



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Cristina Alexandra de Jesus Barroso

Reforço Sísmico Inovador
de Construção de Taipa



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Cristina Alexandra de Jesus Barroso

Reforço Sísmico Inovador
de Construção de Taipa

Dissertação de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor Daniel Oliveira
Doutor Rui Silva

AGRADECIMENTOS

Ao finalizar a tese de mestrado, quero expressar a mais sincera gratidão a todos os que me acompanharam e apoiaram ao longo destes meses, e direta ou indiretamente estiveram presentes e contribuíram para a concretização da mesma. Muito Obrigado!

Quero agradecer ao professor Daniel Oliveira pela oportunidade concedida, pelo tempo disponibilizado, pela orientação, pelos conhecimentos transmitidos, pelas críticas, leituras e sugestões para a realização desta dissertação. Gostaria de agradecer ao doutor Rui Silva pelo tempo disponibilizado para preparação dos provetes, pelo auxílio e presença no decorrer dos ensaios, pela ajuda na análise dos resultados, pelos conhecimentos transmitidos, pelas críticas, leituras e sugestões para a realização desta dissertação.

Quero agradecer a toda a equipa técnica do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, nomeadamente ao Sr. António Matos e Carlos Jesus pela disponibilidade e pelo apoio demonstrado na realização dos ensaios experimentais. Agradeço a todos os meus amigos, em especial a Bárbara Pereira, Catarina Gonçalves e Carlos Lopes, que se demonstraram sempre disponíveis para me ajudar quando necessário, tanto na realização de alguns trabalhos de laboratório como na realização deste documento. E por fim, agradeço à minha família e ao meu namorado João Francisco o apoio, conforto e ânimo incondicional que me proporcionaram ao longo de todo este trabalho. Um agradecimento especial aos meus pais, pois sem eles nada disto era possível e ao meu avô José Jesus por sempre me transmitir que a aprendizagem é uma das coisas mais valiosas que temos, e que se temos a possibilidade de aprender, não devemos desperdiçá-la.

O presente trabalho foi executado no âmbito do projeto SafEarth - Proteção sísmica do património construído em terra POCI-01-0145-FEDER-016737 (PTDC/ECM-EST/2777/2014), financiado por fundos do FEDER através do Programa Operacional Fatores de Competitividade (COMPETE) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pelo que se agradece o financiamento concedido.

RESUMO

Estima-se que cerca de 25% do património construído tenha a terra crua como material de construção principal, de onde se destacam várias construções listadas com Património Mundial pela UNESCO. Este tipo de construções é conhecido pela sua elevada vulnerabilidade sísmica, devido ao seu elevado peso próprio, baixas propriedades mecânicas (resistência à tração muito baixa) e fracas ligações entre elementos estruturais. De facto, este tipo de construções encontra-se também edificado sobre zonas de perigosidade sísmica não negligenciável, pondo em risco a vida dos seus moradores e a preservação das mesmas. Este é o caso concreto de várias construções de taipa edificadas no Sul de Portugal.

Existe a necessidade de se desenvolverem técnicas de reforço de forma a minimizar-se a vulnerabilidade sísmica das construções de taipa. Nos últimos anos, tem sido desenvolvida alguma investigação sobre a aplicação da técnica TRM (*Textile Reinforced Mortar*) na construção em adobe. Os resultados obtidos demonstraram um aumento do desempenho estrutural, através de uma maior capacidade resistente e de dissipação de energia. Pensa-se que esta técnica possa ser aplicada também em construções de taipa, no entanto, devido à pouca investigação existente sobre os princípios de conservação e reforço estrutural, esta tarefa torna-se mais difícil. Assim sendo, o desenvolvimento desta solução requer a investigação de materiais de baixo custo e compatíveis com este tipo de construções, bem como da caracterização do seu comportamento mecânico.

Com esta dissertação pretende-se contribuir para o desenvolvimento do conhecimento sobre o reforço de paredes de taipa com LC-TRM (*Low Cost Textile Reinforced Mortar*), através da execução de um programa experimental. Os resultados obtidos permitiram caracterizar o comportamento mecânico isolado de potenciais componentes da solução, bem como da sua interação.

Palavras-chave: Taipa; Reforço sísmico; Argamassas compatíveis; Argamassa reforçada; Malhas de reforço; TRM; Aderência; Ductilidade.

ABSTRACT

The percentage of the built heritage using raw earth as main building material is estimated to be of about 25%, from where are highlighted several constructions listed as World Heritage by UNESCO. The high seismic vulnerability of this type of construction is acknowledged by their high dead-weight, low mechanical properties (very low tensile strength) and poor connections between structural elements. In fact, many of these construction are built on region with non-negligible seismic hazard, putting in risk the life of their inhabitants and of their preservation. Several rammed earth constructions built in Southern Portugal are identified within this situation.

The development of strengthening techniques is required to mitigate seismic vulnerability of rammed earth constructions. In the last years, some research has been carried out regarding the application of the TRM (*Textile Reinforced Mortar*) technique to adobe construction. The results obtained showed an improvement of the structural performance, by means of improved load capacity and energy dissipation. The application of this technique is expected to provide a similar effect on rammed earth constructions, but the little investigation on conservation principles and structural strengthening difficult its implementation. Thus, the development of this strengthening solution requires researching for compatible materials with low cost, as well as for the characterisation of their mechanical behaviour.

This dissertation intends to contribute for the development of the knowledge on the strengthening of rammed earth walls with LC-TRM (*Low Cost Textile Reinforced Mortar*), by means of the execution of an experimental program. The results obtained allowed characterising the individual mechanical behaviour of potential components of the solution, as well as of their interaction.

Keywords: Rammed earth; Seismic strengthening; Compatible mortars; Reinforced mortar; Reinforcing mesh; TRM; Adhesion; Ductility.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	III
RESUMO.....	V
ABSTRACT	VII
ÍNDICE.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
ÍNDICE DE TABELAS	XIX
CAPÍTULO I	1
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Motivação	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Metodologia.....	3
1.4. Estrutura do documento.....	4
CAPÍTULO II.....	7
2. CONSTRUÇÃO EM TAIPA E O COMPORTAMENTO SÍSMICO	7
2.1. Introdução	7
2.2. Construção em taipa	8
2.2.1. <i>Técnica construtiva</i>	8
2.2.2. <i>Materiais</i>	11
2.2.3. <i>Vantagens e inconvenientes</i>	12
2.3. Distribuição geográfica.....	13
2.4. Comportamento sísmico das construções em taipa	15
2.5. Reparação e reforço	17
2.6. Reforço com TRM.....	24
2.6.1. <i>Comportamento mecânico</i>	24
2.6.2. <i>Aplicação de TRM em edifícios históricos</i>	27

