



2.ª geração do Eurocódigo 6 – Projeto de estruturas de alvenaria

2nd generation of Eurocode 6 – Design of masonry structures

Rui Marques
Paulo B. Lourenço

Resumo

As regras para o projeto de estruturas de alvenaria necessitam de atender a novas tendências e soluções na construção. Desde a publicação da atual versão da EN 1996-1-1 (2005), foi desenvolvida ampla investigação sobre o comportamento estrutural da alvenaria, pelo que as especificações para projeto necessitaram de ser atualizadas. Na sequência do Mandato M/515 da CE, diferentes subtarefas foram consideradas na revisão da EN 1996-1-1, tendo em vista melhorar aspetos transversais aos Eurocódigos (p. ex., redução de *NDPs* e maior facilidade de uso) e questões específicas do projeto (p. ex., propriedades de materiais e regras para alvenaria armada). Embora trabalhos futuros possam vir a ser desenvolvidos para considerar necessidades de projeto mais recentes, foi alcançada uma evolução significativa da norma. O presente artigo aborda em geral a série EN 1996 e apresenta as principais alterações no Eurocódigo 6 (Regras gerais). Discutem-se ainda aspetos a melhorar e os principais desafios para o meio técnico nacional.

Abstract

The rules for the design of masonry structures need to meet new construction trends and solutions. Since the current version of EN 1996-1-1 (2005), much research has been carried out on the structural behavior of masonry, so the design specifications needed to be updated. Following the EC Mandate M/515, different subtasks were considered in the revision of EN 1996-1-1, to improve cross-cutting aspects of the Eurocodes (e.g., reduction in *NDPs* and enhanced ease of use) and project-specific issues (e.g., material properties and rules for reinforced masonry). Although future work may be developed to consider newer design needs, a significant evolution of the standard was achieved. This article addresses the EN 1996 series in general and presents the main changes in Eurocode 6 (General rules). Aspects to improve and the main challenges for the national technical field are also discussed.

Palavras-chave: Alvenaria / Projeto de estabilidade / Eurocódigo 6 (Regras gerais) / Evolução da EN 1996-1-1 / Desafios na aplicação

Keywords: Masonry / Structural design / Eurocode 6 (General rules) / Evolution of EN 1996-1-1 / Challenges in application

Rui Marques

Vogal da SC 06 da CT 115
Technical secretary of the Project Team for SC6.T1 Masonry - Revised version of EN 1996-1-1 (October 2015 - March 2018)
Investigador Doutoramento
Universidade do Minho, ISISE
Guimarães, Portugal
 0000-0002-2033-0088
marquesmnc@sapo.pt

Paulo B. Lourenço

Presidente (2014-2022) e Vogal da SC 06 da CT 115
Convener of the Project Team for SC6.T1 Masonry - Revised version of EN 1996-1-1 (October 2015 - March 2018)
Professor Catedrático
Universidade do Minho, ISISE
Guimarães, Portugal
 0000-0001-8459-0199
pbl@civil.uminho.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

MARQUES, R. [et al.] – 2.ª geração do Eurocódigo 6 - Projeto de estruturas de alvenaria. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 25. ISSN 2183-8488. (julho 2024) 79-90.
<https://doi.org/10.34638/rpee-sIII-n25-009>

1 Introdução

A alvenaria foi historicamente utilizada como uma solução fácil e económica na construção de habitação. Atualmente, a construção em alvenaria estrutural obriga a responder a inúmeros requisitos de forma concomitante, o que é uma condicionante importante do sistema. A alvenaria simples (AS) está largamente disseminada em países de baixa sismicidade, tais como o Reino Unido, a Alemanha e o Brasil. Noutras regiões, a construção de edifícios com alvenaria estrutural não tem vindo a ser muito utilizada, principalmente devido à perigosidade sísmica. Na Europa, mesmo em países de baixa sismicidade, a alvenaria tem vindo a ser substituída por outras soluções, nomeadamente o betão armado (BA), ver Quadro 1. No entanto, considerando que podem ser utilizadas soluções de alvenaria armada (AA) e alvenaria confinada (AC), estas têm potencial para serem retomadas em muitas regiões da Europa. Para esse efeito, a atual versão do Eurocódigo 6 para projeto de estruturas de alvenaria, e em particular a parte correspondente às regras gerais (EN 1996-1-1:2005 [1]), foi submetida a revisão tendo em conta o novo contexto de desenvolvimento e investigação na área dos materiais para alvenaria e as práticas de construção.

O desenvolvimento de normas abrangentes para o projeto estrutural de edifícios é hoje reconhecido como fundamental para garantir um desempenho adequado dos mesmos, tanto em termos de estados limites últimos como de utilização. De acordo com [2], existem diferentes abordagens de projeto que foram consideradas na evolução das normas de estruturas, desde o projeto empírico baseado na experiência, passando pela regulamentação prescritiva, até abordagens mais atuais. No caso da EN 1996-1-1, a definição de dimensões mínimas com base no cálculo com limites de valores extremos, por exemplo, para a esbelteza das paredes estruturais, pode ser considerada um instrumento para uma abordagem baseada no desempenho [3].

Um dos principais desafios no desenvolvimento de normas de projeto é a tradução dos resultados da investigação em regras práticas, que cumpram com a filosofia de projeto subjacente. Este processo pode introduzir a questão da clareza, porque muitas das regras de projeto na normativa são apresentadas sem a devida contextualização. Desde a primeira publicação dos Eurocódigos (concluída em 2007), o contexto da sua aplicação alterou-se significativamente, no que diz respeito ao sector da construção, aos resultados da investigação e às abordagens de projeto. No âmbito do Mandato M/515 da Comissão Europeia para o desenvolvimento da segunda geração de Eurocódigos [12], foi estabelecida a tarefa SC6.T1 para a revisão da EN 1996-1-1. As subtarefas consideradas no Mandato foram abordadas no trabalho da Equipa de Projeto (*Project Team, PT*), exceto a robustez que foi abordada externamente. A nova versão do Eurocódigo 6 - Parte 1-1 [4] foi desenvolvida considerando a complexidade de vários resultados de investigação, com o pragmatismo da realidade da construção e as aptidões dos profissionais.

No desenvolvimento da EN 1996-1-1:2022 [4] foram identificados aspetos prioritários a abordar no projeto de alvenaria, em particular a definição das propriedades dos materiais, critérios de resistência e regras de projeto. A harmonização e extensão das regras de acordo com outras normas europeias, nomeadamente a EN 1992-1-1:2004

[5] para estruturas de betão, foi também uma exigência europeia. Por exemplo, a AA está amplamente disseminada internacionalmente, mas as suas regras de projeto estão menos desenvolvidas do que as do BA, sendo que coexistem tecnologias muito diversas. Materiais e soluções mais recentes para a construção em alvenaria necessitavam igualmente de ser enquadrados na norma. A seguir apresenta-se uma visão geral da EN 1996, os principais desenvolvimentos da futura EN 1996-1-1, bem como uma discussão sobre possíveis melhorias da norma e os desafios para a sua aplicação.

Quadro 1 Lista das principais tipologias de edifícios utilizadas em países europeus com diferente sismicidade (de acordo com pesquisa dos autores)

Países	Sismicidade	Principais tipologias estruturais
Agregado*	Baixa	AS
Malta	Baixa	AS, pórticos de BA
Espanha	Baixa	Pórticos de BA
Luxemburgo	Baixa	Pórticos de BA e metálicos
Suécia	Baixa	Painéis de madeira pré-fabricados
Noruega	Baixa a média	Construção modular em madeira
França, Portugal	Baixa a média	Pórticos de BA
Suíça	Baixa a média	Pórticos de BA e metálicos
Eslováquia	Baixa a média	AS, pórticos de BA
Hungria	Média	Pórticos de BA
Roménia	Média	Paredes de BA ligeiramente armadas
Eslovénia	Média	AS, AC, AA, BA, estruturas mistas
Chipre, Grécia	Média a alta	Pórticos de BA
Islândia	Média a alta	BA (pórticos e paredes ligeiram. armadas)
Itália	Média a alta	AS, AA, BA, estruturas mistas

* Agregado: AT, BE, CZ, DK, EE, FI, DE, IE, LV, LT, NL, PL, UK. Na LV os painéis de betão pré-fabricados e de grandes dimensões são também largamente utilizados.

