



Rúben Filipe Rosa Lopes

COMPORTAMENTO AO FOGO DE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE BETÃO COM ALVÉOLOS VERTICAIS

FIRE BEHAVIOR OF STRUCTURAL MASONRY WALLS OF VERTICAL HOLLOWED CONCRETE
BLOCKS

Dissertação de Mestrado em Segurança aos Incêndios Urbanos,
orientada pelo Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues e pelo Doutor João Miguel Pereira

Coimbra, setembro, 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Rúben Filipe Rosa Lopes

Comportamento ao fogo de paredes de alvenaria estrutural de blocos de betão com alvéolos verticais

**Fire behavior of structural masonry walls of vertical hollowed concrete
blocks**

Dissertação de Mestrado em Segurança aos Incêndios Urbanos,
orientada pelo Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues e pelo Doutor João Miguel Pereira

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, declina qualquer
responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões
que possam surgir

Coimbra, setembro, 2017

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao Professor Doutor João Paulo Rodrigues por ter aceite orientar uma dissertação de mestrado sobre o efeito da ação accidental fogo em alvenarias estruturais. Sei que preferia eu ter escolhido estudar a ação accidental fogo em aço estrutural ou estruturas mistas de aço e betão. Gostaria também de agradecer ao Doutor João Pereira por orientar também esta dissertação, tendo dado alguma orientação preciosa sobre as alvenarias à temperatura ambiente.

À Costa & Almeida, Lda. na pessoa da Eng. Paula Costa e à Secil Argamassas, SA, na pessoa do Sr. António Manuel, terem disponibilizado as unidades de alvenaria e argamassa M10 para a construção dos provetes de compósito em estudo.

Um agradecimento especial ao Doutor Luís Laim, por ter ajudado nos ensaios de resistência ao fogo, orientando na utilização da Central Servo-Controlada e do Forno Vertical Modular.

Aos funcionários e colegas do Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções pelo apoio prestado e pelo companheirismo demonstrado. O meu muito obrigado ao Eng. Íldio Santos, José António Lopes, Luís Gaspar, Aderson Fidelis, Rafael Campos, Agostinho Roque, Miguel Queirós, Alexandre Mota, Hugo Caetano, Thiago Brazeiro e Aline Camargo.

Um apreço especial ao Quadro de Comando dos Bombeiros Voluntários de Vila Nova de Poiares, nas pessoas do Sr. Comandante Luís Sousa e Sr. Segundo Comandante Miguel Soares por terem apoiado os meus estudos nesta área de Engenharia Civil que é a Segurança Contra Incêndios em Edifícios.

À Diana, a minha bombeira e namorada, por compreender que nem sempre podia estar com ela por estar no laboratório ou nos bombeiros de serviço.

Por fim, um agradecimento muito especial aos meus pais, Abel Lopes e Fátima Rosa, pelo carinho e transmissão de valores dados ao longo da minha vida. Por se sacrificarem todos os dias, em particular, por proporcionarem que eu pudesse ter-me licenciado em Engenharia Civil e por estar a tirar o mestrado em Segurança aos Incêndios Urbanos. A vocês dedico esta dissertação.

RESUMO

As alvenarias ocupam o seu lugar na história da humanidade há vários séculos e são usadas para a construção de edifícios, monumentos e obras de arte. Estas são compostas por unidades de alvenaria que são ligadas entre si com argamassa.

O aparecimento do betão armado e do aço estrutural, a criação de regulamentos para a aplicação destes materiais e a rapidez com que se constrói com eles, veio deixar as paredes de alvenaria para a função de compartimentação e enchimento na construção de edifícios um pouco em todo o mundo, não sendo isto uma situação isolada do nosso país. Em Portugal, durante vários anos, não houve qualquer regulamento sobre a construção em alvenaria estrutural até ao aparecimento do Eurocódigo 6, sobre a forma da NP EN 1996, o que poderá ter contribuído para crescente uso de estruturas porticadas de betão armado e aço estrutural em vez do uso de alvenarias com capacidade estrutural.

Este trabalho de investigação tem como foco principal a investigação do comportamento à ação accidental fogo em paredes de alvenaria estrutural com blocos de betão com alvéolos verticais, tendo sido necessário numa fase inicial deste trabalho caracterizar corretamente as propriedades termomecânicas dos materiais a utilizar nas alvenarias (betão das unidades de alvenaria e argamassa), tanto à temperatura ambiente como a altas temperaturas. Após a correta caracterização dos materiais, numa fase posterior do trabalho, avaliou-se o comportamento de paredes de alvenaria à escala reduzida, sujeitas a diferentes níveis de carga no plano da parede e à curva de incêndio padrão ISO 834. O objetivo pretendido foi a avaliação dos parâmetros de resistência ao fogo das alvenarias (resistência estrutural, isolamento térmico e estanquicidade à passagem de fumos e gases quentes) e a instabilidade destas, quando sujeitas à ação accidental fogo.

O estudo de paredes de alvenaria estrutural com blocos de betão com alvéolos verticais ou horizontais sujeitas à ação accidental fogo já tem alguns anos, mas muito falta fazer para caracterizar corretamente estas. Essa foi a premissa para a realização desta dissertação de mestrado. A investigação que dá origem a esta dissertação foi realizada no Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, em colaboração com a Universidade do Minho.

Palavras chave: alvenaria estrutural, paredes, resistência ao fogo, blocos, argamassa

ABSTRACT

Masonry occupies its place in mankind history for several centuries now and they are used for the construction of buildings, monuments and works of structural art. These are composed of masonry units that are joined together with mortar.

The appearance of reinforced concrete and structural steel, the creation of codes for application of these materials, and the speed which they are built, have left masonry walls for the partition and filling functions in buildings, a little all over the world, so Portugal isn't an isolated case. In Portugal, for several years, there wasn't any code for structural masonry constructions until the appearance of Eurocode 6, conveyed by NP EN 1996, which may have contributed to the increasing use of frame structures of reinforced concrete and structural steel instead of using masonry with structural capacity.

This research work has its focus in investigating the behavior of structural masonry walls with vertical hollowed concrete blocks to accidental fire action, it was necessary in an initial phase of this work to characterize correctly the thermo-mechanical properties of the materials being used in the masonry (masonry units concrete and mortar), both at room temperature and at high temperatures. After correct characterization of the materials, at a later stage of the work, the behavior of the reduced-scale masonry walls, subjected to different load levels at wall in-plane and to the ISO 834 standard fire curve was evaluated. The objective was to assess the resistance parameters to fire (structural strength, thermal insulation and integrity to the passage of hot fumes and gases) and their instability when subjected to accidental fire action.

Structural masonry walls of vertical or horizontally hollowed concrete blocks subject to accidental fire action have been studied for many years, but there is a lot of studies to do to properly characterize them. This was the premise for the accomplishment of this master's dissertation. The research that gave origin to this dissertation was carried out in the Laboratory of Structures, Structural Mechanics and Constructions of the Department of Civil Engineering of the Faculty of Sciences and Technologies of the University of Coimbra, in collaboration with the University of Minho.

Keywords: Structural masonry, walls, fire resistance, blocks, mortar

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE GERAL	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE TABELAS	x
SIMBOLOGIA	xi
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Fogo e Incêndio	3
1.3 Resistência ao fogo	3
1.4 Segurança de edifícios à ação acidental fogo	4
1.5 Definição do problema e Motivação.....	4
1.6 Objetivos.....	5
1.7 Organização do documento.....	6
2. ESTADO DA ARTE	8
2.1 Comportamento térmico e mecânico dos materiais das alvenarias a altas temperaturas	8
2.2 Comportamento térmico e mecânico de paredes de alvenaria estrutural a altas temperaturas	14
2.3 Ensaio de alvenarias a temperatura ambiente.....	23
2.4 Considerações	24
3. ANÁLISE EXPERIMENTAL	25
3.1 Introdução	25
3.2 Ensaio de caracterização termomecânicos dos materiais das alvenarias	26
3.2.1 Esquema experimental.....	26
3.2.2 Provetes	27
3.2.3 Programa e procedimentos de ensaio	28

3.2.4	Apresentação e discussão de resultados	29
3.2.4.1	Betão das unidades de alvenaria	29
3.2.4.2	Argamassa M10	34
3.3	Ensaio de resistência de compósitos de alvenaria estrutural a altas temperaturas ...	39
3.3.1	Esquema experimental.....	39
3.3.2	Provetes	41
3.3.3	Programa de ensaios e procedimentos.....	43
3.3.4	Resultados dos ensaios	43
3.3.4.1	Temperaturas	44
3.3.4.2	Deslocamentos	45
3.3.4.2.1	Deslocamentos verticais.....	46
3.3.4.2.2	Deslocamentos laterais.....	49
3.3.4.3	Avaliação visual.....	52
3.3.5	Tempos críticos	55
3.4	Considerações finais	56
4.	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	58
4.1	Conclusões	58
4.2	Desenvolvimentos Futuros.....	59
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	60
	ANEXO A - Dimensionamento da carga característica de rotura da parede ($N_{ak\perp}$) e da resistência a cargas verticais da parede ($N_{Rd\perp}$) e cálculo da carga aplicada ($N_{Ed\perp}$).....	A-1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Muralha da China (retirado de http://www.fotoswiki.org/Uploads/fotoswiki.org/ImagensGrandes/muralha-china.jpg e https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/8/81/Noel_2005_P%C3%A9kin_031_muraille_de_chine_Mutianyu.jpg)	1
Figura 1.2 - Alvenaria de Xisto - Pormenores de inserção de padieiras e vigas em madeira nas paredes – Talasnal, Portugal.....	2
Figura 1.3 - Gaiola Pombalina - a) Pormenor de inserção da estrutura de madeira no interior da alvenaria; b) Maquete da estrutura. (Retirado de http://www.conservationtech.com/MAIN-TOPICS/ROMEprojects/Pombalwalls/Baixa-INT15.jpg e https://saraccpais.files.wordpress.com/2011/03/gaiol_const_sism_3.jpg?w=950	2
Figura 2.1 - Relação da resistência à tração e à compressão com a temperatura do material betão, em função dos resultados obtidos para a temperatura ambiente (Retirado de Nadjai et al., 2003)	9
Figura 2.2 - Relação da extensão de pico e da extensão última com a temperatura do material betão, em função dos resultados obtidos para a temperatura ambiente (Retirado de Nadjai et al., 2003).....	9
Figura 2.3 - Relação extensão térmica - temperatura das unidades cerâmicas (clay) e argamassa (mortar), de acordo com Gnanakhrisnan, 1989. (Retirado de Nadjai et. al, 2003)	10
Figura 2.4 - Variação do módulo de elasticidade da argamassa, de acordo com Cülfik e Özturan., 2002. (Retirado de Nguyen et. al, 2009).....	10
Figura 2.5 - a) Posicionamento dos termopares no provete para caracterização térmica da fase de transição. b) Detalhes geométricos do "termo" de betão celular autoclavado. (Retirado de Andreini et. al., 2015).....	11
Figura 2.6 - Argamassa M10: a) resistência à compressão (f_c), b) extensão última (ϵ_{cu0}), c) módulo de Young de elasticidade (E_b) – (Retirado de Andreini et. al., 2015).....	12
Figura 2.7- Resistência residual à compressão de CC e GC para o nível de carregamento de a) 30% f_c e b) 70% f_c (Retirado de Santos e Rodrigues, 2014).....	13
Figura 2.8 - Relação entre o tempo de colapso e o nível de carga aplicado (Retirado de Byrne 1979).....	15
Figura 2.9 - Comparação dos valores obtidos análise experimental e os resultados obtidos por Gnanakhrisnan (Retirado de Nadjai et. al., 2003)	17
Figura 2.10 - Comparação dos valores obtidos por Laverty et. al. (2001) no ensaio com a análise numérica de Nadjai et. al., 2003	18
Figura 2.11 - a) Dispositivo de aplicação de carga; b) Pontos de medição de deslocamentos laterais e verticais (Retirado de Al Nahhas et. al., 2007)	18

Figura 2.12 - Posicionamento dos termopares em cada bloco na parede (Retirado de Al Nahhas et. al., 2007).....	19
Figura 2.13 - Deslocamentos laterais obtidos durante o ensaio nos pontos definidos na figura 2.12 (Retirado de Al Nahhas et. al., 2007)	19
Figura 2.14 - Evolução das temperaturas ao longo do ensaio nos pontos definidos na figura 2.11 (Retirado de Al Nahhas et. al., 2007)	20
Figura 2.15 - Definição das partições e sub-partições da parede no modelo (Retirado de Al Nahhas et. al., 2007).....	20
Figura 2.16 - Comparação dos valores obtidos experimentalmente com os valores obtidos no modelo numérico (Retirado de Al Nahhas et. al., 2007)	21
Figura 2.17 - Configurações de ensaio, esquerda: parede não-estrutural, direita: parede estrutural (Retirado de Nguyen e Meftah, 2012).....	22
Figura 2.18 - Pormenores das geometrias dos blocos e posicionamento dos termopares. a - Ensaio 1. b - Ensaio 2. c - Ensaio 3. d - Ensaio 4. (Retirado de Nguyen e Meftah, 2012).....	22
Figura 2.19 - Dimensões dos provetes usados na caracterização da resistência à compressão normal às juntas de assentamento (Retirado de Haach, 2009)	23
Figura 3.1 - Esquema experimental dos ensaios de caracterização dos materiais das alvenarias a altas temperaturas: a) máquina de ensaios com o forno; b) pormenor do interior do forno com provete cilíndrico e varas de aplicação de carga.	26
Figura 3.2 - Lajeta de betão após betonagem	27
Figura 3.3 - a) Posicionamento dos termopares na superfície do provete (Retirado de RILEM TC 200-HTC Part 2, 2007) b) Inserção dos termopares no provete.....	28
Figura 3.4 - Relação do valor médio de resistência à compressão (f_c^T) com a temperatura do betão das unidades de alvenaria. Valores de resistência à compressão obtidos nos ensaios....	30
Figura 3.5 - Relação do valor médio de extensão de pico ($\bar{\epsilon}_c^T$) com a temperatura do betão das unidades de alvenaria. Valores de extensão de pico obtidos nos ensaios.....	31
Figura 3.6 - Relação do valor médio de extensão última ($\bar{\epsilon}_{cu}^T$) com a temperatura do betão das unidades de alvenaria. Valores de extensão última obtidos nos ensaios.....	32
Figura 3.7 - Comparação de gráficos tensão/extensão dos diferentes níveis de temperatura do betão das unidades de alvenaria.....	33
Figura 3.8 - Aspeto dos provetes de betão das unidades de alvenaria após ensaio: a) T = 20 °C; b) T = 300 °C	33
Figura 3.9 - Aspeto dos provetes de betão das unidades de alvenaria após ensaio: a) T = 500 °C; b) T = 700 °C	34
Figura 3.10- Relação do valor médio de resistência à compressão (f_c^T) com a temperatura da argamassa M10. Valores de resistência à compressão obtidos nos ensaios	36
Figura 3.11 - Relação do valor médio de extensão de pico ($\bar{\epsilon}_c^T$) com a temperatura da argamassa M10. Valores de extensão de pico obtidos nos ensaios.....	36

Figura 3.12 - Relação do valor médio de extensão última ($\bar{\epsilon}_{cu}^T$) com a temperatura da argamassa M10. Valores de extensão última obtidos nos ensaios	37
Figura 3.13 - Comparação de gráficos tensão/extensão dos diferentes níveis de temperatura da argamassa M10	37
Figura 3.14 - Aspeto dos provetes de argamassa M10 após ensaio: a) T = 20 °C; b) T = 300 °C	38
Figura 3.15 - Aspeto dos provetes de argamassa M10 após ensaio: a) T = 500 °C; b) T = 700 °C	38
Figura 3.16 - Esquema experimental de ensaios a) Vista Frontal; b) Corte Transversal	39
Figura 3.17 – Esquema experimental – Pormenor da central, do datalogger e pórtico de reação	40
Figura 3.18 - Unidades de alvenaria: a) Blocos à escala reduzida; b) Bloco; c) Meio-bloco (Retirado de Haach, 2009).....	41
Figura 3.19 - Dimensões dos provetes, posicionamento dos termopares e dos transdutores de deslocamento laterais.....	42
Figura 3.20 - Provede montado no sistema de ensaios.....	42
Figura 3.21 -Evolução das temperaturas ao longo do ensaio do provede 6	45
Figura 3.22 - Provede 1 - Deslocamentos verticais.....	46
Figura 3.23 - Provede 2 - Deslocamentos verticais.....	46
Figura 3.24 - Provede 3 - Deslocamentos verticais.....	47
Figura 3.25 - Provede 4 - Deslocamentos verticais.....	47
Figura 3.26 - Provede 5 - Deslocamentos verticais.....	48
Figura 3.27 - Provede 6 - Deslocamentos verticais.....	48
Figura 3.28 - Provede 1 - Deslocamentos laterais.....	49
Figura 3.29 - Provede 2 - Deslocamentos laterais.....	49
Figura 3.30 - Provede 3 - Deslocamentos laterais.....	50
Figura 3.31 - Provede 4 - Deslocamentos laterais.....	50
Figura 3.32 - Provede 5 – Deslocamentos laterais	51
Figura 3.33 - Provede 6 - Deslocamentos laterais.....	51
Figura 3.34 - Provede 2 – Padrão de fissuração na face não exposta.....	52
Figura 3.35 - Provede 4 – Sinais de condensação nas fissuras verticais durante o ensaio.....	52
Figura 3.36 - Provede 2 – a) Sinais de destacamento na face exposta ao incêndio; b) Fissuras verticais no meio do bloco e sinais de destacamento na face exposta (lado direito).....	53
Figura 3.37 - Provede 4 – a) Fissuração vertical em ambas as direções do plano da parede; b) Bloco com fissuração	53
Figura 3.38 - Provede 4 – Colapso súbito	54
Figura 3.39 - Provede 6 - Sequência de colapso estrutural - 1 de 2	54
Figura 3.40 - Provede 6 - Sequência de colapso estrutural - 2 de 2	55

Figura 4.1 - Solução estudada de reforço das juntas verticais usando as unidades de alvenarias estudadas neste trabalho (Retirado de Haach, 2009) 59

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Composição do betão dos blocos de betão BEST à escala reduzida.....	27
Tabela 3.2 - Valores de resistência à compressão (f_c^T) em MPa, valor médio (f_c^T) e desvio-padrão (σ) dos ensaios de provetes cilíndricos de betão das unidades de alvenaria	29
Tabela 3.3 - Valores de extensão de pico ($\epsilon_c^T \times 10^{-3}$) em mm/mm, valor médio ($\epsilon_c^T \times 10^{-3}$) e desvio-padrão (σ) dos ensaios de provetes cilíndricos de betão das unidades de alvenaria	30
Tabela 3.4 – Valores de extensão última ($\epsilon_{cu}^T \times 10^{-3}$) em mm/mm, valor médio ($\epsilon_{cu}^T \times 10^{-3}$) e desvio-padrão (σ) dos ensaios de provetes cilíndricos de betão das unidades de alvenaria	30
Tabela 3.5 - Valores de resistência à compressão (f_c) em MPa, valor médio (f_c^T) e desvio-padrão (σ) dos ensaios de provetes cilíndricos de argamassa M10	34
Tabela 3.6 -- Valores de extensão de pico ($\epsilon_c^T \times 10^{-3}$) em mm/mm, valor médio ($\epsilon_c^T \times 10^{-3}$) e desvio padrão dos ensaios de provetes cilíndricos de argamassa M10	35
Tabela 3.7 – Valores de extensão última ($\epsilon_{cu}^T \times 10^{-3}$) em mm/mm, valor médio ($\epsilon_{cu}^T \times 10^{-3}$) e desvio padrão dos ensaios de provetes cilíndricos de argamassa M10	35
Tabela 3.8 - Propriedades físicas das unidades (Retirado de Haach,V. 2009).....	41
Tabela 3.9 - Cargas no plano aplicadas nos provetes.....	43
Tabela 3.10- Resultados dos ensaios	55
Tabela A.1 - Parâmetros da parede para dimensionamento	A-1

SIMBOLOGIA

f_c	resistência à compressão à temperatura ambiente
\bar{f}_c	valor médio de resistência à compressão
f_c^T	resistência à compressão à temperatura
\bar{f}_c^T	valor médio de resistência à compressão à temperatura
f_t^T	resistência à tração à temperatura
ε_c^T	extensão de pico à temperatura
$\bar{\varepsilon}_c^T$	valor médio de extensão de pico à temperatura
ε_{cu}^T	extensão última à temperatura
$\bar{\varepsilon}_{cu}^T$	valor médio de extensão última à temperatura
d	diâmetro
h	altura
l	comprimento
t	espessura
f_b	resistência à compressão normal à junta de assentamento da unidade de alvenaria
$f_{ak\perp}$	resistência à compressão normal às juntas de assentamento de paredes de alvenaria
σ_i	tensão inicial
σ	desvio-padrão
$A_{b,Parede}$	área do plano da parede
$A_{b,Bloco}$	área bruta do bloco
$N_{ak\perp}$	carga característica de rotura da parede
$N_{Rd,Parede}$	valor de resistência a cargas verticais
$f_{d\perp}$	valor característico de dimensionamento da resistência de compressão normal às juntas de assentamento à temperatura ambiente

1. INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

A alvenaria é uma tecnologia de construção (Figura 1.1) que consiste na utilização de unidades que podem ser em tijolo cerâmico, blocos de betão, pedra, blocos de vidro, entre outros. Estas unidades podem ser ligadas entre si com recurso a argamassas que poderão ter como ligantes vários materiais como argila, calcário, gesso ou cimento Portland, mantendo-se como agregado de referência para estas a areia.



Figura 1.1 - Muralha da China (retirado de <http://www.fotoswiki.org/Uploads/fotoswiki.org/ImagensGrandes/muralha-china.jpg> e https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/8/81/Noel_2005_P%C3%A9kin_031_muraille_de_chine_Mutianyu.jpg)

Com o aparecimento de novos materiais de construção, nomeadamente o betão armado, o uso de alvenaria em construção nova reduziu consideravelmente. Estes novos materiais permitiam estruturas mais esbeltas e possibilitaram um leque mais alargado de estilos arquitetónicos. A arte de construção em alvenaria exige bons mestres e torna a construção de edificações mais lenta, tanto que este tipo de construção era baseado no conhecimento empírico adquirido, não havendo no passado regras para o dimensionamento de alvenarias, o que não se verifica hoje, com a existência de diversos regulamentos e códigos.

Com as guerras que assolaram o continente europeu no Séc. XX e com a necessidade de uma reconstrução mais rápida das edificações destruídas, as alvenarias começaram a ser relegadas para segundo plano na construção, em favor das estruturas porticadas em betão armado ou aço, passando as alvenarias apenas a ter uma função de enchimento, divisão de compartimentos ou meramente decorativo.

Em Portugal, as alvenarias foram muito usadas na construção de edifícios e de obras de arte. Durante a idade média, não existiam grandes regras para este tipo de construção. As construções eram baseadas no empirismo dos mestres e não existia uma uniformidade no país na maneira

de construir alvenarias, pois este tipo de construção estava muito ligado ao tipo de recursos disponíveis perto do local de construção. Os pavimentos e a estrutura de vigas, prumos e diagonais de travamento eram realizados em madeira, sendo depois unidos às alvenarias (Figura 1.2) com recurso a pedaços de tijolo e/ou pedra e argamassas pobres de cal e areia.



Figura 1.2 - Alvenaria de Xisto - Pormenores de inserção de padieiras e vigas em madeira nas paredes – Talasnal, Portugal

Após o terramoto de 1 de novembro de 1755, as alvenarias da época pombalina serviram de referência para uma uniformização da construção a nível nacional. A reconstrução da cidade de Lisboa, fortemente afetada pelos efeitos do terramoto, é dominada por uma construção com capacidade de resistir a ações sísmicas. Para isso recorreu-se ao conceito de gaiola, constituído por uma estrutura de madeira, formando diagonais cruzadas, sendo posteriormente revestida por alvenaria de pedra pelo exterior.

A construção em Gaiola Pombalina (Figura 1.3) dominou até a década de 30 do Séc. XX, com o aparecimento de novos materiais como o betão armado. Regista-se então um período de utilização mista da alvenaria com betão armado ou estrutura metálica.



Figura 1.3 - Gaiola Pombalina - a) Pormenor de inserção da estrutura de madeira no interior da alvenaria; b) Maquete da estrutura. (Retirado de <http://www.conservationtech.com/MAIN-TOPICS/ROMEprojects/Pombalwalls/Baixa-INT15.jpg> e https://saraccpais.files.wordpress.com/2011/03/gaiol_const_sism_3.jpg?w=950)

As primeiras normas nacionais para a avaliação das características das unidades de alvenaria surgem apenas nos anos 60, essencialmente para tijolos cerâmicos, nunca tendo sido desenvolvido um regulamento de dimensionamento de alvenarias nacional, ao contrário do que aconteceu com as estruturas de betão armado e as estruturas metálicas, que viram aprovados regulamentos e normas para o seu dimensionamento e boa construção em 1935, em 1967 e em 1983, no caso das estruturas de betão armado e em 1929, em 1965 e em 1986 no caso das estruturas de aço.

Com o aparecimento das normas estruturais do Comité Europeu de Normalização, conhecidos vulgarmente por Eurocódigos, com vista a uniformizar a maneira de construir na Europa, assim aparece em Portugal um código para o dimensionamento de estruturas de alvenaria, na forma da norma europeia EN 1996 (CEN, 2005), que foi posteriormente introduzida como a norma portuguesa NP EN 1996 (IPQ, 2008) em 2008. Este Eurocódigo está dividido em 4 partes, a Parte 1-1 relativa a regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada, a Parte 1-2 relativa a regras gerais de verificação de resistência ao fogo, a Parte 2 relativa ao dimensionamento, seleção dos materiais e execução das alvenarias e a Parte 3 relativa a métodos simplificados de cálculo para alvenarias não armadas. As partes 2 e 3 ainda não têm tradução em português.

1.2 Fogo e Incêndio

O fogo é produto de uma reação química de oxidação designada por combustão, onde há libertação de calor e luz. Esta reação tem uma quantidade definida de combustível (madeira, plástico) e de comburente (oxigénio do ar). Para que esta reação comece, é necessária uma energia de ativação, dada por uma fonte de calor. A presença do combustível, do comburente e da energia de ativação formam o triângulo do fogo. Esta reação é sustentada por existir uma reação em cadeia entre os elementos do triângulo do fogo, tendo continuidade até que o combustível ou o comburente acabe ou a energia de ativação seja suprimida. A junção do triângulo do fogo com a reação em cadeia forma o tetraedro do fogo.

Quando esta reação química se propaga a combustíveis adjacentes (sofás, cortinados) por efeito de condução, convecção ou radiação e deixa de estar confinada ao local onde começou, como por exemplo, uma lareira ou bico de um fogão a gás, dizemos que estamos perante um incêndio.