2.6.3.	<i>Aplicação da técnica TRM em construções em taipa</i>	28
CAPÍTULO III		31
3.	ESTUDO DAS ARGAMASSAS	31
3.1.	Introdução	31
3.2.	Caracterização dos materiais constituintes	31
3.2.1.	<i>Terra natural</i>	32
3.2.2.	<i>Terra Comercial</i>	35
3.2.3.	<i>Areia</i>	36
3.2.4.	<i>Cal hidráulica</i>	37
3.2.5.	<i>Cimento</i>	37
3.3.	Traço das argamassas estudadas	38
3.4.	Caracterização da trabalhabilidade	40
3.5.	Caracterização da retração	43
3.6.	Caracterização mecânica.....	48
3.6.1.	<i>Ensaios de flexão e compressão em prismas</i>	48
3.6.2.	<i>Ensaios de compressão em cilindros</i>	53
3.7.	Conclusões	58
CAPÍTULO IV		61
4.	CARACTERIZAÇÃO DE MALHAS DE REFORÇO.....	61
4.1.	Introdução	61
4.2.	Levantamento de malhas comerciais de baixo de custo	61
4.3.	Preparação dos provetes.....	66
4.4.	Procedimento de ensaio	66
4.5.	Resultados e discussão	67
4.5.1.	<i>Malha G1</i>	68
4.5.2.	<i>Malha G2</i>	69
4.5.3.	<i>Malha G3</i>	70
4.5.4.	<i>Malha G4</i>	71
4.5.5.	<i>Malha G5</i>	72
4.5.6.	<i>Malha G6</i>	73
4.5.7.	<i>Malha G7</i>	74
4.5.8.	<i>Malha G8</i>	75

4.5.9. Análise comparativa.....	77
4.6. Conclusões.....	81
CAPÍTULO V.....	83
5. INTERAÇÃO TAIPA-MATRIZ-MALHA.....	83
5.1. Introdução.....	83
5.2. Ensaios de aderência taipa-matriz (“pull-off”).....	83
5.2.1. Caracterização do suporte de taipa.....	83
5.2.2. Preparação dos provetes.....	85
5.2.3. Procedimento de ensaio.....	88
5.2.4. Resultados e discussão.....	89
5.3. Ensaios de tração direta argamassa-malha.....	92
5.3.1. Preparação dos provetes.....	92
5.3.1. Procedimento de Ensaio.....	94
5.3.2. Resultados e discussão.....	95
5.4. Ensaios de arranque argamassa-malha “pull-out”.....	98
5.4.1. Preparação dos provetes.....	98
5.4.2. Procedimento de Ensaio.....	100
5.4.3. Resultados e discussão.....	101
5.5. Conclusões.....	103
CAPÍTULO VI.....	105
6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	105
6.1. Conclusões.....	105
6.2. Trabalhos Futuros.....	107
BIBLIOGRAFIA.....	109
ANEXOS.....	115
ANEXO I - FICHA TÉCNICA TERRA COMERCIAL.....	116
ANEXO II - FICHA TÉCNICA CAL HIDRÁULICA HL5.....	117
ANEXO III - FICHA TÉCNICA DO CIMENTO.....	119
ANEXO IV - FICHA TÉCNICA DAS MALHAS DE REFORÇO.....	121
ANEXO V - ENSAIOS DE ARRANQUE (PULL-OFF).....	129

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Esquema da metodologia	3
Figura 2.1: Tipos de construção de taipa: (a) construção em taipa tradicional, Mumemo, Mocambique (Mendes, 2006); (b) construção em taipa com cofragens metálicas, Austrália (Maniatidis , et al., 2003).....	9
Figura 2.2: Muralha da Alhambra em Granada construída através da técnica taipa real (ALHAMBAGRANADA.INFO, 2016).	11
Figura 2.3: Distribuição geográfica mundial da: (a) construção em terra; (b) perigosidade sísmica (De Sensi, 2003).....	14
Figura 2.4: Cidadela de Bam: (a) antes do sismo de 2003 (WORDPRESS.COM., 2015); (b) depois do sismo de 2003 (Auroville Earth Institute)	14
Figura 2.5: Distribuição da construção em terra, em Portugal (Rocha, 2005).	15
Figura 2.6: Reparação de uma parede do Castelo de Paderne por compactação local de terra (Costa, et al., 2008).	18
Figura 2.7: Exemplo da aplicação da técnica de injeção de calda em fissuras presentes numa chaminé de alvenaria (Silva, 2013).	19
Figura 2.8: Reparação do Castelo de Paderne através da técnica de projeção de terra (Costa, et al., 2008).....	20
Figura 2.9: Reforço de uma construção de taipa através da introdução de um contraforte, em Vila Alva, Alentejo (Parreira, 2007).	21
Figura 2.10: Reforço com tirantes (Martínez, 2015): (a) pormenor do tirante; (b) pormenor da ancoragem.	21
Figura 2.11: Reforço de paredes em taipa existentes: (a) fixação superficial de elementos de madeira (Lacouture, et al., 2007) (b) fixação de malhas metálicas ou geomalhas (Pérez, et al., 2007).....	22
Figura 2.12: Reforço de cunhais em construções de taipa: (a) esquema ilustrativo (Keefe, 2005); (a) reforço com elementos de pedra, em Odemira (Gomes, et al., 2008).	23

Figura 2.13: Edificações em Odemira reforçadas com vigas de bordadura em betão armado: (a) habitação; (b) habitação para turismo (Gomes, et al., 2008).....	23
Figura 2.14: Curva típica tensão-extensão de uma solução TRM sujeita a ensaios de tração direta (Ascione, et al., 2015).....	25
Figura 2.15: Modos de rotura dos ensaios de corte da solução TRM (interação substrato-reboco-reforço): (A) descolagem com rotura coesiva no substrato; (B) rotura na interface substrato-argamassa; (C) rotura na interface argamassa-malha; (D) deslizamento da malha; (E) rotura por tração da malha “seca”; (F) rotura por tração da malha “impregnada” (Ascione, et al., 2015).	26
Figura 2.16: Curva típica força-escorregamento observada em ensaios de corte através da solução TRM (interação substrato-reforço-reboco): (a) modos de rotura A, B e C; (b) modo de rotura D; (c) modo de rotura E; (d) modo de rotura F (Ascione, et al., 2015).27	
Figura 3.1: Processamento do solo: (a) destorroamento; (b) secagem do material em estufa ventilada; e (c) terra obtida.	32
Figura 3.2: Preparação da amostra para execução do ensaio de sedimentação: (a) repartidor de solo; (b) mistura do solo com a solução desfloculante; (c) agitador elétrico; (d) peneiração da amostra no peneiro #200.	33
Figura 3.3: Execução do ensaio de sedimentação e peneiração: (a) medição da densidade da suspensão das partículas finas; (b) peneiração das partículas grossas; (c) frações do material retido nos peneiros.....	34
Figura 3.4: Curva granulométrica da terra natural.	35
Figura 3.5: Curva granulométrica da argamassa comercial à base de terra.	36
Figura 3.6: Curva granulométrica da areia.....	37
Figura 3.7: Tipologia das argamassas estudadas.	38
Figura 3.8: Curvas granulométricas das argamassas de terra.	39
Figura 3.9: Realização do ensaio de espalhamento: (a) misturadora elétrica com capacidade de 3 litros; (b) argamassa rasada ao nível do molde; (c) argamassa após extrair o molde; e (d) medição dos diâmetros ortogonais.....	41
Figura 3.10: Resultados dos ensaios de espalhamento	42
Figura 3.11: Variação de A/S com a: (a) percentagem de argila; (b) percentagem de estabilizante.	43
Figura 3.12: Preparação dos provetes para o ensaio de retração: (a) medição das dimensões internas dos moldes; (b) provetes de argamassa em estado fresco; (c) colocação de película aderente.	45