2 Sobre a série EN 1996

O projeto de estruturas de alvenaria é tratado no Eurocódigo 6, ou seja, o conjunto de normas correspondentes à série EN 1996. Esta série inclui as partes correspondentes: às regras gerais para o projeto estrutural, EN 1996-1-1 (apresentada na Secção 3); à verificação da resistência ao fogo, EN 1996-1-2 [6]; às considerações de projeto, seleção de materiais e execução, EN 1996-2 [7]; e aos métodos de cálculo simplificados para alvenaria não armada, EN 1996-3 [8]. O Eurocódigo 6 não é ainda utilizado em muitos países, apesar da significativa promoção para a sua utilização. No entanto, os procedimentos de projeto no Eurocódigo 6 têm sido considerados como referência e até adotados em normativa de projeto de estruturas em países não membros do CEN [9].

De acordo com as versões das normas europeias submetidas a voto formal (FprEN), as principais alterações em relação às edições em vigor são sucintamente listadas abaixo. A EN 1996-3 está em fase

de inquérito, mas de qualquer forma não é aplicável a nível nacional, pelo que não é abordada neste artigo.

- FprEN 1996-1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada
 - melhoria da verificação ao carregamento combinado;
 - melhoria do fator de redução da capacidade para esbelteza e excentricidade;
 - adição do coeficiente de atrito ao corte fora do plano;
 - adição de regras para alvenaria confinada;
 - adição de anexos informativos para formas complexas e propriedades médias de materiais.
- FprEN 1996-1-2: Projeto estrutural ao fogo
 - fator reduzido η_{fi} para edifícios com pavimentos de madeira;
 - supressão do Anexo A da atual norma com orientações sobre a seleção dos períodos de resistência ao fogo;
 - atualização das tabelas do Anexo B da atual norma (como futuro Anexo A), tendo em conta evidências resultantes de ensaios recentes;
 - novo Anexo B com informações sobre parâmetros de cálculo, substituindo os atuais Anexos C e D;
 - a estrutura e o índice foram harmonizados com as partes principais dos outros Eurocódigos.
- FprEN 1996-2: Considerações de projeto, seleção de materiais e execução
 - os desvios permitidos da alvenaria construída em relação à sua posição pretendida foram tornados consistentes com a EN 1996-1-1;
 - as condições de exposição da alvenaria foram clarificadas;
 - foram atualizadas as especificações de unidades de alvenaria e argamassa para durabilidade da alvenaria em diversas condições de exposição;
 - o espaçamento das juntas de dilatação foi revisto;
 - foram desenvolvidas especificações sobre as tolerâncias a ser usadas para alvenaria com argamassa em juntas finas;
 - o refecimento das juntas de alvenaria foi substancialmente revisto;
 - foram adicionadas informações atualizadas sobre a durabilidade dos componentes auxiliares.

3 Descrição geral da EN 1996-1-1

O atual Eurocódigo 6 Parte 1-1 [1] tem nove secções (Figura 1). Estas consistem em: secções comuns a todos os Eurocódigos: Generalidades, Bases para o projeto; secções que estabelecem a sequência padrão: Materiais, Durabilidade, Análise estrutural, Estado limite último, Estado limite de utilização; e secções específicas da tipologia: Disposições construtivas, Execução. A norma inclui ainda dez anexos informativos, para sustentar e complementar o seu conteúdo.

A abordagem da EN 1996-1-1 baseia-se no projeto para estados limites, em conjunto com fatores parciais para calcular os valores de

cálculo das ações para combinação e das resistências dos materiais a partir dos valores característicos. O estado limite último considera-se relacionado com eventos de colapso estrutural, perda de equilíbrio, encurvadura e perda de estabilidade dos elementos de alvenaria, enquanto o estado limite de utilização está relacionado com a deformação e a fendilhação da alvenaria. Assim, o dimensionamento de um elemento estrutural baseia-se na verificação de que o valor de cálculo da carga aplicada ao elemento (E_d) é menor ou igual ao valor de cálculo da sua resistência (R_d). Em alguns casos, a redistribuição de esforços internos é permitida, por exemplo, para vigas de alvenaria armadas com varões de aço. Neste caso, a distribuição elástica linear dos esforços internos pode ser modificada, garantindo o equilíbrio, desde que os membros tenham suficiente ductilidade.

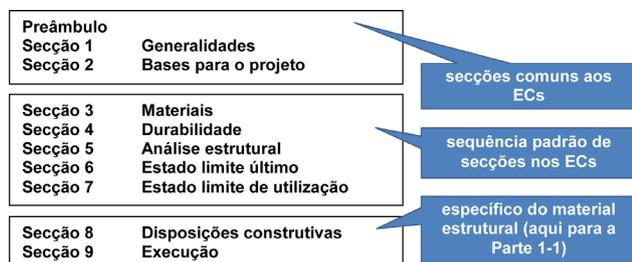


Figura 1 Estrutura da atual EN 1996-1-1 (2005)

A inclusão de Parâmetros de Determinação Nacional (NDPs) é comum nas normas das séries EN 199x. O Eurocódigo 6 é uma das normas que apresenta um menor número destes parâmetros, apesar de a alvenaria ser um material com elevada diversidade na Europa. O estágio de desenvolvimento dos atuais Eurocódigos permitiu comprovar alguma falta de harmonização. Adicionalmente, verificou-se a necessidade de desenvolver guiões de aplicação que simplificassem as tarefas da comunidade técnica. A este propósito, é feita referência ao website <https://www.eurocode6.org> [11], no qual se apresentam informação e exemplos para orientação na aplicação da EN 1996-1-1.

Desde a atual versão da EN 1996-1-1, em 2005, o sector da alvenaria sofreu alterações e foi desenvolvida muita investigação adicional. Além disso, há um conhecimento acumulado relativamente à aplicação da norma, que foi considerado na revisão para evolução da EN 1996-1-1, conforme apresentado na secção seguinte.

4 Evolução e principais alterações na EN 1996-1-1

No âmbito do Eurocódigo 6, foram introduzidos novos materiais e foram propostos diferentes métodos e requisitos para o projeto de estruturas de alvenaria. Como parte da tarefa para evolução da EN 1996-1-1, foram identificadas dez tarefas prioritárias:

1) Redução do número de Parâmetros de Determinação Nacional (NDPs): O objetivo consistia em rever a norma e o conteúdo dos Anexos Nacionais de todos os países, a fim de desenvolver propostas para reduzir o número de NDPs e/ou permitir um

maior consenso sobre os valores adotados pelos países.