1.3 Resistência ao fogo

A resistência ao fogo é um indicador que caracteriza o comportamento face ao fogo de um elemento construtivo, com ou sem função estrutural e também com ou sem função de compartimentação. Esta caracterização faz-se recorrendo a um processo térmico normalizado (como a curva normalizada da norma ISO 834 (ISO, 1999)), avaliando o tempo necessário para que determinado elemento sujeito a essa curva deixe de satisfazer as exigências para as funções que lhe foram estabelecidas. Para evitar as perdas materiais e humanas em caso de incêndio em

estruturas, é necessário medidas passivas de segurança ao incêndio nos edifícios que contribuam para a diminuição da exposição dos elementos estruturais ao fogo, que necessitarão de ser recuperados após exposição ao fogo e que criem passagens seguras para que os ocupantes saiam do edifício sem que haja danos humanos de maior. Estas medidas de segurança passiva ao incêndio precisam de ser alvo de investigação para verificação do desempenho das alvenarias ao fogo, pois muito do trabalho desenvolvido na área de estudo de alvenarias estruturais tem sido feito para a situação de temperatura ambiente, havendo ainda pouco trabalho desenvolvido na área de comportamento ao fogo de alvenarias estruturais.

1.4 Segurança de edifícios à ação accidental fogo

A ocorrência de um incêndio num edifício é um problema grave e que poderá ser ainda maior quando este não tem previstas medidas de proteção ativas e passivas dos efeitos da ação accidental fogo. Para evitar que este tipo de ação accidental ponha em risco pessoas e bens, as estruturas dos edifícios deverão ser capazes de resistir ao fogo o suficiente para permitir a evacuação segura de pessoas e evitar que os incêndios se alastrem a compartimentos diferentes daquele onde eclodiu o incêndio. Uma integração ótima do sistema estrutural com os sistemas de proteção ativos e passivos ao incêndio é da maior necessidade, por forma a garantir um nível de segurança capaz de resistir a esta ação accidental.

Deixando neste documento de lado as medidas de proteção ativa e passiva de segurança contra incêndio em edifícios e focando a atenção na resistência do sistema estrutural ao fogo, procura-se assim reduzir e mitigar os danos nas estruturas, averiguando quais os melhores métodos para o dimensionamento de estruturas de alvenaria resistentes a esta ação accidental, apoiados em conhecimentos bem aprofundados e fundamentados.

1.5 Definição do problema e Motivação

Conforme referido acima, as estruturas de alvenarias são usadas há milhares de anos pelo Homem para a construção de edifícios e obras de arte, mas sempre foi apoiado no empirismo que ia passando de geração em geração de mestres e esse foi o exemplo do que ocorreu em Portugal e um pouco pelo mundo, com pouca regulamentação produzida até ao aparecimento dos Eurocódigos estruturais na Europa. A existência de muitas estruturas em alvenaria, algumas com centenas de anos e também, património da Humanidade, exigem que se conheça o comportamento à ação accidental fogo destas estruturas para se conhecer como se deve proceder em caso de acidente para recuperar estas ou como devemos prevenir que estas sejam danificadas pelos incêndios.

A NP EN 1996-1-2:2015 (IPQ, 2015) apresenta no seu anexo B valores tabelados das espessuras mínimas que as paredes de alvenaria deverão ter para resistir determinado tempo de exposição à ação accidental fogo, para paredes não resistentes a cargas com função de

compartimentação (resistência ao fogo EI), para paredes resistentes a cargas com função de compartimentação (resistência ao fogo REI) e para paredes resistentes a cargas sem função de compartimentação (resistência ao fogo R). Estes valores estão agrupados por características da unidade de alvenaria (material, grupo e propriedades dos materiais), nível de carregamento e agrupamento de unidades. No anexo C é apresentado um método de cálculo simplificado que considera uma secção residual resistente da unidade alvenaria conforme o tempo de exposição, mas que é apenas válido para unidade de alvenaria com uma percentagem de vazios inferior a 25% do seu volume, que não se aplica à maioria das unidades de alvenaria disponíveis no mercado, por as unidades terem percentagens de vazios superiores a esse valor. Já o anexo D apresenta métodos avançados de cálculos para as alvenarias, mas nem todos os materiais usados na construção de alvenarias estão caracterizados (por exemplo, o betão de agregados normais ou pedra), o que faz ter que se recorrer às partes 1-2 de outros Eurocódigos para conhecer as suas propriedades (calor específico, condutibilidade térmica, massa volúmica e diagramas de tensão-extensão) a altas temperaturas.

O estudo do comportamento de alvenaria quando sujeita a elevadas temperaturas não tem tido a devida atenção da comunidade científica. A elevada variedade de combinações possíveis de unidades e argamassas, bem como a complexidade na execução de ensaios à escala real tem feito com que o procedimento corrente passe pela caracterização dos materiais constituintes da alvenaria e posteriormente tentar estimar o comportamento estrutural do elemento composto (parede de alvenaria composta por unidades e argamassa) em ambiente numérico.

1.6 Objetivos

No âmbito desta dissertação de mestrado, foi desenvolvido um estudo experimental em paredes de alvenaria de blocos de betão com alvéolos verticais à escala reduzida, sujeitas a altas temperaturas e a uma carga de serviço e também à caracterização das propriedades termomecânicas dos materiais que compõem a alvenaria.

Na caracterização das propriedades termomecânicas dos materiais que compõem a alvenaria, foram ensaiados provetes cilíndricos aos níveis de temperatura de 20, 300, 500 e 700°C, por forma a avaliar o valor de resistência à compressão (f_c^T) e os valores de extensão de pico (ϵ_c^T) e última (ϵ_{cu}^T) do betão das unidades de alvenaria e da argamassa M10.

No estudo experimental em paredes de alvenaria de blocos de betão com alvéolos verticais à escala reduzida a altas temperaturas, pretendeu-se avaliar o nível de carga atuante no plano da parede no tempo em que estas colapsarem estruturalmente (critério R de resistência ao fogo), o tempo que estas conseguem assegurar o isolamento de temperatura (critério I) e garantir a estanquicidade à passagem de gases quentes e fumo (critério E). Para tal foi feita a monitorização das temperaturas na face não-exposta da parede e no interior do forno, dos

deslocamentos laterais e verticais da parede e da carga atuante. Além disso, fez-se uma análise visual constante da face não-exposta, com recolha de fotografias.

1.7 Organização do documento

No âmbito da Unidade Curricular de Dissertação do Mestrado em Segurança aos Incêndios Urbanos, resulta esta dissertação que procura apresentar, contextualizar e definir o problema que foi alvo de estudo. Neste documento, pretende-se definir de forma rigorosa o problema alvo de estudo, os trabalhos e procedimentos a adotar, por forma a esclarecer as questões apresentadas no problema inicial.

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO

Enquadramento geral da área de estudo em causa, com definição do problema e da motivação para a concretização deste trabalho de investigação. São também definidos todos os objetivos a alcançar com o desenvolvimento do trabalho de investigação.

Capítulo 2 – ESTADO DA ARTE

Descrição do comportamento termomecânico dos materiais das unidades de alvenaria e argamassas a altas temperaturas. Resumo de análise efetuada por outros autores em relação ao comportamento das alvenarias quando exposta a altas temperaturas. São apresentados os trabalhos de investigação mais relevantes nesta área do conhecimento, quer à temperatura ambiente quer a temperaturas elevadas.

Capítulo 3 – ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Descrição dos ensaios realizados para caracterização das propriedades termomecânicas dos materiais dos elementos que compõem as alvenarias em estudo e respetivos procedimentos de ensaio. Descrição dos ensaios realizados para avaliação dos critérios de resistência ao fogo das paredes de alvenaria à escala reduzida e os procedimentos adotados para realização destes ensaios. Apresentação dos resultados dos ensaios realizados, análise e discussão dos resultados obtidos e comparação com os resultados obtidos com os resultados por outros autores evidenciados no estado da arte.

Capítulo 4 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apresentação das conclusões retiradas dos ensaios desenvolvidos e proposta de trabalhos futuros no âmbito desta temática.

Anexo A - Dimensionamento da carga característica de rotura da parede ($N_{ak\perp}$) e da resistência a cargas verticais da parede ($N_{Rd\perp}$) e cálculo da carga aplicada ($N_{Ed\perp}$)

Apresentação do cálculo efetuado para dimensionamento das cargas atuantes nos provetes utilizados nos ensaios de resistência de compósitos de alvenaria estrutural a altas temperaturas.

2. ESTADO DA ARTE

Neste estado da arte fez-se alguma distinção entre a parte que é o comportamento termomecânico dos materiais das alvenarias (betão, barro, materiais silico-calcários) e o que é o comportamento termomecânico das paredes de alvenaria quando expostas ao fogo. Na primeira parte, pretendeu-se recolher a informação necessária sobre os materiais quando expostos a altas temperaturas e na segunda parte, pretendeu-se conhecer os comportamentos das paredes de alvenaria quando expostos a aquecimento diferencial.

2.1 Comportamento térmico e mecânico dos materiais das alvenarias a altas temperaturas

Com o surgimento de códigos para o dimensionamento dos diversos tipos de estruturas (betão armado, mistas, madeira, aço, alvenaria), foi necessário proceder à caracterização dos materiais constituintes dessas estruturas, mas essa caracterização apenas foi feita inicialmente para os materiais à temperatura ambiente, tendo a caracterização do material betão a altas temperaturas começado a ser feita na década de 70 do século passado por Abrams (1971) e Therlandersson (1972).

Conforme referido anteriormente neste documento, Portugal nunca teve um regulamento nacional para o dimensionamento de estruturas de alvenaria, nem para situação de temperatura ambiente nem para a situação de altas temperaturas até ao surgimento dos Eurocódigos estruturais, propostos pela Comissão da Comunidade Europeia em 1975. Com o aparecimento da parte 1-2 do Eurocódigo 6 referente ao comportamento ao fogo das alvenarias em 2005, alguns dos parâmetros a observar no comportamento das alvenarias vêm referidos nesta parte do Eurocódigo 6 como parâmetros a ser definidos nacionalmente por cada país que adote como regulamento nacional o Eurocódigo 6, conforme referido por Meyer (2013). Alguns destes parâmetros a definir nacionalmente são a extensão térmica, a condutividade térmica e o calor específico, parâmetros muito importantes na caracterização de materiais expostos à ação acidental fogo. Outras propriedades dos materiais que vêm definidas na parte 1-2 do Eurocódigo 6 como a relação tensão-extensão dos materiais a altas temperaturas é apenas dada para alguns materiais, baseados num número de ensaios limitado, realizados por Hahn (2001) O betão normal e as argamassas M5 e M10 são alguns dos materiais não contemplados neste Eurocódigo. Para se obter valores de relação tensão-extensão de betão normal a altas temperaturas tem de se recorrer à parte 1-2 do Eurocódigo 2 (Estruturas em betão armado) ou do Eurocódigo 4 (Estruturas mistas de aço-betão), conforme Nadjai *et al.* (2003 e 2006) fizeram na sua investigação de modelação numérica do comportamento a altas temperaturas de alvenarias.

Nadjai *et al.* (2003) usaram também para a degradação das propriedades mecânicas a altas temperaturas do betão as curvas propostas por:

- Abrams (1971) para a resistência à compressão f_c^T (Figura 2.1)
- Thelandersson (1972) para a resistência à tração f_t^T (Figura 2.1);
- Terro (1998) para a extensão de pico ϵ_c^T , com modificações (Figura 2.2);
- Anderberg e Thelandersson (1976) para a extensão última ϵ_{cu}^T (Figura 2.2).

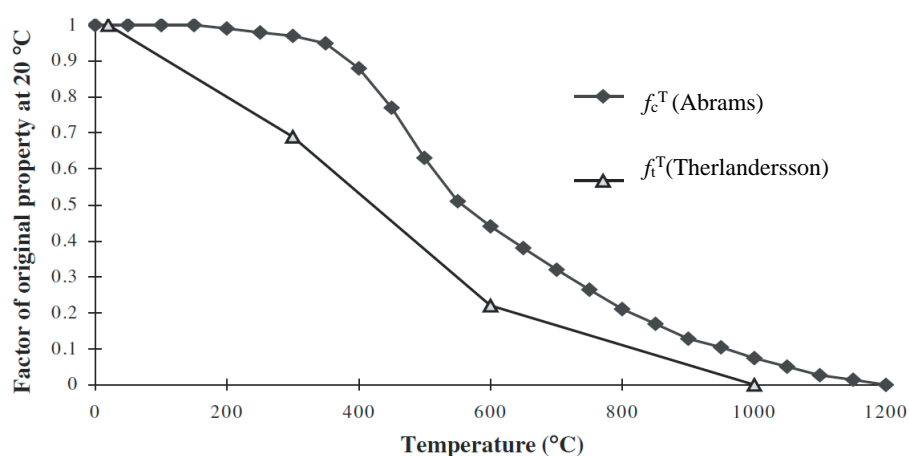


Figura 2.1 - Relação da resistência à tração e à compressão com a temperatura do material betão, em função dos resultados obtidos para a temperatura ambiente (Retirado de Nadjai *et al.*, 2003)

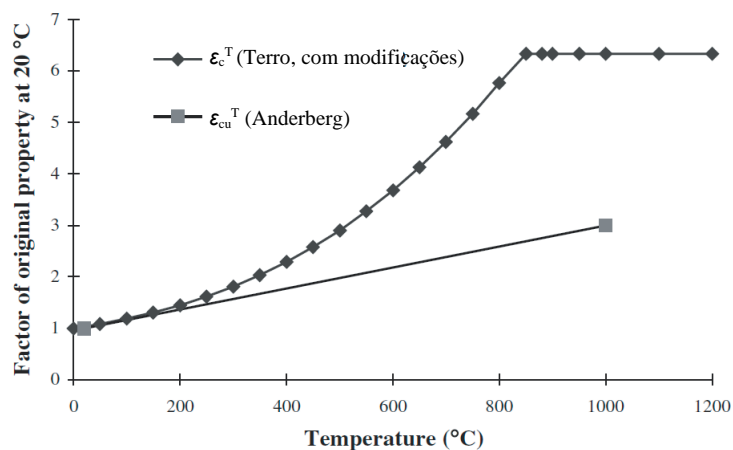


Figura 2.2 - Relação da extensão de pico e da extensão última com a temperatura do material betão, em função dos resultados obtidos para a temperatura ambiente (Retirado de Nadjai *et al.*, 2003)

Para a argamassa, Nadjai *et al.* (2003) usaram os valores que Gnanakrishnan (1989) obteve no ensaio de paredes de alvenaria com unidades cerâmicas com 3000 mm × 3000 mm × 90 mm.

O coeficiente de expansão térmica secante das unidades cerâmicas e da argamassa foi medido de forma associada e foram traduzidas para a relação extensão térmica-temperatura apresentada na Figura 2.3.

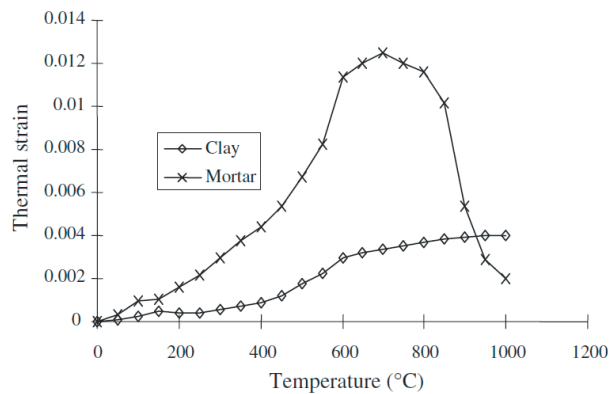


Figura 2.3 - Relação extensão térmica - temperatura das unidades cerâmicas (*clay*) e argamassa (*mortar*), de acordo com Gnanakhrisnan, 1989. (Retirado de Nadjai *et. al*, 2003)

Segundo o Eurocódigo 6 (2005), a condutividade térmica e o calor específico de materiais cimentícios, como a argamassa ou betão, mostram uma variação significativa devido à evaporação da água livre perto da temperatura de 100 °C. Nguyen (2005) observou este fenómeno em ensaios de alvenarias de unidades cerâmicas, em que a junta de argamassa de cimento mantinha uma temperatura constante durante um determinado tempo, quando esta chegava aos 100 °C, observando também a formação de vapor. Bull (2001) e Gabor (2002) referem que a argamassa à temperatura ambiente tem um comportamento frágil em tração e ligeiramente dúctil em compressão. Cülfik e Özturan (2002) referem também que com elevação da temperatura do material, a capacidade resistente tanto em compressão como em tração e o módulo de elasticidade diminuem quase linearmente (Figura 2.4), enquanto que o comportamento à rotura do material tem ganhos em termos de ductilidade.

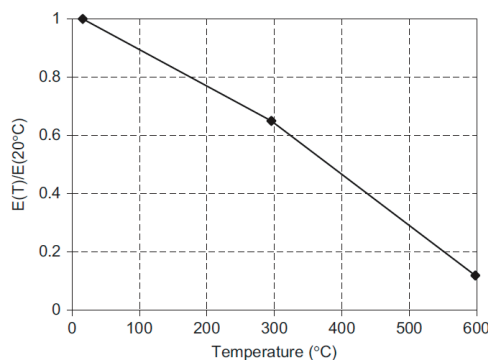


Figura 2.4 - Variação do módulo de elasticidade da argamassa, de acordo com Cülfik e Özturan., 2002. (Retirado de Nguyen *et. al*, 2009)

Andreini *et. al* (2015) estudaram os materiais mais usados em unidades de alvenaria (argila, betão celular autoclavado, betão de agregados leves) e as argamassas M5 e M10, determinando as suas capacidades resistentes a altas temperaturas e os seus módulos de elasticidade. Para o estudo destas propriedades, os investigadores procederam à realização de provetes cilíndricos de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, relação 1:2, de acordo com a EN 12390-1, tendo os provetes sido ensaiados de acordo com as recomendações dos comités técnicos TC 129-MHT e TC 200-HTC do RILEM, em termos de taxa de aquecimento dos provetes e taxa de aplicação de carga. Os autores fazem menção que não cumpriram os níveis de esbelteza indicados pelos comités técnicos do RILEM, que indica que se deve usar provetes mais esbeltos com uma relação máxima diâmetro/altura de 1:3 para betão normal.

Andreini *et. al* (2015) primeiro procederam à determinação das propriedades mecânicas dos vários materiais à temperatura ambiente. Numa segunda fase, a que chamaram de caracterização térmica da fase de transição, colocaram oito termopares em vários provetes, conforme esquema na figura 2.5.

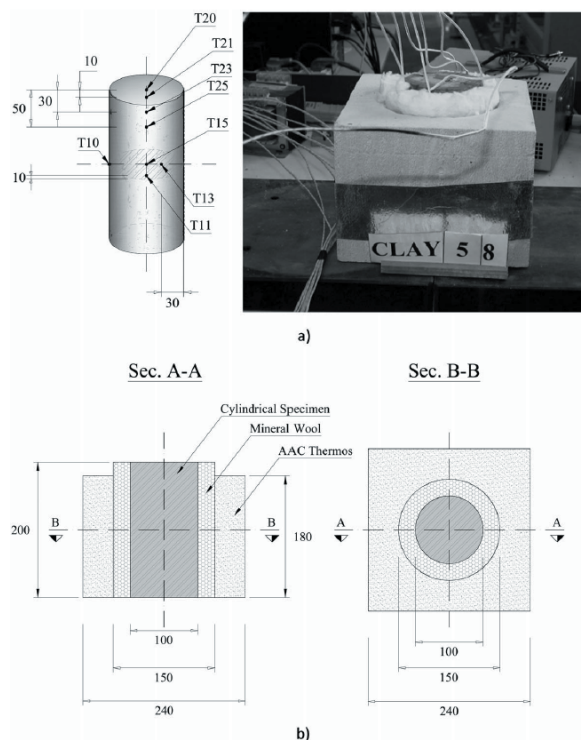


Figura 2.5 - a) Posicionamento dos termopares no provete para caracterização térmica da fase de transição. b) Detalhes geométricos do "termo" de betão celular autoclavado. (Retirado de Andreini *et. al.*, 2015)

Os provetes após terem sido envolvidos com lã mineral, foram colocadas dentro de uma mufla e sujeitos a programas pré-determinados de aquecimento dos provetes. Após se verificar que a temperatura pretendida no interior do provete tinha uma distribuição quase uniforme, estes eram

retirados de dentro da mufla e colocados num “termo” de betão celular autoclavado pré-aquecido a 200 °C para minimizar as perdas de calor dos provetes. Seguidamente foi registada a redução de temperatura do provete no interior do “termo”, durante pelo menos 3 minutos após a retirada do provete.

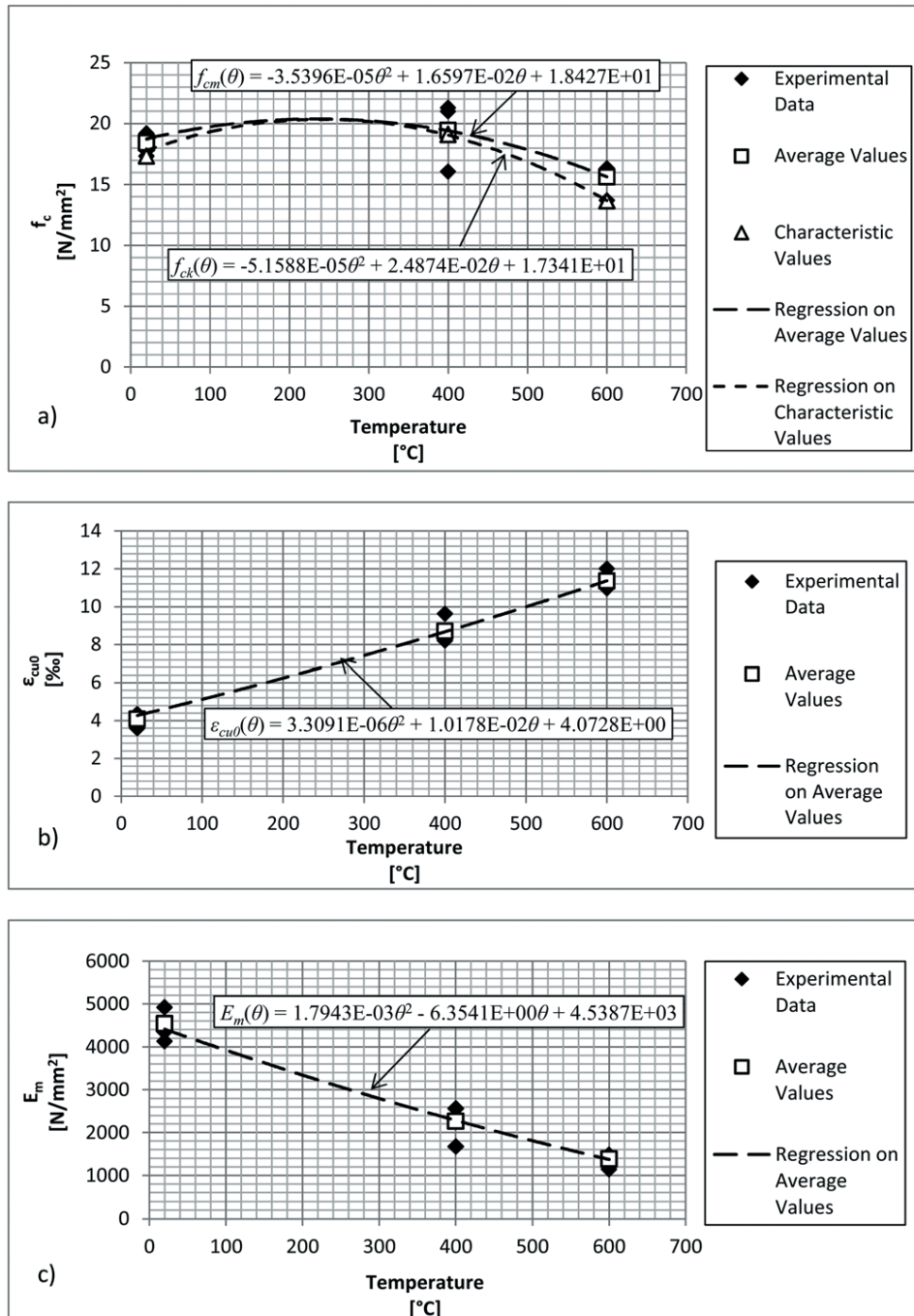


Figura 2.6 - Argamassa M10: a) resistência à compressão (f_c), b) extensão última (ϵ_{cu0}), c) módulo de Young de elasticidade (E_b) – (Retirado de Andreini *et. al.*, 2015)

Após observação dos diagramas de caracterização térmica da fase de transição, inferiram que a lã mineral que forrava os provetes e o “termo” pré-aquecido minimizavam a perda de calor num curto período de tempo (3 minutos), suficiente para se realizar a terceira fase, que corresponde à fase de caracterização mecânica dos provetes a altas temperaturas. Nesta fase os provetes foram retirados da mufla, procederam à medição da sua altura, colocaram os provetes no “termo” pré-aquecido e sujeitos a ensaio de compressão à rotura. Nesta última fase, procedeu-se à medição da resistência à compressão do provete e à extensão última. Os autores procederam à comparação dos resultados obtidos nos ensaios com os valores tabelados no Eurocódigo 6.

No que concerne às argamassas (M5 e M10), que foram alvo de estudo nesta dissertação, Andreini *et. al.* (2015) (Figura 2.6) verificou pequenos incrementos na resistência das argamassas até aos 400 °C e um nível de redução, com um máximo de 50%, para temperaturas maiores. Além disso, verificou um aumento da extensão última com o aumento da temperatura e uma redução do módulo de elasticidade com o aumento da temperatura.

Santos e Rodrigues (2014), estudaram nos últimos anos as propriedades mecânicas residuais de betões normais com agregados calcários e graníticos (CC e GC, respetivamente, conforme autores), tentando saber qual a influência da temperatura, nível de carregamento e processo de arrefecimento nas propriedades de betões normais com este tipo de agregados. Usando provetes cilíndricos com o diâmetro $d = 75$ mm e altura $h = 225$ ($d:h = 1:3$), cumprindo as recomendações do comité técnico TC 200-HTC do RILEM, estes foram sujeitos a dois níveis de carregamento (30% e 70% da f_c do betão ensaiado à temperatura ambiente) e depois sujeitos a aquecimento a uma taxa de 3 °C/min com um forno circular que rodeia o provete até às temperaturas pretendidas (300, 500 e 700 °C). Após as temperaturas estarem estabilizadas nos provetes, estes foram arrefecidos por dois métodos (ar e água, respetivamente) até à temperatura ambiente, o ensaio de compressão até rotura foi realizado com uma taxa de aumento de carga de 0,25 kN/s.