Figura 3.13: Retração linear e volumétrica das argamassas em estudo.....	46
Figura 3.14: Provetes do ensaio de retração das argamassas à base de terra natural.	47
Figura 3.15: Variação da retração com a: (a) percentagem de argila; (b) percentagem de estabilizante.....	47
Figura 3.16: Preparação dos provetes utilizados nos ensaios de flexão e compressão em prismas: (a) compactação da primeira camada (60 quedas sucessivas); (b) Enchimento do molde; (c) argamassa rasada ao nível do molde; (d) aplicação de película aderente (molde de argamassa de terra estabilizada).....	49
Figura 3.17: Execução dos ensaios mecânicos nos prismas de argamassa: (a) flexão em três pontos; (b) compressão.	50
Figura 3.18: Resistência das argamassas à tração por flexão e à compressão.....	51
Figura 3.19: Variação da percentagem de argila com a: (a) resistência à flexão; (b) resistência à compressão.	52
Figura 3.20: Preparação dos provetes cilíndricos ensaiados à compressão: (a) molde com padrão de furação para promover a secagem das argamassas; (b) enchimento do molde; (c) aplicação de película aderente.....	54
Figura 3.21: Ensaio de compressão dos provetes de argamassa cilíndricos: (a) regularização da superfície; (b) aplicação de uma argamassa autonivelante; (c) esquema de ensaio. .	54
Figura 3.22: Resultados dos ensaios de compressão em cilindros.	56
Figura 3.23: Resistência à compressão obtida em cilindros.....	57
Figura 3.24: Módulos de elasticidade das argamassas.	57
Figura 3.25: Modos de rotura dos provetes de argamassa: (a) fissura diagonal; (b) formação de fissuras diagonais e desprendimento da superfície do provete de cima para baixo; (c) divisão do provete com 3 fissuras; (d) divisão simétrica do provete com 3 fissuras verticais.	58
Figura 4.1: Determinação da densidade linear das fibras: (a) medição do comprimento da fibra; (b) pesagem da fibra.....	63
Figura 4.2: Preparação dos provetes para os ensaios de tração em malhas secas: (a) corte das faixas de malha; (b) colagem das chapas metálicas; (c) cura da cola.	66
Figura 4.3: Ensaio de tração em malhas secas: (a) esquema de ensaio; (b) dispositivo utilizado para medição das deformações dos provetes.	67
Figura 4.4: Comparação das extensões obtidas pelo atuador e pela média dos LVDTs: (a) Provette da malha G6; (b) Provette da malha G4.....	68

Figura 4.5: Resultados dos ensaios da malha G1: (a) curva força linear – extensão na direção x; (b) curva força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.....	69
Figura 4.6: Resultados dos ensaios da malha G2: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear-extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.....	70
Figura 4.7: Resultados dos ensaios da malha G3: (a) curvas força linear – extensão na direção x; (b) curvas força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.....	71
Figura 4.8: Resultados dos ensaios da malha G4: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.....	72
Figura 4.9: Resultados dos ensaios da malha G5: (a) curvas força linear – extensão na direção x; (b) curvas força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.....	73
Figura 4.10: Resultados dos ensaios da malha G6: (a) curvas força linear – extensão na direção x; (b) curvas força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.....	74
Figura 4.11: Resultados dos ensaios da malha G7: (a) curvas força linear – extensão na direção x; (b) curva força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.....	75
Figura 4.12: Resultados dos ensaios da malha G8: (a) curvas força linear -extensão na direção x; (b) curvas força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.....	76
Figura 4.13: Comparação dos resultados dos ensaios das malhas em termos de força linear máxima.....	78
Figura 4.14: Comparação dos resultados dos ensaios das malhas em termos de extensão de pico.....	78
Figura 4.15: Comparação da relação força linear máxima-extensão de pico com custo/resistência (C/R): (a) direção x; (b) direção y.....	79
Figura 4.16: Valores médios da rigidez das malhas.....	81
Figura 5.1: Curva granulométrica da terra corrigida utilizada na construção do murete de taipa.....	84
Figura 5.2: Curva tensão-extensão dos provetes de taipa (Martínez, 2015).....	85
Figura 5.3: Preparação do suporte de taipa e aplicação de reboco: (a) suporte de taipa; (b) escovagem da superfície de taipa; (c) aspiração de poeiras; (d) marcação e aplicação das cofragens; (e) humedecimento da superfície; (f) aplicação da argamassa.....	86
Figura 5.4: Face do murete de taipa rebocado na segunda fase de ensaio: (a) após algumas horas de aplicação; (b) 28 dias de idade.....	87
Figura 5.5: Preparação dos provetes para o ensaio de aderência: (a) delimitação dos provetes; (b) abertura dos rasgos; (c) numeração dos provetes; (d) colocação de papel nas	

