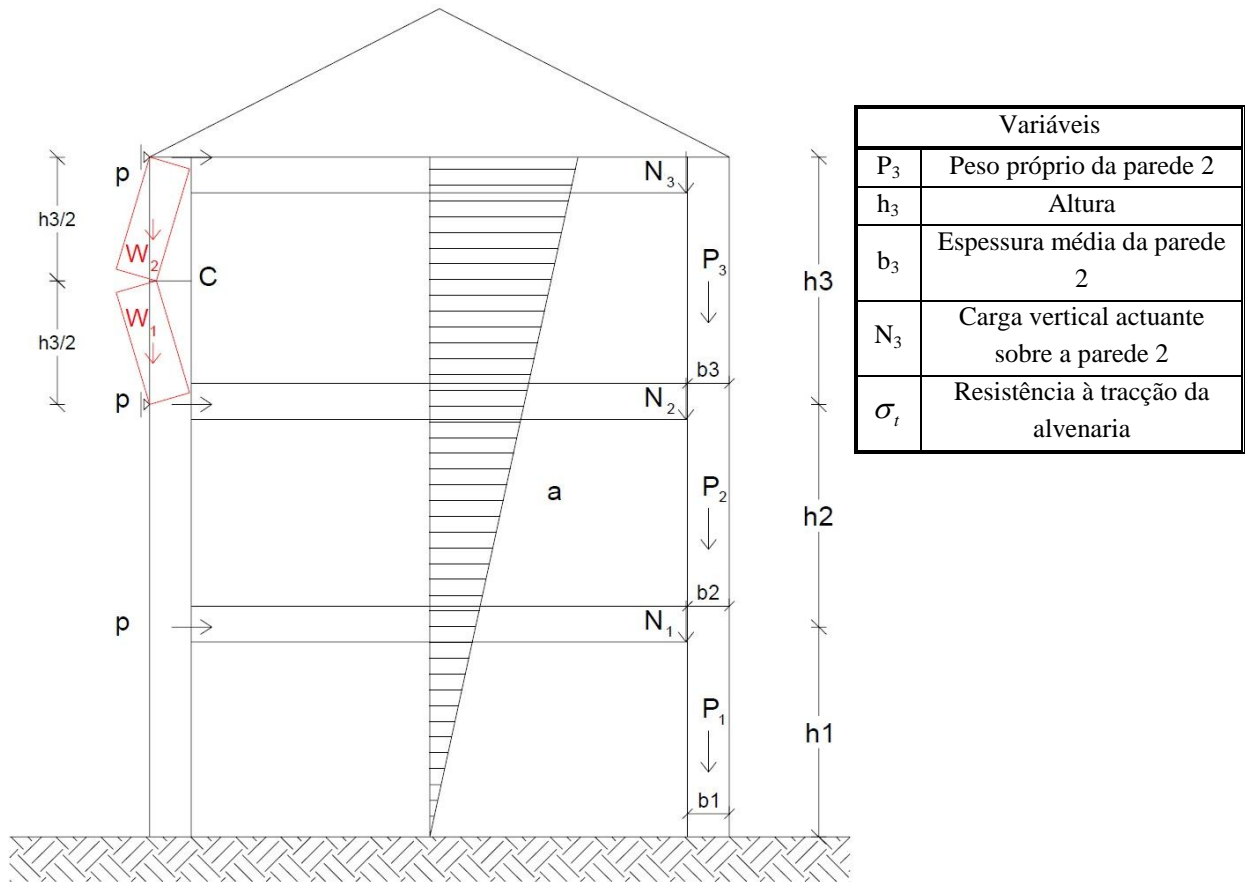
$$c = 0,75 \cdot \frac{b_1}{h_{tot}} + 3 \cdot \frac{p}{W_{tot}}$$

$$W_{tot} = P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_3$$

$$h_{tot} = h_1 + h_2 + h_3$$

O valor de p varia consoante o tipo de pavimento e a área da ligação à parede. Valores de 1 KN/m são usuais (Munari, 2010).

Mecanismo 13 - Parede com 3 pisos: ruptura por tracção no último piso



Coeficiente de colapso:

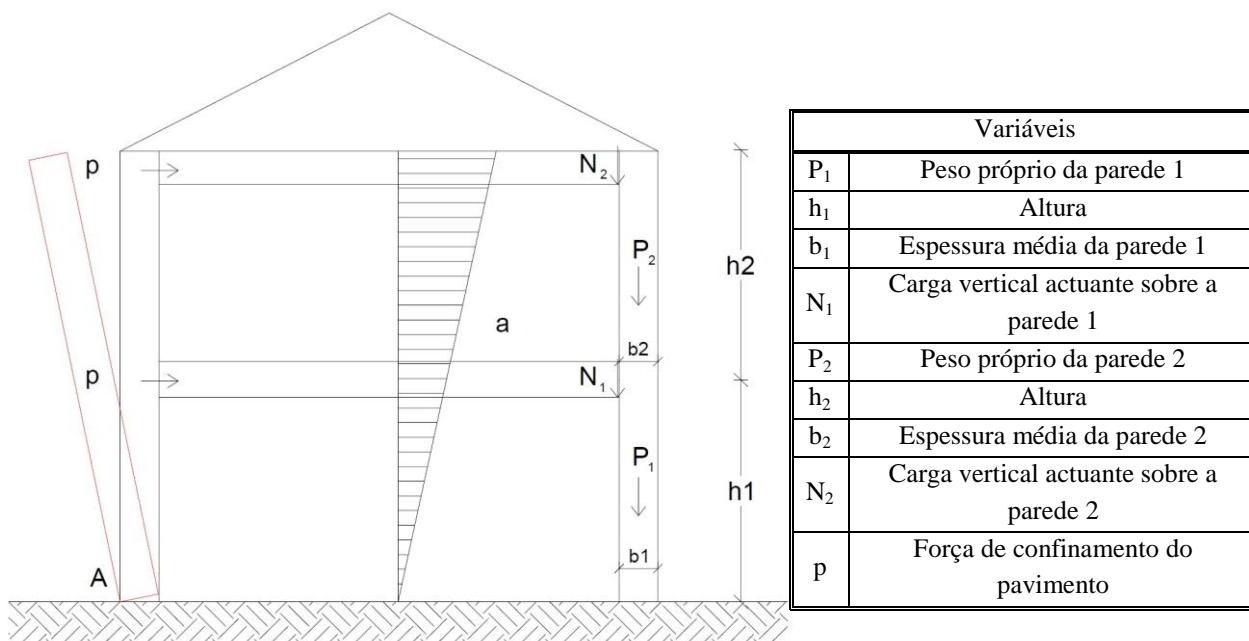
$$c = \frac{4}{3} \cdot \frac{\sigma_t \cdot b_3^2}{W_{tot} \cdot h_3} + \frac{2}{3} \cdot \frac{b_3}{h_3}$$

$$W_{tot} = P_3 + N_3$$

$$W_1 = W_2 = \frac{P_3}{2}$$

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Mecanismo 14 - Derrube global de parede com 2 pisos