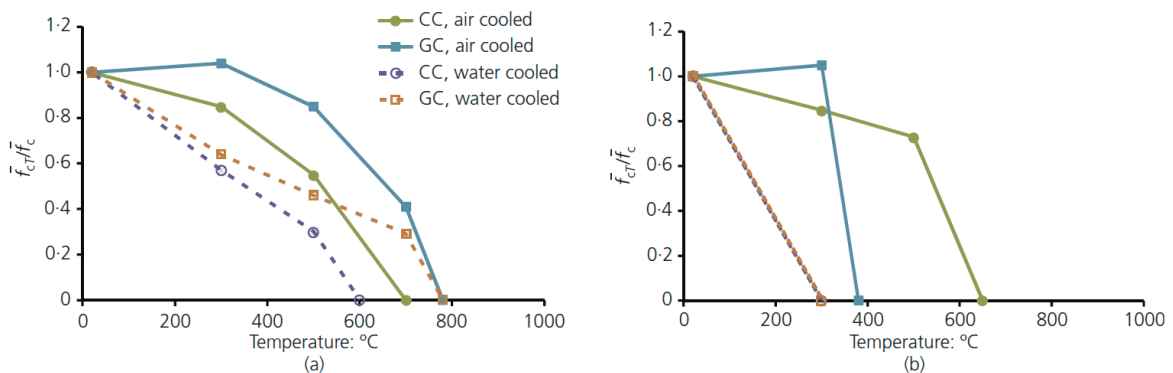


Figura 2.7- Resistência residual à compressão de CC e GC para o nível de carregamento de a) 30% f_c e b) 70% f_c (Retirado de Santos e Rodrigues, 2014)

Os autores concluíram que o processo de arrefecimento influencia a redução da resistência residual à compressão dos betões. Para os betões arrefecidos com jatos de água e para o nível de carregamento de 30% de f_c , os betões com agregados de calcário mostram uma redução maior da resistência do que os betões de agregados graníticos. O nível de carregamento influenciou positivamente a resistência residual à compressão dos betões para temperaturas até aproximadamente 300 °C e para arrefecimento ao ar, porque o carregamento pode limitar alguma fissuração interna no betão. Os resultados demonstram também que, quanto maior for o nível de carregamento, maior foi a influência do processo de arrefecimento (especialmente no arrefecimento com jatos de água) na redução da resistência residual à compressão.

2.2 Comportamento térmico e mecânico de paredes de alvenaria estrutural a altas temperaturas

Nos últimos 50 anos, houve diversas investigações para avaliar a capacidade resistente de carga das paredes de alvenaria estrutural quando expostas ao fogo. Na década de 70, Byrne (1979) realizou 14 ensaios de paredes de alvenaria estrutural expostas ao fogo numa das faces, usando unidades de alvenaria de tijolo cerâmico. Nestes ensaios, Byrne (1979) fez variar a altura dos provetes (um provete com 2100 mm, 6 provetes com 2400 mm, um provete com 2700 mm e 6 provetes com 3000 mm) e cargas aplicadas nestes (6 níveis de carga, variando de 12,5 % a 125% da carga limite de dimensionamento a meia-altura, dimensionada de acordo com a norma australiana 1640-1974), mantendo constante a espessura (90 mm) e o comprimento da parede (3000 mm). As paredes foram carregadas verticalmente no seu topo, estando apenas o topo e a base das paredes restringidos. Estes ensaios foram realizados de acordo com a Parte 4 da norma australiana 1530-1975. Byrne (1979) na sua investigação chegou às seguintes conclusões:

- O nível de carga aplicado e o valor de esbelteza têm ambos um efeito significativo no desempenho estrutural da parede;
- Para uma parede com um valor de esbelteza elevado, o tempo até ao colapso estrutural tende a ser maior para um nível de carga inferior;
- Para uma parede com um valor de esbelteza baixo, o tempo até ao colapso estrutural regista um valor menor de tempo, quando a carga aplicada era aproximadamente 50% do nível de carga limite de dimensionamento. O tempo até ao colapso estrutural aumenta rapidamente conforme a carga aplicada aumentasse ou diminuísse em relação ao nível de carga limite de dimensionamento de 50 % (Figura 2.8);
- Um aumento pequeno do valor de esbelteza resulta numa redução pronunciada do tempo de colapso;
- As paredes com valor de esbelteza inferior ou igual a 20 registam um nível de resistência ao fogo de 1 hora para qualquer nível de carga.

Lawrance e Gnanakrishnan (1987) realizaram nas décadas de 70 e 80 uma campanha com 146 ensaios em paredes de alvenaria estrutural à escala real com dimensões de 3000 mm × 3000 mm, usando diferentes unidades de alvenaria, espessuras das paredes e níveis de carga atuante. Com estes ensaios, Lawrance e Gnanakrishnan (1987) confirmam quase todas as conclusões de Byrne (1979), à exceção de que os tempos de colapso das paredes expostas ao fogo não mostram uma relação com o nível de carga atuante e que os dados obtidos para todos os materiais das unidades de alvenaria não comprovam a hipótese de que um nível de carga atuante de 50% dá o tempo de colapso estrutural mais baixo, afirmando que são necessários mais estudos sobre os efeitos do nível de carga no tempo de colapso estrutural das paredes expostas ao fogo.

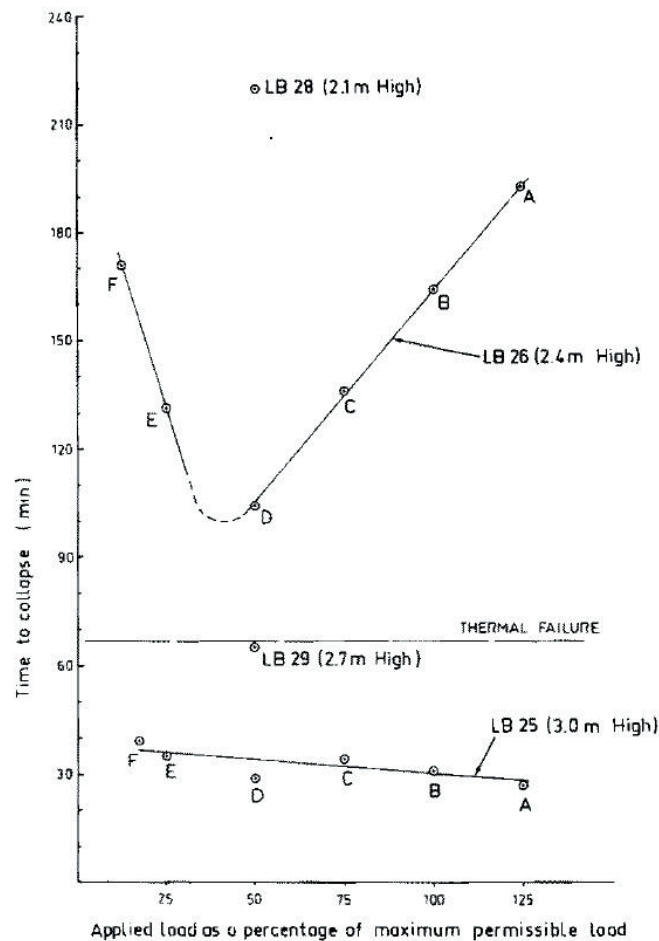


Figura 2.8 - Relação entre o tempo de colapso e o nível de carga aplicado (Retirado de Byrne 1979)

A curvatura térmica das paredes é também um fenómeno identificado Byrne (1979), devido ao aquecimento diferencial das paredes e uma das principais causas para o colapso das paredes. Antes de o fogo ser aplicado, a carga vertical atua na linha central da parede. Assim que a parede começa a encurvar em direção ao fogo devido aos efeitos térmicos, o ponto de aplicação

da carga também se desloca nessa direção. No início, o carregamento vertical tende a contrariar a curvatura provocada pelos efeitos térmicos, inibindo o deslocamento lateral da parede. Mas assim que a parede começa a deslocar mais em direção ao fogo, atinge-se um ponto em que a carga vertical começa a contribuir para o aumento dos deslocamentos laterais. Lawrance e Gnanakrishnan (1987) referem que em alguns casos, as paredes de alvenaria com funções estruturais ainda tinham resistência à compressão suficiente para prevenir a rotura por esmagamento, rotura pela qual a maioria das paredes colapsa à temperatura ambiente, mesmo após a exposição ao fogo, mas que a curvatura em direção ao fogo, provocada pela expansão diferencial das faces quente e fria da parede podem causar instabilidade desta. Além disso, Lawrance e Gnanakrishnan (1987) referem ainda que em qualquer problema de flexão, o valor de esbelteza é um fator significativo e que neste caso, espera-se que este influencie o tempo de colapso diretamente.

Shields *et. al.* (1988) fizeram um estudo acerca da curvatura térmica de paredes de alvenaria e a influência do aquecimento diferencial na capacidade resistente a cargas de paredes. Na realização deste estudo foram usados blocos silico-calcários à escala 1:2 (105 mm × 50 mm × 30 mm) assentes com uma argamassa de cimento, realizando uma parede com um metro de comprimento por um metro de altura. Concluiu-se neste estudo que há dois aspetos fundamentais de curvatura, restringida e não-restringida, que atuam independente uma da outra, tendo esta conclusão sido provada tanto experimentalmente como por análise numérica, pelos autores. Além disso, os autores afirmam que a curvatura térmica restringida promove deformações permanentes e que a curvatura térmica não-restringida promove deformações reversíveis.

É com base nos estudos de Byrne (1979), Lawrance e Gnanakrishnan (1987) e Shields *et. al.* (1987) que a maioria dos modelos numéricos foram realizados nos anos seguintes, tornando mais expeditos os métodos de dimensionamento de paredes de alvenarias expostas ao fogo e a sua incorporação nos códigos de dimensionamento. Um exemplo de modelo numérico para a análise estrutural de alvenaria exposta ao fogo é o modelo apresentado por Nadjai *et. al.* (2003). Nadjai *et. al.* (2003) usa, para validação do seu modelo numérico, os valores obtidos por Gnanakrishnan (1989) em ensaios sobre o efeito da restrição final na estabilidade de paredes de alvenaria expostas ao fogo com unidades de alvenaria cerâmicas à escala real e por Laverty *et. al.* (2001) no ensaio ao fogo de uma parede à escala reduzida com unidades de alvenaria de betão as dimensões de 430 mm de comprimento, 1330 mm de altura e uma espessura de 50 mm. Nos ensaios efetuados por Gnanakrishnan (1989), as paredes ensaiadas tinham a base e o topo restringidos ao deslocamento e à rotação, enquanto as arestas verticais da parede não tinham qualquer restrição, tendo espaço suficiente para que pudessem deformar devido à expansão térmica dos materiais. Já no ensaio de Laverty *et. al.*(2001), o topo da parede estava

apenas restringido à rotação, sendo o resto das condições de restrição na base e nas arestas verticais idênticas às dos ensaios de Gnanakrishnan (1989).

Na comparação dos valores obtidos experimentalmente por Gnanakrishnan (Figura 2.9) com os valores obtidos pelo modelo numérico, mostram que o incremento da restrição rotacional produz uma diminuição da quantidade da curvatura térmica. Sem restrição rotacional, o colapso devido à flexão da parede foi visível e ocorre prematuramente em comparação com os resultados experimentais. A melhor correspondência entre os resultados experimentais e os resultados da análise numérica foi obtida com uso de 20 % de restrição rotacional na base e no topo, mesmo assim os deslocamentos na análise numérica foram menores do que os deslocamentos no ensaio experimental após os 800 °C.

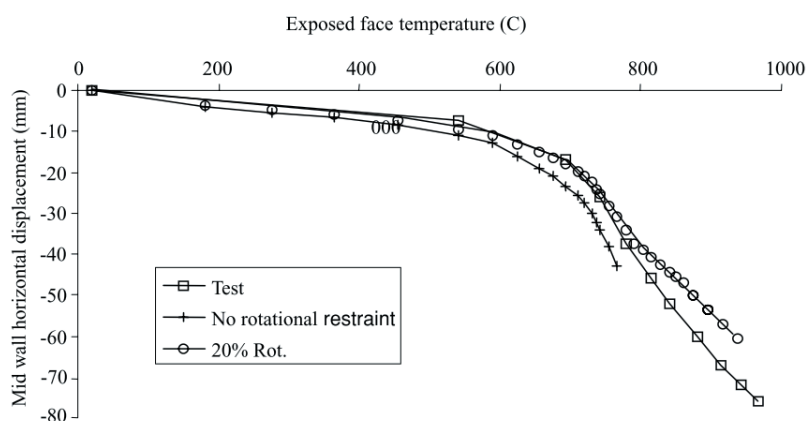


Figura 2.9 - Comparação dos valores obtidos análise experimental e os resultados obtidos por Gnanakrishnan (Retirado de Nadjai *et. al.*, 2003)

Na comparação do ensaio realizado por Laverty *et. al.* com os valores obtidos na análise numérica (Figura 2.10), há alguma correspondência na relação temperatura-deslocamento tanto no ensaio experimental como na análise numérica, até aos 812 °C. Depois disso, na análise numérica, o aumento dos deslocamentos laterais é mais abrupto e o colapso dá-se mais cedo do que no ensaio.

O problema destes ensaios experimentais e dos métodos numéricos desenvolvidos até aqui, é que estes apenas são válidos para unidades maciças, ou seja, sem alvéolos verticais ou horizontais. Por isso, não têm validade para serem usados no dimensionamento de alvenarias compostas por unidades com alvéolos, como a maioria das unidades produzidas pela indústria da pré-fabricação em Portugal e no resto da Europa.

Al Nahhas *et. al.* (2007) estudaram então o efeito da exposição do fogo em paredes de alvenaria composta por blocos de betão com alvéolos verticais à escala real, unidos com argamassa de cimento. O estudo foi feito recorrendo a paredes com 2800 mm × 2820 mm × 197 mm.

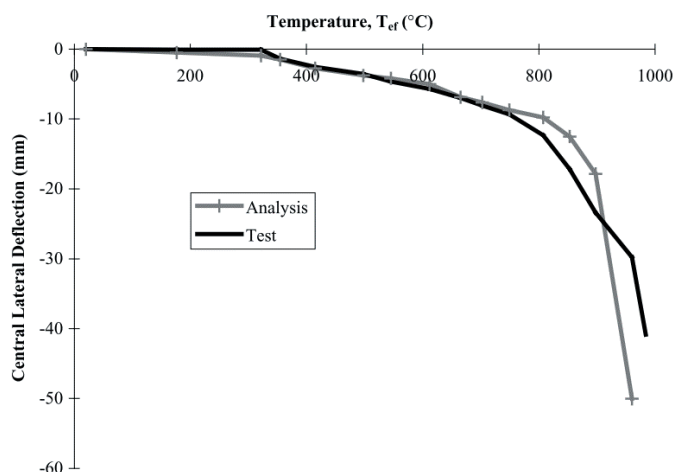


Figura 2.10 - Comparação dos valores obtidos por Laverty *et. al.* (2001) no ensaio com a análise numérica de Nadjai *et. al.*, 2003

Estes ensaios foram realizados num forno vertical a gás com 3000 mm de comprimento por 3000 mm de altura, capaz de seguir a curva ISO 834, tendo cada um dos ensaios durado 6 horas. A carga vertical uniforme foi aplicada através de uma viga metálica associada a uma estrutura porticada colocada na base da parede, por dois macacos hidráulicos que atuam na viga metálica (Figura 2.11). As arestas verticais da parede não tinham qualquer restrição e o espaço entre a estrutura e a parede foi preenchida com lã de rocha.

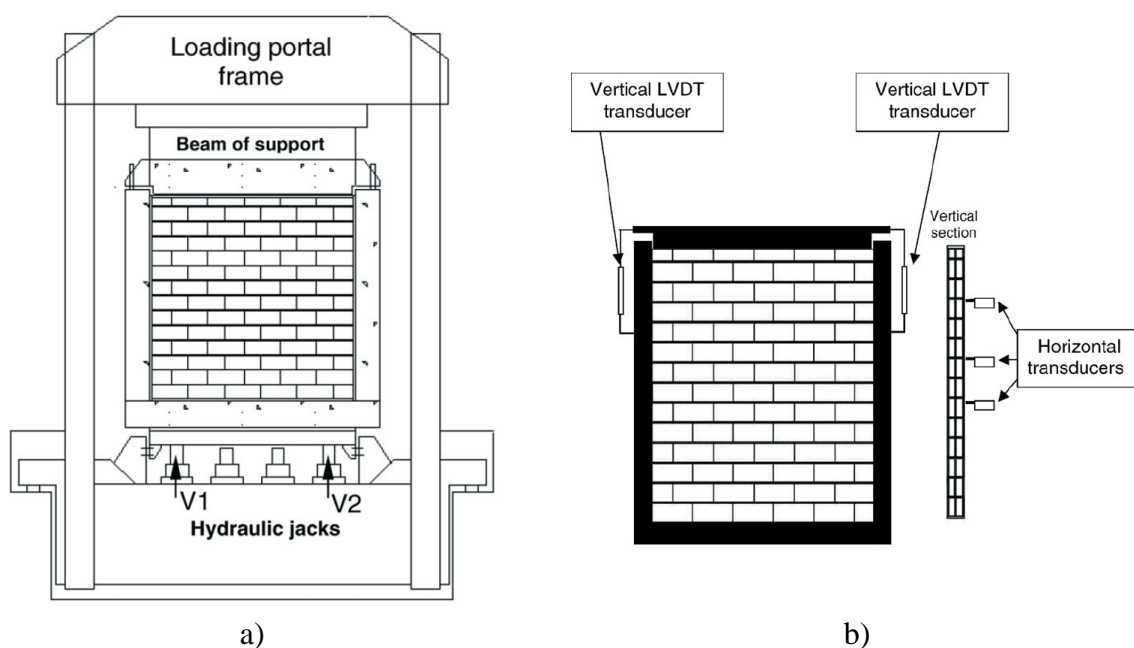


Figura 2.11 - a) Dispositivo de aplicação de carga; b) Pontos de medição de deslocamentos laterais e verticais (Retirado de Al Nahhas *et. al.*, 2007)

Os autores mediram a evolução das temperaturas na parede, fixando termopares no interior de três blocos (Figura 2.12) e registaram os deslocamentos verticais (2 pontos) e laterais (7 pontos) durante todo o ensaio. O posicionamento dos pontos de medição de temperatura e deslocamento foi feito de acordo com uma norma do CTSB (1999) relativo à resistência ao fogo de produtos e elementos de construção.

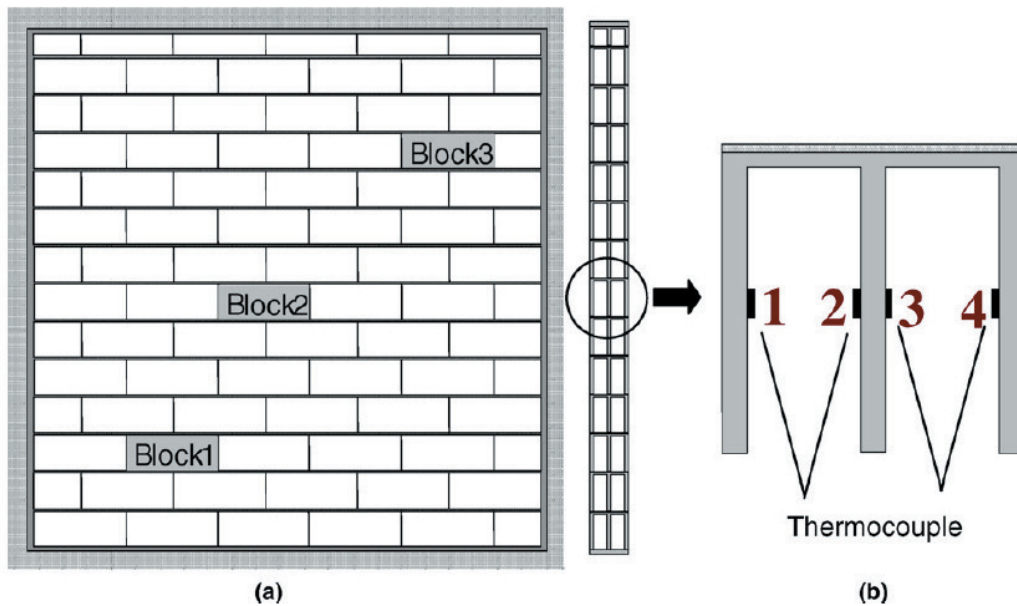


Figura 2.12 - Posicionamento dos termopares em cada bloco na parede (Retirado de Al Nahhas *et. al.*, 2007)

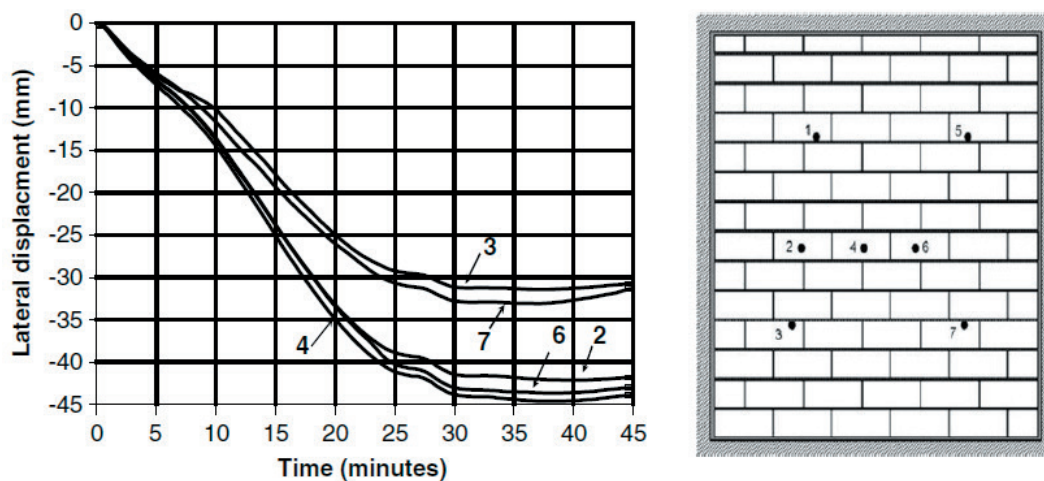


Figura 2.13 - Deslocamentos laterais obtidos durante o ensaio nos pontos definidos na figura 2.12 (Retirado de Al Nahhas *et. al.*, 2007)

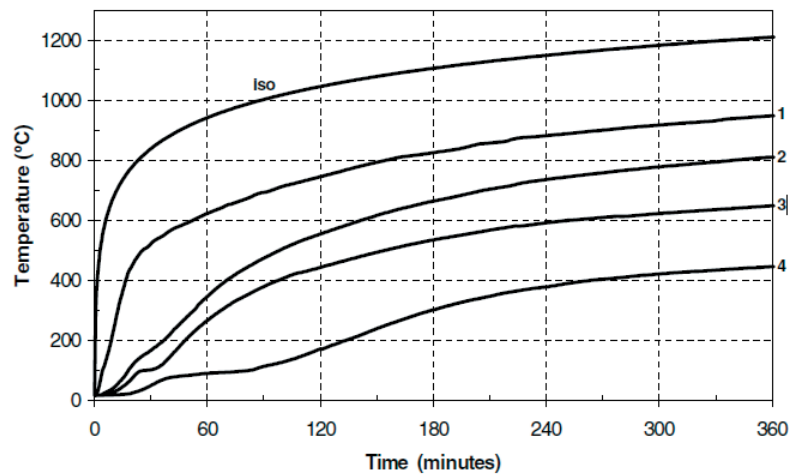


Figura 2.14 - Evolução das temperaturas ao longo do ensaio nos pontos definidos na figura 2.11 (Retirado de Al Nahhas *et. al.*, 2007)

Depois de obtidos os valores dos ensaios (Figuras 2.13 e 2.14), Al Nahhas *et. al.* (2007) estudou a transferência de calor através das diferentes partes da parede utilizando um modelo simplificado unidimensional que tem em conta a convecção, a radiação e a condução. Foi tida também em conta neste modelo a energia necessária para evaporar a água intersticial. O modelo utilizado foi baseado no esquema das diferenças finitas (Figura 2.15), em que cada partição da parede foi dividida em três sub-partes, sendo que as equações utilizadas por Al Nahhas *et. al.* (2007) podem ser consultadas na sua investigação.

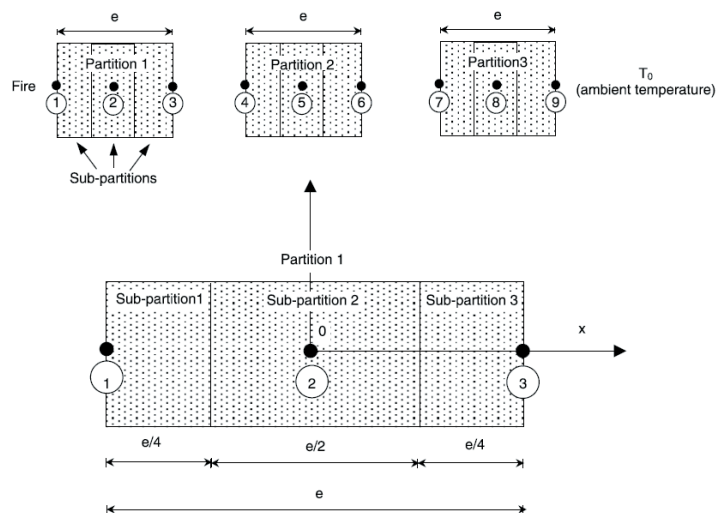


Figura 2.15 - Definição das partições e sub-partições da parede no modelo (Retirado de Al Nahhas *et. al.*, 2007)

Na Figura 2.16, Al Nahhas *et. al.* (2007) fez a comparação dos resultados experimentais com as curvas teóricas simuladas. Pode ver-se nestas curvas que os modelos teóricos estimam corretamente a temperatura nos nós 4 e 6, como definidos na Figura 2.15, correspondem aos pontos de medição definidos na Figura 2.12 b). Podem ver-se também os patamares do fenómeno de mudança de estado da água livre corretamente reproduzidos pelo modelo numérico, havendo correspondência com os valores obtidos no ensaio experimental. Com respeito ao nó 7, que corresponde ao ponto 4 na figura 2.12b, o modelo sobrestimou a temperatura em 35%, quando comparado com valores obtidos experimentalmente entre os 60 e os 240 minutos. Al Nahhas *et. al.* (2007) afirmou que isto poderá ter acontecido devido à recondensação do vapor na terceira partição que não foi tida em conta no modelo, mas por outro lado, o modelo subestimou a temperatura no nó 3 em 4,5% nos primeiros 100 min. Al Nahhas *et. al.* (2007) diz que esta diferença se deve provavelmente ao facto de o coeficiente de convecção ser mantido constante no modelo.

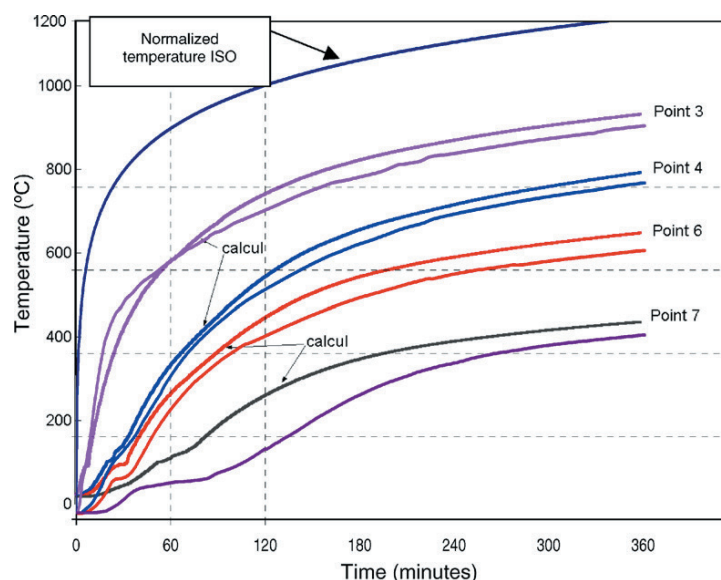


Figura 2.16 - Comparação dos valores obtidos experimentalmente com os valores obtidos no modelo numérico (Retirado de Al Nahhas *et. al.*, 2007)

Nguyen e Meftah (2012) posteriormente realizaram 4 ensaios (Figura 2.17) em paredes de alvenaria com tijolos cerâmicos à escala real com alvéolos, tanto horizontais (2 ensaios) como verticais (2 ensaios), tendo testado 3 tipos de unidades (Figura 2.18). Das unidades testadas, duas eram unidades não-estruturais e tinham alvéolos horizontais e enquanto a terceira era estrutural e tinha alvéolos verticais. Os ensaios realizados por Nguyen e Meftah (2012) foram conduzidos conforme as Normas NF EN 1363-1(2000), NF EN 1364-1 (2000) e NF EN 1365-1 (2000).