perfurações; (e) colagem dos pratos pull-head; (f) Provetes da argamassa CHM e CEM.	88
Figura 5.6: Ensaio de aderência do reboco: (a) Esquema do ensaio (ASTM C1583, 2004); (b) vista lateral; (c) vista superior.	89
Figura 5.7: Possíveis modos de rotura dos ensaios de aderência (Shukla, 2016): (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3; (d) Modo 4.	90
Figura 5.8: Exemplos de modos de rotura registados nos ensaios de aderência das matrizes.	91
Figura 5.9: Preparação dos provetes para o ensaio de tração direta: (a) colocação das placas de poliestireno extrudido; (b) aplicação da primeira camada de argamassa e da malha de reforço; (c) aplicação da segunda camada de argamassa; (d) retificação da argamassa ao nível da altura do molde; (e) provetes finalizados; (f) processo de secagem.	93
Figura 5.10: Preparação dos provetes para os ensaios de tração direta: (a) provete após secagem; (b) colagem das chapas; (c) provetes prontos a ensaiar.	94
Figura 5.11: Esquema dos ensaios de tração direta: (a) prensa de ensaio; (b) LVDT colocado entre amarras.	94
Figura 5.12: Curvas força linear – extensão dos provetes da malha G2 em tração direta.	96
Figura 5.13: Modos de roturas dos provetes da malha G2 embebida em argamassa.	96
Figura 5.14: Curvas força linear – extensão dos provetes da malha G8 em tração direta.	97
Figura 5.15: Modos de rotura dos provetes da malha G8 embebida em argamassa.	97
Figura 5.16: Preparação dos provetes cilíndricos para o ensaio de pull-out: (a) furação para promover a secagem das argamassas; (b) lubrificação das superfícies internas do molde; (c) enchimento do molde; (d) regularização da superfície do provete.	99
Figura 5.17: Esquema do ensaio de arranque em provetes cilíndricos: (a) vista geral; (b) instalação do LVDT do topo; (c) instalação do LVDT da base.	100
Figura 5.18: Curvas Força linear – escorregamento/extensão: (a) malhas embebidas em argamassa; (b) malhas secas.	101
Figura 5.19: Curvas força linear – escorregamento/extensão da malha G8: (a) malhas embebidas em argamassa; (b) malhas secas.	102

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Procedimento da construção de uma parede de taipa (Abreu, 2008; Minke, 2006).	10
Tabela 2.2: Modos de rotura e dano associados à ação sísmica em construções em terra (adaptado de Lacouture et al (2007)).	16
Tabela 2.3: Possíveis ensaios para a caracterização mecânica dos materiais da solução de reforço de TRM.....	29
Tabela 2.4: Possíveis ensaios para a caracterização da interação mecânica dos diferentes componentes da solução de reforço de TRM.....	30
Tabela 3.1: Percentagem das frações granulométricas da terra.....	35
Tabela 3.2: Percentagem das frações granulométricas da argamassa comercial à base de terra.	36
Tabela 3.3: Traços das argamassas estudadas (em peso).	39
Tabela 3.4: Percentagem de argila das argamassas de terra.....	40
Tabela 3.5: Relação mássica água/material seco de cada argamassa para um valor de espalhamento de 170 mm.....	42
Tabela 3.6: Resultados dos ensaios de resistência à tração por flexão e à compressão (coeficiente de variação entre parêntesis).	51
Tabela 3.7: Resultados médios dos ensaios de compressão em cilindros (coeficiente de variação entre parêntesis).	55
Tabela 4.1: Levantamento de redes de baixo custo estudadas.	64
Tabela 4.2: Resultados dos ensaios das malhas (coeficiente de variação entre parêntesis).	79
Tabela 4.3: Valores médios da rigidez calculada (coeficiente de variação entre parêntesis)...	80
Tabela 5.1: Frações granulométricas da terra corrigida utilizada na construção do murete de taipa.....	84
Tabela 5.2: Resultados dos ensaios de aderência.	90
Tabela 5.3: Resultados dos ensaios à tração de malhas secas e malhas embebidas em argamassa.	98

Tabela 5.4: Valores médios dos ensaios de arranque dos provetes de malha embebida em reboco
(Coeficiente de variação entre parêntesis)..... 102

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1. Motivação

A construção em terra crua tem ainda uma presença muito significativa pelo mundo, onde constitui uma das formas de construção mais antigas. Esta presença pode ser demonstrada pelo facto de cerca de um quarto da população mundial residir em habitações construídas com terra e 10% dos locais e monumentos classificados pela UNESCO como Património Mundial partilharem a mesma constituição (Minke, 2006). Além disto, este tipo de construção apresenta uma forte distribuição mundial, que coincide com diversas zonas de perigosidade sísmica moderada a elevada.

Em Portugal, existe ainda uma parcela significativa de património construído em terra, nomeadamente na região Centro e Sul do país. No caso do Alentejo e Algarve, a construção em taipa é milenar, onde se destacam construções como o Castelo de Paderne e o de Silves.

Nos últimos anos, tem-se assistido ao renascer da construção de taipa no Sul de Portugal, potenciado pelas suas diversas vantagens (de conforto, ambientais e estéticas) e pelo crescimento do turismo na região. Nos próximos anos, espera-se que a crescente procura turística destas regiões se manifeste num investimento económico para a reabilitação do património construído em taipa e na execução de novas construções. Contudo, a construção em taipa apresenta vulnerabilidade sísmica relevante, que, associada à perigosidade sísmica não negligenciável do Sul de Portugal, torna necessário estabelecer soluções de reforço sísmico compatíveis e eficientes, tanto para construções de taipa existentes (militares e civis) como para novas.

No Perú, tem sido estudada uma nova técnica de reforço de rebocos com geomalhas (Pérez, et al., 2007), para o reforço de construções em adobe, de onde se destaca a sua grande capacidade em melhorar o desempenho sísmico, nomeadamente a aumento da capacidade resistente e de dissipação de energia. Esta técnica é muito parecida com a técnica TRM, usualmente utilizada no reforço de paredes de alvenaria. No caso da taipa, esta solução aparenta ter um potencial semelhante, mas praticamente nada tem sido estudado neste domínio.

Para se poder aplicar a técnica TRM à taipa, torna-se necessário investigar materiais compatíveis e adequados para o reforço de paredes de taipa, nomeadamente em termos de argamassas e malhas de reforço. É também necessário perceberem-se os mecanismos de interação destes materiais, nomeadamente a interação taipa-argamassa, a interação argamassa-fibras e a interação da solução de reforço (taipa-argamassa-fibras), de forma a definirem-se posteriormente metodologias de cálculo e dimensionamento.

1.2. Objetivos

A presente dissertação tem como objetivo principal, propor materiais e estudar o sistema de reforço TRM para taipa, de forma a contribuir para o desenvolvimento de uma solução eficiente de reforço sísmico inovador para construções em taipa. Esta solução será constituída por um reboco compatível com o substrato e reforçado com uma malha de baixo custo, através de um sistema integrado taipa-reboco-malha, pelo que o seu estudo necessitará de definir e caracterizar o comportamento associado a cada um dos componentes, bem como da sua interação. Assim, o objetivo principal desdobra-se nos seguintes objetivos específicos:

- Definir e caracterizar experimentalmente o comportamento mecânico da taipa;
- Definir e caracterizar experimentalmente o comportamento mecânico do reboco à flexão e à compressão;
- Definir e caracterizar experimentalmente o comportamento mecânico de fibras de reforço à tração;
- Definir e caracterizar experimentalmente o comportamento mecânico da ligação reboco – fibras à aderência (*pull-out*) e à tração;
- Definir e caracterizar experimentalmente o comportamento mecânico da ligação taipa – reboco à tração (*pull-off*);

- Fornecer recomendações para a aplicação da solução compósita de reforço e contribuir para a caracterização de parâmetros para futuro desenvolvimento de modelos numéricos.