Coeficiente de colapso:

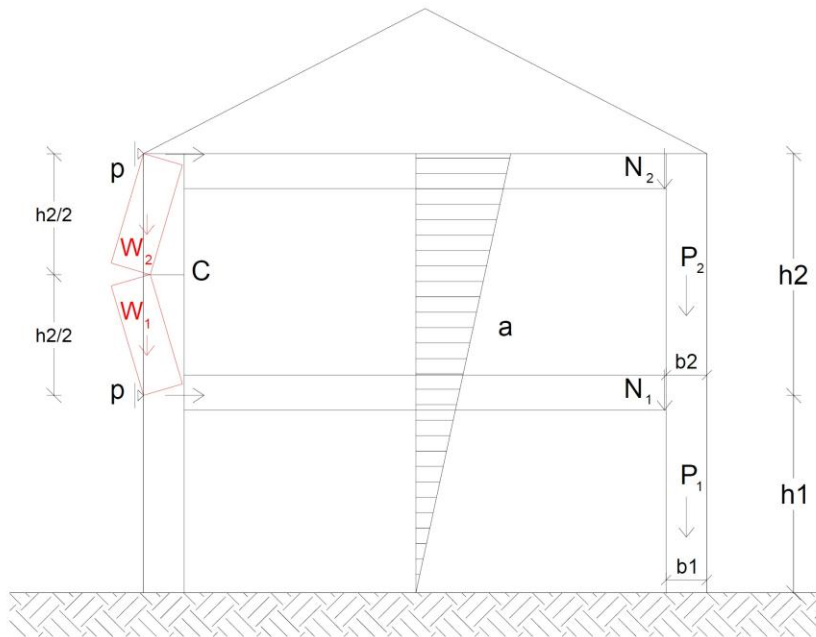
$$c = 0,75 \cdot \frac{b_1}{h_{tot}} + 2 \cdot \frac{p}{W_{tot}}$$

$$W_{tot} = P_1 + P_2 + N_1 + N_2$$

$$h_{tot} = h_1 + h_2$$

O valor de p varia consoante o tipo de pavimento e a área da ligação à parede. Valores de 1 KN/m são usuais (Munari, 2010).

Mecanismo 15 - Parede com 2 pisos: ruptura por tracção no último piso



Variáveis	
P_2	Peso próprio da parede 2
h_2	Altura
b_2	Espessura média da parede 2
N_2	Carga vertical actuante sobre a parede 2
σ_t	Resistência à tracção da alvenaria

Coefficiente de colapso:

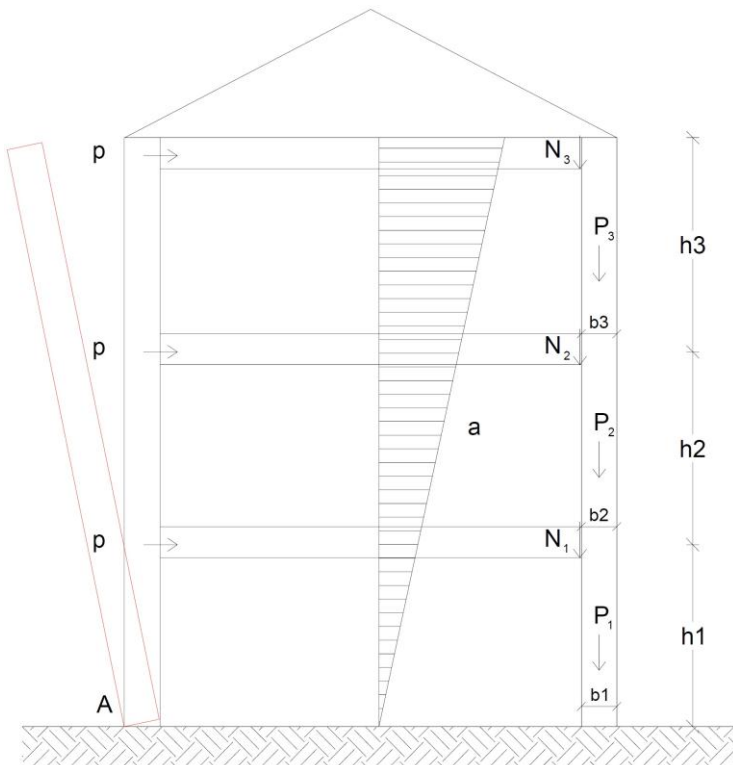
$$c = \frac{4}{3} \cdot \frac{\sigma_t \cdot b_2^2}{W_{tot} \cdot h_2} + \frac{2}{3} \cdot \frac{b_2}{h_2}$$

$$W_{tot} = P_2 + N_2$$

$$W_1 = W_2 = \frac{P_2}{2}$$

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Mecanismo 16 - Parede com 3 pisos: derrube global com atrito e penetração



Variáveis	
P ₁	Peso próprio da parede 1
h ₁	Altura
b ₁	Espessura média da parede 1
N ₁	Carga vertical actuante sobre a parede 1
μ ₁	Coefficiente de atrito
v ₁	Coefficiente de penetração
P ₂	Peso próprio da parede 2
h ₂	Altura
b ₂	Espessura média da parede 2
N ₂	Carga vertical actuante sobre a parede 2
μ ₂	Coefficiente de atrito
v ₂	Coefficiente de penetração
P ₃	Peso próprio da parede 2
h ₃	Altura
b ₃	Espessura média da parede 2
N ₃	Carga vertical actuante sobre a parede 2
μ ₃	Coefficiente de atrito
v ₃	Coefficiente de penetração
p	Força de confinamento do pavimento