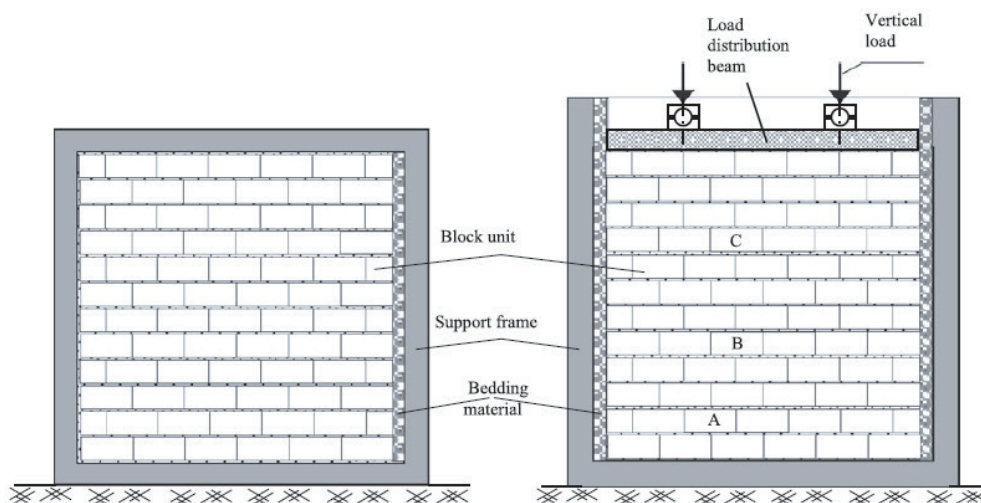


Figura 2.17 - Configurações de ensaio, esquerda: parede não-estrutural, direita: parede estrutural (Retirado de Nguyen e Meftah, 2012)

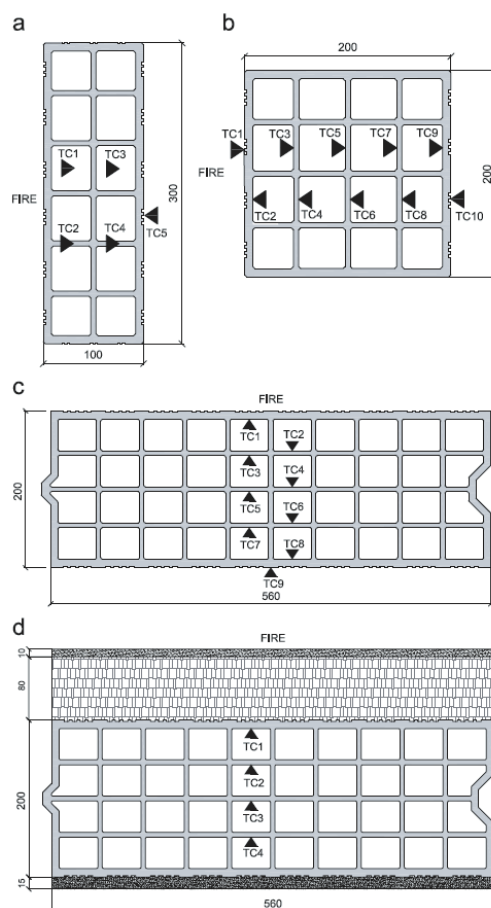


Figura 2.18 - Pormenores das geometrias dos blocos e posicionamento dos termopares. a - Ensaio 1. b - Ensaio 2. c - Ensaio 3. d - Ensaio 4. (Retirado de Nguyen e Meftah, 2012)

Nguyen e Meftah (2012) verificaram a existência dos mesmos patamares nos deslocamentos verticais e laterais e na temperatura dos provetes durante os ensaios desta unidade de alvenaria. Mas Nguyen e Meftah (2012) não atribuem estes patamares apenas à mudança de estado físico da água livre no interior dos provetes, afirmando que existem momentos fletores parasíticos nos provetes, devido à excentricidade das cargas aplicadas no plano da parede provocada pela curvatura térmica da parede. Para eles, estes momentos fletores parasíticos são benéficos porque contrabalançam o efeito do aquecimento, levando a patamares prolongados dos deslocamentos laterais. Estes momentos levam as paredes ao colapso assim que haja destacamento de partes das paredes.

2.3 Ensaios de alvenarias a temperatura ambiente

Haach (2009) estudou as propriedades físicas e mecânicas dos blocos de betão usados nesta investigação e da argamassa M10 à temperatura ambiente, no âmbito da sua investigação de paredes de contraventamento em alvenaria estrutural reforçada. Para a caracterização das dimensões dos blocos e sua variação dimensional, recorreu à EN 772-16 (2000) e para a caracterização da percentagem de furação vertical, recorreu à EN 772-2 (1998). A caracterização da resistência à compressão normal perpendicular às juntas de assentamento (f_b) dos blocos foi realizada segundo a EN 772-1 (2000). A caracterização da resistência à compressão da argamassa foi realizada segundo a EN 1015-11 (1999) em prismas retangulares de 140 mm × 40 mm × 40 mm.

Seguidamente procedeu à avaliação do valor característico de resistência à compressão normal às juntas de assentamento ($f_{ak\perp}$) do compósito formado por esta unidade de alvenaria e pela argamassa M10 segundo a EN 1052-1 (1999), com provetes com 2 unidades de comprimento (402 mm) e 5 fiadas em altura (497 mm), conforme Figura 2.19, obtendo o valor de 4,86 MPa.

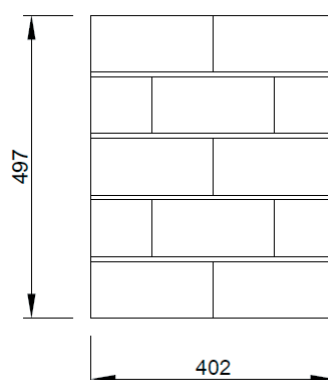


Figura 2.19 - Dimensões dos provetes usados na caracterização da resistência à compressão normal às juntas de assentamento (Retirado de Haach, 2009)

2.4 Considerações

Neste capítulo, recolheu-se um conjunto de informações importantes para o trabalho desenvolvido no estudo do comportamento ao fogo de paredes de alvenaria estrutural de blocos de betão com alvéolos verticais.

O estudo da capacidade termomecânica dos materiais a altas temperaturas das alvenarias é muito importante devido à dificuldade em realizar ensaios à escala real de paredes, tanto em termos de dimensões, como nos níveis a aplicar de carga vertical, apesar de já existir alguma investigação experimental de paredes à escala real com interesse nesta área da resistência ao fogo, tanto para unidades de alvenaria maciças, como para unidades de alvenaria com furação. A realização de análise numérica para estudo deste tipo de estruturas é o futuro, mas estes estudos têm de ser validados sempre numa análise experimental, para avaliação dos efeitos da expansão térmica e da capacidade resistente a cargas. A condução, convecção e radiação de calor no interior dos provetes são fenómenos muito importantes, conforme Al Nahhas *et. al.* (2007) evidenciam na sua análise experimental e numérica. A existência de água livre no interior das paredes afeta o gradiente de temperaturas, e por conseguinte a capacidade resistente e expansão térmica do compósito, muito importantes na avaliação da resistência ao fogo de elementos estruturais.

O Eurocódigo 6 na sua parte 1.2 necessita que sejam introduzidas as curvas de tensão/extensão para altas temperaturas das propriedades termomecânicas do betão normal e das argamassas M5 e M10, por forma a se dimensionar corretamente as unidades neste material e as juntas de argamassa.

3. ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 Introdução

Para responder aos objetivos definidos inicialmente, foi definida uma campanha experimental vasta, contemplando ensaios de propriedades termomecânicas das unidades de alvenaria Bloco BEST à escala reduzida e argamassa M10, bem como da capacidade resistente de alvenarias compostas por estas unidades de alvenaria e argamassa sujeitas à curva ISO 834 com diferentes níveis de carga e tempos de exposição.

O bloco BEST é um bloco de betão para alvenaria estrutural de furação vertical, com 3 células. Este bloco foi desenvolvido no âmbito dos projetos N.º COOP-CT-2005-018120 - DISWall - Developing Innovative Systems for Reinforced Masonry Walls da União Europeia e N.º 5456 - Alvest - Desenvolvimento de soluções de paredes em Alvenaria Estrutural no âmbito do Quadro de Referência Estratégico Nacional e co-financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER) através do Programa Operacional Factores de Competitividade (POFC), nos quais a Universidade do Minho, o Instituto Superior de Engenharia de Coimbra e a empresa Costa & Almeida, Lda foram parceiros. No âmbito destes projetos, a Costa & Almeida, Lda. produziu os blocos, tendo a parte de investigação e desenvolvimento ficado ao encargo da Universidade do Minho e do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra.

Numa fase inicial, caracterizaram-se as propriedades termomecânicas dos materiais que compõem as alvenarias (betão dos blocos e argamassa M10). Usando provetes cilíndricos feitos com o material dos blocos e da argamassa de assentamento, estes foram ensaiados à compressão, em condições de temperatura ambiente e altas temperaturas.

Numa fase posterior, foram construídos provetes de alvenaria (bloco e argamassa) com o objetivo de caracterizar o compósito. Foram construídas e ensaiadas 6 paredes de alvenaria que serão descritas nesta secção.

Neste capítulo pretende-se também fazer uma apresentação dos resultados obtidos nos ensaios e realizar a sua análise. Pretende-se também fazer uma comparação dos resultados obtidos com os resultados publicados anteriormente por outros autores, verificando se os resultados obtidos têm validade.

3.2 Ensaios de caracterização termomecânicos dos materiais das alvenarias

3.2.1 Esquema experimental

Para a realização destes ensaios de caracterização das propriedades termomecânicas dos materiais das alvenarias, usou-se o mesmo esquema experimental idealizado por Santos e Rodrigues (2014). Este esquema experimental é composto por uma máquina universal de ensaios Servosis MUE 404 (Figura 3.1), capaz de atingir cargas na ordem dos 600 kN, à qual se associaram duas varas em aço refratário para comprimir os provetes cilíndricos. Estas varas são presas à máquina universal nas suas garras. Para aplicação da temperatura do provete, colocou-se um forno circular split, que permite ser dividido ao meio e que facilmente envolve o provete e as garras de aplicação de carga, permitindo o ensaio do provete com temperatura constante. Este forno é capaz de atingir temperaturas na ordem dos 1000 °C e pode ser programado para seguir uma rampa de aquecimento e depois manter uma temperatura pré-programada. Os dados de força e de deslocamento foram adquiridos através dos canais analógicos da máquina universal com um Datalogger TML TDS-601.

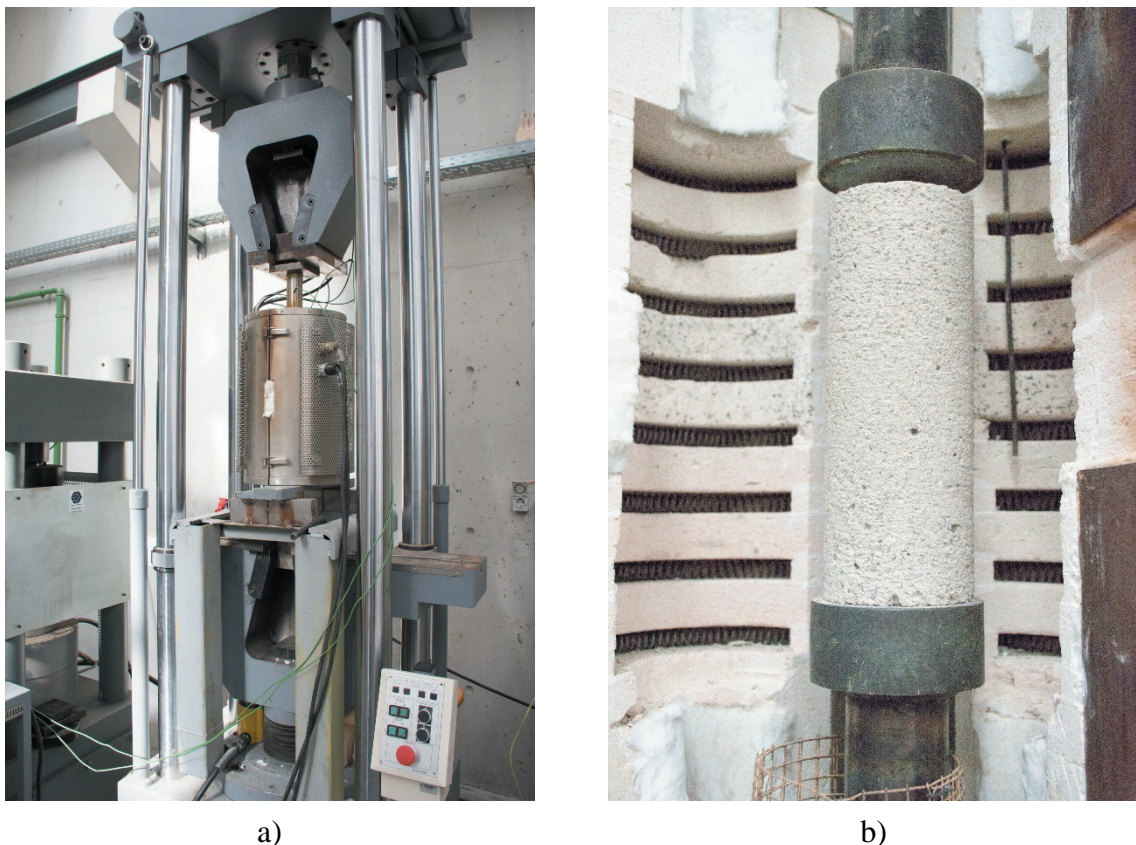


Figura 3.1 - Esquema experimental dos ensaios de caracterização dos materiais das alvenarias a altas temperaturas: a) máquina de ensaios com o forno; b) pormenor do interior do forno com provete cilíndrico e varas de aplicação de carga.

3.2.2 Provetes

Para a realização dos provetes cilíndricos para os ensaios de compressão, realizaram-se duas lajetas com as dimensões de 750 mm × 600 mm × 250 mm (Figura 3.2), uma com argamassa M10 e outra com betão igual à das unidades de alvenaria. A argamassa utilizada é uma argamassa pré-doseada da empresa Secil Argamassa com o nome comercial “Alvenaria M10”, produzida de acordo com a norma EN 998-2:2010 (2010). O betão dos blocos tem uma composição própria, descrita na Tabela 3.1, desenvolvida pela empresa Costa & Almeida, Lda., em parceria com a Universidade do Minho e o Instituto Superior de Engenharia de Coimbra. Na realização das lajetas, a lajeta de argamassa foi vibrada com um vibrador de agulha convencional, enquanto o betão dos blocos, foi compactado com recurso a um martelo elétrico, ao qual se juntou um dispositivo com uma chapa quadrada com 15 cm de aresta ligado a um ponteiro. Teve que se adotar esta solução para a remoção dos vazios do betão, por se tratar de um betão extremamente seco, normal neste tipo de aplicações. Na conformação deste tipo de blocos, estes são vibrados com uma vibração muito potente e compressão simultânea. Daí se ter usado esta solução em vez do vibrador de agulha. O betão foi colocado por três camadas, sendo que cada uma das camadas foi vibro-compactada até se obter uma altura uniforme da camada. Antes da colocação de cada uma das seguintes camadas, escarificou-se a superfície da camada anterior, por forma a haver uma ligação entre as camadas.

Tabela 3.1 - Composição do betão dos blocos de betão BEST à escala reduzida

Ligante / Agregado	Quantidade/Relação
Cimento CEM II/A-L 42,5 R	262,0 kg
Filer Calcário	19,0 kg
Brita 2/4 de Calcário	770,0 kg
Areia Fina	1250,0 kg
Relação Água/Cimento (A/C)	0,642



Figura 3.2 - Lajeta de betão após betonagem

Após cura de 28 dias das lajetas, estas foram caroteadas, por forma a retirar provetes cilíndricos para a realização dos ensaios de compressão. Estes provetes foram caroteados com um diâmetro de 73 mm. Por forma a obter a relação diâmetro:altura de 1:3 proposta pela TC 200-HTC do RILEM (2007), estes provetes foram retificados nos seus topos, até uma altura máxima de 219 mm. Alguns dos provetes foram instrumentados com termopares do tipo K para registo de temperaturas nas posições indicadas na Figura 3.3. Mas ao invés de medir a temperatura na superfície do provete, como o TC 200-HTC do RILEM recomenda na parte 2 do seu documento, foi realizado um furo em cada posição até ao centro do provete com uma broca de 4 mm, inseriu-se o termopar e colmatou-se o espaço sobranste com calda de cimento, por forma a saber a temperatura no seu interior durante o ensaio. A realização deste furo e colocação do termopar perturba o provete. Por isso, só se mediu a temperatura num provete, por cada escalão de temperatura ensaiado.

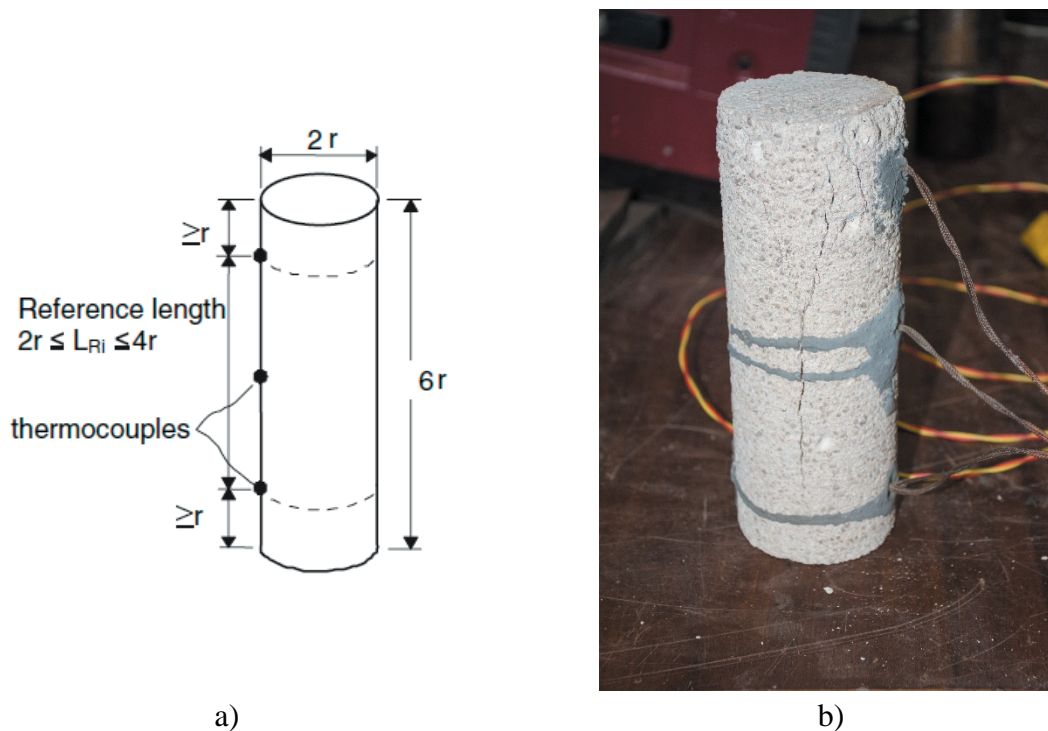


Figura 3.3 - a) Posicionamento dos termopares na superfície do provete (Retirado de RILEM TC 200-HTC Part 2, 2007)
b) Inserção dos termopares no provete.

3.2.3 Programa e procedimentos de ensaio

Por forma a fazer uma caracterização das propriedades termomecânicas do betão e da argamassa M10 a altas temperaturas, realizou-se um programa de ensaios com 4 níveis de temperatura (20, 300, 500 e 700 °C) onde se procedeu à avaliação da resistência à compressão (f_c^T), valor da extensão de pico (ϵ_c^T) e valor de extensão última (ϵ_{cu}^T), tendo-se seguido as recomendações do TC 200-HTC do RILEM. Para cada nível de temperatura, foram ensaiados 4 provetes à compressão uniaxial, exceto para a temperatura de 20 °C, em que se ensaiaram 3

provetes. O provete extra ensaiado nos restantes níveis de temperatura serviu para aferir o tempo necessário para que a temperatura no interior do provete estabilizasse. Os restantes não tinham instrumentação para avaliação de temperatura. Ensaiou-se um total de 30 provetes cilíndricos neste programa experimental, 15 provetes de betão e 15 provetes de argamassa.

O provete foi colocado na vara de aplicação de carga, com espaço suficiente para que houvesse expansão térmica livre do provete durante o aquecimento, fechou-se o forno circular split e impôs-se uma taxa de aquecimento de 3 °C/min até atingir as temperaturas pretendidas. Após ser obtida uma temperatura uniforme, os provetes foram ajustados às varas da máquina de ensaios com uma força de 0,3 kN ($\sigma_i = 0,05$ MPa), conforme especificado na parte 2 das recomendações do RILEM, foram ensaiados em compressão uniaxial com controlo de deslocamento à velocidade de 0,001 mm/s, uma velocidade ligeiramente inferior ao valor especificado pelo RILEM para ensaios em controlo de extensão ($\epsilon = 0,1$ %/s). Este valor é calculado através da Equação 1, sendo o comprimento inicial de referência à temperatura ambiente (L_{Ri}) igual a $4r = 147$ mm (figura 3.3) e ΔL_R , a diferença de comprimento medida ao longo do ensaio.

$$\epsilon = \Delta L_R / L_{Ri} \quad (1)$$

Igualando $\Delta L_R = \epsilon L_{Ri}$, obtém-se que o deslocamento das garras da máquina de ensaios deveria ser de 0,00147 mm/s.

A temperatura do provete é mantida constante durante o ensaio, não havendo lugar ao arrefecimento do provete e o ensaio foi finalizado quando o provete atingiu o valor $0,2 f_c^T$, após pico.

3.2.4 Apresentação e discussão de resultados

3.2.4.1 Betão das unidades de alvenaria

Nas Tabelas 3.2, 3.3 e 3.4 apresentam-se os dados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial, para o betão das unidades de alvenaria.

Tabela 3.2 - Valores de resistência à compressão (f_c^T) em MPa, valor médio (\bar{f}_c^T) e desvio-padrão (σ) dos ensaios de provetes cilíndricos de betão das unidades de alvenaria

Temperatura	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	\bar{f}_c^T	σ	% \bar{f}_c^{20}
20	12,16	9,91	8,95	10,34	1,35	100,0
300	14,87	14,15	13,14	14,05	0,71	135,9
500	9,96	9,60	9,60	9,72	0,17	94,0
700	5,35	5,09	5,29	5,24	0,11	50,7

Tabela 3.3 - Valores de extensão de pico ($\epsilon_c^T \times 10^{-3}$) em mm/mm, valor médio ($\bar{\epsilon}_c^T \times 10^{-3}$) e desvio-padrão (σ) dos ensaios de provetes cilíndricos de betão das unidades de alvenaria

Temperatura	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	$\bar{\epsilon}_c^T$	σ	% $\bar{\epsilon}_c^{20}$
20	5,55	7,81	9,67	7,68	1,68	100,0
300	10,67	9,50	11,80	10,66	0,94	138,8
500	13,58	13,86	12,07	13,17	0,79	171,5
700	12,07	13,74	11,07	12,29	1,10	160,0

Tabela 3.4 – Valores de extensão última ($\epsilon_{cu}^T \times 10^{-3}$) em mm/mm, valor médio ($\bar{\epsilon}_{cu}^T \times 10^{-3}$) e desvio-padrão (σ) dos ensaios de provetes cilíndricos de betão das unidades de alvenaria

Temperatura	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	$\bar{\epsilon}_{cu}^T$	σ	% $\bar{\epsilon}_{cu}^{20}$
20	12,45	15,44	19,05	15,65	2,70	100,0
300	16,19	18,16	15,99	16,78	0,98	107,2
500	21,16	21,09	23,61	21,95	1,17	140,3
700	23,81	27,69	25,44	25,65	1,59	154,1

Na figura 3.4 pode-se observar o gráfico da evolução do valor médio de resistência à compressão (\bar{f}_c) dos provetes de betão das unidades de alvenaria em função da temperatura. Neste gráfico podemos verificar que o \bar{f}_c aumenta, entre a temperatura ambiente (20 °C) e a temperatura de 300 °C, 35,9%. Dos 300° C para temperatura maiores, começou a verificar-se uma diminuição do \bar{f}_c , sendo este valor aos 500 °C igual a 94% do valor à temperatura ambiente e aos 700° C apenas de 50,7%. Esta diminuição de \bar{f}_c é quase linear. Este aumento do \bar{f}_c até aos 300 °C é idêntico ao aumento que Santos e Rodrigues (2014) verificaram nos seus ensaios de resistência residual à compressão de betões, comprovando as teorias de Diederichs *et al.* (1995), Kodur e Sultan (1998) e Phan e Carino (1998) para betões normais.

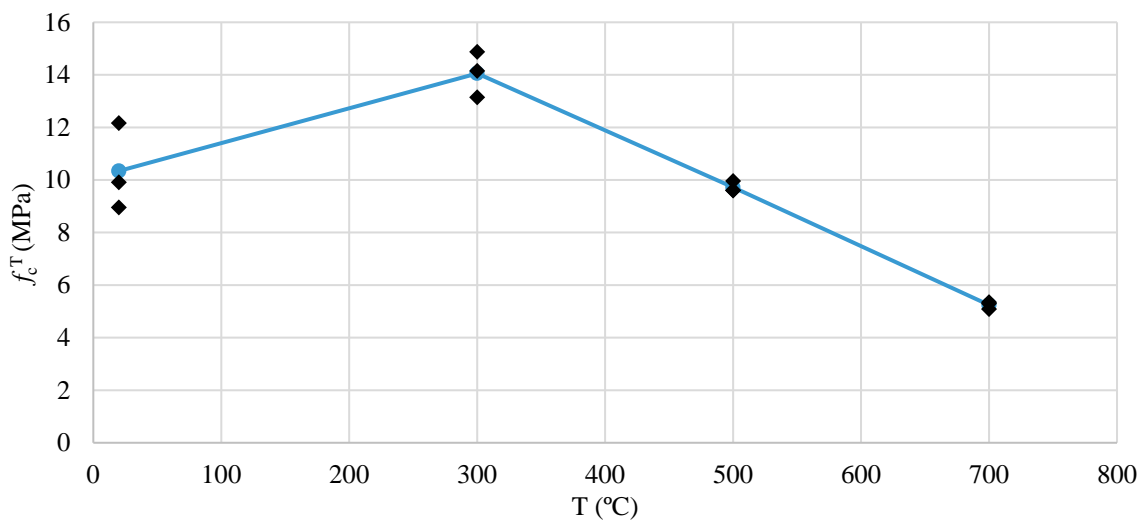


Figura 3.4 - Relação do valor médio de resistência à compressão (\bar{f}_c^T) com a temperatura do betão das unidades de alvenaria. Valores de resistência à compressão obtidos nos ensaios

Verifica-se também, com o aumento da temperatura, uma maior uniformidade dos valores de resistência à compressão (f_c), obtendo-se valores de desvio-padrão cada vez menores com o aumento da temperatura. Analisando os valores obtidos de resistência à compressão, para as temperaturas de 500 e 700 °C, e comparando-os com os valores obtidos por Santos e Rodrigues (2014) para a resistência residual de betão com agregados de calcário, era expectável obter-se relações de $\bar{f}_c^{500}/\bar{f}_c^{20}$ e $\bar{f}_c^{700}/\bar{f}_c^{20}$ com valores semelhantes de 60% e de 0%, respetivamente, o que não ocorreu. Se compararmos os valores obtidos com a curva proposta por Abrams (1971) (Figura 2.1), os valores de relação expectáveis eram então de 60% de \bar{f}_c^{20} e 30% de \bar{f}_c^{20} , para os 500 e 700 °C, respetivamente.