Esta dissertação pretende assim, contribuir para o desenvolvimento do estado da arte relativo ao reforço sísmico de construções em taipa com rebocos de terra armados com malhas. O trabalho a desenvolver terá uma forte componente experimental e envolverá tanto ensaios de caracterização material como ensaios de caracterização da eficiência estrutural do reforço.

1.3. Metodologia

Os objetivos propostos para a presente dissertação foram atingidos seguindo uma metodologia integrada, que foi aplicada durante todo o período de realização do plano de trabalhos. Esta metodologia é representada esquematicamente na Figura 1.1, de onde se destaca a forte componente experimental.

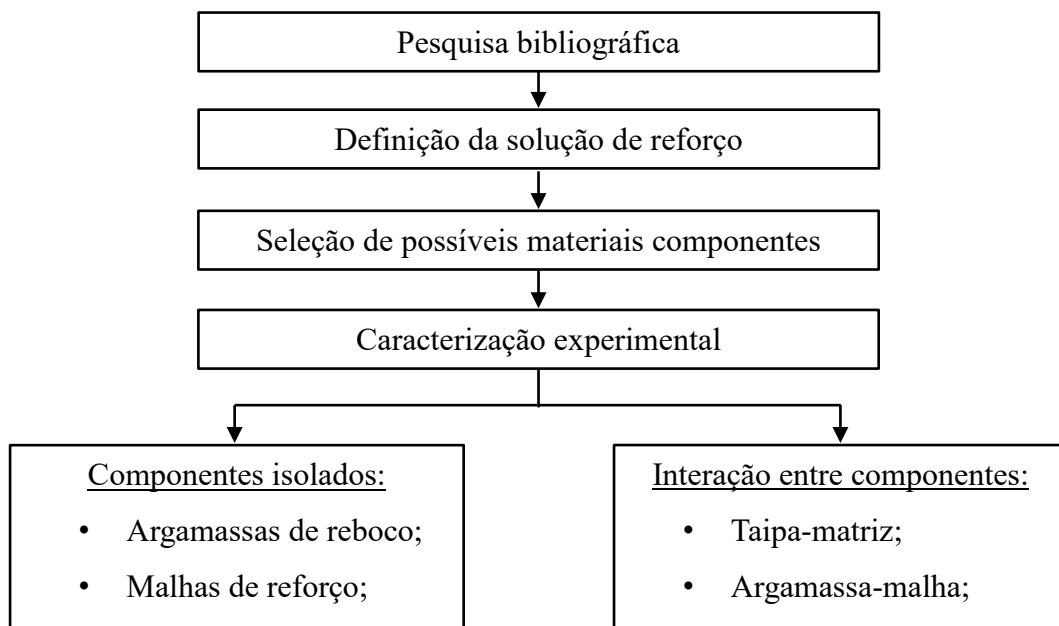


Figura 1.1: Esquema da metodologia

Numa primeira fase, será realizada uma revisão bibliográfica sobre a construção em terra e sobre o seu comportamento sísmico, procurando também focar soluções para reparação e reforço deste tipo de construções. Além disto, será analisada bibliografia dedicada a reforço de alvenaria com a técnica de reboco armado, designada de “*Textile Reinforced Mortar*” (TRM).

Após análise do estado da arte, será selecionado um conjunto de possíveis materiais para integrarem a solução de reforço, nomeadamente com respeito às argamassas de reboco e malhas de reforço. As argamassas de reboco serão selecionadas com base na bibliografia dedicada a argamassas de revestimento para construções em terra, pretendendo-se adicionalmente incluir soluções tipicamente utilizadas no setor da construção civil, nomeadamente um traço típico em cimento e uma solução comercial. No que respeita à seleção das malhas de reforço, pretende-se incluir malhas de baixo custo, de elevada disponibilidade e de materiais de origem diferente, conforme a disponibilidade do mercado local.

Após seleção do conjunto de materiais referidos anteriormente, estes serão sujeitos a um conjunto de ensaios, com o objetivo de avaliar a sua adequabilidade para integrarem a solução de reforço que se pretende desenvolver. Este conjunto de ensaios será dirigido principalmente à caracterização do comportamento mecânico dos materiais selecionados, incluindo a caracterização da aderência das argamassas ao suporte de taipa. Com base nesta avaliação serão selecionadas as combinações de materiais que se julgue mais adequada para integrarem a solução.

Numa fase subsequente, será caracterizada a interação entre os materiais selecionados para o sistema de reforço e entre estes e o substrato. A interação destes materiais será avaliada ao nível mecânico, considerando esforços de aderência e de tração.

1.4. Estrutura do documento

O presente trabalho está estruturado em seis capítulos e cinco anexos. Apresenta-se de seguida o resumo de cada um dos capítulos.

O capítulo 1 apresenta uma breve introdução referindo a importância e o interesse do tema desta tese. São expostos os principais objetivos e metodologia do trabalho.

No capítulo 2 pretende-se avaliar e sintetizar os conhecimentos atuais existentes relevantes para a execução e compreensão do trabalho. Para tal foi realizado um levantamento sobre a origem da construção em taipa, as técnicas construtivas mais recorrentes, a vulnerabilidade sísmica deste tipo de construção, técnicas de reparação e reforço mais utilizadas, destacando-se a utilização da técnica TRM.

O capítulo 3 descreve um estudo de composição de argamassas selecionadas com diferente composição, nomeadamente à base de terra natural, de terra estabilizada, uma argamassa comercial à base de terra e uma argamassa típica de cimento. Este estudo considerou a avaliação experimental de diversas propriedades relativamente à sua trabalhabilidade, retração e desempenho mecânico.

O capítulo 4 apresenta um levantamento de malhas existentes no mercado, com o objetivo de serem estudadas através de ensaios de tração e avaliadas em termos de resistência, relação custo/resistência e compatibilidade com a taipa. A partir deste estudo elaboraram-se ainda fichas técnicas das malhas estudadas, de forma a sistematizar-se um catálogo sobre malhas de reforço.

No capítulo 5 é apresentada uma campanha experimental executada com o objetivo de se caracterizar o comportamento da interação taipa-reboco através de ensaios de arranque do tipo “*pull-off*” e a interação reboco-fibras através de ensaios de tração direta e ensaios de arranque do tipo “*pull-out*”.