- 2) Uso facilitado: Pretendia-se melhorar a facilidade de utilização da norma, aumentando a clareza, simplificando os percursos através da norma, evitando ou eliminando regras de menor utilidade prática no projeto, e evitando regras adicionais e/ou empíricas para estruturas ou tipos de elementos estruturais particulares.
- 3) Propriedades dos materiais de alvenaria: O objetivo era, tendo em conta os novos resultados experimentais disponíveis, estabelecer uma forma mais fiável de cálculo da resistência à compressão da alvenaria, com base nas propriedades das unidades e da argamassa utilizadas, e simplificando o agrupamento das unidades.
- 4) Análise estrutural – generalidades: Pretendia-se, face à semelhança do comportamento do betão armado e do betão simples com a alvenaria armada e a alvenaria simples, respetivamente, harmonizar as regras de cálculo dos efeitos de segunda ordem, e para as paredes carregadas no plano e de contraventamento.
- 5) Análise estrutural – formas complexas: O objetivo era, considerando que as formas complexas são possíveis nos edifícios de alvenaria, propor regras para estes membros, permitindo que os mesmos contribuam para a estabilidade das estruturas de alvenaria, possibilitando otimizar seções transversais com menos uso de material.
- 6) Alvenaria confinada: Pretendia-se alargar e melhorar as regras e disposições gerais para o projeto de estruturas de alvenaria confinada, e também incluir regras no que diz respeito aos esforços induzidos no plano das paredes, ou seja, corte e flexão.
- 7) Estados limites últimos: O objetivo era, com base em investigação recente, propor regras mais claras para paredes sujeitas a esforços principalmente verticais ou a forças verticais e laterais combinadas, melhorar os modelos de resistência para paredes sujeitas a forças concentradas, e melhorar as regras para alvenaria reforçada e confinada ao corte e à flexão.
- 8) Anexo relativo à excentricidade de carga fora do plano: Pretendia-se, com base nos novos conhecimentos, nos resultados da investigação e na experiência da prática, rever as disposições relativas aos pavimentos apoiados numa parte da espessura das paredes, e aos seus vãos.
- 9) Robustez: O objetivo era, tendo em conta a revisão das regras de robustez nas normas EN 1990:2002 (Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas) e EN 1991-1-7:2006 (Eurocódigo 1: Ações em estruturas - Parte 1-7: Ações gerais - Ações de acidente), elaborar regras específicas relacionadas com a alvenaria.
- 10) Sustentabilidade: Pretendia-se, devido às exigências crescentes em matéria de eficiência energética, alargar as regras a pormenores como pavimentos parcialmente apoiados em paredes devido a isolamento térmico, inclusão de unidades específicas para evitar pontes térmicas, e paredes duplas com caixa de ar mais larga apresentando diferenças elevadas na

rigidez dos panos exterior e interior.

Os avanços mais relevantes nas várias subtarefas, excluindo a Robustez que teve um tratamento harmonizado, são apresentados nas subsecções seguintes. A título de comparação com a atual versão da norma, apresenta-se na Figura 2 a estrutura da futura norma, onde se destaca o aumento do número de secções. Para além disso, a norma foi reestruturada para uma melhor coerência no agrupamento das regras aplicáveis a cada tipologia de alvenaria, e nos procedimentos de verificação de segurança para cada um dos tipos de carregamento considerados e para os esforços correspondentes envolvidos.



Figura 2 Estrutura do futuro Eurocódigo 6 - EN 1996-1-1 (2022)

4.1 Parâmetros de Determinação Nacional (NDPs)

A redução de NDPs é uma bandeira para a revisão dos Eurocódigos. Uma análise crítica e a comparação dos NDPs em vários Anexos Nacionais (ANs) do Eurocódigo 6 é feita em [13]. Segundo estes autores, a maioria dos NDPs do Eurocódigo 6 tem reduzidas possibilidades de harmonização, nomeadamente as propriedades de resistência, por serem muito diferentes em cada país. Um relatório sistemático de NDPs considerados nos ANs da EN 1996-1-1, para avaliar a sua influência na especificação da argamassa de alvenaria, é apresentado em [14].

O Quadro 2, retirado de Briceño *et al.* [14], apresenta os valores dos parâmetros utilizados em diferentes países para calcular a resistência característica à compressão da alvenaria, f_k , de acordo com a fórmula regulamentar aplicável. Observa-se uma variação significativa de valores, cuja utilização resulta em diferentes valores de f_k , como se mostra na Figura 3 para alvenaria de tijolo cerâmico com diferentes classes de argamassa. Os valores recomendados para estes parâmetros na EN 1996-1-1 resultam em valores de f_k que são, em geral, superiores aos obtidos pela utilização dos parâmetros nos ANs, com exceção da Estónia para a classe de argamassa de 2,5 MPa.

De facto, os materiais utilizados na alvenaria estrutural em cada país são diversos, ou seja, unidades com geometria e resistência muito diferentes, mesmo quando feitas de material similar, e argamassas com traços e resistência à compressão muito variados. Isto é ainda mais relevante para o cálculo da resistência ao corte da alvenaria, porque a resistência ao corte sob compressão nula

e o valor limite da resistência ao corte são especificados na EN 1996-1-1 em função do material da unidade e da resistência à compressão da argamassa. Para lidar com este problema, alguns países consideram fatores adicionais para definir a resistência ao corte, como o tipo de mecanismo de rotura por corte e a resistência à tração das unidades [14].

Quadro 2 Valores de K , α e β para cálculo de f_k para alvenaria com argamassa corrente em diferentes ANs [14]

Parâmetros	Países								
	B/L	AT	FI	NL	PL	LT	UK	EE	DE
K Cerâm.	G1	0,5	0,6	0,6	0,6	0,45	0,5	0,5	0,55
	G2	*	0,55	0,5	0,5	0,4	0,45	0,4	0,45 [0,54]
	G3	**	0,5	0,4	–	0,3	0,35	–	0,35 0,79]
	G4	–	–	0,35	–	0,3	0,3	–	0,35
K Betão	G1	0,6	0,6	0,65	0,6	0,4	0,5	0,75	0,55
	G2	0,5	0,55	0,55	0,5	0,35	0,45	0,7	0,45 [0,74]
	G3	0,45	0,5	0,5	–	0,3	0,3	–	0,4 0,95]
	G4	–	–	0,45	–	0,25	0,3	–	0,35
α		0,65	0,65	0,65	0,65	0,7	0,7	0,7	0,85 [0,58 0,63]
β		0,25	0,25	0,25	0,25	0,3	0,3	0,3	0 [0,10 0,16]

B/L: Bélgica/Luxemburgo * $0,5\delta^{-0,65}$ ** $0,4\delta^{-0,65}$

† $f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta$, em que f_b é a resistência à compressão média normalizada das unidades e f_m é a resistência à compressão da argamassa, em N/mm²

§ δ é o fator de forma conforme definido na norma EN 772-1:2011 [15]

Na futura versão da EN 1996-1-1 foram eliminados dois NDPs relativamente à norma atual:

- 1) Cláusula 2.4.4: O valor a atribuir ao fator parcial γ_{M^*} para todas as propriedades de material para estados limite de utilização, é agora definido de acordo com o valor recomendado de 1,0.
- 2) Cláusula 6.1.2.2: A esbelteza de uma parede abaixo da qual a excentricidade de fluência pode ser considerada igual a zero.

Para a maioria dos NDPs, as práticas de projeto e os materiais de construção localmente usados em diferentes países dificultam a harmonização, particularmente no que diz respeito à especificação de argamassas para alvenaria e à utilização de diferentes unidades de alvenaria, cujos parâmetros são baseados em resultados de ensaios e/ou regras de cálculo. Apesar da limitada redução de NDPs na futura EN 1996-1-1, o seu reduzido número e a forma como os mesmos são agora especificados permitem uma melhor orientação para apoiar a decisão em projeto, sem restringir os requisitos específicos necessários em cada país.

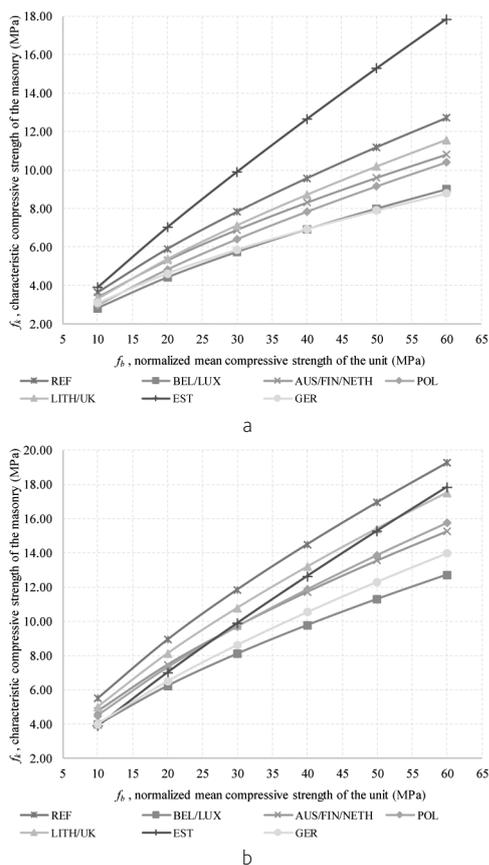


Figura 3 Valores de f_k para alvenaria de tijolo cerâmico com argamassa corrente das classes de (a) 2,5 MPa e (b) 10 MPa [14]. REF corresponde aos valores recomendados na norma EN 1996-1-1 (2005)