Na figura 3.5 pode-se observar o gráfico do valor médio da extensão de pico ($\bar{\epsilon}_c$) dos provetes de betão das unidades de alvenaria em função da temperatura. Neste gráfico pode verificar-se o aumento gradual, quase linear da extensão de pico, desde a temperatura ambiente (20 °C) até a temperatura de 500 °C. Aos 700 °C, verifica-se uma diminuição ligeira do $\bar{\epsilon}_c$, em relação aos valores obtidos para os 500 °C. Além disso, houve também uma maior uniformidade do $\bar{\epsilon}_c$, obtendo uma diminuição do valor de desvio-padrão com um aumento da temperatura, exceto para a temperatura de 700 °C, em que o desvio-padrão volta a aumentar, para um valor superior ao registado para a temperatura de 300 °C. Comparando os valores obtidos com a curva modificada de Terro (1998) apresentada por Nadjai (2003) (Figura 2.2), era expectável que a relação obtida não fosse linear, mas sim, parabólica, para as temperaturas ensaiadas.

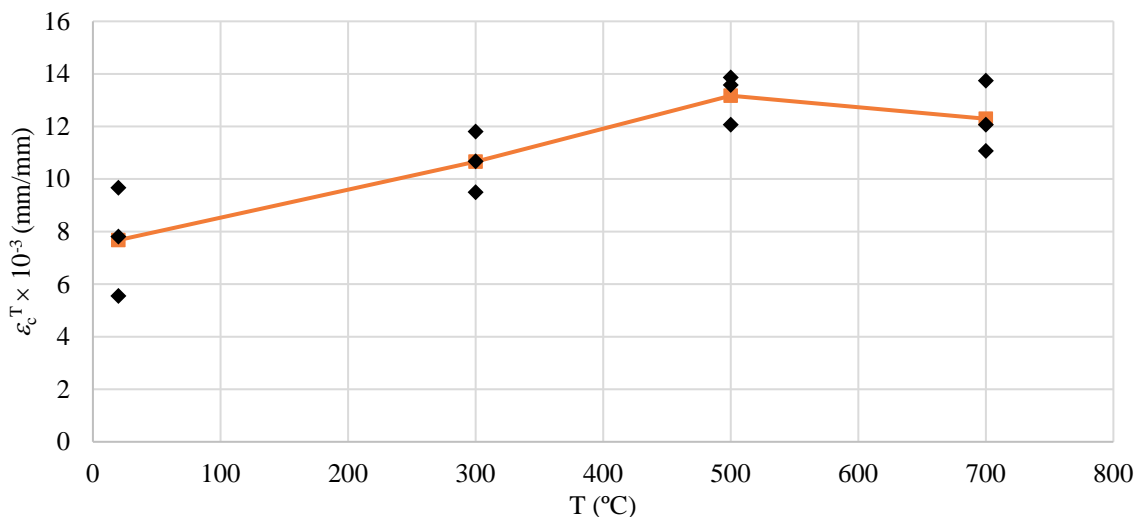


Figura 3.5 - Relação do valor médio de extensão de pico ($\bar{\epsilon}_c^T$) com a temperatura do betão das unidades de alvenaria. Valores de extensão de pico obtidos nos ensaios.

Na figura 3.6 observa-se o gráfico do valor médio de extensão última ($\bar{\epsilon}_{cu}$) dos provetes de betão das unidades de alvenaria em função da temperatura. Este valor de extensão última (ϵ_{cu}) é igual ao valor de extensão medido no momento em que a tensão após pico regista o valor de $0,2 f_c^T$. Verificou-se um aumento do valor médio de extensão última com o aumento da temperatura, tendo um comportamento quase linear entre os 300 e os 700 °C. Em relação à uniformidade destes valores, verifica-se que os valores de desvio-padrão não têm uma linearidade como nos valores de resistência à compressão e de extensão de pico para o betão das unidades de alvenaria, formando uma parábola com o valor mínimo de $0,87 \times 10^{-3}$ mm/mm para a temperatura de 300 °C. Analisando os resultados obtidos com os valores propostos por Anderberg e Thelandersson (1976) (Figura 2.2), verificou-se que os dados obtidos seguem uma relação quase linear como os de Anderberg e Thelandersson (1976), exceto na relação de valores, pois estes referem para o valor de temperatura de 700 °C, uma relação de 187,5% de $\bar{\epsilon}_{cu}^{20}$, tendo-se obtido nestes ensaios, um valor de 154,1% de $\bar{\epsilon}_{cu}^{20}$.

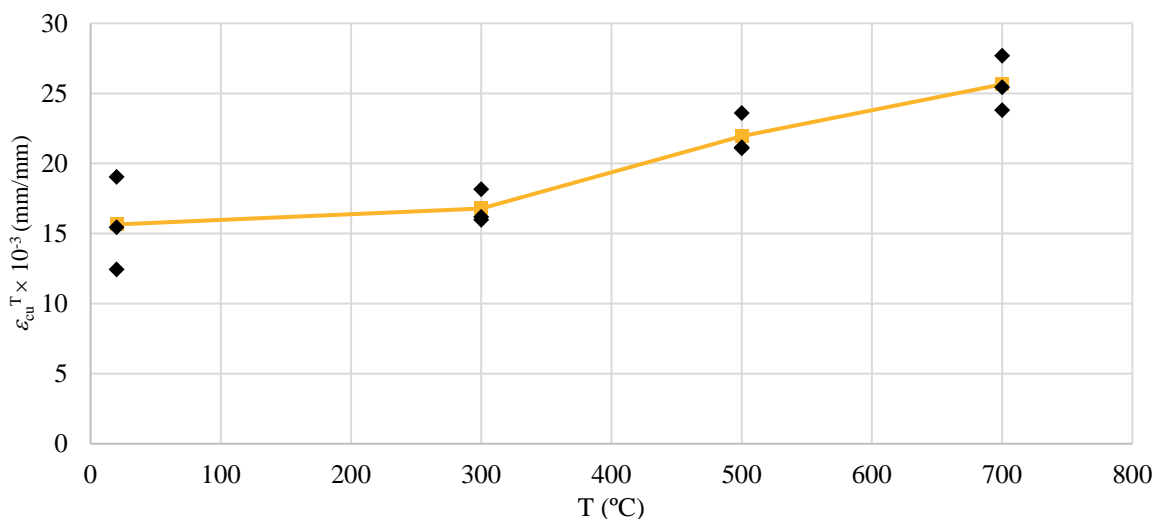


Figura 3.6 - Relação do valor médio de extensão última ($\bar{\epsilon}_{cu}^T$) com a temperatura do betão das unidades de alvenaria. Valores de extensão última obtidos nos ensaios.

Na figura 3.7 observa-se um gráfico de comparação das curvas de tensão de compressão em função da extensão, para os quatros níveis de temperatura ensaiados. Verificou-se que conforme a temperatura aumenta, o valor de resistência à compressão começou a observar-se em valores maiores de extensão, devido a alterações das propriedades físico-químicas do betão com o aumento da temperatura, que afetam os seus regimes elástico e plástico. Além disso, começou a verificar-se a existência de patamares de plastificação, em que a tensão se mantém constante e a extensão continua a aumentar. Quanto maior foi o nível de temperatura nos provetes, maiores foram os patamares de plastificação. Pode concluir-se com os valores apresentados, que o módulo de elasticidade do betão das unidades de alvenaria diminui com o aumento da temperatura.

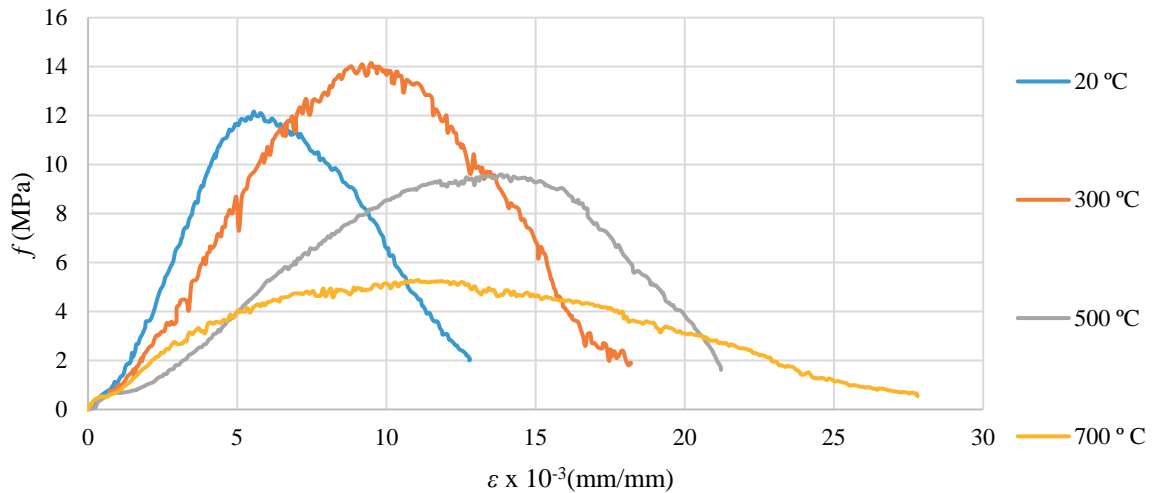


Figura 3.7 - Comparação de gráficos tensão/extensão dos diferentes níveis de temperatura do betão das unidades de alvenaria

Nas figuras 3.8 e 3.9 apresentam-se fotos de exemplos dos provetes ensaiados a altas temperaturas de betão das unidades de alvenaria. Nos provetes ensaiados à temperatura de 20 °C, verifica-se que a rotura é frágil, com projecção de algum material dos provetes e vê-se alguma fissuração vertical. Nos provetes ensaiados à temperatura de 300 °C, verifica-se que a rotura é novamente frágil, mas nota-se que a projecção de material não tem a mesma magnitude visualizada nos provetes ensaiados à temperatura de 20 °C.

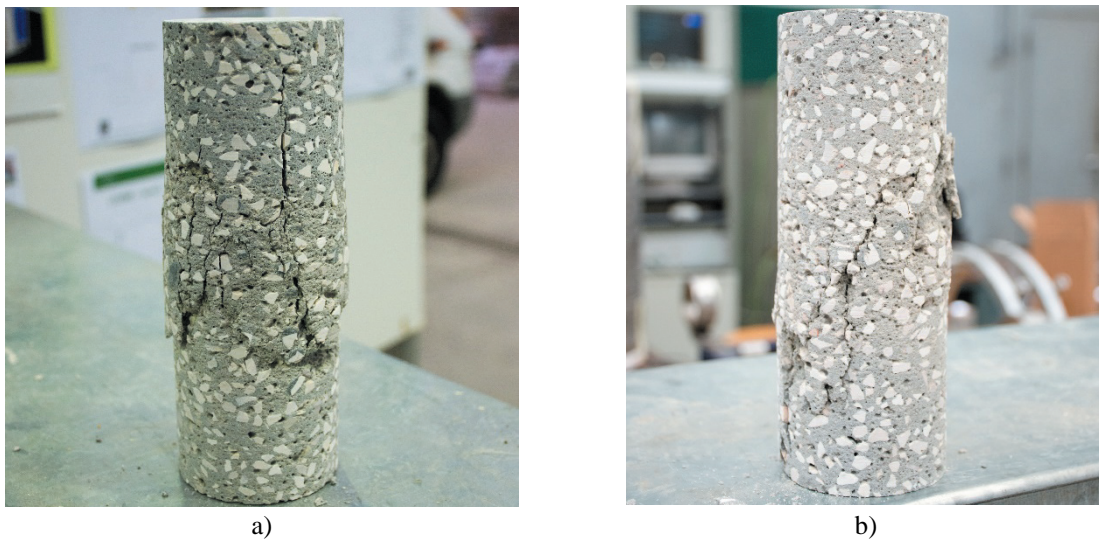


Figura 3.8 - Aspeto dos provetes de betão das unidades de alvenaria após ensaio: a) T = 20 °C; b) T = 300 °C

Para a temperatura de 500 °C, a rotura dos provetes é plástica, em que se verifica o aumento da secção central dos provetes. Nos provetes ensaiados à temperatura de 700 °C, verifica-se o destacamento do provete (*spalling*) em camadas finas, havendo alguma perda da coesão do

material, observando-se novamente que a rotura dos provetes é plástica e que o provete embarriga.



Figura 3.9 - Aspeto dos provetes de betão das unidades de alvenaria após ensaio: a) T = 500 °C; b) T = 700 °C

Em todos os ensaios realizados a altas temperaturas, verifica-se também que há mudança de coloração do betão, sendo que com o aumento da temperatura, essa coloração muda do cinzento do cimento para um tom mais acastanhado, devido à desidratação da pasta cimentícia e também devido à mudança de propriedades físico-químicas dos agregados do betão. Hager (2014) observou este fenómeno de mudança de coloração em betões normais e de alta resistência.

3.2.4.2 Argamassa M10

Nas tabelas 3.5, 3.6 e 3.7 apresentam-se os dados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial a altas temperaturas para a argamassa M10

Tabela 3.5 - Valores de resistência à compressão (f_c) em MPa, valor médio (\bar{f}_c^T) e desvio-padrão (σ) dos ensaios de provetes cilíndricos de argamassa M10

Temperatura	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	\bar{f}_c^T	σ	% \bar{f}_c^{20}
20	4,96	7,78	4,95	5,90	1,33	100,0
300	6,72	7,99	6,52	7,08	0,65	120,0
500	6,96	5,81	8,29	7,05	1,24	119,5
700	4,49	3,32	3,54	3,78	0,51	64,1

Tabela 3.6 -- Valores de extensão de pico ($\epsilon_c^T \times 10^{-3}$) em mm/mm, valor médio ($\bar{\epsilon}_c^T \times 10^{-3}$) e desvio padrão dos ensaios de provetes cilíndricos de argamassa M10

Temperatura	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	$\bar{\epsilon}_c^T$	σ	% $\bar{\epsilon}_c^{20}$
20	7,59	10,87	7,45	8,63	1,58	100,0
300	5,48	10,10	8,11	7,90	1,89	92,9
500	8,93	12,14	14,63	11,90	2,33	111,7
700	17,28	18,52	18,44	18,08	0,57	170,4

Tabela 3.7 – Valores de extensão última ($\epsilon_{cu}^T \times 10^{-3}$) em mm/mm, valor médio ($\bar{\epsilon}_{cu}^T \times 10^{-3}$) e desvio padrão dos ensaios de provetes cilíndricos de argamassa M10

Temperatura	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	$\bar{\epsilon}_{cu}^T$	σ	% $\bar{\epsilon}_{cu}^T$
20	14,29	17,48	16,67	16,15	1,36	100,0
300	16,46	16,56	10,24	14,42	2,95	86,5
500	12,65	19,12	22,52	18,10	4,09	112,1
700	28,71	36,60	33,34	32,88	3,24	203,6

Na figura 3.10 pode observar-se o gráfico da evolução do valor médio de resistência à compressão (\bar{f}_c) dos provetes de argamassa M10 em função da temperatura. Neste gráfico pode verificar-se que o \bar{f}_c aumentou, entre a temperatura ambiente (20 °C) e a temperatura de 300 °C, 20,0%. Dos 300 aos 500 °C verificou-se um patamar no \bar{f}_c , sendo este valor aos 500 °C quase idêntico ao \bar{f}_c à temperatura de 300° C. Novamente, verificou-se o aumento do \bar{f}_c até aos 300 °C apresentado por Santos e Rodrigues (2014), mas este aumento em relação à temperatura ambiente mantém-se até aos 500 °C, em vez de começar o declínio aos 300 °C, como nos betões normais. Andreini *et. al.* (2015), no seu estudo de comportamento mecânico dos materiais das alvenarias a altas temperaturas, referem comportamentos similares (Figura 2.6 a)) aos obtidos nos ensaios realizados para este documento. Aos 700 °C, o \bar{f}_c já só representa 64,1 % do valor à temperatura ambiente. A uniformidade registada para os betões não se observa nas argamassas, tendo-se obtido nos níveis de temperatura de 20 e 500 °C, desvios-padrão superiores a 1 MPa.

Na figura 3.11 pode observar-se o gráfico do valor médio da extensão de pico ($\bar{\epsilon}_c$) dos provetes de argamassa M10 em função da temperatura. Neste gráfico pode verificar-se uma diminuição gradual, de $10,87 \times 10^{-3}$ mm/mm para $10,10 \times 10^{-3}$ mm/mm da temperatura ambiente (20 °C) para a temperatura de 300° C. Aos 500 °C, verifica-se um aumento do $\bar{\epsilon}_c$, sendo que este crescimento é ainda maior para a temperatura de 700 °C. Quanto à uniformidade dos valores, este é mais ou menos constante em todos os níveis de temperatura, exceto no nível de temperatura de 700°C, em que o valor do desvio padrão é inferior a 1×10^{-3} mm/mm. A variação verificada no andamento do gráfico, pode ser comparada com a curva modificada de Terro (1998) utilizada por Nadjai *et. al.* (2003) (Figura 2.2) para extensão de pico dos betões, ou seja, uma parábola, mas sem as mesmas relações de valores de extensão de pico, para níveis de temperatura idênticos.

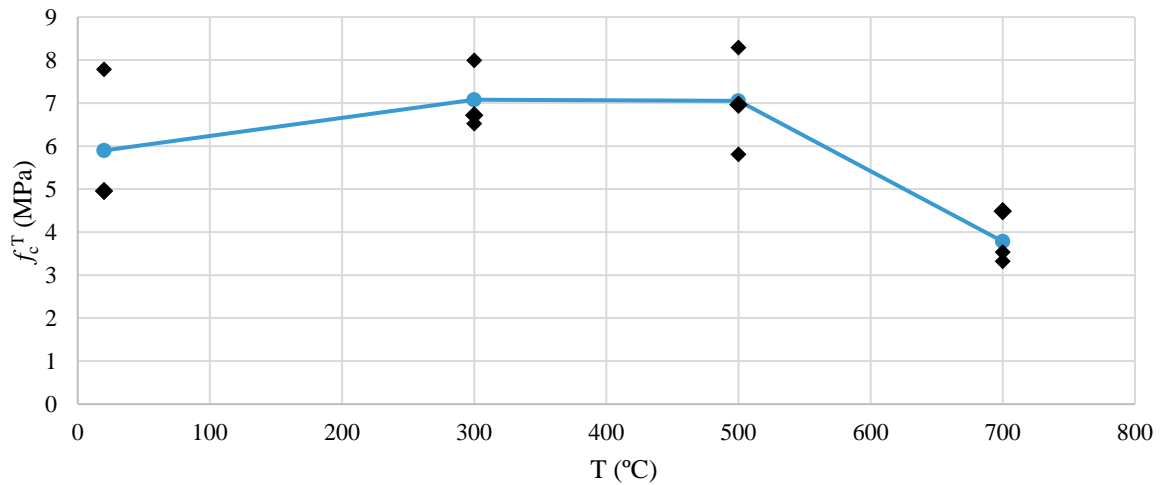


Figura 3.10- Relação do valor médio de resistência à compressão (\bar{f}_c^T) com a temperatura da argamassa M10. Valores de resistência à compressão obtidos nos ensaios

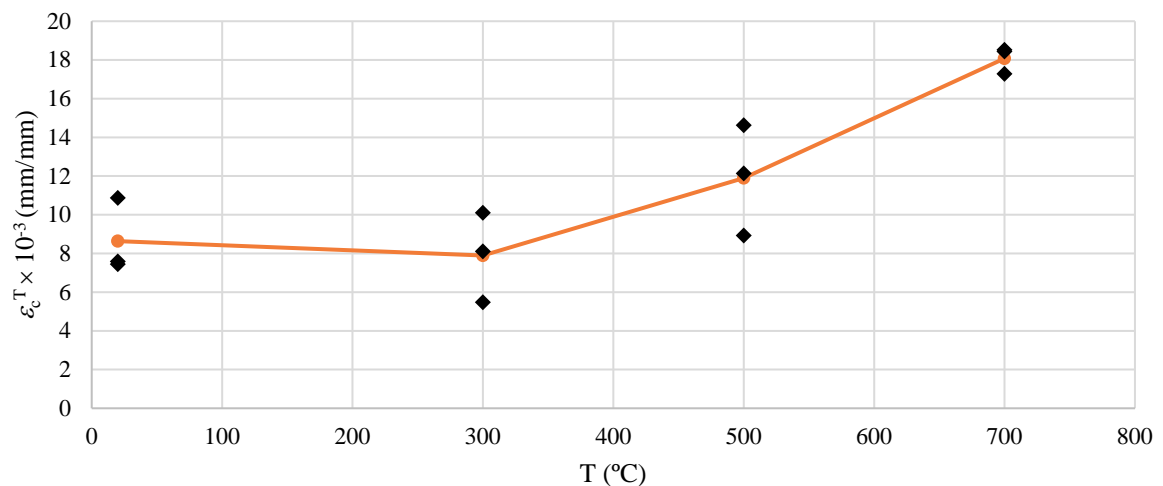


Figura 3.11 - Relação do valor médio de extensão de pico ($\bar{\epsilon}_c^T$) com a temperatura da argamassa M10. Valores de extensão de pico obtidos nos ensaios

Na figura 3.12 observa-se o gráfico do valor médio de extensão última ($\bar{\epsilon}_{cu}$) dos provetes de argamassa M10 em função da temperatura. Tal como nos ensaios dos provetes de betão, este valor de extensão última ϵ_{cu} é igual ao valor de extensão medido no momento em que a tensão após pico regista o valor de $0,2 f_c^T$. Verificou-se uma diminuição do valor médio de extensão última com o aumento da temperatura, dos 20 °C para o 300 °C, havendo uma redução de 14,5% no $\bar{\epsilon}_{cu}$. Depois do valor registado aos 300°C, verificou-se um aumento do $\bar{\epsilon}_{cu}$ para o nível de temperatura dos 500 °C, continuando a aumentar para o nível de 700 °C. Verificou-se assim que a argamassa tem um comportamento bastante plástico, obtendo valores de extensão maiores do que o betão das unidades de alvenaria. Andreini *et. al.* (2015) obtiveram nos ensaios, uma relação quase linear do aumento de $\bar{\epsilon}_{cu}$ (figura 2.6 c)) com o aumento da temperatura, sendo que

a curva de regressão polinomial calcula pelos autores, tem valores muito idênticos na gama de valores obtidos, para as temperaturas de 300 e 500°C, nos ensaios realizados para este documento.

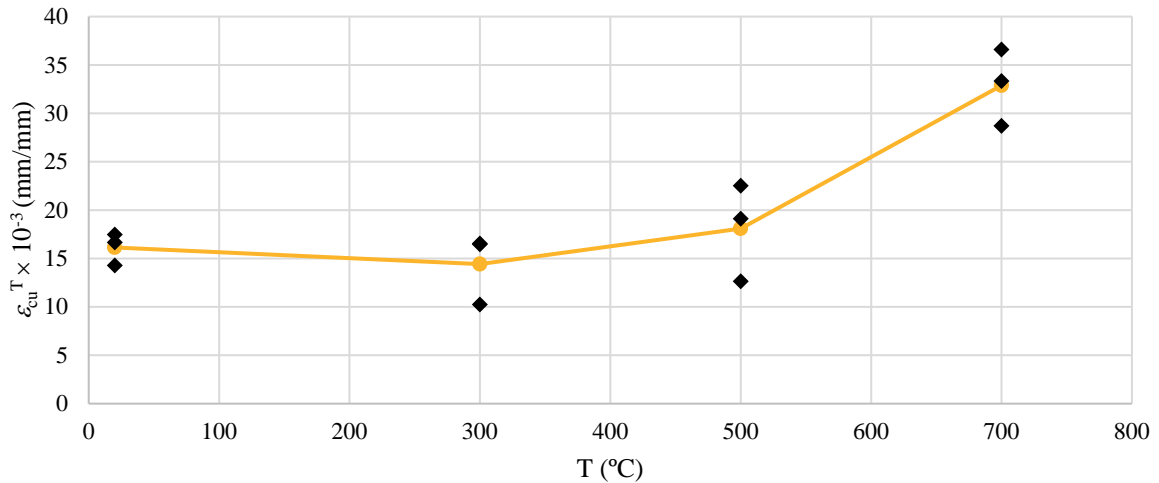


Figura 3.12 - Relação do valor médio de extensão última ($\bar{\epsilon}_{cu}^T$) com a temperatura da argamassa M10. Valores de extensão última obtidos nos ensaios

Na figura 3.13 observa-se um gráfico de comparação das curvas tensão de compressão em função da extensão, para os quatros níveis de temperatura ensaiados, da argamassa M10. Verifica-se que conforme a temperatura aumenta, o valor de resistência à compressão começa a observar-se em valores maiores de extensão, tal como foi verificado no betão das unidades de alvenaria, devido à alteração das propriedades físico-químicas da argamassa com o aumento da temperatura, que afetam os seus regimes elástico e plástico.