O capítulo 6 sumariza as conclusões decorrentes dos resultados obtidos no estudo experimental efetuado sobre as argamassas, malhas de reforço, interação taipa-argamassa e interação argamassa-fibras. Por fim, apresenta algumas ideias para investigação futura, numa perspetiva de continuidade da investigação desenvolvida.

CONSTRUÇÃO EM TAIPA E O COMPORTAMENTO SÍSMICO

2.1. Introdução

A construção em taipa é uma técnica de construção de terra monolítica que consiste na construção de paredes de terra, recorrendo à compactação de terra húmida no interior de um taipal. Esta é uma das técnicas de construção em terra mais recorrentes em Portugal (Carvalho, 2015), e pode ser observada em várias edificações por todo o mundo, sendo que muitas dessas construções fazem parte do património mundial da UNESCO (Torgal, et al., 2009). Esta técnica pode ser designada de várias formas, sendo as mais comuns taipa, do árabe *tabiya*, em Português ou taipa-de-pilão no Português do Brasil, *tapial* em Espanhol, *pisé* em Francês e *Rammed Earth* em Inglês.

As construções em taipa, tal como as construções em terra em geral, possuem uma grande vulnerabilidade sísmica (devido à elevada massa e reduzida resistência mecânica) que, associado ao facto de estar normalmente localizadas em zonas de perigosidade sísmica elevada e moderada, põem em risco a vida dos seus utilizadores. Sendo assim, neste capítulo aborda-se o comportamento da taipa perante ações sísmicas, e abordam-se algumas das técnicas de reparação e reforço mais recorrentes. Além disso, é apresentada uma descrição mais detalhada da técnica de reforço TRM, usualmente aplicada em alvenaria, mas com grande potencial para ser aplicada em taipa.

2.2. Construção em taipa

2.2.1. Técnica construtiva

Existe pouca informação sistematizada que defina completamente esta técnica construtiva, devido ao facto de se tratar de um processo de execução de base artesanal. O modo de trabalho e preparação dos materiais diverge consoante as características da terra usada, tipo de construtor e arquitetura própria de cada região. No entanto, em todos os casos, esta construção exige alguma perícia e formação, sendo necessário ter em atenção vários componentes, nomeadamente humidade certa de compactação da terra, forma de compactar e especial cuidado no embasamento e remates da cobertura, de forma a evitar infiltrações de água (Eires, et al., 2008). Segundo Torgal *et al* (2009), a construção em taipa pode-se dividir em duas técnicas construtivas: taipa tradicional e a taipa mecanizada.

A construção de taipa tradicional consiste em utilizar uma cofragem constituída por pranchas de madeira desmontáveis, designada de taipal (ver Figura 2.1a). Este tipo de construção, ainda praticado hoje em dia, consiste em compactar camadas de aproximadamente 100 mm de espessura (Torgal, et al., 2009), com o auxílio de um pilão de madeira, até preencher todo o taipal. Este é posteriormente removido e reerguido para a camada seguinte. A construção através de sucessivas movimentações dos taipais, permite a criação de juntas que possibilitam a retração sem que ocorra fissuração, isto é, se os níveis de retração da taipa em questão não forem muito elevados (Oliveira, et al., 2010). A forma de encaixe entre blocos de taipa pode ser reta ou inclinada, de forma a melhorar o travamento entre as camadas.

A construção de taipa mecanizada consiste no uso de novas tecnologias, para melhorar a técnica da taipa tradicional (ver Figura 2.1b). Neste caso a cofragem difere na qualidade, nas dimensões e no meio de compactação. A cofragem pode ser ou não amovível, sendo constituída por placas e perfis à base de contraplacado de madeira ou de metal, dependendo do tipo de textura que se pretende obter na superfície das paredes. A compactação é realizada com recurso a um compactador mecânico, por exemplo compactador pneumático, semelhante aos usados na compactação de pavimentos.

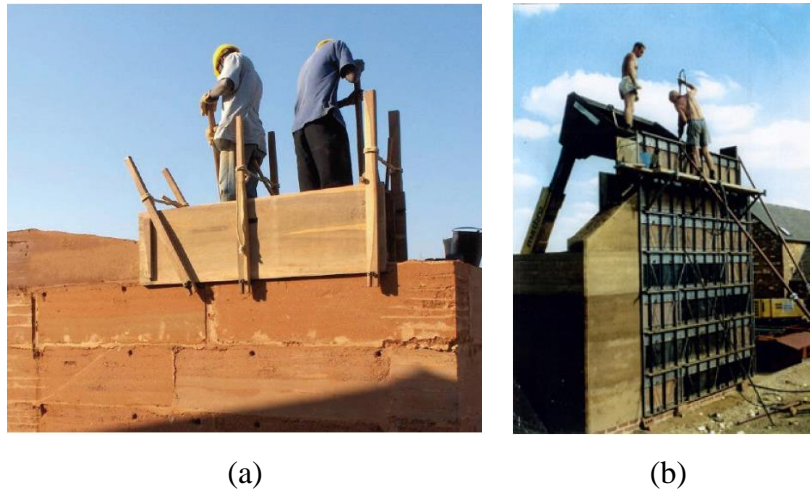


Figura 2.1: Tipos de construção de taipa: (a) construção em taipa tradicional, Mumemo, Mocambique (Mendes, 2006); (b) construção em taipa com cofragens metálicas, Austrália (Maniatidis , et al., 2003).

Em geral, a construção de paredes de taipa segue os passos descritos e sumariamente ilustrados na Tabela 2.1.

Existem várias tipologias de paredes de taipa, cujas diferenças residem sobretudo nos materiais incorporados, dimensão e geometria dos blocos, tipo de junta, características dos taipais adotados e combinação da taipa com outros materiais. No que diz respeito ao tipo de material e método de compactação, as paredes de taipa podem ser classificadas de taipa real, taipa calicastrada (ou reforçada) e taipa simples (Jaquin, 2008). A taipa real é geralmente confundida com taipa militar devido a ser associado à construção de fortalezas (ver Figura 2.2). Esta pode aparecer sob duas formas, segundo compactação alternada de camadas delgadas (20-50 mm) de terra e pasta de cal ou segundo uma camada de pasta de cal (80-120 mm) executada após a construção do bloco (600-800 mm) de forma a envolvê-lo. Como possui uma elevada percentagem de cal, esta apresenta uma elevada resistência mecânica e não necessita de um revestimento de proteção, pois a cal atua como uma proteção à erosão e à água. A taipa calicastrada surgiu como uma solução contra o dano causado pela erosão, e consiste em aplicar uma camada de argamassa de terra estabilizada nas superfícies internas do taipal, sendo posteriormente executado o bloco de taipa com compactação da terra, em que esta pode ou não ser estabilizada. A taipa simples ou normal é executada com um só tipo de terra que pode ser ou não estabilizada. Se a taipa for estabilizada, significa que esta não possui as características desejadas, necessitando de adição de pequenas quantidades de cal, palha, materiais cerâmicos ou de outros estabilizantes (Oliveira, et al., 2010).