4.2 Resistência ao corte

A resistência ao corte de uma parede de alvenaria é um dos tópicos que tem suscitado maior interesse e discussão no projeto de estruturas de alvenaria, atendendo à sua relevância para a capacidade da estrutura quando submetida a ações horizontais. A consideração na EN 1996-1-1 de uma formulação da resistência ao corte baseada em diferentes modos de rotura, tendo em conta o historial de investigação experimental desde os anos 1980, foi reivindicada por diversos países. O projeto ESECMaSE (<http://www.esecmase.org>, 2004-2008) foi dedicado à investigação experimental e teórica da resistência ao corte de paredes de alvenaria, de forma a desenvolver procedimentos de projeto a incluir em normas e regras simplificadas para aplicação da alvenaria moderna. A aplicação crescente de materiais pouco utilizados, por exemplo, paredes com argamassas para juntas delgadas e membranas de corte de capilaridade, e o uso de determinados pormenores construtivos, como seja uma fiada de alvenaria com menor resistência na base ou no topo da parede, introduz dificuldades acrescidas no projeto. Isto, porque, nestas situações é necessário verificar a segurança ao corte em diferentes secções da parede.

A formulação da resistência ao corte fora do plano das paredes de alvenaria é outro aspeto a considerar, embora a resposta para fora do plano seja normalmente controlada por flexão. A rotura de uma parede de alvenaria para fora do plano pode levar a um colapso parcial ou mesmo global da estrutura, se envolver uma parede resistente. A rotura devido ao corte fora do plano é mais provável de ocorrer no caso de paredes com flanges e/ou como resultado de um mecanismo de corte combinado no plano e fora do plano. Seguidamente, apresentam-se as principais considerações para a revisão das regras de resistência ao corte na EN 1996-1-1.

4.2.1 Corte no plano

A fórmula para calcular a resistência ao corte da alvenaria baseia-se no critério de rotura de Mohr-Coulomb, no qual a resistência ao corte característica f_{vk} é calculada adicionando a resistência ao corte inicial característica f_{vk0} (considerada como coesão) à resistência por atrito. Para esta última parcela, é usual adotar um coeficiente de atrito μ_f , igual a 0,4, ou seja, com um valor de $0,4\sigma_d$, em que σ_d é a tensão de compressão de cálculo perpendicular ao corte. De facto, o μ_f de 0,4 é assumido após a aplicação de um fator de redução correspondente à teoria de Mann-Müller [16], de modo que a resistência ao atrito da parede dependa do atrito da junta e da geometria das unidades [17]. A rotura por corte diagonal através de unidades e juntas de argamassa é também considerada através da limitação da coesão em função da resistência à compressão das unidades. Desta forma, a fórmula atual é capaz de fornecer uma estimativa adequada da resistência ao corte de acordo com diferentes modos de rotura [18].

Outro aspeto que tem suscitado discussão é a influência das membranas de corte de capilaridade (dpc) na resistência ao corte das paredes de alvenaria. Efetivamente, a utilização de dpc é necessária para evitar humidade na alvenaria. Foram realizados ensaios experimentais para avaliar os parâmetros de resistência ao corte de acordo com o critério de Mohr-Coulomb, por exemplo [19] e [20]. Mojsilović [19] testou 10 séries de provetes pré-comprimidos de alvenaria com uma dpc de diferentes materiais. Uma reduzida resistência ao corte inicial (0,04 MPa) foi reportada para os provetes com uma dpc de elastómero quando comparada com outras membranas, e, nomeadamente, para a alvenaria simples, ver Quadro 3. Por outro lado, verifica-se um coeficiente de atrito muito baixo para uma dpc de betume. Estes resultados confirmam a necessidade de definir os valores de f_{vk0} e μ_f a utilizar na verificação da resistência ao corte, eventualmente com valores diferentes em distintas fiadas de uma parede.

Quadro 3 Valores médios dos parâmetros de resistência ao corte

Referência	membrana dpc	f_{vk0} (MPa)	$\tan\phi$
Mojsilović [19]	nenhuma (AS)	0,30	0,87
	à base de elastómero	0,04	0,71
	à base de poliéster	0,11	0,75
	à base de betume	0,17	0,06
Martens e Bertram [20]	nenhuma (AS)	0,51	0,63
	polietileno	0,10	0,38

A resistência ao corte da alvenaria armada é também um tópico que tem sido debatido, particularmente no que respeita ao efeito da armadura vertical. Há três pontos principais que foram considerados na revisão da EN 1996-1-1:

- 1) A formulação da contribuição da AS para a resistência ao corte deve considerar o comprimento da parte comprimida da parede em vez do seu comprimento total. Tendo em conta os trabalhos experimentais realizados para AA, conclui-se que a dupla simplificação de considerar a resistência ao corte ao longo do comprimento útil da secção e de considerar uma inclinação de 45° (fixa) da fenda permite uma boa estimativa do valor da resistência ao corte experimental [21]. A consideração da parte comprimida da parede de alvenaria, tal como é considerada em AS, levaria a um cálculo excessivamente complexo.
- 2) A definição da área total A_{sw} da armadura de corte horizontal na parte da parede que está a ser considerada necessita de ser clarificada. Se for assumido um plano de resistência ao corte com um ângulo de 45° ao longo do comprimento útil da parede (d), a percentagem de armadura deve ser obtida dividindo d pelo espaçamento dos varões, ou seja, d/s . Além disso, o valor da tensão na armadura de corte (assumindo que a armadura não plastifica) deve, de acordo com trabalhos experimentais (por exemplo, [21] e [22]), ser limitada a 0,5-0,7 da tensão de cedência, pelo que na futura norma é proposto um valor de 0,6.
- 3) A limitação da resistência ao corte das paredes de AA com base na resistência das unidades resultava ser inconsistente. De facto, a resistência ao corte das paredes de AA deve ser relacionada com a resistência à compressão da alvenaria, uma vez que a presença de armaduras permite uma redistribuição de tensões que envolve toda a parede de alvenaria, e não apenas a unidade individual. Assim, assumindo um mecanismo de treliça (considerando as armaduras horizontais e verticais), a limitação deve ser em termos do valor máximo da resistência ao corte que induz a rotura da escora comprimida da treliça. O valor limite da resistência ao corte para paredes de AA é agora definido como $0,3 f_d t d$, em que f_d é a resistência de cálculo à compressão da alvenaria ou do enchimento de betão, consoante o que for menor, t é a espessura da parede e d é o comprimento útil da parede. Esta fórmula está em linha com a abordagem da EN 1996-1-1 (2005) para vigas de AA.

4.2.2 Corte fora do plano

O comportamento fora do plano das paredes de AS é maioritariamente determinado pela sua flexão. As condições de apoio têm uma grande influência na orientação das tensões principais e no padrão de fendilhação resultante [23]. A ocorrência de corte fora do plano também pode ser largamente dependente das condições de fronteira. Muitos ensaios experimentais têm sido realizados para investigar o comportamento fora do plano de paredes de alvenaria (por exemplo, [23] e [24]), nomeadamente para avaliar a influência das paredes transversais (flanges) na resposta ao corte e no padrão de fendilhação dos painéis carregados. Efetivamente, as flanges aumentam a resistência à flexão fora do plano da parede e amplificam o efeito do deslizamento fora do plano quando comparado com o caso de uma parede simples (Figura 4). Griffith

et al. [23] referem que, em ensaios cíclicos fora do plano de paredes de alvenaria com flanges, foi observado o deslizamento entre fiadas sucessivas de painéis adjacentes, causando uma redução da secção transversal da parede. Na Figura 4 observa-se que uma parede com flanges apresenta uma maior extensão de fissuras de deslizamento comparativamente a uma parede simples, para além das linhas de cedência típicas devidas à flexão fora do plano num único painel.