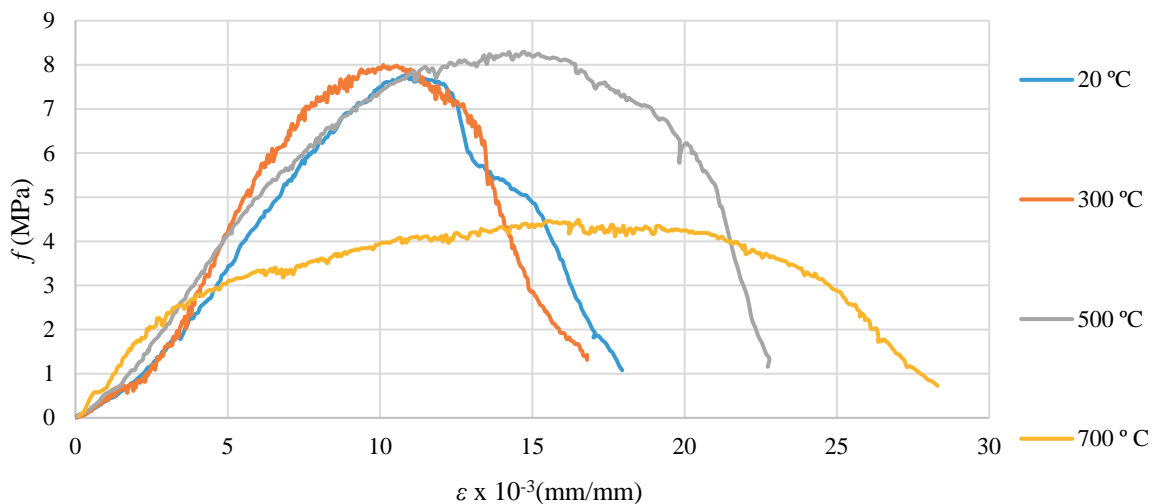


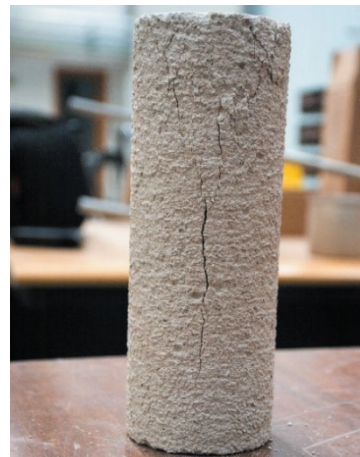
Figura 3.13 - Comparação de gráficos tensão/extensão dos diferentes níveis de temperatura da argamassa M10

Quando comparadas as curvas dos níveis de temperatura dos 300 e dos 500 °C, observa-se um nível de resistência à compressão idêntico, mas esse valor de pico observa-se em valores de extensão diferentes, sendo o valor de extensão de pico maior na curva do nível de temperatura dos 500° C. Novamente, começa a verificar-se a existência de patamares de plasticidade, em que a tensão se manteve quase constante e a extensão aumentou, com o aumento da temperatura.

Nas figuras 3.14 e 3.15 apresentam-se fotos de exemplos dos provetes ensaiados a altas temperaturas da argamassa M10. Nos provetes ensaiados à temperatura de 20 °C, verifica-se que a rotura foi frágil, com projeção de algum material dos provetes e viu-se alguma fissuração vertical e formação de um cone de rotura no provete. Nos provetes ensaiados à temperatura de 300 °C, verificou-se que a rotura é novamente frágil, verificando-se novamente fissuração vertical.



a)



b)

Figura 3.14 - Aspeto dos provetes de argamassa M10 após ensaio: a) T = 20 °C; b) T = 300 °C



a)



b)

Figura 3.15 - Aspeto dos provetes de argamassa M10 após ensaio: a) T = 500 °C; b) T = 700 °C

Para a temperatura de 500 °C, a rotura dos provetes foi frágil, idêntica à rotura verificada para a temperatura de 300 °C, apesar da maior deformação verificada nestes provetes. Nos provetes ensaiados à temperatura de 700 °C, verificou-se que o provete embarriga e que a rotura é plástica. Em todos os ensaios realizados a altas temperaturas, visualizou-se também a mudança da coloração da argamassa, tal como ocorreu para o betão das unidades de alvenaria, essa coloração muda do cinzento do cimento para um tom mais acastanhado, devido à desidratação da pasta cimentícia e também devido à mudança de propriedades físico-químicas dos agregados do betão. Hager (2014) observou este fenómeno de mudança de coloração em betões normais e de alta resistência.

3.3 Ensaios de resistência de compósitos de alvenaria estrutural a altas temperaturas

3.3.1 Esquema experimental

Na figura 3.16 apresenta-se o esquema experimental usado para conduzir os ensaios de resistência dos compósitos de alvenaria estrutural a altas temperaturas. Este era composto por um pórtico de reação feito com perfis de aço HEB 300, com dois pilares e duas vigas sobrepostas por forma a aumentar a rigidez do pórtico, ao qual se ligou um macaco hidráulico de 933 kN. Este pórtico foi preso à laje de reação por barras de aço de pré-esforço DYWIDAG. O macaco hidráulico, utilizado para aplicar as cargas no plano da parede, foi controlado por uma unidade central hidráulica servo-controlada Walter + Bai NSPA 700 / DIG 2000.

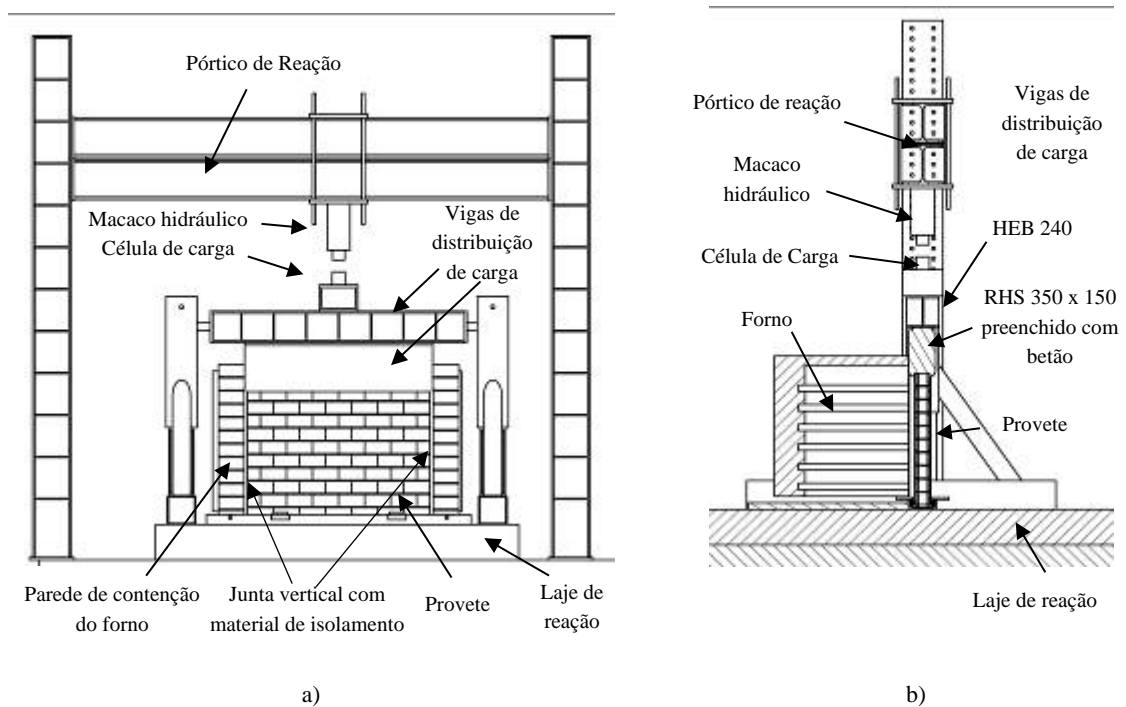


Figura 3.16 - Esquema experimental de ensaios a) Vista Frontal; b) Corte Transversal

A carga de incêndio foi aplicada por um forno modular elétrico com as dimensões úteis interiores de 1460 mm × 1000 mm × 750 mm. O provete, construído dentro de um perfil UPN 160, foi encaixado e aparafusado por quatro parafusos M24 num perfil UPN 200 nos seus banzos. O perfil UPN 200 estava preso à laje de reação pela sua alma com 4 buchas metálicas M24. A carga no plano da parede foi distribuída com uma viga em perfil de aço RHS 350x150 com 1,45 m, preenchido com betão C25/30 e com uma viga em perfil HEB 240 reforçado com 1,98 m, colocados no topo da parede. A viga em perfil HEB 240 tem dois perfis circulares de 50 mm nos seus topos, que deslizam dentro de uma calha formada por perfis UPN 240, por forma a contraventar o perfil impedindo-o de se deslocar para frente ou para trás, mantendo esta viga centrada com o eixo central da parede e permitindo a rotação do topo do provete. As arestas verticais de todos os provetes foram deixadas livres com uma folga para as paredes de contenção do forno de 25 mm, sendo preenchida com lã cerâmica.



Figura 3.17 – Esquema experimental – Pormenor da central, do datalogger e pórtico de reação

Os resultados dos ensaios foram adquiridos com um datalogger TML TDS-510. Todos os deslocamentos laterais e os pontos de medição de temperatura foram adquiridos de acordo com a Norma EN 1365-1 (EN 1365-1, 2012). Os transdutores de deslocamento linear variável (LVDT – *linear variable displacement transducer*, na tradução em inglês) foram ligados à parede nos pontos de medição com fios de termopar, por forma a haver um espaço livre à frente

do provete e evitar que estes equipamentos sejam danificados pelo súbito colapso da parede. Como estes fios são inextensíveis e ficam tracionados pela mola da vareta do LVDT, sempre que a parede se desloca, o fio puxa a vareta do LVDT, caso ela se desloque para o interior do forno ou deixa a vareta ir em direção à sua posição inicial, caso a parede se desloque para fora do forno. Os deslocamentos verticais foram medidos na viga em perfil HEB 240 colocada por cima do provete, a 50 mm dos topos. A carga no plano foi medida com uma célula de carga de 1 MN da TML.

3.3.2 Provetes

O programa experimental de ensaio de paredes de alvenaria estrutural a altas temperaturas foi composto por 6 provetes, construídos de acordo com as Normas EN 1365-1 (2012) e EN 1363-1 (1999). Os provetes foram realizados com unidades de alvenaria com três alvéolos, iguais aos usados por Haach (2009) na sua investigação realizada a temperatura ambiente.

Devido a restrições dos sistemas de ensaio, nomeadamente capacidade de carga, os provetes foram construídos à escala 1:2. As dimensões das unidades de alvenaria apresentada na figura 3.18 são dadas na tabela 3.8. De acordo com a classificação proposta na NP EN 1996-1.1 (2015), estas unidades de betão são do grupo 2 devido à percentagem, tamanho e orientação dos alvéolos.

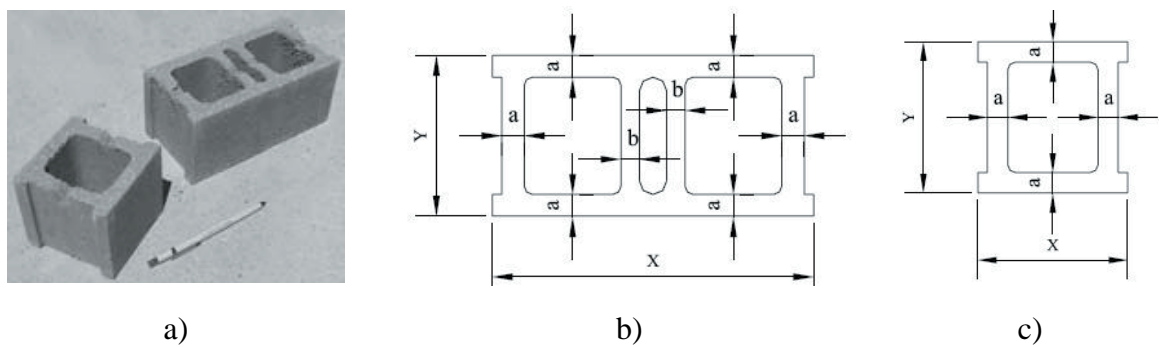


Figura 3.18 - Unidades de alvenaria: a) Blocos à escala reduzida; b) Bloco; c) Meio-bloco (Retirado de Haach, 2009)

Tabela 3.8 - Propriedades físicas das unidades (Retirado de Haach, V. 2009)

	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	a (mm)	b (mm)	Área dos septos do bloco (cm ²)	Área de vazios (cm ²)	Área Bruta do Bloco (A _b) (cm ²)	Percentagem de Vazios (%)
Bloco	201	100	93	16	14	110,14	93,92	204,06	46
Meio-Bloco	101	100	93	16	-	57,20	46,10	103,30	45

Nestes ensaios de resistência ao fogo, os provetes construídos são compostos por 7 unidades em comprimento, perfazendo o comprimento de 1,40 m e 10 fiadas em altura com juntas de assentamento de 7 mm, perfazendo a altura de 1,00 m, conforme pode ser observado na figura 3.20. Os provetes foram construídos dentro de um perfil UPN 160 para facilitar o transporte dos provetes e ao mesmo tempo, fixar os provetes ao sistema durante o ensaio. A primeira fiada dos blocos da parede foi assente com argamassa suficiente por forma a não haver espaços vazios entre os blocos e os banzos do perfil, por forma a criar uma ligação rígida entre a parede e o perfil onde as paredes foram construídas.

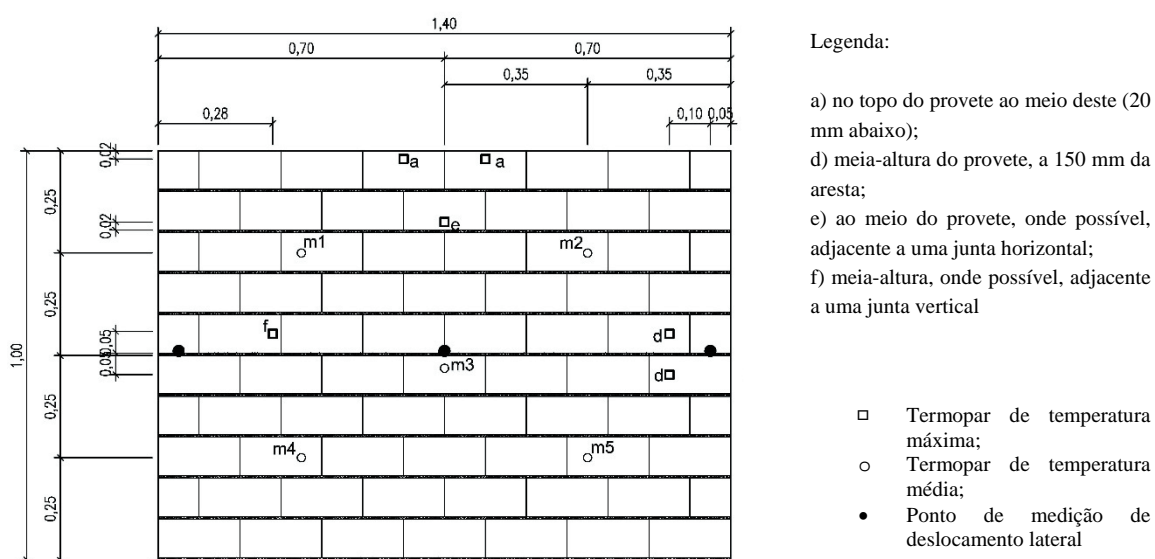


Figura 3.19 - Dimensões dos provetes, posicionamento dos termopares e dos transdutores de deslocamento laterais



Figura 3.20 - Provede montado no sistema de ensaios

3.3.3 Programa de ensaios e procedimentos

Esta campanha experimental, comporta três tipos diferentes de carregamento, conforme explicito na tabela 3.3. Os provetes 1 e 2 foram expostos a um nível de carga de 30% do valor característico de resistência à compressão normal às juntas de assentamento à temperatura ambiente ($f_{ak\perp}$) obtido por Haach (2009) de $f_{ak\perp} = 4,86$ MPa. Haach (2009) obteve este valor realizando ensaios de acordo com a Norma EN 1052-1 (2005). Este nível de carga corresponde a 70% do valor de resistência a cargas verticais ($N_{Rd, Parede}$), de acordo com a NP EN 1996-1.1 (2015). Esta carga foi aplicada com uma taxa de 0,5 kN/s e depois expôs-se a parede a uma carga de incêndio de acordo com a curva da ISO 834, mantendo-se constante a carga no plano.

Os provetes 3 e 4 foram sujeitos ao mesmo procedimento experimental que nos provetes 1 e 2, mas com um nível de carga de 46% do $f_{ak\perp}$ proposto por Haach e 108% do $N_{Rd, Parede}$ calculado.

Os provetes 5 e 6 foram sujeitos no início, a um nível de carga de 30% do $f_{ak\perp}$ proposto por Haach e uma taxa de aplicação de 0,5 kN/s. Seguidamente expôs-se o provete à carga de incêndio de acordo com a curva ISO 834 e após 90 minutos de exposição, a carga no plano foi aumentada a uma taxa constante de 0,05 kN/s até ao colapso. Com isto pretendeu simular-se a redistribuição de esforços que pode haver numa estrutura após o colapso de outro elemento estrutural.

Tabela 3.9 - Cargas no plano aplicadas nos provetes

Provete	Carga aplicada $N_{Ed\perp}$ (kN)	Taxa de aplicação Carga aplicada (kN/s)	% $f_{ak\perp}$ (EN 1052-1)	% $N_{Rd, Parede}$ (EC6-1.1)	Taxa de aplicação de carga após o minuto 90 de exposição ao fogo (kN/s)
1	208	0,5	30	70	0
2	208	0,5	30	70	0
3	319	0,5	46	108	0
4	319	0,5	46	108	0
5	208	0,5	30	70	0,05
6	208	0,5	30	70	0,05

3.3.4 Resultados dos ensaios

Para uma correta avaliação da resistência ao fogo de paredes de alvenaria estrutural, é essencial avaliar o tempo necessário para que uma parede perca a sua capacidade de resistir a cargas verticais (R), a sua estanquicidade à passagem de fumos e gases quentes (E) e isolamento à temperatura que estas permitem aos compartimentos que não são afetados pelo incêndio (I), após o início de um incêndio. Estes fatores de resistência ao fogo são explícitos na norma EN 1363-1 (1999).

Esta subsecção vai ser dividida em 4 partes, as temperaturas nas faces exposta e não exposta dos provetes, os deslocamentos que o provete sofre devido à variação de temperatura e carga, uma avaliação visual dos provetes durante e após ensaio e por fim os tempos críticos.

3.3.4.1 Temperaturas

O registo dos valores de temperatura na face não exposta da parede é um dos parâmetros mais importantes na avaliação da resistência das paredes de alvenaria quando expostas ao incêndio. Saber a capacidade de isolamento à temperatura, identificado na norma EN 1363-1 pela letra I, que uma parede pode providenciar entre um compartimento que tem incêndio e outro compartimento adjacente é um fator importante para preservar a segurança dos seus ocupantes. A EN 1363-1(1999) faz uma distinção entre pontos de avaliação de temperatura máxima, colocados junto a singularidades das paredes (juntas de assentamento, arestas e topo da parede) e pontos de temperatura média.

No caso de temperatura máxima, a parede perde o isolamento à temperatura, quando qualquer um dos pontos medidos na parede, atinge uma temperatura com mais 180 °C que a temperatura inicial. Já em relação à temperatura média, a parede perde o isolamento à temperatura quando o valor médio dos pontos de avaliação de temperatura média atinge uma temperatura superior à temperatura inicial em 140 °C. Regista-se também o tempo decorrido entre o instante inicial e o instante em que estas temperaturas são atingidas.

No caso dos ensaios conduzidos no âmbito da avaliação da resistência ao fogo destas paredes, avaliou-se a temperatura na face não-exposta conforme os pontos de medição definidos na EN 1365-1. Como a fonte de calor tem sempre a mesma resposta e segue a norma ISO 834, vamos apenas apresentar a avaliação das temperaturas feita no provete 6 (Figura 3.21).

No início da aplicação da carga de incêndio nos provetes, há um patamar, conforme referido por Al Nahhas *et. al.* (2007) na sua investigação, nos pontos de medição de temperatura na face não exposta nos primeiros 15 minutos. Após este tempo, a temperatura começa a subir a ritmo constante, até se atingir um intervalo de temperaturas entre os 90 e os 100 °C, quando a água livre do material constituinte começa a evaporar.

Durante a evaporação da água livre, há um patamar de temperaturas entre os 90 e os 100 °C durante 10 a 30 minutos, dependendo da posição do ponto de medição em altura. Os pontos de medição de temperatura junto ao topo dos provetes (a1 e a2) mostram patamares mais demarcados, que duram cerca de 30 minutos, do que nos pontos em posições inferiores da parede (d1 e d2), que mostram patamares com duração de 10 minutos. Isto leva à conclusão de que poderá haver deslocamento de vapor pela furação vertical dos blocos e que o vapor se acumula no topo do provete, arrefecendo-o e causando este gradiente de temperaturas em altura.

Após a evaporação da água livre no material constituinte dos provetes, há um claro gradiente térmico entre a face exposta e a face não exposta que se observa no gráfico da Figura 3.21, pois a temperatura no forno e os pontos de medição de temperatura máxima mantêm uma distância constante entre eles.

Em relação à temperatura no forno, o forno modular elétrico utilizado tem alguma dificuldade em seguir a curva ISO 834, devido à inércia térmica típica deste tipo de fornos e à alta capacidade térmica dos provetes, apesar dos cuidados especiais tomados para evitar a perda de calor com o forno.

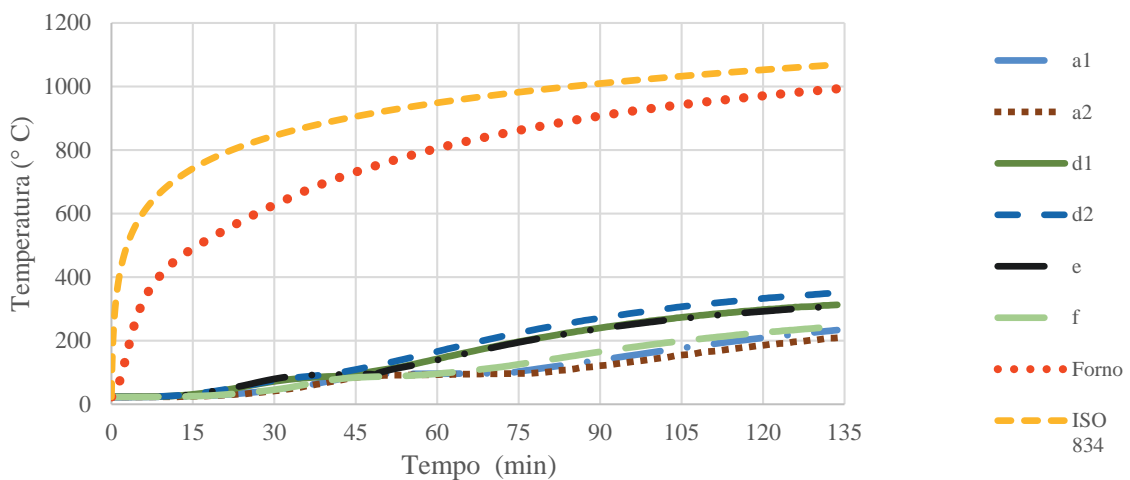


Figura 3.21 -Evolução das temperaturas ao longo do ensaio do provete 6

Na tabela 3.10 apresentam-se os valores de tempo registados nos provetes ensaiados para que estes percam a capacidade ao isolamento de temperatura.

Verifica-se que os provetes ensaiados apresentam um isolamento mínimo de 60 min, segundo a EN 1363-1 (1999). Em média, é necessário que o provete seja aquecido durante 71,5 min para este perca este importante parâmetro de resistência. Nos provetes 3 e 4 não se verificou este parâmetro, porque estes provetes colapsaram antes de serem atingidas as temperaturas para que se perdesse o isolamento.

3.3.4.2 Deslocamentos

A avaliação dos deslocamentos laterais e verticais são importantes para a avaliação da resistência a cargas verticais. Conforme referido por Nguyen e Meftah (2012), estes deslocamentos, principalmente os laterais, influenciam o surgimento de momentos fletores parasíticos devido à excentricidade do centro de aplicação de cargas provocado pela expansão térmica diferencial dos provetes que, segundo os autores, são benéficos até que haja uma redução da secção onde a carga está aplicada, levando ao seu colapso.

3.3.4.2.1 Deslocamentos verticais

Nas figuras 3.22 a 3.27, podemos observar os gráficos dos deslocamentos verticais durante o ensaio dos provetes 1 a 6. Nestas figuras podemos observar várias similaridades entre os diferentes ensaios, que vão ser alvo de atenção a seguir.

Durante os primeiros 15 a 30 minutos de ensaio, existe em todos os provetes um patamar inicial com pequenos deslocamentos verticais, que têm uma taxa de aumento constante após este ponto, até aos 60 minutos, nos provetes 1, 2, 5 e 6.

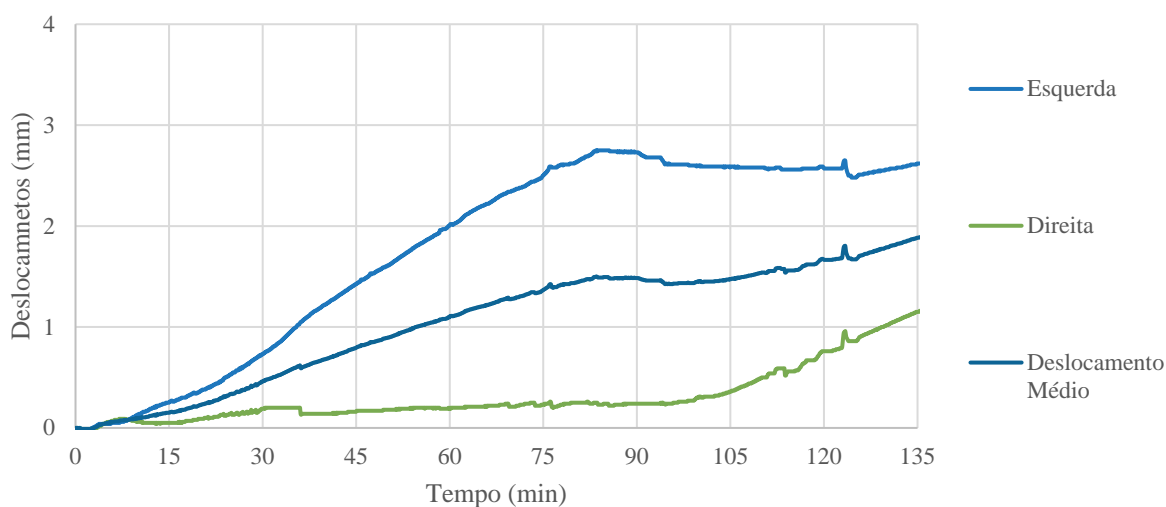


Figura 3.22 - Provede 1 - Deslocamentos verticais

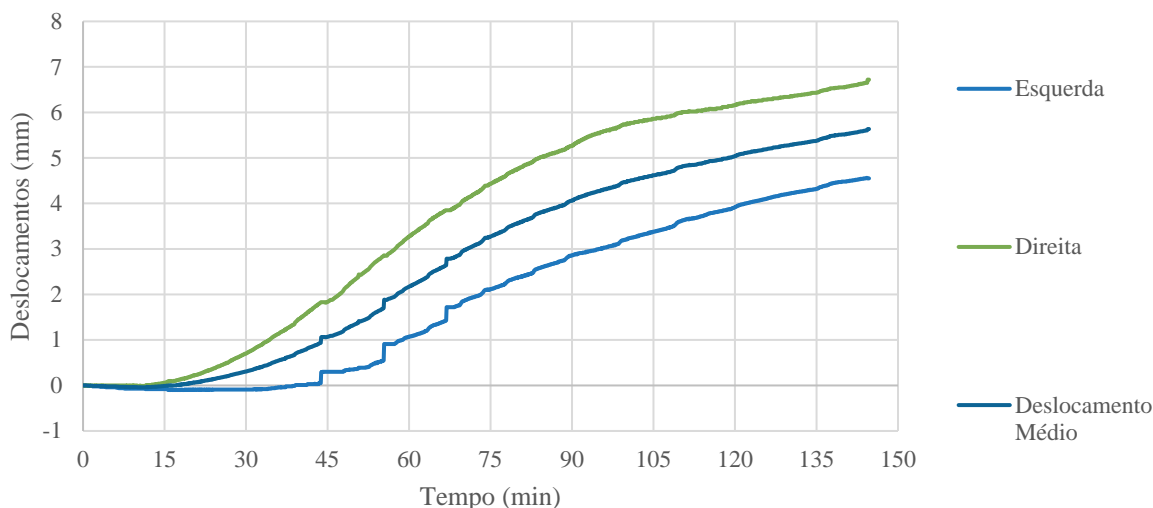


Figura 3.23 - Provede 2 - Deslocamentos verticais

Nos provetes 3 e 4, esta taxa de aumento dos deslocamentos verticais mantém-se constante até ao colapso destes provetes, devido à carga aplicada inicial ser superior nestes provetes, tendo o provete 3 colapsado aos 83 minutos de ensaio e provete 4 ao fim de 40 minutos. Após os 60 minutos, observa-se nos provetes 1, 2, 5 e 6, uma diminuição da taxa do aumento dos deslocamentos verticais nestes provetes até aos 90 minutos. Depois dos 90 minutos, os provetes 1 e 2 mantêm um valor quase constante até ao fim do ensaio. Já os provetes 5 e 6 começam a diminuir o deslocamento vertical a ritmo constante até ao colapso dos provetes, devido ao aumento constante da carga aplicada no plano da parede após os 90 minutos.