Tabela 2.1: Procedimento da construção de uma parede de taipa (Abreu, 2008; Minke, 2006).

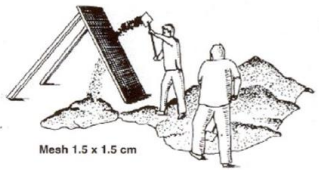


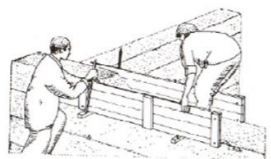
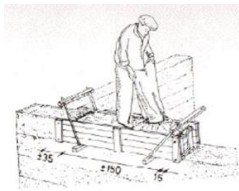
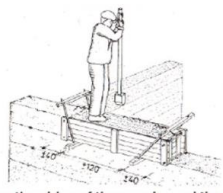
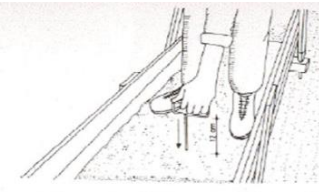
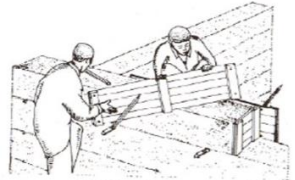
Procedimento	Ilustrações
<p>1. Preparação do solo Arejamento do solo, destorroamento e remoção de pedras e seixos.</p>	
<p>2. Peneiração do material Verificar granulometria de todos os constituintes de acordo com a especificação E219 (LNEC, 1968).</p>	
<p>3. Homogeneização e estabilização Colocar segundo a ordem, solo, areia e estabilizador (se for o caso), misturar, adicionar a água e misturar novamente;</p>	
<p>4. Montagem dos taipais Estes devem ser suficientemente rígidos de forma a não ocorrer deslizamentos. A cofragem é reutilizável, proporcionando uma sustentabilidade adicional ao método.</p>	
<p>5. Enchimento dos taipais Verter o solo em camadas soltas e ligeiramente húmidas, de espessura uniforme;</p>	
<p>6. Compactação do solo Primeiro compacta-se ao lado dos taipais, depois no centro; repetir o procedimento até se atingir a altura de parede pretendida.</p>	
<p>7. Verificar espessura de camadas Antes de compactar nova camada, verificar a espessura da camada, segundo as especificações e nivelar uniformemente a camada (adicionar ou remover solo).</p>	
<p>8. Remoção da cofragem Após a compactação, os taipais são imediatamente removidos e podem ser reutilizados na construção do próximo bloco. Acabamento da superfície.</p>	



Figura 2.2: Muralha da Alhambra em Granada construída através da técnica taipa real (ALHAMBRA GRANADA.INFO, 2016).

2.2.2. Materiais

Sendo a terra um material que se encontra praticamente em qualquer lado, os seus constituintes variam de local para local. A definição do tipo de solo a utilizar nas construções de taipa é extremamente importante, o que significa que as frações granulométricas devem estar presentes em proporções adequadas para proporcionar uma resistência adequada à parede. Normalmente, neste tipo de construção, este objetivo é muitas vezes alcançado com a adição de cimentos ou outros ligantes (Walker, 2005).

Segundo alguns autores, a construção em taipa deve conter elementos de várias dimensões, nomeadamente argila, silte, areia e cascalho, devido a cada fração conferir características relevantes ao comportamento final da parede (Walker, et al., 2001; Houben, et al., 1994). Segundo Gomes (2013), existem várias classificações das frações ideais numa construção de taipa, no entanto, em Portugal a classificação mais utilizada é a Especificação E219 (LNEC, 1968), que é idêntica á norma europeia EN ISO 14688-1 (2002). Tendo em conta a norma europeia EN ISO 14688-1 (2002), os limites para as diferentes frações do solo a utilizar na técnica construtiva da taipa são:

- Argila: $D < 0,002 \text{ mm}$;
- Silte: $0,002 \text{ mm} \leq D < 0,060 \text{ mm}$;
- Areia: $0,06 \text{ mm} \leq D < 2 \text{ mm}$;
- Cascalho: $D > 2 \text{ mm}$;

Segundo Duarte (2013) a taipa requer uma constituição onde a percentagem de argila ideal varia entre 10-20%, a de silte entre 20-35%, a da areia entre 40-50% e a de cascalho não deve ser superior a 15%. No entanto, existem solos onde a presença de argila é superior a este valor, o que pode induzir graves problemas relacionados com a retração, sendo necessário proceder-se à correção do mesmo. A correção do solo pode ser feita através do aumento das percentagens de areia e/ou cascalho, ou adição de estabilizantes (por exemplo: a cal) (Gomes, et al., 2014). Se a mistura de terra contiver estabilizantes, tais como cimento, o material correspondente é chamado de terra estabilizada, se não contiver estabilizante é designada de terra natural.

2.2.3. Vantagens e inconvenientes

Analisando o comportamento da terra como material de construção normalizado, verifica-se que existem diversas vantagens em contruir em taipa comparativamente a construções com materiais típicos de construção industrializados (Minke, 2006), nomeadamente:

- Capacidade de estabilização e de equilíbrio do ambiente interior, através de absorção ou libertação rápida da humidade;
- Boa inércia térmica das paredes em taipa;
- Boa resistência ao fogo;
- Elevada sustentabilidade.

Contudo, também existem algumas desvantagens associadas à construção em terra, nomeadamente:

- Falta de regulamentação adequada;
- Propriedades mecânicas baixas e comportamento frágil;
- Retração devido à perda de água por secagem;
- Baixa resistência à água;
- Necessidade de manutenção mais frequente que a generalidade das construções.

Apesar das desvantagens da utilização terra como material de construção, a realidade é que este material é, em muitos casos, a única opção economicamente viável para construção em países em desenvolvimento. Por outro lado, como o solo é um material reutilizável e inibido de emissões de gases com efeito de estufa, este possui uma elevada sustentabilidade.