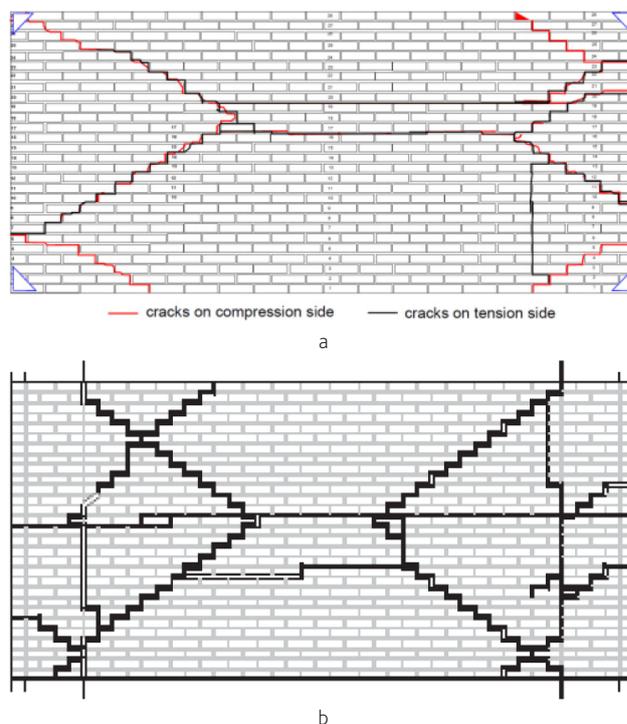


Figura 4 Padrões de fissuração em AS: (a) parede simples [24] e (b) parede com flanges [23]

Na EN 1996-1-1 não é feita qualquer diferenciação entre o corte no plano e fora do plano. Tal distinção é feita apenas no AN à norma alemã [25], no qual a resistência ao corte fora do plano devido à rotura por atrito é calculada com base na espessura comprimida da parede após considerar a excentricidade da carga axial, à semelhança do que é feito na verificação à encurvadura. Na futura EN 1996-1-1 é incluída uma regra de verificação da resistência ao corte fora do plano, semelhante aquela da resistência ao corte no plano, mas com papéis invertidos da espessura e do comprimento da parede. Assim, o valor de cálculo da resistência ao corte fora do plano de uma parede de alvenaria deve ser calculado com base na resistência ao corte inicial característica, f_{vk0} , e no valor característico do coeficiente de atrito da junta de assentamento ou da membrana de corte de capilaridade, μ_f .

4.3 Efeitos de segunda ordem

As tendências arquitetónicas valorizam paredes de alvenaria esbeltas para flexibilidade dos espaços, pelo que os efeitos de segunda ordem são um aspeto cada vez mais importante no projeto. A EN 1996-1-1 inclui uma secção específica para lidar com

os efeitos de segunda ordem, a qual apresenta um procedimento baseado na hipótese de que a estrutura tem os elementos estruturais convenientemente ligados entre si, de modo que o método de verificação de segurança considera a estrutura global para verificar se a instabilidade da mesma pode ser desprezada. A instabilidade de paredes individuais relacionada com os efeitos de segunda ordem é um tópico mais controverso no projeto de alvenaria, tanto no caso de estruturas de AS como de AA. Estes efeitos são particularmente importantes no que respeita ao comportamento fora do plano de paredes esbeltas. Apesar da sua importância, de acordo com Donà *et al.* [26], nas normas europeias (EN 1996-1-1 e EN 1998-1) estes efeitos não são explicitamente considerados, uma vez que os valores limite de esbelteza são determinados, essencialmente, para condições de apoio articulado em ambas as extremidades.

4.3.1 Paredes de AS

A encurvadura de uma parede está relacionada com uma redução da capacidade de carga axial devido a uma carga vertical excêntrica. A abordagem para a encurvadura na EN 1996-1-1 foi estudada por Bakeer e Jäger [27]. Estes autores afirmam que a abordagem, que se baseia numa fórmula exponencial empírica para o fator de redução da capacidade Φ , não é adequada para alvenaria menos rígida, utilizada em alguns países como, por exemplo, a Dinamarca. Isto deve-se ao facto dessa fórmula ter sido definida após considerar uma relação constante entre o módulo de elasticidade e a resistência característica à compressão, E/f_k , igual a 1000. Assim, ao calcular a capacidade de carga axial N_{rd} em função de f_k , existe um ponto da relação $N_{rd} - f_k$ após o qual os valores calculados são inconsistentes, uma vez que N_{rd} diminui à medida que f_k aumenta.

Bakeer [28], com base em estudos numéricos, propôs uma fórmula empírica para o N_{rd} de paredes de AS sujeitas à encurvadura, que é obtida assumindo um material perfeitamente plástico e faz uma distinção entre a rotura material e a rotura por instabilidade. Na futura EN 1996-1-1, com base em algumas simplificações dessa abordagem e em resultados experimentais recentes, foi incluída uma nova formulação. Os valores do fator de redução da capacidade a meia altura de uma parede, Φ_m , representados em função da esbelteza (razão entre a altura efetiva e a espessura, h_{ef}/t) e calculados utilizando as formulações da atual (EC6) e da futura (PT SC6.T1) EN 1996-1-1, são apresentados na Figura 5a para o caso com $E/f_k = 1000$, onde se observa que a nova proposta permite maior N_{rd} para pequenas excentricidades e, pelo contrário, é mais conservadora para grandes excentricidades.

O fator de redução Φ_m é para paredes sujeitas a carregamento principalmente vertical. Se a ação sísmica for tida em conta, é necessário considerar carregamento vertical e lateral combinado. Foram desenvolvidas diferentes abordagens para a estabilidade fora do plano de paredes de AS sujeitas a ações sísmicas, por exemplo, Griffith *et al.* [29]. Neste caso, o comportamento pós-fendilhação no mecanismo de flexão vertical fora do plano é dominado por grandes deslocamentos, onde os efeitos de segunda ordem desempenham um papel importante. Morandi *et al.* [30] propuseram, com base num estudo paramétrico que varia as características mecânicas e geométricas das paredes de AS numa gama ampla, um coeficiente

de redução de capacidade Φ_M para reduzir o momento resistente de primeira ordem.

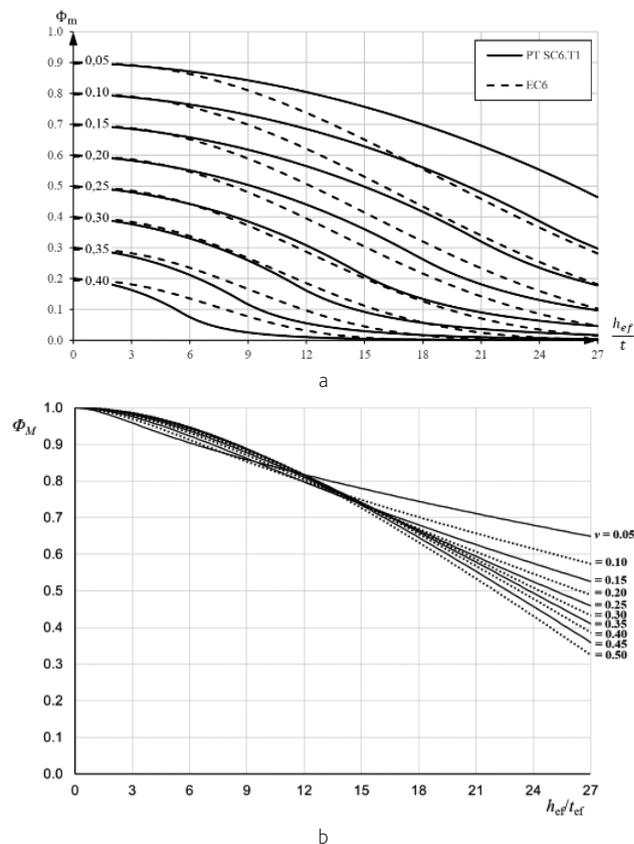


Figura 5 Φ versus h_{ef}/t para $E = 1000 f_k$, na atual (EC6) e futura (PT SC6.T1) EN 1996-1-1: (a) carregamento principalmente vertical e (b) carregamento vertical e lateral combinado

Esta última abordagem é adotada na futura EN 1996-1-1, onde foram introduzidos gráficos em que Φ_M é representado em função da esbelteza da parede (h_{ef}/t) para uma gama do rácio de carga axial $v (= N_{rd}/(A f_d))$, em que A é a área bruta da secção transversal horizontal da parede). O gráfico para o caso de $E/f_k = 1000$ é apresentado na Figura 5b. Pode-se observar que os efeitos de segunda ordem são particularmente evidentes para uma esbelteza superior a 12, enquanto a redução da capacidade pode ser de até 70%, em correspondência com o valor limite de h_{ef}/t igual a 27 para paredes de AS na EN 1996-1-1. Assim, quando o momento fletor atuante M_{ed} é calculado com base numa análise de primeira ordem, os efeitos de segunda ordem são tidos em conta através da definição do momento de resistência reduzido da parede, $\Phi_M M_{Rd}$.