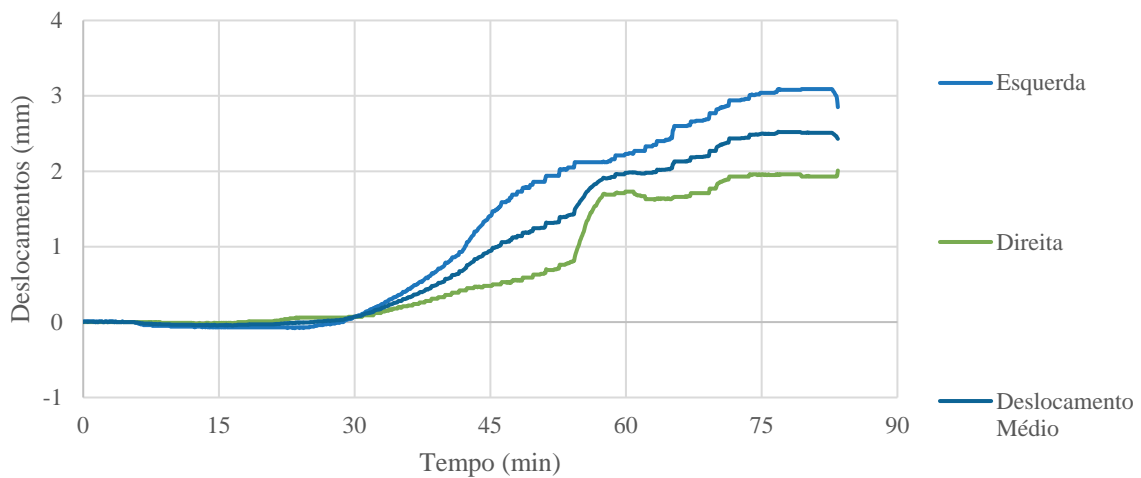


Figura 3.24 - Provede 3 - Deslocamentos verticais

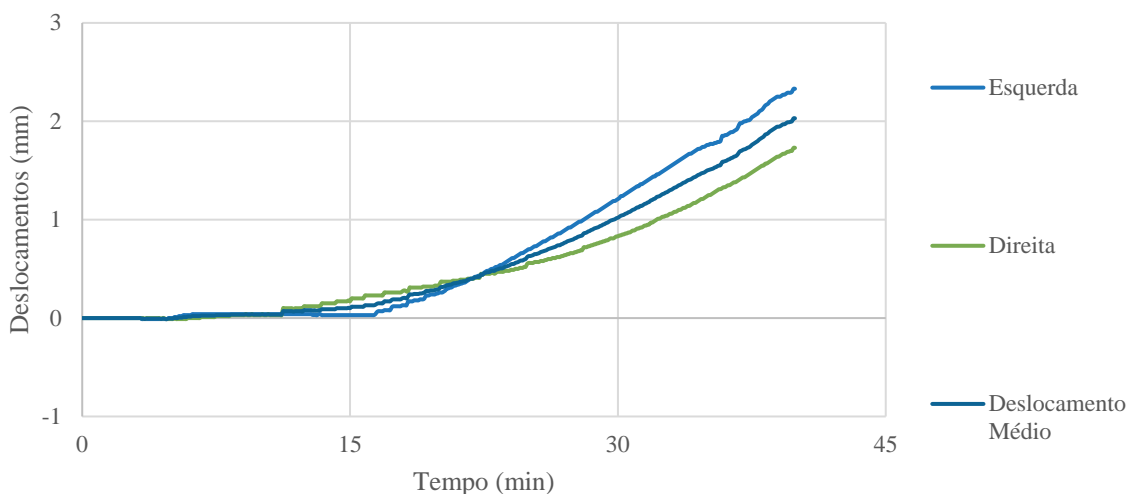


Figura 3.25 - Provede 4 - Deslocamentos verticais

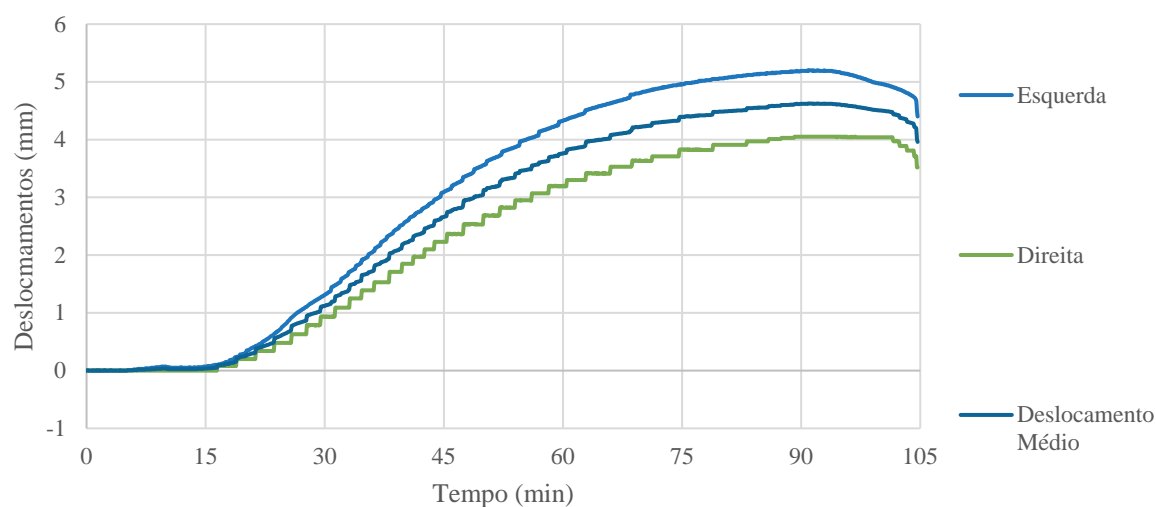


Figura 3.26 - Provete 5 - Deslocamentos verticais

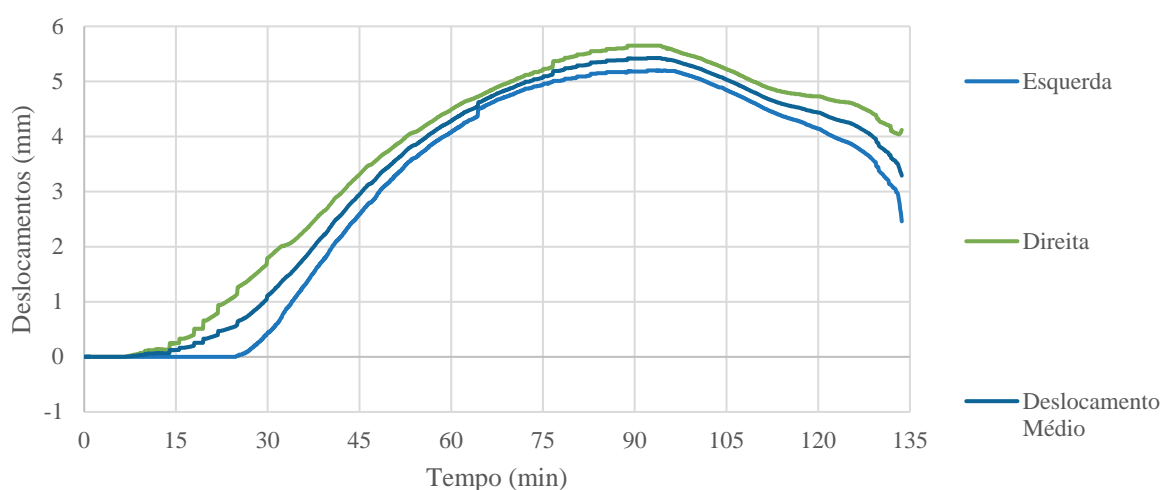


Figura 3.27 - Provete 6 - Deslocamentos verticais

Comparando os resultados obtidos com os resultados de Al Nahhas *et. al.* (2007), os primeiros 90 minutos decorrem de maneira quase semelhante, mas era expectável um novo aumento dos deslocamentos verticais após o patamar dos 90 minutos nos provetes 1, 2, 3 e 4, por terem sido realizados a carga constante. Como os ensaios dos provetes 1 e 2 foram parados antes do começo dessa segunda fase de aumento dos deslocamentos verticais por ação da expansão e os provetes 3 e 4 colapsaram antes, não foi possível visualizar nestes provetes esse patamar. Em relação aos provetes 5 e 6, era expectável que os deslocamentos verticais comesçassem a decrescer com o incremento de carga aplicado após os 90 minutos de ensaio até ao colapso do provete, conforme aconteceu.

3.3.4.2.2 Deslocamentos laterais

Nas figuras 3.28 a 3.33, observam-se os gráficos dos deslocamentos laterais durante o ensaio dos provetes 1 a 6. Nestas figuras podemos observar várias similaridades entre os diferentes ensaios, destacando-as, existindo também algumas singularidades, conforme se verificou nos deslocamentos verticais.

Nos deslocamentos laterais também se observaram os patamares iniciais registados nos deslocamentos verticais, durante os primeiros 10 a 20 minutos, sem deslocamentos significativos. Nos 30 a 45 minutos seguintes, existe um aumento dos deslocamentos laterais, em direção ao forno.

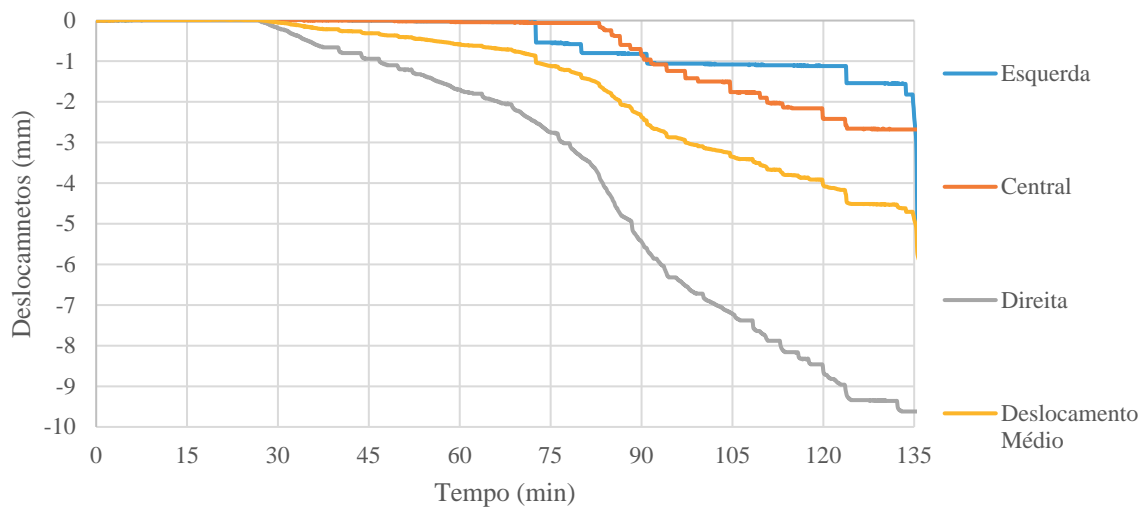


Figura 3.28 - Provede 1 - Deslocamentos laterais

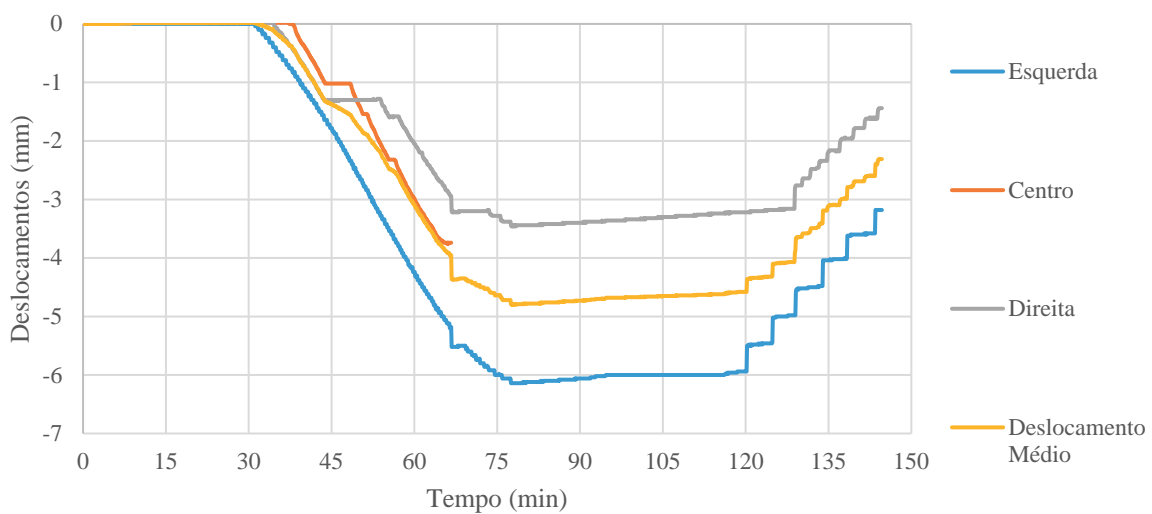


Figura 3.29 - Provede 2 - Deslocamentos laterais

Perto dos 60 minutos, verifica-se um segundo patamar de valores de deslocamento horizontal nos provetes 1, 2, 5 e 6. Devido à carga aplicada no plano inicial ser maior nos provetes 3 e 4, este segundo patamar não se verifica, mantendo a taxa de aumento de deslocamento que tinha anteriormente, até que se verifica o colapso. Nos provetes 1 e 2, este patamar termina por volta dos 120 minutos de ensaio. Já nos provetes 5 e 6, este patamar termina no momento em que se começou a aumentar a carga aplicada no plano, no minuto 90. Estes deslocamentos começam então a diminuir até à paragem dos ensaios, nos provetes 1 e 2, ou colapso dos provetes, nos provetes 5 e 6.

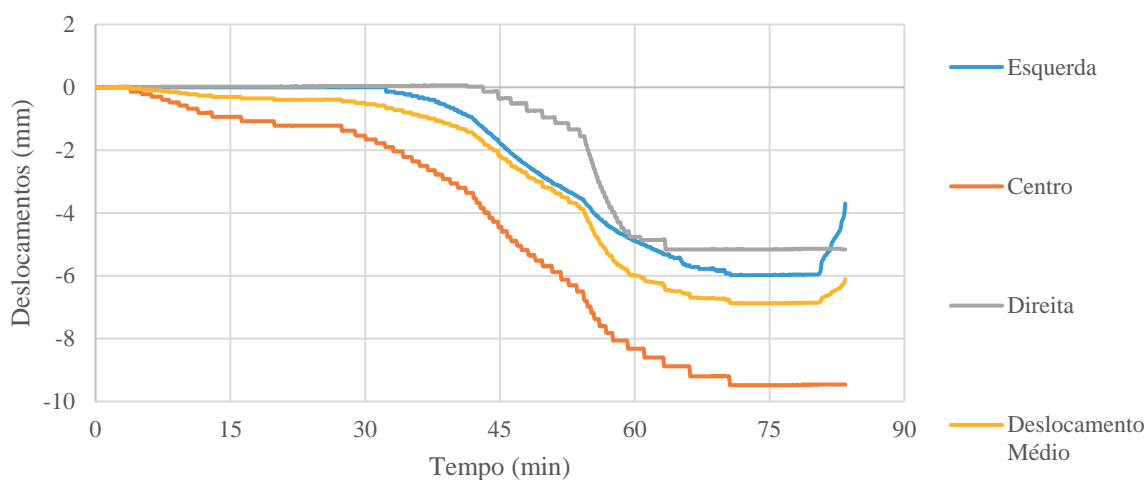


Figura 3.30 - Provede 3 - Deslocamentos laterais

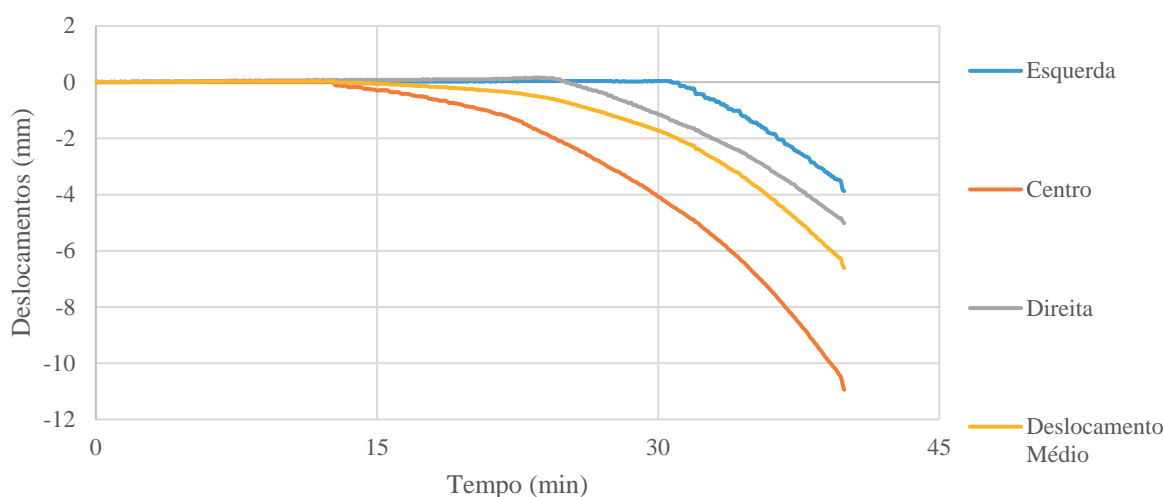


Figura 3.31 - Provede 4 - Deslocamentos laterais

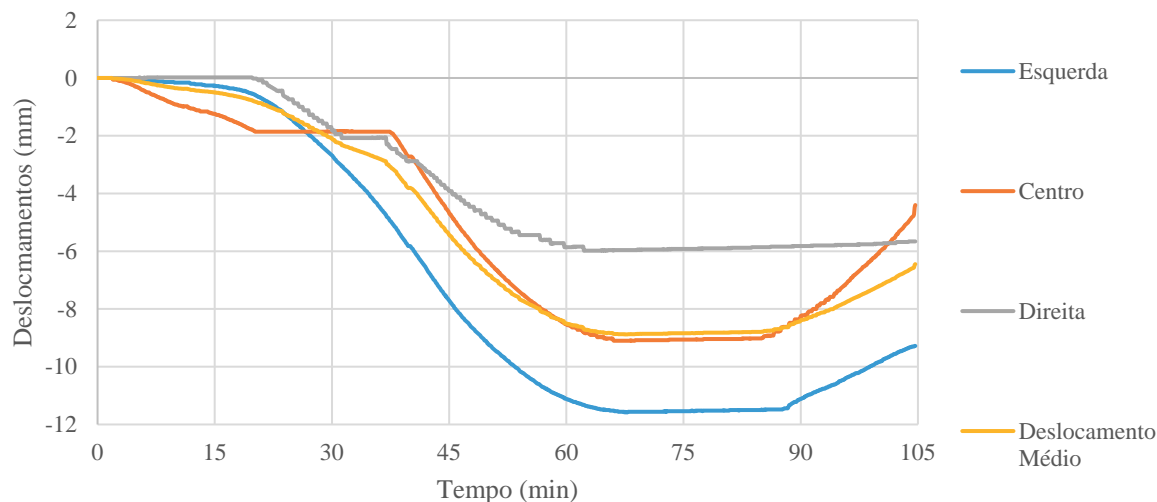


Figura 3.32 - Provede 5 – Deslocamentos laterais

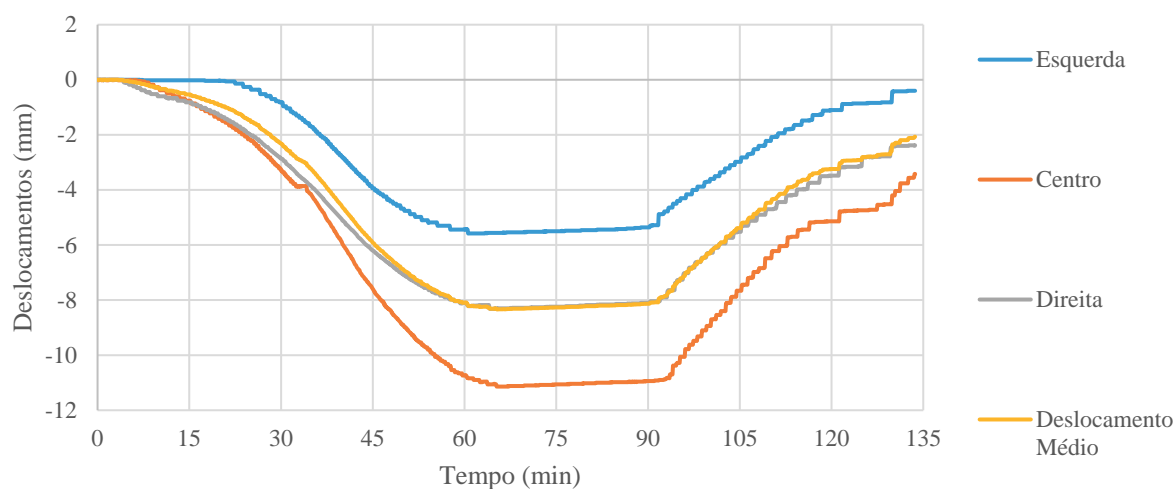


Figura 3.33 - Provede 6 - Deslocamentos laterais

Comparando os resultados obtidos com resultados obtido por Al Nahhas *et. al.* (2007) ou Nguyen e Meftah (2012), não era expectável que houvesse uma inversão do sentido dos deslocamentos laterais a partir do momento dos 120 minutos nos provedes 1 e 2 e nos provedes 5 e 6 a partir do momento em que se iniciou o incremento de carga até ao colapso. O expectável era que estes deslocamentos se mantivessem constantes, apesar da diminuição da taxa de aumento dos deslocamentos, até ao colapso.

3.3.4.3 Avaliação visual

As primeiras fissuras verticais aparecem nos provetes por volta dos 30 minutos de ensaio (Figura 3.34), onde ocorre a condensação do vapor proveniente do interior dos provetes (Figura 3.35), mas estas fissuras não tinham dimensão suficiente para permitir a passagem de gases quentes ou fumo. Estas fissuras verticais apareceram no centro dos blocos, sendo coincidentes com o alvéolo mais pequeno no centro do bloco. Houve também o aparecimento de fissuras horizontais que predominam na zona das juntas de argamassa de assentamento e de fissuras oblíquas, que começam nos cantos do provete e se propagam para o centro com um ângulo de 60° em relação ao plano da parede. Estas fissuras oblíquas deveram-se ao confinamento provocado pela viga de aplicação de carga e pela laje de reação na parede, durante a aplicação das cargas verticais e térmica.



Figura 3.34 - Provetes 2 – Padrão de fissuração na face não exposta



Figura 3.35 - Provetes 4 – Sinais de condensação nas fissuras verticais durante o ensaio

Houve também sinais claros de destacamento de material (*spalling*) (figura 3.36 a) e b)) na face exposta à carga de incêndio, mas que não atravessa o septo do bloco, sendo que a camada destacada será de aproximadamente < 4 mm. Houve também fissuração vertical no meio dos blocos, paralela à face da parede, que pode ser causada pelos momentos fletores parasíticos referidos por Nguyen e Meftah (2012) na sua investigação e também por um pequeno entalhe feitos nos septos do bloco durante a sua produção, criando uma zona frágil no bloco.

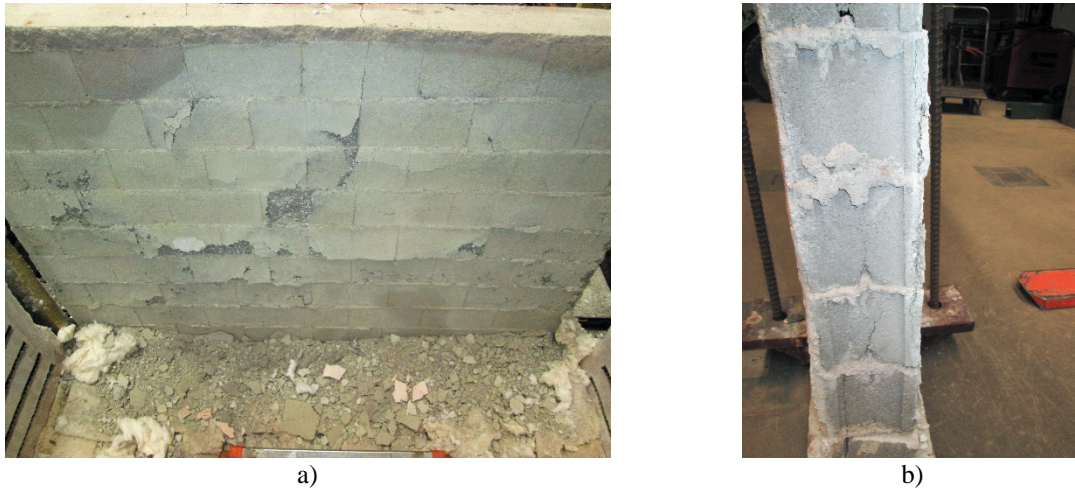


Figura 3.36 - Provete 2 – a) Sinais de destacamento na face exposta ao incêndio; b) Fissuras verticais no meio do bloco e sinais de destacamento na face exposta (lado direito)

Estas fissuras foram claramente verificadas nos provetes 3 a 6 (figura 3.37). A abertura destas fissuras verticais poderá ser a razão para a inversão do sentido dos deslocamentos laterais, podendo a parede estar a ser separada ao meio e a face não-exposta esteja a voltar para fora, enquanto que a face exposta continua a avançar para o interior do forno.