Coefficiente de colapso:

$$c = 0,75 \cdot \frac{b_1}{h_{tot}} + 3 \cdot \frac{p}{W_{tot}}$$

$$W_{tot} = P_1 + P_2 + P_3 + N_1 + N_2 + N_3$$

$$h_{tot} = h_1 + h_2 + h_3$$

$$p = \frac{p_1 + p_2 + p_3}{3}$$

$$p_3 = \mu_3 \cdot v_3 \cdot N_3$$

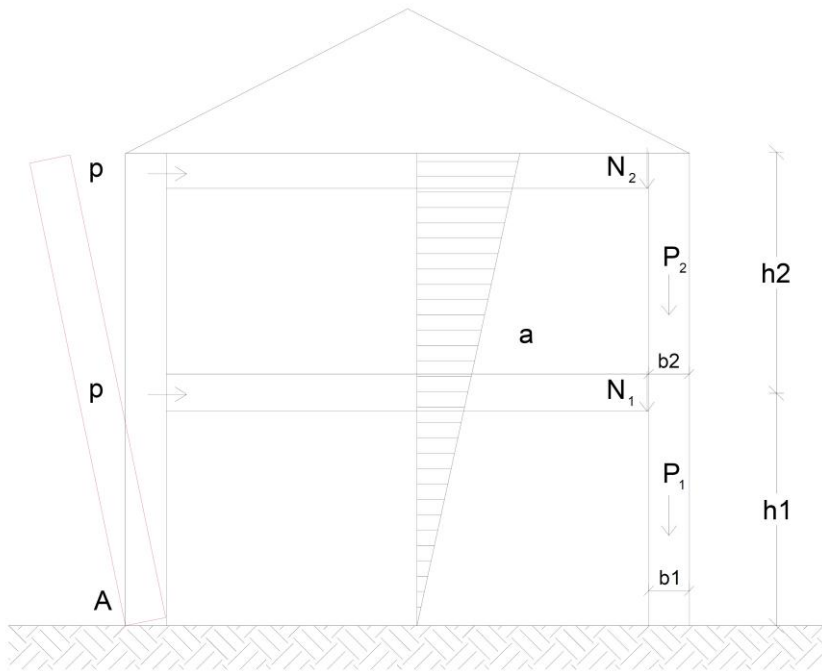
$$p_2 = \mu_2 \cdot v_2 \cdot (N_3 + P_3 + N_2)$$

$$p_1 = \mu_1 \cdot v_1 \cdot (N_3 + P_3 + N_2 + P_2 + N_1)$$

O valor de *p* varia consoante o tipo de pavimento e a sua ligação à parede. Valores de 1 KN/m são usuais (Munari, 2010).

O coefficiente de atrito *μ* toma usualmente valores de 0,1 para pisos leves de madeira, 0,3 para pisos intermédios e 0,6 para pisos pesados. O coefficiente de penetração, indicador da percentagem de área da entrega do pavimento relativamente à área total da parede, varia entre 0 e 1, sendo usualmente usado o valor de 0,3 (Modena, et al., 2009).

Mecanismo 17 - Parede com 2 pisos: derrube global com atrito e penetração



Variáveis	
P_1	Peso próprio da parede 1
h_1	Altura
b_1	Espessura média da parede 1
N_1	Carga vertical actuante sobre a parede 1
μ_1	Coefficiente de atrito
v_1	Coefficiente de penetração
P_2	Peso próprio da parede 2
h_2	Altura
b_2	Espessura média da parede 2
N_2	Carga vertical actuante sobre a parede 2
μ_2	Coefficiente de atrito
v_2	Coefficiente de penetração
p	Força de confinamento do pavimento
p	Força de confinamento do pavimento

Coefficiente de colapso:

$$c = 0,75 \cdot \frac{b_1}{h_{tot}} + 2 \cdot \frac{p}{W_{tot}}$$

$$W_{tot} = P_1 + P_2 + N_1 + N_2$$

$$h_{tot} = h_1 + h_2$$

$$p = \frac{P_1 + P_2}{2}$$

$$p_2 = \mu_2 \cdot v_2 \cdot N_2$$

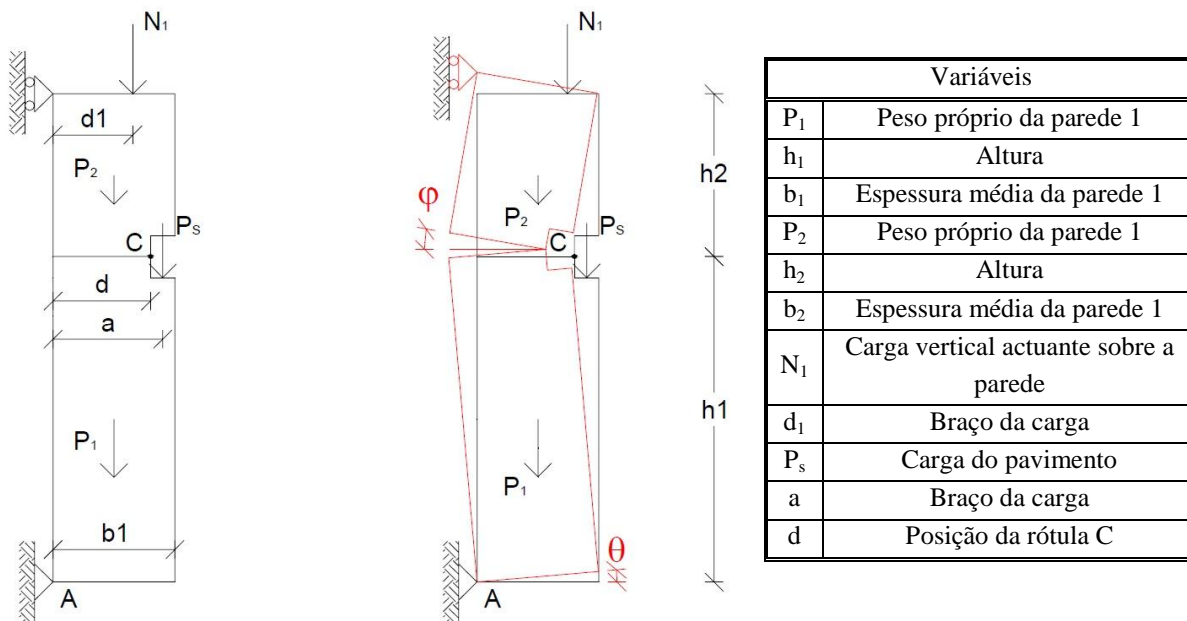
$$p_1 = \mu_1 \cdot v_1 \cdot (N_2 + P_2 + N_1)$$

O valor de p varia consoante o tipo de pavimento e a sua ligação à parede. Valores de 1 KN/m são usuais (Munari, 2010).