4.3.2 Paredes de AA

A utilização de AA permite o dimensionamento de estruturas com esbeltezas mais elevadas. Alguns investigadores referem a inadequação do método na atual EN 1996-1-1 para considerar

os efeitos de segunda ordem no cálculo, por exemplo, no âmbito do projeto DISWall (<https://cordis.europa.eu/project/id/18120/reporting>, 2006-2008). De facto, de acordo com a atual norma, os membros de AA com uma esbelteza superior a 12 poderiam ser dimensionados de acordo com os princípios e regras de aplicação para AS. Neste caso, nem a sua maior resistência nem a sua capacidade de controlar o mecanismo de rotura, permitida pela presença de armaduras, são exploradas [26]. Quando a esbelteza é superior a 12, pode ser calculado um momento de cálculo adicional M_{ad} para ter em conta os efeitos de segunda ordem. Na atual EN 1996-1-1 é fornecida uma formulação direta para M_{ad} com base no método da curvatura nominal, em que se considera um valor fixo de curvatura ($1/r$) correspondente a uma rotura da secção em equilíbrio, ou seja, a alvenaria atinge a extensão de compressão última quando o aço atinge a sua extensão de cedência. Assim, a fórmula para o momento fletor de cálculo aplicado é a seguinte:

$$M_{Ed} = M_{1Ed} + M_{ad} = M_{1Ed} + N_{Ed} e_2 \quad (1)$$

em que M_{1Ed} é o valor de cálculo de primeira ordem do momento aplicado, N_{Ed} é o valor de cálculo da carga vertical e e_2 é a excentricidade de segunda ordem da carga vertical.

A forma como e_2 é calculada foi revista na futura EN 1996-1-1, pois que, uma análise de secção para paredes de AA confirma que os valores para ($1/r$) não são fixos, como indicado na atual norma, e são diferenciados para cada tipo de alvenaria de acordo com os valores de extensão no esmagamento [26]. Esta abordagem está harmonizada com a EN 1992-1-1 [4] para secções de BA. Além disso, a avaliação de secções de AA com uma esbelteza superior a 12 como se não fossem armadas, conforme prescrito na atual EN 1996-1-1, é muito conservadora face a investigações experimentais e numéricas (por exemplo, [22] e [31]).

Na futura EN 1996-1-1 é também incluída a possibilidade de obter ($1/r$) a partir de uma análise momento – curvatura ($M - 1/r$) mais geral da secção, permitindo assim uma avaliação mais precisa do comportamento real da secção sob os efeitos de segunda ordem. Neste caso, se M_{Rd} é o momento resistente da secção crítica (tipicamente na base) da parede no diagrama ($M - 1/r$), calculado para a carga axial de cálculo N_{Ed} , o momento de primeira ordem M_{1Ed} para essa secção, disponível para as ações de projeto, é a diferença máxima entre a ordenada M_{Rd} da curva ($M - 1/r$) e a ordenada de uma equação linear assumida que representa o efeito de segunda ordem [32], ver Figura 6.

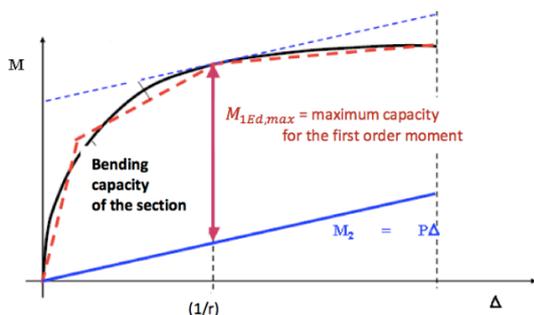


Figura 6 Diagrama momento – curvatura ($M - 1/r$) que ilustra a consideração dos efeitos de segunda ordem [32]

4.4 Alvenaria confinada

A AC tem limitada utilização na Europa. Nesta tipologia são utilizados elementos de confinamento verticais e horizontais, nomeadamente pilaretes e cintas, nos limites dos painéis de AS para conferir ductilidade e resistência adicional à tração, retardando assim a formação de fendas diagonais e contribuindo para a força lateral resistida pelo sistema de paredes. Apesar da AC ser já contemplada na atual EN 1996-1-1, as especificações para o dimensionamento dos membros de AC são demasiado gerais e/ou remetem para as cláusulas na norma para o cálculo de AS e/ou AA.

Existem muitos resultados de investigação e recomendações para suportar o projeto de estruturas de AC, particularmente nos países da América Latina, mas observa-se uma grande dispersão de regras, devido a contextos de construção muito diferentes, por exemplo [18] e [33]. Nas próximas subsecções apresentam-se as principais regras para projeto de AC na futura EN 1996-1-1, nomeadamente em termos da resistência a forças de corte e de flexão no plano.

4.4.1 Resistência ao corte

O mecanismo de rotura por corte de uma parede de AC é sobretudo caracterizado pela ação composta da alvenaria e dos elementos de confinamento, e pela fendilhação diagonal, com o mecanismo de rotura a envolver a alvenaria e os pilaretes, pelo que a sua resistência ao corte é a soma das duas contribuições (ver [33] e [34]). No entanto, a resistência máxima ao corte dos pilaretes de confinamento só pode ser atingida após fendilhação severa do painel de alvenaria. Desta forma, apenas parte da resistência dos pilaretes deve ser considerada para a resistência ao corte da parede. Uma abordagem conservadora consiste em assumir que os pilaretes estão integrados no painel de alvenaria, calculando assim uma área de secção transversal tendo em conta o comprimento total da parede [33]. Para esta condição, a hipótese de uma abordagem baseada no critério de Mohr-Coulomb para o cálculo da resistência ao corte da parede fornece uma estimativa adequada para fins de projeto ([33], [35] e [36]), dada por:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad (2)$$

em que f_{vk0} é a resistência característica inicial ao corte da alvenaria; e σ_d é a tensão de compressão de cálculo perpendicular ao corte no membro, no nível em consideração.

A resistência ao corte calculada com a Equação 2 (a mesma fórmula na atual EN 1996-1-1 para AS) versus a resistência ao corte experimental de paredes de AC, para um conjunto de dados recolhidos em [35], é representada na Figura 7, com um coeficiente R^2 igual a 0,83 que denota a sua precisão. Assim, a resistência ao corte de uma parede de AC na futura EN 1996-1-1 é calculada como se se tratasse de AS, mas considerando o comprimento total da parede para a definição da secção transversal.

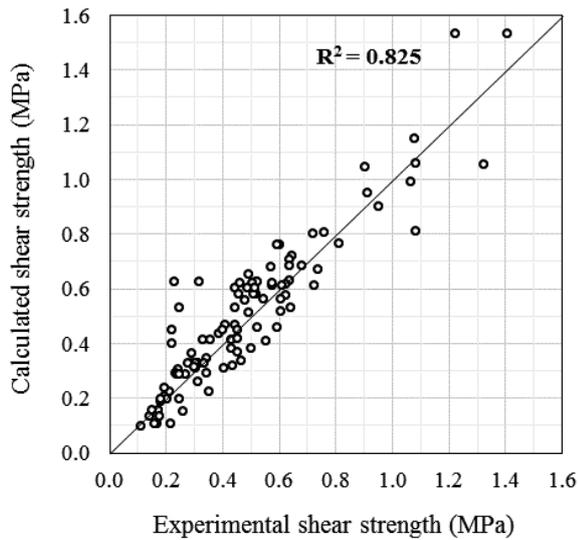


Figura 7 Resistência ao corte calculada versus experimental de paredes de AC [18]

4.4.2 Resistência à flexão

A rotura à flexão de paredes de AC não é um mecanismo comum de ocorrer, pelo que os estudos sobre o comportamento à flexão são limitados (por exemplo, [37] e [38]). De facto, para materiais de alvenaria com qualidade corrente, a rotura à flexão só deverá ser um problema para paredes esbeltas e com elementos de confinamento espaçados em intervalos relativamente curtos [21].