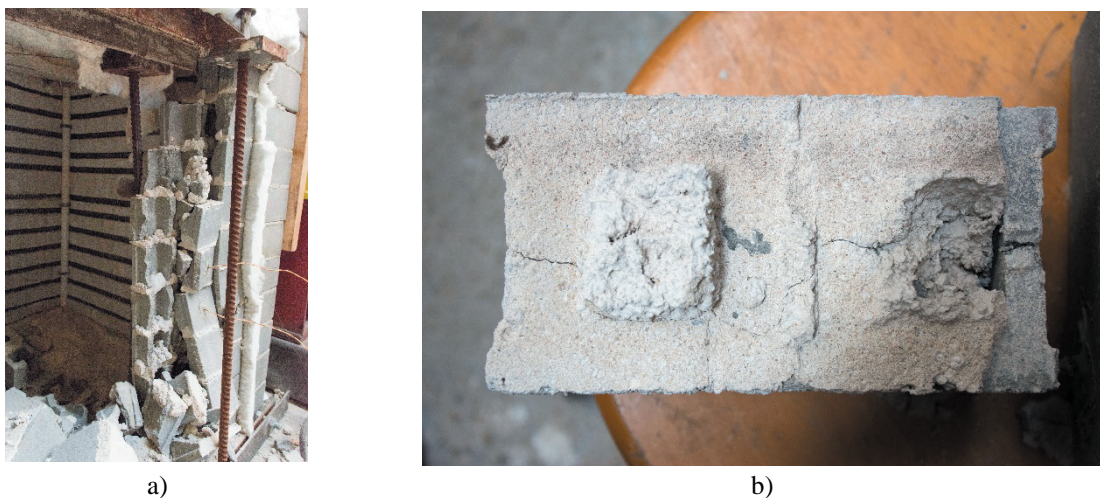


Figura 3.37 - Provete 4 – a) Fissuração vertical em ambas as direções do plano da parede; b) Bloco com fissuração

O colapso dos provetes 3, 4, 5 e 6 foi abrupto (figuras 3.38, 3.39 e 3.40), sem grandes sinais de aviso, como grandes deslocamentos verificados num curto espaço de tempo ou perda súbita de carga no plano. O colapso destes provetes deu-se para o interior do forno, apesar haver material projetado para o seu exterior. Este colapso deveu-se à curvatura que os provetes sofreram por causa da expansão térmica diferencial, à perda da capacidade resistente do material na face exposta e à fissuração vertical do bloco na direção paralela à face da parede. Os sinais que os provetes produziram em que se prevê que o provete está para colapsar foram pequenos ruídos de fissuração antes do colapso.



Figura 3.38 - Provete 4 – Colapso súbito



a)



b)

Figura 3.39 - Provete 6 - Sequência de colapso estrutural - 1 de 2



Figura 3.40 - Provete 6 - Sequência de colapso estrutural - 2 de 2

3.3.5 Tempos críticos

Na tabela 3.10 apresenta-se um resumo dos resultados obtidos ao longo do ensaio ao nível dos tempos até à falha de um dos critérios de resistência ao fogo, o nível último de carga aquando do colapso estrutural e o deslocamento máximo central fora do plano da parede.

Conforme referido anteriormente, o tempo médio para que os provetes de alvenaria percam a capacidade de isolamento **I** à temperatura é de 71,5 minutos, sendo o tempo menor observado de 65 minutos e o maior de 82 minutos. Os provetes ensaiados nunca perderam a capacidade de estanquicidade **E** durante o ensaio por fissuras excessivamente largas pelas quais pudessem passar matéria inflamada ou gases quentes. Os provetes 3 a 6 perdem sim, a estanquicidade, quando estas colapsam estruturalmente, pois houve projeção do material da parede, permitindo a passagem de gases que poderão inflamar os compartimentos adjacentes, no caso de uma situação real de incêndio onde estes compósitos sejam aplicados.

Tabela 3.10- Resultados dos ensaios

Provete	Tempo até à falha				Nível último de carga no plano (kN)	Deslocamento máximo central	
	I (min)		E (min)	R (min)		Leitura (mm)	Tempo (min)
	Temperatura média	Temperatura máxima	Perda de estanquicidade	Colapso estrutural			
1	80	72	-	-	-	5,52	74
2	73	67	-	-	-	5,80	79
3	-	-	83	83	319	9,52	80
4	-	-	40	40	319	10,74	40
5	83	82	106	106	273	11,58	68
6	68	65	134	134	421	11,14	66

Em relação ao colapso estrutural, pode-se definir dois tempos médios de colapso. Um primeiro, que é associado ao nível de carga atuante nos provetes 3 e 4, sendo esse tempo médio de 61,5 minutos. Mas também se pode definir um segundo, associado ao nível de carga atuante nos provetes 5 e 6, sendo esse tempo de 120 minutos. Atendendo à carga de colapso dos provetes 5 e 6, obteve um valor médio de carga último de 347 kN.

3.4 Considerações finais

No presente capítulo foi abordado o estudo experimental das propriedades termomecânicas dos materiais das alvenarias e posteriormente, foi avaliada a resistência ao fogo do compósito formado pela unidade de alvenaria e pela argamassa das quais se estudaram as propriedades termomecânicas.

Dos ensaios das propriedades termomecânicas do betão das unidades de alvenaria e argamassa M10, foi possível encontrar valores de resistência à compressão, extensão de pico e extensão última que deverão ser usados no dimensionamento deste tipo de compósitos para a ação accidental fogo, visto não existirem valores para estes materiais na NP EN 1996-1.2 (2015) que poderão mais tarde ser usados numa investigação do compósito com base numa análise numérica a altas temperaturas. Comparando as relações dos valores obtidos a altas temperaturas com os valores à temperatura ambiente de resistência à compressão, extensão de pico e extensão última com outros autores, obtém-se alguma concordância nas relações obtidas, especialmente na argamassa M10, obtendo-se uma concordância com as relações de valores de resistência à compressão e de extensão de pico obtidas dos Andreini *et. al.* (2015) Quanto ao betão das unidades de alvenaria, não era expectável que a relação de valores de resistência à compressão, especialmente para os valores para as temperaturas de 500 e 700 °C fosse tão alta, esperando-se valores mais baixos, como Abrams (1971) e Santos e Rodrigues (2014) indicam.

No que diz respeito aos ensaios de resistência ao fogo das paredes, verificou-se que o nível de carga atuante no plano da parede, tem influência no tempo necessário para que a parede entre em colapso. Em relação aos provetes 1 e 2, verifica-se que as paredes, quando solicitadas com um nível de 70 % de resistência à compressão a cargas verticais ($N_{Rd\perp}$) dimensionada segundo NP EN 1996-1.1 (2015), foram capazes de resistir durante pelo menos a 120 minutos de exposição ao incêndio padrão da curva ISO 834. Era necessário que os ensaios dos provetes 1 e 2 não tivessem sido interrompidos, para realmente saber qual era a influência deste nível de carga no tempo de resistência da parede. Quando a carga foi aumentada para um nível de 108 % $N_{Rd\perp}$ nos provetes 3 e 4, esta conduziu a um colapso prematuro das paredes. Na simulação de redistribuição de esforços para a parede, devido ao colapso de outro elemento estrutural nos provetes 5 e 6, tendo-se começado a aumentar a carga atuante após os noventa minutos de exposição, este condicionou negativamente a parede, levando novamente ao seu colapso antes dos tempos registados para os provetes 1 e 2.

Quanto ao perfil de temperaturas na face não exposta, este não foi influenciado com os níveis de cargas atuantes, tendo-se obtido valores idênticos de temperatura na face não-exposta em todos os ensaios. Verifica-se algum atraso inicial no aumento da temperatura na face não-exposta, devido à existência de água livre nos materiais, normal em produtos com base cimentícia e porosa. Quando se atingem temperaturas na ordem dos 90-100 °C na face não-exposta, vê-se a condensação de vapor de água para a atmosfera e um patamar no gráfico das temperaturas medidas ao longo do ensaio. Após a vaporização da água livre, atinge-se um gradiente térmico entre a face exposta e face não-exposta, até ao fim do ensaio.

Verificou-se que o aquecimento diferencial nas faces das paredes afeta a expansão térmica destes, influenciando os deslocamentos laterais e verticais do provete. O aquecimento diferencial do provete fez com que este expandisse mais na face exposta do que na face não-exposta, levando à sua curvatura, em direção ao forno. Quando se atinge o gradiente térmico do provete entre as duas faces, estes deslocamentos laterais cessam, criando um patamar nestes deslocamentos. O mesmo se regista para os deslocamentos verticais. A existência de curvatura térmica, fez com que houvesse um deslocamento do ponto de aplicação de carga, normal neste tipo de ensaios.

Verificou-se ainda a fissuração vertical interna nas paredes nas direções perpendicular e paralela à face da parede. Esta fissuração interna nas paredes deveu-se ao aquecimento dos provetes. Esse aquecimento gera esforços de corte que aliados ao esforço da carga vertical, levam à fissuração do provete. A existência de singularidades da unidade de alvenaria, como os entalhes provocados durante a conformação do bloco, são pontos onde estas fissuras começam e levam ao colapso prematuro da parede.

4. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

4.1 Conclusões

A investigação desenvolvida nesta dissertação de mestrado permitiu conhecer o comportamento ao fogo de uma unidade de alvenaria e de uma argamassa de assentamento M10 disponíveis no mercado português e saber o seu comportamento quando, em conjunto, formam um compósito (parede) com características estruturais e de resistência ao fogo.

O estudo dos materiais permitiu conhecer os valores de resistência à compressão de ambos, os de extensão de pico e de extensão última, tanto para a temperatura ambiente como para altas temperaturas, verificando-se que os materiais têm valores diferentes. Isto não cria uma incompatibilidade entre os materiais, no entanto é um aspeto a ter atenção aquando da prescrição com estes materiais. A argamassa M10 é um material que mantém um valor de resistência à compressão alto e uma pequena variação da extensão de pico até um valor de temperatura de 500 °C. Depois disso, verifica-se uma súbita redução da resistência para cerca de metade do valor à temperatura ambiente e que esta se torna um material bastante plástico com o aumento da temperatura, tendo um grande patamar de cedência aos 700 °C. Já o betão das unidades de alvenaria, regista um pequeno incremento da resistência à compressão até aos 300 °C, começando a descer linearmente até cerca de metade do valor de resistência à temperatura ambiente, para os 700 °C. Verifica-se também um aumento da extensão do betão com o aumento da temperatura, mas não se verifica um valor de extensão tão elevado como para a argamassa. Estes valores obtidos permitem então usar métodos avançados de cálculos previstos no Eurocódigo 6 para o dimensionamento deste tipo de unidades de alvenaria, não tendo sido o foco deste estudo usar estes métodos, e complementar os valores que existem nos anexos do Parte 1.2 do Eurocódigo 6.

O estudo de paredes de alvenaria estrutural à escala reduzida permitiu validar o seu uso como uma parede de alvenaria estrutural resistente ao fogo, de acordo com a NP EN 1996-1.2 (2015) O tipo de parede estudado garante um bom isolamento ao calor durante pelo menos 60 minutos (o valor menor de tempo obtido foi de 65 minutos). A parte 1.2 do Eurocódigo 6 recomenda para uma parede de alvenaria de blocos não resistente com funções de compartimentação (critério de resistência EI), uma espessura mínima de 70 a 100 mm para esse tempo. Já para uma parede de alvenaria resistente com funções de compartimentação (critério de resistência REI) para 60 minutos, a parte 1.2 do Eurocódigo 6 recomenda uma espessura entre 100 e 170 mm, para um nível de carregamento da alvenaria até 100% da carga última de dimensionamento. A parede em escala real da solução construtiva estudada (espessura de 200mm) permite garantir facilmente esses critérios de resistência REI e EI para 60 minutos, podendo talvez atingir esse critério para 90 minutos. Considerando apenas o critério de

resistência estrutural (critério de resistência R) da parede quando exposta ao fogo, a mesma esbelteza à escala real do compósito estudado e o mesmo nível de carga, é expectável que esta unidade de alvenaria à escala real seja capaz de atingir um critério R 120. O Eurocódigo 6 na parte 1.2 requer para uma parede do mesmo material, uma espessura de parede de 300 mm. Com isto se conclui que o Eurocódigo 6 parece ser bastante conservativo neste ponto.

Verifica-se neste estudo que as alvenarias são um material muito heterogéneo. Isto mostra a razão para se obter valores divergentes em termos de tempo e cargas no plano para situações idênticas

4.2 Desenvolvimentos Futuros

Apesar do trabalho desenvolvido para esta dissertação de mestrado ajudar na compreensão dos processos de colapso de alvenarias quando expostas ao fogo, o estudo de alvenarias estruturais (unidades e argamassa) necessita de ser continuado, para que se possa melhorar no futuro os métodos de dimensionamento das alvenarias e criar um método simplificado de cálculo para este tipo de unidades de alvenarias na situação de ação acidental ao fogo, sem ter de se recorrer às tabelas propostas na parte 1.2 do Eurocódigo.

Deve também ser estudada a fissuração interna destas unidades de alvenaria e conhecer verdadeiramente as suas causas, para que se possa otimizar o desenho e produção destas unidades de alvenaria

Propõem-se também para o futuro, o estudo da resistência ao fogo de paredes de alvenaria estrutural com armaduras nas suas juntas horizontais e verticais, tendo esta solução de parede sido estudada por Haach (2009) para a temperatura ambiente.

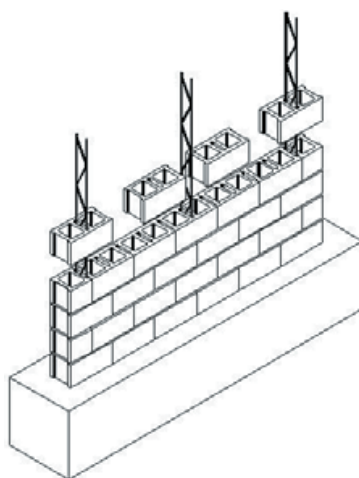


Figura 4.1 - Solução estudada de reforço das juntas verticais usando as unidades de alvenarias estudadas neste trabalho (Retirado de Haach, 2009)

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abrams, M S. (1971). “Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 F”, Effect of temperature on concrete, Portland Cement Association Research and Development, 33-58

Al Nahhas, F., Ami Saada, R., Bonnet, G., and Delmotte, P. (2007). “Resistance to fire of walls constituted by hollow blocks: Experiments and thermal modeling.”, Applied Thermal Engineering, Vol. 27, pp. 258–267.

Anderberg, Y., & Thelandersson, S. (1976). “Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures. 2. Experimental Investigation and Material Behaviour Model”, Bulletin of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Vol. 54; Lund Institute of Technology.

Andreini, M., Caciolai, M., La Mendola, S., Mazziotti, L., Sassu, M. (2015). “Mechanical behavior of masonry materials at high temperatures”. Fire and Materials, Vol. 39, pp. 41–57.

Bull, JW. (2001). “Computational Modelling of Masonry”, Brickwork and Blockwork Structures, Saxe-Coburg Publications.

Byrne, SM. (1979). “Fire resistance of load-bearing masonry walls”, Fire Technology, Vol. 15, pp. 180–188

CEN (1998). “Methods of tests for masonry units – Part2: Determination of percentage area of voids in aggregate concrete masonry units (by paper indentation)”, EN 772-2, Comité Européen De Normalisation

CEN (1999). “Fire resistance tests. General requirements”, EN 1363-1:1999, Comité Européen De Normalisation

CEN (1999). “Methods of test for mortar for masonry: Part 11: Determination of flexure and compressive strength of hardened mortar”, EN 1015-11, Comité Européen De Normalisation

CEN (1999). “Methods of test for masonry: Part 1 – Determination of compressive strength”, EN 1052-1, Comité Européen De Normalisation

CEN (2000). “Methods of tests for masonry units – Part16: Determination of dimensions”, EN 772-16, Comité Européen De Normalisation

CEN (2000). “Methods of tests for masonry units – Part1: Determination of compressive strength”, EN 772-1, Comité Européen De Normalisation

- CEN (2005), Specification for masonry units. Part 3: aggregate concrete masonry units, EN 771-3:2005, , Comité Européen De Normalisation
- CEN (2010). “Specification for mortar for masonry – Part 2: Masonry mortar”, EN 998-2, Comité Européen De Normalisation
- CEN (2012) “Fire resistance tests for non-loadbearing elements. Part1: Walls”, EN 1364-1:2012, Comité Européen De Normalisation
- CEN (2012) Fire resistance tests for loadbearing elements. Part1: Walls, EN 1365-1:2012, , Comité Européen De Normalisation
- CSTB (1999) “Arrêté du 3 août 1999 relatif à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d’ouvrages”, Journal Officiel de la république française, chapitre 1er , p. 13638
- Cülfik, M. S., & Özturan, T. (2002). “Effect of elevated temperatures on the residual mechanical properties of high-performance mortar”. Cement and Concrete Research, Vol. 32, Issue 5, pp. 809–816.
- Diederichs, U. Jümpfen, U. and Schneider, U. (1995) “High temperature properties and spalling behavior of high strength concrete”. Proceedings of 4th Weimar Workshop on High Performance Concrete: Material Properties and Design, Weimar, Germany. Technical University of Rostock, Rostock, Germany, pp. 219–236.
- Gabor, A. (2002). “Contribution à la caractérisation et la modélisation des maçonneries non-renforcées e renforcées par matériaux composites”, Tese de doutoramento, Université Claude Bernanrd Lyon 1, França
- Gnanakrishnan, N. (1989) “The Effect of End Restraint on the Stability of Masonry Walls Exposed to Fire”, National Building Technology Centre, Australia.
- Gouveia, J. P., Lourenço, P. B., Vasconcelos, G. (2007). “Soluções construtivas em alvenaria”. Ata do 3º Congresso Nacional da Construção, DEC-FCTUC, Coimbra, Portugal, 12 pp.
- Haach, V.G. (2009). “Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis.”, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal
- Hager, I. (2014). “Colour Change in Heated Concrete.”, Fire Technology, Vol. 50, pp. 945–958.
-

- Hahn, C. (2001) “Alternative Wege zur Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer von Mauerwerk. ,Mauerwerk Kalendar 2001, pp.353-377, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- IPQ (2010), “Projeto de estruturas de betão. Parte 1-2: Regras gerais Verificação de resistência ao fogo”, NP EN 1992-1-2:2010, Instituto Português da Qualidade
- IPQ (2011), “Projeto de estruturas mistas aço-betão. Parte 1-2: Regras gerais Verificação de resistência ao fogo”, NP EN 1994-1-2:2011, Instituto Português da Qualidade
- IPQ (2015). “Projeto de estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armadas”, NP EN 1996-1-1:2005+A1:2015, Instituto Português da Qualidade
- IPQ (2015). “Projeto de estruturas de alvenaria. Parte 1-2: Regras gerais Verificação de resistência ao fogo”, NP EN 1996-1-2:2015, Instituto Português da Qualidade
- Kodur, VKR. and Sultan, MA. (1998) “Structural behavior of high strength concrete columns exposed to fire.” Proceedings of an International Symposium on High Performance and Reactive Power Concrete, Sherbrooke, Quebec, Canada, pp. 217–232.
- Laverty, D. Nadjai, A. O’Connor, DJ. (2001). “Modelling of thermo-structural response of concrete masonry walls subjected to fire.” Journal of Applied Science, Vol. 10, pp. 3–19.
- Lawrence, S.J. & Gnanakrishnan, N. (1987). “The fire resistance of masonry walls”, Fire National Structural Engineering Conference, Melbourne, pp. 431–437.
- Meyer, U. (2013). “Fire resistance assessment of masonry structures - Structural fire design of masonry buildings according to the Eurocodes.”, Mauerwerk, Vol. 17, pp. 143–148.
- Nadjai, A O’Garra, M. Ali, F. Jurgen, R. (2006). “Compartment Masonry Walls in Fire Situations”, Fire Technology, Vol. 42, Issue 3, pp. 211–231
- Nadjai, A., O’Garra, M., Ali, F.A., Laverty, D. (2003). “A numerical model for the behaviour of masonry under elevated temperatures”. Fire and Materials Vol. 27, pp 163–182
- Nguyen, T. D.(2005), “Etudes des performances mécanique, thermique et acoustique de murs à joints collés”, Dissertação de mestrado, Université de Marne la Vallée, França
- Nguyen, T.D., and Meftah, F. (2012). “Behavior of clay hollow-brick masonry walls during fire. Part 1: Experimental analysis.”, Fire Safety Journal, Vol. 52, pp. 55–64.
-

Phan, LT. and Carino, NJ. (1998) “Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature”. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE* Vol. 10, Issue 1: pp. 58–64.

RILEM TC 200-HTC, (2007). “Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures — modeling and applications. Part 1: introduction—general presentation”, *Materials and Structures*, Vol. 40 pp. 841–853.

RILEM TC 200-HTC, (2007). “Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures—modeling and applications. Part 2: stress–strain relation”, *Materials and Structures*, Vol. 40, pp. 855–864.

Santos, C.C. dos and Rodrigues, J.P.C. (2014). “Residual mechanical properties of calcareous and granite aggregate concretes after fire.”, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 66, pp. 1–13.

Shields, TJ. O’Connor, DJ. Silcock, GWH. Donegan, HA. (1988) “Thermal bowing of a model brickwork panel”, *Proceedings of 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin*, Vol. 2, pp. 846–856.

Terro, MJ. (1998), “Numerical modeling of the behaviour of concrete structures in fire. *ACI Structural Journal*” Vol 95, Issue 2, pp 183–193.

Thelandersson, S, (1972). “Effect of High Temperature on Tensile Strength of Concrete”, *Nordisk Betong*, Issue 2, 1972.

ANEXO A - Dimensionamento da carga característica de rotura da parede ($N_{ak\perp}$) e da resistência a cargas verticais da parede ($N_{Rd\perp}$) e cálculo da carga aplicada ($N_{Ed\perp}$)

Carga característica de rotura no plano da parede ($N_{ak\perp}$) para ter o valor característico de tensão de compressão normal às juntas de assentamento ($f_{ak\perp}$) à temperatura ambiente obtido por Haach, V.

- Área do Plano da Parede:

$$A_{b,Parede} = A_{b,Bloco} \times 7 \text{ unidades} = 0,1428 \text{ m}^2$$

- Carga de característica de rotura da parede

$$N_{ak\perp} = f_{ak\perp} \times A_{b,Parede}$$

$$N_{ak\perp} = 4,86 \times 10^3 \times 0,1428 = 694,21 \text{ kN}$$

Valor característico de dimensionamento da resistência de compressão normal às juntas de assentamento à temperatura ambiente ($f_{d\perp}$) e valor de resistência a cargas verticais ($N_{Rd, Parede}$) de acordo com a Parte 1.1 do Eurocódigo 6

Tabela A.1 - Parâmetros da parede para dimensionamento

h (m)	1,00
l (m)	1,40
h/l	0,714286
t (m)	0,1

- Altura efetiva da parede (5.5.1.2(10))

Para efeitos de dimensionamento, considerou-se que a parede se encontrava travada no topo e na base por pavimentos (cláusula 5.5.1.2(11)(i)), que o fator de redução ρ_n é igual a ρ_2

$$h_{ef} = \rho_2 h$$

$$h_{ef} = 0,75 \times 1,00 = 0,75 \text{ m}$$

- Excentricidade inicial (5.5.1.1(4))

$$e_{init} = h_{ef} / 450 = 0,001667 \text{ m}$$

- Espessura efetiva (5.5.1.3(1))

Para efeitos do dimensionamento, considerou a situação mais gravosa para o coeficiente de rigidez ρ , visto a parede não ter qualquer contraventamento, como pilares, logo $\rho = 1,0$

$$t_{ef} = \rho t$$

$$t_{ef} = 1,0 \times 0,1 = 0,1 \text{ m}$$

- Coeficiente de esbelteza (5.5.1.4(1))

$$C = h_{ef} / t_{ef} < 27$$

$$C = 0,75 / 0,1 < 27$$

$$C = 7,5 < 27$$

- Resistência das paredes de alvenaria simples solicitadas predominantemente por cargas verticais (6.1.2.1(2))

Os momentos M_{id} e M_{md} foram, para a situação presente em que apenas há esforço no plano sem excentricidade de carga, considerados iguais a 0 kN.m.

- Coeficiente de redução da capacidade (6.1.2.2)

- No topo ou na base da parede (Φ_i):

$$e_i = (M_{id} / N_{id}) + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 t$$

$$e_i = 0 + 0 + 0,001667 \geq 0,05 \times 0,1$$

$$e_i = 0,005$$

$$\Phi_i = 1 - 2 (e_i / t)$$

$$\Phi_i = 1 - 2 (0,005 / 0,1)$$

$$\Phi_i = 0,9$$

- A meia-altura da parede (Φ_m)

$$e_m = (M_{md} / N_{md}) + e_{he} + e_{init}$$

$$e_m = 0 + 0 + 0,001667$$

$$e_m = 0,001667$$

$$e_k = 0,002 \phi_{\infty} (h_{ef} / t_{ef}) \sqrt{t} e_m$$

$$e_k = 0,002 \times 2 (0,75 / 0,1) \sqrt{0,1 \cdot 0,001667}$$

$$e_k = 0,000387$$

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t$$

$$e_{mk} = 0,001667 + 0,000387 \geq 0,05 \times 0,1$$

$$e_{mk} = 0,005$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{0,005}{0,1} = 0,90$$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}}$$

$$u = \frac{\frac{0,75}{0,1} - 2}{23 - 37 \frac{0,005}{0,1}} = 0,260047$$

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}}$$

$$\Phi_m = 0,9 e^{-\frac{0,260047^2}{2}} = 0,870078$$

- Cálculo da resistência a cargas verticais, N_{Rd} , Parede

Para efeitos de dimensionamento, consultou-se o Anexo Nacional do Eurocódigo 6 para saber o coeficiente parcial relativos ao material, γ_M , considerou-se que a alvenaria a opção A – Alvenaria executada com unidades da Categoria I, argamassa calculada, obtendo-se $\gamma_M = 2,0$

$$f_d = \frac{f_{ak}}{\gamma_M}$$

$$f_d = \frac{4,86}{2,0} = 2,43 \text{ MPa}$$

No cálculo da resistência da parede a cargas verticais da parede ($N_{Rd, Parede}$), adotou-se o valor mais baixo do coeficiente de redução de capacidade, usando Φ_m

$$N_{Rd} = \Phi_m t f_d 10^3$$

$$N_{Rd} = 0,870078 \times 0,1 \times 2,43 \times 10^3$$

$$N_{Rd} = 211,42 \text{ kN/m}$$

$$N_{Rd, Parede} = 211,42 \times 1,40 = 296,00 \text{ kN}$$

Cálculo da carga aplicada ($N_{Ed\perp}$) em relação percentagem da carga característica de rotura da parede ($N_{ak\perp}$) e da resistência a cargas verticais da parede ($N_{Rd\perp}$)

- Provete 1, 2, 5 e 6 (30% de $N_{ak\perp}$)

$$N_{Ed\perp} = 0,3 N_{ak\perp}$$

$$N_{Ed\perp} = 0,3 \times 694,21 = 209 \text{ kN}$$

$$\% N_{Rd\perp} = (N_{Ed\perp} / N_{Rd\perp}) \times 100$$

$$\% N_{Rd\perp} = (209 / 296) \times 100 = 70 \%$$

- Provete 3 e 4 (46% de $N_{ak\perp}$)

$$N_{Ed\perp} = 0,46 N_{ak\perp}$$

$$N_{Ed\perp} = 0,46 \times 694,21 = 319 \text{ kN}$$

$$\% N_{Rd\perp} = (N_{Ed\perp} / N_{Rd\perp}) \times 100$$

$$\% N_{Rd\perp} = (319 / 296) \times 100 = 108 \%$$