O coefficiente de atrito μ toma usualmente valores de 0,1 para pisos leves de madeira, 0,3 para pisos intermédios e 0,6 para pisos pesados. O coefficiente de penetração, indicador da percentagem de área da entrega do pavimento relativamente à área total da parede, varia entre 0 e 1, sendo usualmente usado o valor de 0,3 (Modena, et al., 2009).

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

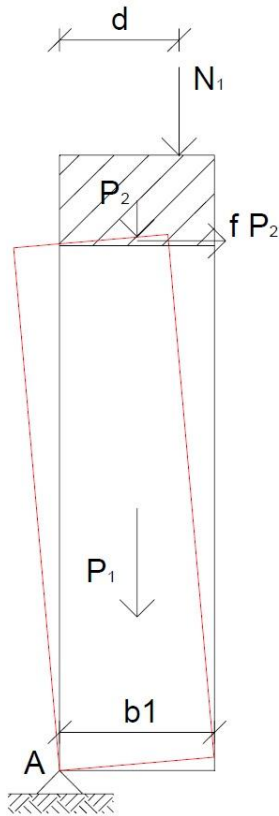
Mecanismo 18 - Parede com pisos não-alinhados



Coefficiente de colapso:

$$c = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + (P_2 + N_2) \cdot d + P_s \cdot a + \frac{P_2 + N_1}{h_2} \cdot \left(d - \frac{b_1}{2}\right) \cdot h_1}{\frac{(P_1 + P_2 + 2 \cdot P_s) \cdot h_1}{2}}$$

Mecanismo 19 - Parede monolítica de 1 pano com carga axial contida por uma cinta



Variáveis	
P_1	Peso próprio da parede
h_1	Altura da parede
b_1	Espessura média da parede
f	Coefficiente de atrito cinta-parede
P_2	Peso próprio da cinta
h_2	Altura da cinta
b_2	Espessura da cinta ($b_2=b_1=b$)
N_1	Carga vertical actuante sobre a parede
d	Braço da carga

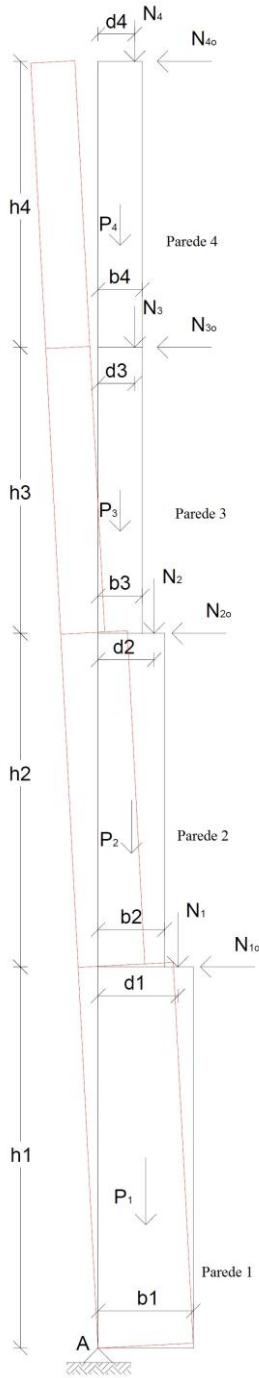
Coefficiente de colapso:

$$c = \frac{P_1 + P_2}{P_1} \cdot \frac{b_1}{h_1} + 2 \cdot f \cdot \frac{P_2 + N_1}{P_1} + 2 \cdot \frac{N_1}{P_1} \cdot \frac{d_1}{h_1}$$

O valor do coeficiente de atrito f varia usualmente entre 0,3 e 0,6 (Munari, 2010).

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Mecanismo 20 - Parede monolítica com 4 pisos simplesmente apoiada



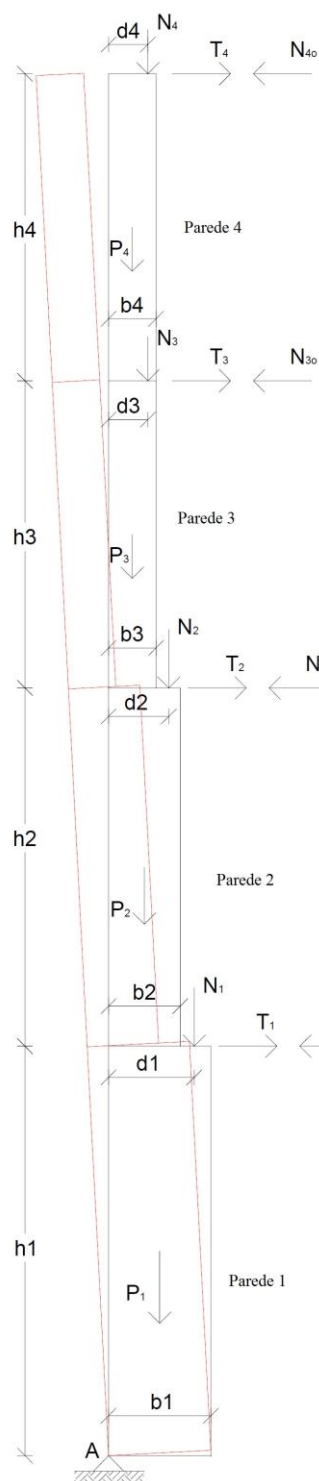
Variáveis	
P ₁	Peso próprio da parede 1
h ₁	Altura
b ₁	Espessura média da parede 1
N ₁	Carga vertical actuante sobre a parede 1
N _{1o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 1
d ₁	Braço da carga
P ₂	Peso próprio da parede 2
h ₂	Altura
b ₂	Espessura média da parede 2
N ₂	Carga vertical actuante sobre a parede 2
N _{2o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 2
d ₂	Braço da carga
P ₃	Peso próprio da parede 3
h ₃	Altura
b ₃	Espessura média da parede 3
N ₃	Carga vertical actuante sobre a parede 3
N _{3o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 3
d ₃	Braço da carga
P ₄	Peso próprio da parede 4
h ₄	Altura
b ₄	Espessura média da parede 4
N ₄	Carga vertical actuante sobre a parede 4
N _{4o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 4
d ₄	Braço da carga