Na futura EN 1996-1-1 é considerada uma formulação para o momento resistente M_{Rd} baseada na teoria de flexão, adaptada de [21]. Assumindo a secção completa da parede constituída de um mesmo material, e uma distribuição retangular de tensões baseada na resistência à compressão de cálculo da alvenaria ou do betão, o que for menor, o equilíbrio de forças é conforme apresentado na Figura 8 e formulado nas Equações 3 e 4. Neste caso, assume-se a cedência do aço à tração e ignora-se a armadura à compressão.

$$N_{Ed} = F_c - F_s \Leftrightarrow x = \frac{N_{Ed} + A_s f_{yd}}{0,8 \eta_j f_d t} \quad (3)$$

$$M_{Rd,CM} = A_s f_{yd} (d - 0,4x) + N_{Ed} \left(\frac{L}{2} - 0,4x \right) \quad (4)$$

em que N_{Ed} é o valor de cálculo da carga vertical; F_c é a resultante das tensões de compressão na parede; F_s é a força de tração na armadura tensionada na cedência; x é a profundidade do eixo neutro na secção da parede; A_s é a área da armadura vertical, colocada simetricamente em ambas as extremidades; f_{yd} é a tensão de cedência de cálculo da armadura; f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria ou do betão, o que for menor; t é a espessura da parede; η_j é o fator que define o bloco retangular equivalente de tensões de compressão, assumido igual a 0,85; d é o comprimento útil da secção transversal da parede; L é o comprimento da parede; e σ_d é a tensão de compressão de cálculo na parede.

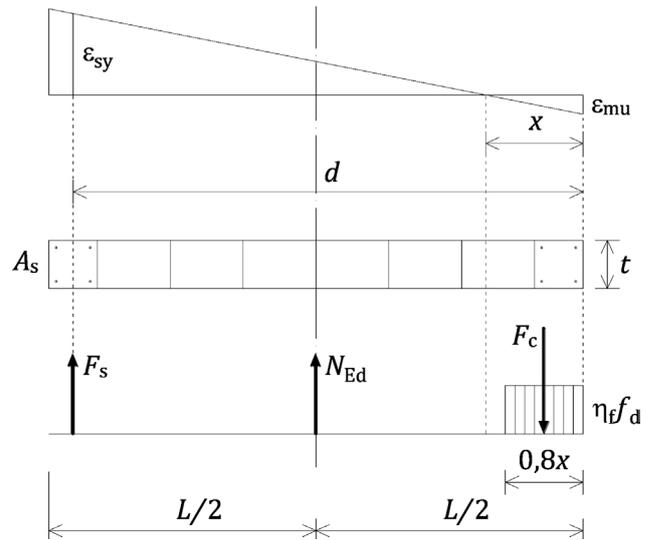


Figura 8 Distribuições de tensões e extensões assumidas para uma parede de AC em flexão

A formulação acima é similar ao cálculo para AA conforme na EN 1996-1-1, ver [39]. No entanto, com base nos resultados de um conjunto de ensaios selecionados na literatura, observa-se que o uso da Equação 4 evita uma sobrestimação significativa do momento resistente no plano obtido com a formulação para AA, face à resistência experimental [18]. Assim, uma vez que a Equação 4 fornece, em geral, uma estimativa da resistência à flexão do lado da segurança, a mesma foi adotada para AC na futura EN 1996-1-1. As formulações adotadas, bem como os requisitos de pormenorização da AC, são apresentados de forma detalhada em Marques e Lourenço [18].

5 Desenvolvimentos futuros e desafios para o meio técnico

A maioria das alterações e novas abordagens na futura EN 1996-1-1 basearam-se em estudos existentes na literatura, bem como na investigação e no conhecimento de todos os envolvidos na revisão da norma. Cada subtarefa identificada para a evolução da EN 1996-1-1 foi abordada, embora ainda sejam possíveis melhorias, particularmente no que respeita à facilidade de uso e à harmonização com outras normas.

Existem procedimentos na norma proposta que ainda são morosos e complexos, por exemplo, a verificação da resistência vertical de uma parede. Foram recebidas diversas propostas, de diferentes países, para serem implementadas na norma, as quais necessitam, no entanto, de ser validadas com base em resultados experimentais e em práticas estabelecidas.

A abordagem adotada para verificação dos estados limites de utilização é um dos aspetos que pode ser melhorado na EN 1996-1-1, uma vez que o procedimento atual se baseia em requisitos muito gerais. Embora a norma contenha prescrições relacionadas com a deformação e a fendilhação, não é possível efetuar uma análise aprofundada da prevenção da fendilhação nos estados limites de

utilização [40]. A EN 1996-1-1 inclui critérios de dimensionamento para controlo da resistência/deformação e juntas de dilatação, mas não inclui regras para limites de deformação, limites de tração e armaduras complementares. Uma referência interessante para a melhoria da norma neste tema é a normativa brasileira, nomeadamente a norma NBR 16868-1:2020 para projeto de alvenaria estrutural [41].

A harmonização das regras no Eurocódigo 6 com as disposições da EN 1998-1 [10] relativas à resistência sísmica pode ser melhorada, no sentido de estabelecer uma abordagem moderna de projeto baseada no desempenho. É também necessária alguma orientação para os profissionais na aplicação das regras de projeto, o que é exigido manuais complementares. Existem diversos documentos que podem auxiliar a aplicação do Eurocódigo 6, por exemplo disponíveis em [11]. As reações das partes interessadas à evolução da norma EN 1996 serão também um contributo importante para futuras revisões.

Nos países da UE, embora a maioria das partes dos Eurocódigos estejam publicadas na língua nacional, a aplicação da EN 1996-1-1 não é em geral obrigatória, uma vez que os regulamentos de projeto nacionais atuais ainda podem ser utilizados. No caso de Portugal, não existe regulamento nacional que permita o projeto de estruturas de alvenaria, uma vez que o Despacho Normativo n.º 21/2019 apenas considera projetos de estruturas de betão e de aço para edifícios.

A nível nacional, pelo facto de o projeto com alvenaria ser pouco disseminado no meio técnico, acresce que as soluções em termos de materiais e mão-de-obra qualificada são limitadas. Uma visão global da situação e potencial das alvenarias em Portugal perante o contexto internacional, nomeadamente com foco na possível introdução de conceitos de inovação no sector da construção, é apresentada em [42].

Agradecimentos

A síntese aqui apresentada baseia-se no trabalho para a tarefa SC6.T1 "Masonry - Revised version of EN 1996-1-1", no âmbito do Mandato da CE "M/515 phase 1 tasks for the development of the 2nd generation of EN Eurocodes", coordenado pelo NEN. Agradece-se a colaboração dos outros membros do PT nos trabalhos para a SC6.T1: Denis Camilleri, Francesca da Porto, John Roberts, Poul Dupont Christiansen, Wolfram Jäger. Reconhece-se em especial o suporte do Presidente do TC 250/SC 6, Rob van der Pluijm, e do Coordenador do TC 250/SC 6/WG 1, Barry Haseltine.

Agradecem-se também os comentários e sugestões dos membros dos comités nacionais e dos *mirror committees* do CEN para a EN 1996-1-1, que constituíram a base para a maioria das alterações e melhorias na norma.

Este trabalho foi em parte financiado pela FCT / MECI por fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito da Unidade de I&D Instituto para a Sustentabilidade e Inovação em Estruturas de Engenharia (ISISE) com a referência UIDB / 04029/2020 (doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020), e no âmbito do Laboratório Associado de Produção Avançada e Sistemas Inteligentes (ARISE) com a referência LA/P/0112/2020.

Referências

- [1] CEN – EN 1996-1-1:2005 – Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. European Committee for Standardization, 2005, Brussels.
- [2] Anwar, N.; Htut-Aung, T.; Najam, F. – "From prescription to resilience: Innovations in seismic design philosophy", *Technology*, December 2016, p. 9-13.
- [3] van der Pluijm, R. – "Eurocode 6, Design of masonry structures", personal communication in the workshop *Dissemination of information for training*, 2-3 April 2009, Brussels.
- [4] CEN – EN 1996-1-1:2022 – Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. European Committee for Standardization, 2022, Brussels.
- [5] CEN – EN 1992-1-1:2004 – Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, 2004, Brussels.
- [6] CEN – EN 1996-1-2:2006 – Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. European Committee for Standardization, 2006, Brussels.
- [7] CEN – EN 1996-2:2006 – Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 2: Design considerations, selection of materials and execution of masonry. European Committee for Standardization, 2006, Brussels.
- [8] CEN – EN 1996-3:2006 – Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures. European Committee for Standardization, 2006, Brussels.
- [9] Athanasopoulou et al. – *The implementation of the Eurocodes in the National Regulatory Framework*. Publications Office of the European Union, 2019, Luxembourg.
- [10] CEN – EN 1998-1:2004 – Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, 2004, Brussels.
- [11] Roberts, J. – Eurocode6.org, web site Eurocode 6: Design of Masonry Structures. Prof. John Roberts, London. URL: <https://www.eurocode6.org>
- [12] Fardis, M. – "Towards a second generation of European Standards on Eurocodes", personal communication in the *4th EU Standardization Summit How standardization can support the transition to a cleaner and smarter economy*, 4 June 2015, Riga.
- [13] Graubner, C.A.; Koob, B. – "Analysis and comparison of the NDPs of various national annexes of Eurocode 6", *Mauerwerk*, 2015, 19(6), p. 427-440. DOI: 10.1002/dama.201500681
- [14] Briceño, C.; Azenha, M.; Lourenço, P.B. – Systematic Report: Current situation of the influence of masonry mortar in the Eurocode 6 Part 1-1, Report 2019-DEC/E-15, University of Minho, 2019, Guimarães.
- [15] CEN – EN 772-1:2011 – Methods of test for masonry units - Part 1: Determination of compressive strength. European Committee for Standardization, 2011, Brussels.
- [16] Mann, W.; Muller, H. – "Failure of shear-stressed masonry - An enlarged theory, tests and application to shear walls" in *Proceedings of the British Ceramic Society*, 1982, Vol. 30, p. 223-235.
- [17] Jäger, W.; Schöpes, P. – D9.1 Proposals for an advanced design model of masonry under lateral loads for the implementation in Eurocode 6-1-1, ESECMaSE project, Deliverable 9.1, Technical University of Dresden, 2008.
- [18] Marques, R.; Lourenço, P.B. – "Structural behaviour and design rules of confined masonry walls: Review and proposals", *Construction and*

- Building Materials*, 2019, 217, p. 137-155.
DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.04.266
- [19] Mojsilović, N. – “Masonry elements with damp-proof course membrane: Assessment of shear strength parameters”, *Construction and Building Materials*, 2012, 35, p. 1002-1012.
DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.04.033
- [20] Martens, D.; Bertram, G. – “Shear strength of clay brick masonry including damp proof course” in *Proceedings of the 14th International Brick and Block Masonry Conference*, 2008, Sydney.
- [21] Tomažević, M. – *Earthquake-resistant design of masonry buildings*, Series on Innovation in Structures and Construction, Imperial College Press, 1999, London.
- [22] da Porto, F.; Mosele, F.; Modena, C. – “Cyclic out-of-plane behaviour of tall reinforced masonry walls under P-Δ effects”, *Engineering Structures*, 2011, 33(2), p. 287-297. DOI: 10.1016/j.engstruct.2010.10.004
- [23] Griffith *et al.* – “Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2007, 36(6), p. 801-821. DOI: 10.1002/eqe.654
- [24] van der Pluijm, R. – *Out-of-plane bending of masonry: behaviour and strength*, PhD thesis, Eindhoven University of Technology, 1999, Eindhoven.
- [25] DIN – EN 1996-1-1/NA, National Annex - Nationally determined parameters - Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. German Institute for Standardization, 2012, Berlin.
- [26] Donà, M.; Tecchio, G.; da Porto, F. – “Verification of second-order effects in slender reinforced masonry walls”, *Materials and Structures*, 2018, 51, p. 69. DOI: 10.1617/s11527-018-1196-x
- [27] Bakeer, T.; Jäger, W. – “Buckling of reinforced and unreinforced masonry walls - A unified solution for Eurocode 6” in *Proceedings of the 13th Canadian Masonry Symposium*, 2017, Halifax.
- [28] Bakeer, T. – “Empirical estimation of the load bearing capacity of masonry walls under buckling - Critical remarks and a new proposal for the Eurocode 6”, *Construction and Building Materials*, 2016, 113, p. 376-394. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.03.063
- [29] Griffith *et al.* – “Experimental investigation of URM walls in flexure”, *Journal of Structural Engineering*, 2004, 130(3), p. 423-432.
DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:3(423)
- [30] Morandi, P.; Magenes, G.; Griffith, M. – “Second order effects in out-of-plane strength of unreinforced masonry walls subjected to bending and compression”, *Australian Journal of Structural Engineering*, 2008, 8(2), p. 133-144. DOI: 10.1080/13287982.2008.11464993
- [31] Ferracuti, B.; Bacci, L.; Savoia, M. – “Out-of-plane behavior of slender reinforced masonry walls for tall single storey buildings: Design procedure” in *Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference*, 2016, Padua.
- [32] Donà, M.; Tecchio, G.; da Porto, F. – Report on II order effects in reinforced masonry walls, Università degli Studi di Padova, 2016, Padua.
- [33] Meli, R. *et al.* – *Seismic design guide for low-rise confined masonry buildings*, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 2011, Oakland CA.
- [34] San Bartolomé, A.; Bernardo, J.; Peña, M. – “The effect of column depth on seismic behavior of confined masonry walls” in *Proceedings of the Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, 2010, Valdivia-Santiago.
- [35] Marques, R.; Lourenço, P.B. – “A model for pushover analysis of confined masonry structures: implementation and validation”. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2013, 11(6), p. 2133-2150.
DOI: 10.1007/s10518-013-9497-5
- [36] Pérez-Gavilán, J.J.; Flores, L.E.; Alcocer, S.M. – “An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratios”, *Earthquake Spectra*, 2015, 31(2), p. 945-968. DOI: 10.1193/090712EQS284M
- [37] Varela-Rivera *et al.* – “Flexural behavior of confined masonry walls subjected to in-plane lateral loads”, *Earthquake Spectra*, 2019, 35(1), p. 405-422. DOI: 10.1193/112017EQS239M
- [38] Bustos, J.L. *et al.* – “Estudio del comportamiento dinámico de un modelo de mampostería encadenada mediante un ensayo en mesa vibratoria” en *Anales de las XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, 2000, Punta del Este, Uruguay.
- [39] da Porto, F.; Mosele, F.; Modena, C. – “In-plane cyclic behaviour of a new reinforced masonry system: Experimental results”, *Engineering Structures*, 2011, 33(9), p. 2584-2596.
DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.05.003
- [40] Sousa, H. *et al.* – *Defects in masonry walls, Guidance on cracking: Identification, prevention and repair*. CIB Commission W023 - Wall Structures, 2015, Rotterdam.
- [41] ABNT – NBR 16868-1:2020, Alvenaria estrutural - Parte 1: Projeto. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2020, São Paulo.
- [42] Marques, R. – “Situação e potencial das alvenarias em Portugal perante o contexto internacional” em *Atas do Congresso Construção*, Guimarães, 2022, p. 368-376.