Coefficiente de colapso:

$$c = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + N_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_2 \cdot d_2 + P_3 \cdot \frac{b_3}{2} + N_3 \cdot d_3 + P_4 \cdot \frac{b_4}{2} + N_4 \cdot d_4 - N_{1o} \cdot h_1 - N_{2o} \cdot (h_1 + h_2) - N_{3o} \cdot (h_1 + h_2 + h_3) - N_{4o} \cdot h_{tot}}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + N_1 \cdot h_1 + P_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_2 \cdot (h_1 + h_2) + P_3 \cdot \left(h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2} \right) + N_3 \cdot (h_1 + h_2 + h_3) + P_4 \cdot \left(h_1 + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right) + N_4 \cdot h_{tot}}$$

$$h_{tot} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

Mecanismo 21 - Parede monolítica com 4 pisos restringida com tirantes



Variáveis	
P ₁	Peso próprio da parede 1
h ₁	Altura
b ₁	Espessura média da parede 1
N ₁	Carga vertical actuante sobre a parede 1
N _{1o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 1
T ₁	Tensão no tirante 1
d ₁	Braço da carga
P ₂	Peso próprio da parede 2
h ₂	Altura
b ₂	Espessura média da parede 2
N ₂	Carga vertical actuante sobre a parede 2
N _{2o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 2
d ₂	Braço da carga
T ₂	Tensão no tirante 2
P ₃	Peso próprio da parede 3
h ₃	Altura
b ₃	Espessura média da parede 3
N ₃	Carga vertical actuante sobre a parede 3
N _{3o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 3
d ₃	Braço da carga
T ₃	Tensão no tirante 3
P ₄	Peso próprio da parede 4
h ₄	Altura
b ₄	Espessura média da parede 4
N ₄	Carga vertical actuante sobre a parede 4
N _{4o}	Carga horizontal actuante sobre a parede 4
d ₄	Braço da carga
T ₄	Tensão no tirante 4
a	Aceleração sísmica de projecto (m/s ²)

Coefficiente de colapso:

$$c = \frac{P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + T_1 \cdot h_1 + N_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + T_2 \cdot (h_1 + h_2) + N_2 \cdot d_2 + P_3 \cdot \frac{b_3}{2} + T_3 \cdot (h_1 + h_2 + h_3) + N_3 \cdot d_3 + P_4 \cdot \frac{b_4}{2} + T_4 \cdot h_{tot} + N_4 \cdot d_4}{P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + N_1 \cdot h_1 + P_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_2 \cdot (h_1 + h_2) + P_3 \cdot \left(h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2} \right) + N_3 \cdot (h_1 + h_2 + h_3) + P_4 \cdot \left(h_1 + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right) + N_4 \cdot h_{tot}}$$

$$h_{tot} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Tensão no tirante T_1 :

$$T_1 = a \cdot \frac{1}{h_1} \cdot \left[P_1 \cdot \frac{h_1}{2} + N_1 \cdot h_1 + P_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + N_2 \cdot (h_1 + h_2) + P_3 \cdot \left(h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2} \right) + \right. \\ \left. - \frac{1}{h_1} \cdot \left[P_1 \cdot \frac{b_1}{2} + N_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_2 \cdot d_2 + T_2 \cdot (h_1 + h_2) + \right. \right. \\ \left. \left. P_3 \cdot \frac{b_3}{2} + N_3 \cdot d_3 + T_3 \cdot (h_1 + h_2 + h_3) + P_4 \cdot \frac{b_4}{2} + N_4 \cdot d_4 + T_4 \cdot h_{tot} \right] \right]$$

Tensão no tirante T_2 :

$$T_2 = a \cdot \frac{1}{h_2} \cdot \left[P_2 \cdot \frac{h_2}{2} + N_2 \cdot h_2 + P_3 \cdot \left(h_2 + \frac{h_3}{2} \right) + N_3 \cdot (h_2 + h_3) + P_4 \cdot \left(h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right) + N_3 \cdot (h_2 + h_3 + h_4) \right] \\ - \frac{1}{h_2} \cdot \left[P_2 \cdot \frac{b_2}{2} + N_2 \cdot d_2 + P_3 \cdot \frac{b_3}{2} + N_3 \cdot d_3 + T_3 \cdot (h_2 + h_3) + P_4 \cdot \frac{b_4}{2} + N_4 \cdot d_4 + T_4 \cdot (h_2 + h_3 + h_4) \right]$$

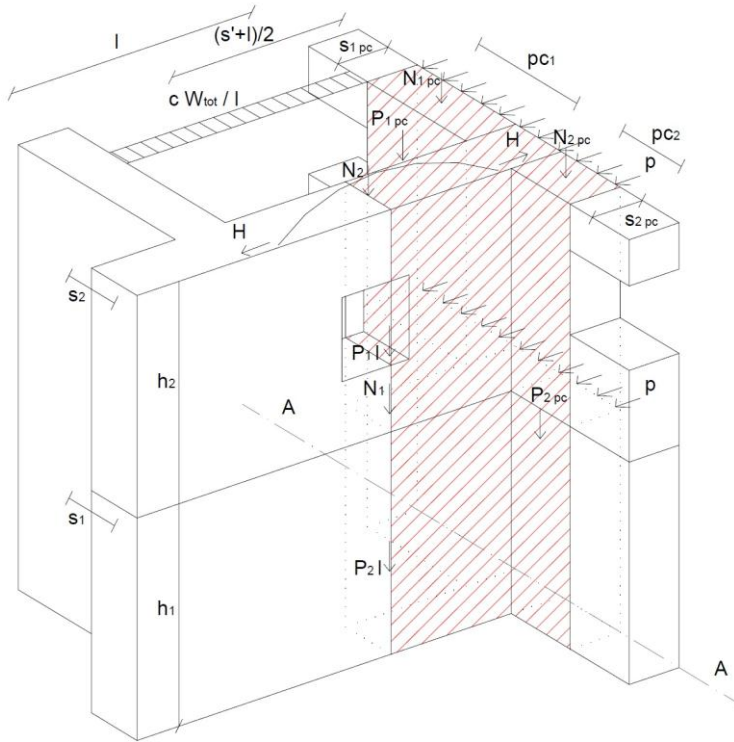
Tensão no tirante T_3 :

$$T_2 = a \cdot \frac{1}{h_3} \cdot \left[P_3 \cdot \frac{h_3}{2} + N_3 \cdot h_3 + P_4 \cdot \left(h_3 + \frac{h_4}{2} \right) + N_4 \cdot (h_3 + h_4) \right] \\ - \frac{1}{h_3} \cdot \left[P_3 \cdot \frac{b_3}{2} + N_3 \cdot d_3 + P_4 \cdot \frac{b_4}{2} + N_4 \cdot d_4 + T_4 \cdot (h_3 + h_4) \right]$$

Tensão no tirante T_4 :

$$T_2 = a \cdot \left(\frac{P_4}{2} + N_4 \right) - \frac{1}{h_4} \cdot \left(P_4 \cdot \frac{b_4}{2} + N_4 \cdot d_4 \right)$$

Mecanismo 22 - Mecanismo de arco: ruptura por derrube dos encontros do arco



Variáveis	
P ₁	Peso próprio da parede 1
N ₁	Carga sobre a parede 1
h ₁	Altura da parede 1
s ₁	Espessura da parede 1
P ₂	Peso próprio da parede 2
N ₂	Carga sobre a parede 2
h ₂	Altura da parede 2
s ₂	Espessura da parede 2
P _{1pc}	Peso próprio da parede ortogonal 1
N _{1pc}	Carga sobre a parede ortogonal 1
pc ₁	Largura de contribuição da parede ortogonal 1 (até à primeira abertura)
s _{1pc}	Espessura da parede ortogonal 1
P _{2pc}	Peso próprio da parede ortogonal 2
N _{2pc}	Carga sobre a parede ortogonal 2
pc ₂	Largura de contribuição da parede ortogonal 2 (até à primeira abertura)
s _{2pc}	Espessura da parede ortogonal 2
l	Largura do painel com efeito de arco
γ	Peso próprio da alvenaria (KN/m ³)
p	Força de confinamento do pavimento

Coeficiente de colapso:

$$c = \frac{W_1 \cdot \frac{s_1^{pc}}{2} + W_2 \cdot \frac{s_2^{pc}}{2} + P \cdot \frac{(s+l)^2}{8} + \frac{(N_1 + N_2) \cdot (s+l)}{8} + (n \cdot p) \cdot (pc_1 + pc_2) \cdot \frac{2}{3} \cdot (h_1 + h_2)}{\frac{W_{tot} \cdot l}{6,4 \cdot s} \cdot \frac{2}{3} \cdot (h_1 + h_2)}$$

$$s = \frac{s_1 + s_2}{2}$$

$$W_{tot} = P \cdot l + N_1 + N_2 ; W_1 = P_1^{pc} + N_1^{pc} ; W_2 = P_2^{pc} + N_2^{pc}$$

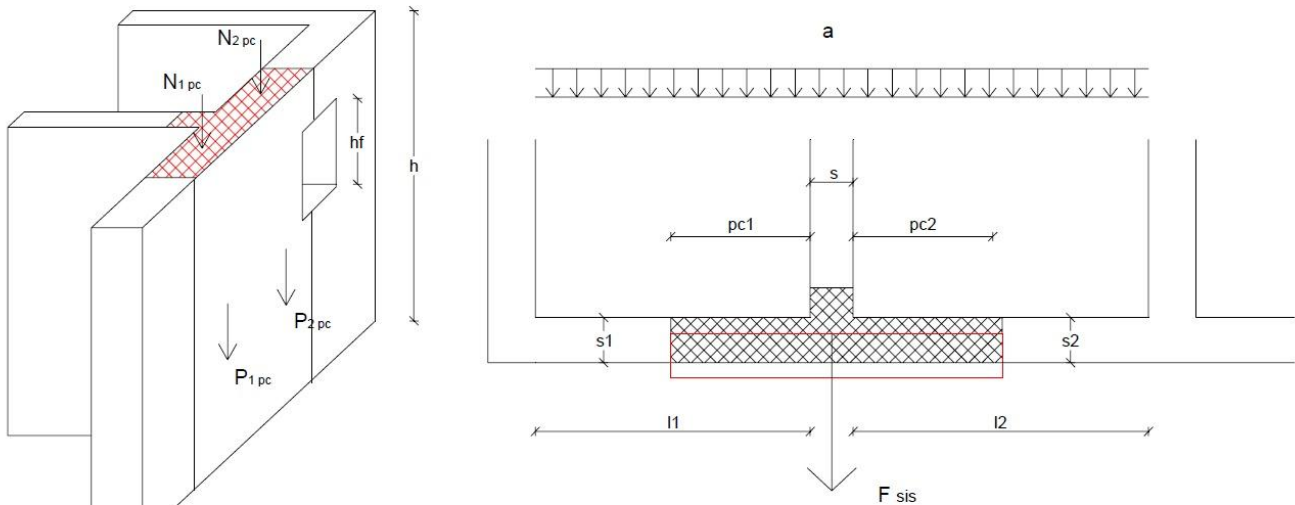
$$P = \gamma \cdot s \cdot (h_1 + h_2) ; P_1^{pc} = \gamma \cdot pc_1 \cdot s_1^{pc} \cdot (h_1 + h_2) ; P_2^{pc} = \gamma \cdot pc_2 \cdot s_2^{pc} \cdot (h_1 + h_2)$$

$$n = 1 \text{ se } h_2 = 0 ; n = 2 \text{ se } h_2 \neq 0$$

O valor de p varia consoante o tipo de pavimento e a área da ligação à parede. Valores de 1 KN/m são usuais (Munari, 2010).

Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra

Mecanismo 23 - Rotura por destacamento da parede transversal



Variáveis	
P_{1pc}	Peso próprio da parede 1
N_{1pc}	Carga sobre a parede 1
s_1	Espessura da parede 1
pc_1	Largura de contribuição da parede 1 (o menor dos seguintes valores: metade da parede 1, ou a distância até à primeira abertura)
P_{2pc}	Peso próprio da parede 2
N_{2pc}	Carga sobre a parede 2
s_2	Espessura da parede 2
pc_2	Largura de contribuição da parede 2 (o menor dos seguintes valores: metade da parede 2, ou a distância até à primeira abertura)
h_f	Altura da abertura
h	Altura da parede
γ	Peso próprio da alvenaria (KN/m ³)

Coefficiente de colapso:

$$c = 2 \cdot \frac{\sigma_t \cdot s \cdot (h - h_f)}{W_1 + W_2}$$

$$\sigma_t = \frac{\frac{1}{12} \cdot \frac{W_{tot}}{g} \cdot a \cdot l^2}{(h - h_f) \cdot s^2} \cdot 6$$

$$W_1 = P_1^{pc} + N_1^{pc} ; W_2 = P_2^{pc} + N_2^{pc}$$

$$P_1^{pc} = \gamma \cdot pc_1 \cdot s_1 \cdot h ; P_2^{pc} = \gamma \cdot pc_2 \cdot s_2 \cdot h$$

REFERÊNCIAS

- Abrams, D. P. 2001.** Performance-based engineering concepts for unreinforced masonry building structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*. 2001, Vol. 3.
- ACI - American Concrete Institute. 2008.** *Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08)*. 2008.
- **2008.** *Specification for Masonry Structures (TMS 602-08/ACI 530.1-08/ASCE 6-08)*. 2008.
- Almeida, Celeste M. N. V. 2000.** *Análise do comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sob a acção dos sismos*. Porto : s.n., 2000.
- Almeida, Celeste, et al. 2010.** Caracterização de alvenarias da cidade do Porto. *Congresso Património*. 2010.
- Andreas, U. 1996.** Failure criteria for masonry panels under in-plane loading. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 1996, Vol. 122(1).
- Appleton, João. 2003.** *Reabilitação de edifícios antigos - Patologias e tecnologias de intervenção*. 1ª ed. Lisboa : Edições Orion, 2003.
- ASCE - American Society of Civil Engineers. 2003.** *Seismic Evaluation of Existing Buildings (ASCE/SEI 31-03)*. 2003.
- **2007.** *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06)*. 2007.
- Balasubramanian, S. R., et al. 2006.** In-plane shear behaviour of unreinforced brick masonry - A literature review. [ed.] P. B. Lourenço, et al. *Structural Analysis of Historical Constructions*. 2006.
- Benedetti, D. e Tomažević, M. 1984.** Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura. *Ingegneria Sismica*. 1984, Vol. 1.
- Berndt, E. 1996.** Zur Druck- und Schubfestigkeit von Mauerwerk – experimentell nachgewiesen an Strukturen aus Elbsandstein. *Bautechnik*. 73, 1996, Vol. 4.
- Brencich, A., Corradi, C. e Gambarotta, L. 2008.** Eccentrically loaded brickwork: Theoretical and experimental results. *Engineering Structures*. 2008, Vol. 30.
- Calderini, Chiara, Cattari, Serena e Lagomarsino, Sergio. 2009.** In-plane strength of unreinforced masonry piers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2009, Vol. 38.
- CEN - Comité Européen de Normalisation. 2005.** *Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design (EN 1996-1-2:2005)*. 2005.
- **2005.** *Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 2: Design considerations, selection of materials and execution of masonry (prEN 1996-2:2005)*. 2005.
- **2005.** *Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures (prEN 1996-3:2005)*. 2005.
- **2004.** *Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures (prEN 1996-1-1:2004)*. 2004.

—. 2008. *Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria - Parte 1-1: Regras gerais para alvenaria armada e não armada (NP EN 1996-1-1:2008)*. 2008.

—. 2010. *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios (NP EN 1998-1:2010)*. 2010.

Centro de Estudos de Património e História do Algarve da Universidade do Algarve. 2010. *Vila Real de Santo António e o Urbanismo Iluminista*. s.l. : Câmara Municipal de Vila Real de Santo António, 2010.

Chiostrini, Sandro, Galano, Luciano e Vignoli, Andrea. 2000. On the determination of strength of ancient masonry walls via experimental tests. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand*. 2000.

Coelho, A. Z. G., Torgal, F. P. e Jalali, S. 2009. *A cal na construção*. Guimarães : U. Minho, 2009.

Cóias, Vitor. 2007. *Reabilitação estrutural de edifícios antigos*. 2ª ed. Lisboa : Argumentum\GECORPA, 2007.

DIN 1053-100:2007-09. 2007. *Mauerwerk*. Berlin : Deutsches Institut für Normung, 2007.

Doherty, K., et al. 2002. Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2002, Vol. 31, pp. 833–850.

Ebner, B. 1996. Das Tragverhalten von mehrschaligem Bruchsteinmauerwerk im regelmäßigen Schichtenverband. *Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau*. 1996, Vol. 24.

Farinha, J. S. Brazão e Reis, A. Correia dos. 1993. *Tabelas técnicas*. Setúbal : P. O. B. Editora, 1993.

Fragata, Ana, et al. 2007. Incorporação de resíduos de vidro em argamassas de revestimento – avaliação da sua influência nas características da argamassa. *APFAC 2 ° Congresso Nacional de Argamassas de Construção*. 2007.

Francis, A. J., Horman, C. B. e Jerrems, L. E. 1970. The Effect of Joint Thickness Other Factors on the Compressive Strength of Brickwork. *2nd International Brick Masonry Conference*. 1970.

Giuffrè, Antonino. 1993. *Sicurezza e conservazione dei centri storici – Il caso Ortigia*. s.l. : Ed. Laterza, 1993.

Grimm, T. C. 1975. Strength and related properties of brick masonry. *ASCE Journal of Structural Division*. 1975, Vol. 101(1).

Hendry, A. W., Sinha, B. P. e Davies, S. R. 2004. *Design of Masonry Structures*. Londres : E & FN Spon, 2004.

Hilsdorf, H. 1969. Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression. *Proceedings of International Conference on Masonry Structural Systems*. 1969.

Huster, U. 2000. *Tragverhalten von einschaligem Natursteinmauerwerk unter zentrischer Druckbeanspruchung: Entwicklung und Anwendung eines Finite-Elemente-Programmes*. Kassel : Kassel University Press, 2000.

- Instituto Nacional de Estatística. 2001.** *Censos 2001: resultados definitivos*. Lisboa : Instituto Nacional de Estatística, 2001.
- Khoo, C. L. e Hendry, A. W. 1972.** *A Failure Criterion for Brickwork in Axial Compression, Technical Note No.179*. s.l. : The British Ceramic Research Association, 1972.
- Lopes, Mário M. P. S. (coordenador). 2008.** *Sismos e edifícios*. 1.^a. s.l. : Edições Orion, 2008.
- Magalhães, A. e Veiga, M. R. 2006.** *Avaliação da resistência de amostras de argamassas históricas recolhidas em obra. Metodologia e correlação de resultados*. s.l. : Relatório LNEC 259/06-NRI, 2006.
- Magenes, G. e Calvi, G. M. 1997.** In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake engineering and structural dynamics*. 1997, Vol. 26.
- Mann, W. 1983.** Druckfestigkeit von Mauerwerk: Eine statistische Auswertung von Versuchsergebnissen in geschlossener Darstellung mit Hilfe von Potenzfunktionen. *Mauerwerk-Kalender*. 1983.
- Mann, W. e Muller, H. 1976.** Failure of Shear-Stressed Masonry – An Enlarged Theory, Tests and Application to Shear Walls. *Reports of Technical University, Darmstadt*. 1976.
- Mascarenhas, Jorge. 2004.** *Sistemas de construção - Vol. V*. 1.^a ed. Lisboa : Livros Horizonte, 2004.
- Mateus, João Mascarenhas. 2002.** *Técnicas tradicionais de construção de alvenarias*. Lisboa : Livros Horizonte, 2002.
- Mattoso, José. 1992.** *História de Portugal. Primeiro Volume: Antes de Portugal*. Lisboa : Círculo de Leitores, 1992.
- Meli, R. 1998.** *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos*. México : Fundación ICA, 1998.
- Ministero delle Infrastrutture, Repubblica Italiana. 2008.** *Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 - Nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/1/2008)*. 2008.
- Modena, C., Valluzzi, M. R. e Zenere, M. 2009.** *Manuale d'uso del Programma c-Sisma 3.0 PRO*. Padova, Italia : s.n., 2009.
- Munari, Marco. 2010.** *Sviluppo di procedure per valutazioni sistematiche di vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura*. Pádua, Itália : s.n., 2010. Tese de Doutoramento.
- Ohler, A. 1986.** Zur Berechnung der Druckfestigkeit von Mauerwerk unter Berücksichtigung der mehrachsigen Spannungszustände in Stein und Mörtel. *Bautechnik*. 5, 1986.
- P.I.E.T. 70. 1971.** *Obras de fábrica. Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja*. Madrid : Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 1971.
- Pina-Henriques, José Luís. 2005.** *Masonry under compression: Failure analysis and long-term effects*. Braga : s.n., 2005. Tese de Doutoramento.
- Pinho, Fernando F. S. 2000.** *Paredes de edifícios antigos em Portugal*. 1.^a ed. Lisboa : LNEC, 2000.
- Proske, Dirk e Gelder, Pieter van. 2009.** *Safety of Historical Stone Arch Bridges*. Berlin : Springer, 2009.

- Ril 805. 1999.** *Richtlinie 805: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken.* Berlin : Deutsches Institut für Normung, 1999.
- Roque, João C. A. e Lourenço, Paulo B. 2003.** Caracterização mecânica de paredes antigas de alvenaria : um caso de estudo no centro histórico de Bragança. *Engenharia Civil, U. Minho.* 2003, Vol. 17.
- . 2004. Métodos simplificados na avaliação sísmica de edifícios históricos. *SÍSMICA 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica.* 2004.
- Roque, João. 2002.** *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria.* Braga : s.n., 2002. Tese de Doutoramento.
- Sabha, A. e Schöne, I. 1994.** Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerk aus Elbsandstein. *Bautechnik.* 71, 1994, Vol. 3.
- Schnackers, P. J. H. 1973.** *Mauerwerk und seine Berechnung.* Aachen : s.n., 1973. Tese de Mestrado.
- Silva, Fernando A. N. 2006.** *Contribuição ao entendimento do comportamento estrutural de paredes de contraventamento de alvenaria não armada dotadas de aberturas submetidas a carregamento lateral.* Recife, Brasil : s.n., 2006.
- Silva, V. C. 2001.** Viabilidade técnica de execução do Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado. *Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado.* s.l. : SPES/GECORPA, 2001.
- Stiglat, K. 1992.** Zur Tragfähigkeit von Mauerwerk aus Sandstein. *Bautechnik.* 1992, Vol. 3.
- Tomazević, Miha. 1999.** *Earthquake-resistant design of masonry buildings.* London : Imperial College Press, 1999.
- Torgal, Fernando P., Gomes, J. P. Castro e Jalali, Said. 2007.** Argamassas antigas : reacção pozolânica ou activação alcalina? *Sob a égide da reabilitação : actas do Congresso Nacional de Argamassas de Construção.* Lisboa : APFAC, 2007.
- Turnsek, V. e Cacovic, F. 1971.** Some experimental results on the strength of brick masonry wall. *Proc. of the 3th Int. Brick Masonry Conference.* 1971.
- Valluzzi, M. R., et al. 2001.** Modellazione del comportamento di Edifici in Muratura sotto Azioni Sismiche: l'Esperienza Umbria-Marche. *X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sísmica in Italia".* 2001.
- Vasconcelos, Graça e Lourenço, Paulo B. 2006.** Assessment of the in-plane shear strength of stone masonry walls by simplified models. [ed.] P. B. Lourenço, et al. *Structural analysis of historical constructions.* 2006.
- Vasconcelos, Graça. 2005.** *Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls.* U. Minho, Braga : s.n., 2005. Tese de doutoramento.
- Vicente, Romeu da Silva. 2009.** *Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana - Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra.* Aveiro : Universidade de Aveiro, 2009. Tese de Doutoramento.
- Warnecke, P., Rostasy, F. S. e Budelmann, H. 1995.** Tragverhalten und Konsolidierung von Wänden und Stützen aus historischem Natursteinmauerwerk. *Mauerwerkskalender.* 1995.