2.3. Distribuição geográfica

A origem da construção em taipa não é consensual, de acordo com Jaquim *et al.* (2008), esta técnica terá sido desenvolvida de forma independente na China e na região Mediterrânea, tendo sido iniciada na China, durante o período Muomhong (2300-1810 AC) e mais tarde na região Mediterrânea através de colónias Fenícias (800 AC). No entanto, de acordo com Houben & Guillaud (1994) a construção em taipa teve início no período dos três reinos na China (221-581 DC). Na Península Ibérica, pensa-se que a construção em taipa tenha surgido por volta do séc. VIII, tal como relatado em documentos árabes datados dessa altura. No entanto, existem documentos mais antigo que mencionam a construções de terra, mas não há certezas se estas se referem a paredes em terra dentro de cofragens ou a paredes de terra compactadas (Fernandes, 2013). A partir do séc. XVI, com os descobrimentos, esta técnica foi introduzida na América do Sul pelos colonos Portugueses e Espanhóis e mais tarde, (séc. XVIII e XIX) na América do Norte e Oceânia através da colonização Europeia (Jaquim, et al., 2008). Em meados do séc. XVIII, esta técnica foi impulsionada pela publicação e posterior tradução dos manuais de construção em taipa de François Cointeraux. Após a segunda guerra mundial, esta técnica foi intensamente usada na Alemanha, de forma a minimizar os problemas habitacionais e económicos que esta sofria (Fernandes, 2013). Através desta visão geral da distribuição da construção de taipa, verifica-se que este tipo de construção está presente em todos os continentes, como pode ser observado na Figura 2.3a, que mostra a distribuição geográfica das construções em terra. Ao comparar-se a distribuição geográfica mundial das construções de terra com a distribuição geográfica mundial da perigosidade sísmica, verifica-se que existe muita sobreposição geográfica. Esta combinação associada à vulnerabilidade sísmica das construções em terra já levou à ocorrência de várias catástrofes, por exemplo o caso do terramoto de 2003 no Irão, que destruiu a cidadela de Bam (Património Mundial da UNESCO), ver Figura 2.4.

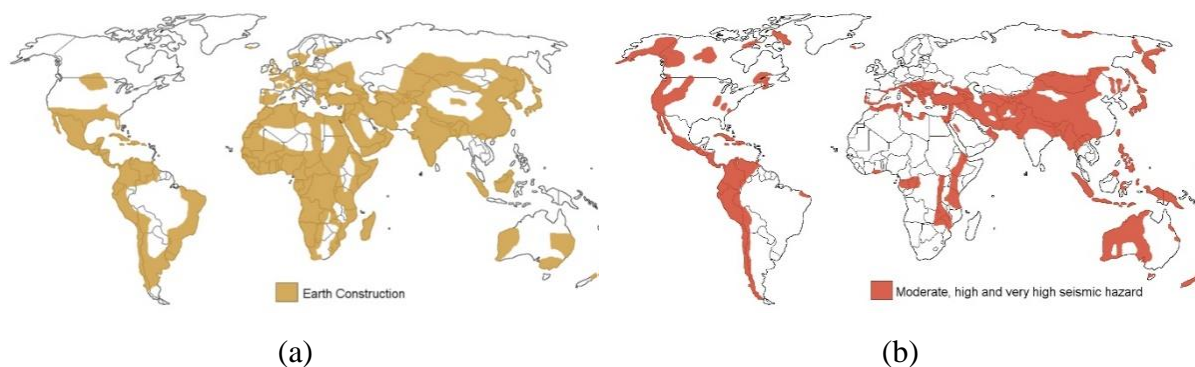


Figura 2.3: Distribuição geográfica mundial da: (a) construção em terra; (b) perigosidade sísmica (De Sensi, 2003).



Figura 2.4: Cidadela de Bam: (a) antes do sismo de 2003 (WORDPRESS.COM., 2015); (b) depois do sismo de 2003 (Auroville Earth Institute)

No que diz respeito à construção em taipa, em Portugal, verificou-se que até 1950, esta era uma das construções mais usuais no Alentejo e Sul de Portugal (ver Figura 2.5), sendo depois substituída pela alvenaria de tijolo (Gomes, 2013). No entanto, com o passar dos anos e com o aumento da consciencialização sobre as questões ecológicas e de sustentabilidade, hoje em dia a construção em terra, nomeadamente a taipa, está a ganhar novamente um lugar mais amplo dentro da construção em Portugal. Isto deve-se ao facto de a terra ser um elemento renovável, que não produz impacto ambiental, de baixo custo e esteticamente muito apelativo.

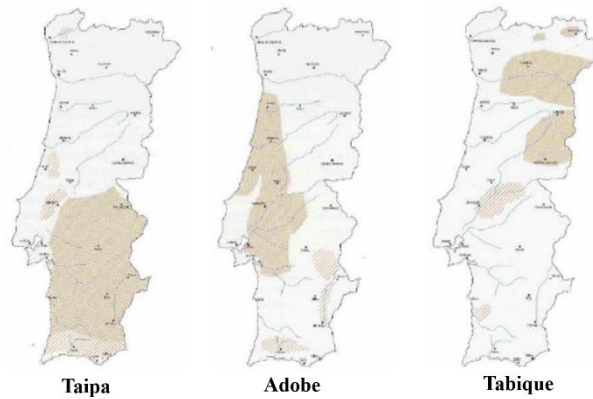


Figura 2.5: Distribuição da construção em terra, em Portugal (Rocha, 2005).

2.4. Comportamento sísmico das construções em taipa


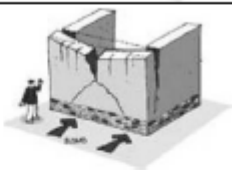
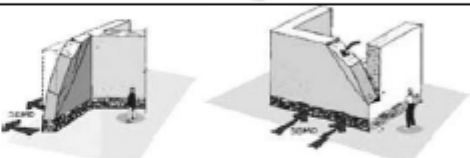
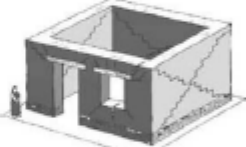

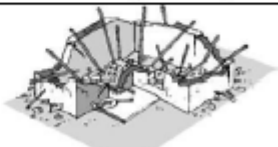

Tal como referido anteriormente, a construção em terra e a perigosidade sísmica estão interligadas, devido à maioria das construções em terra estarem localizadas em zonas de perigosidade sísmica moderada a elevada. Sendo assim, existe uma necessidade de se procurar soluções de conservação que incluam o reforço estrutural para melhoramento do comportamento no plano e para fora do plano das paredes, com o objetivo de minimizar os danos provocados pelos sismos, nomeadamente perda de vidas e perda de património.

Atualmente, a maioria dos estudos sobre vulnerabilidade sísmica de construções em terra encontra-se essencialmente centrada nas construções em adobe, não existindo muitos trabalhos sobre vulnerabilidade sísmica em construção em taipa. Contudo, existem muitas construções monumentais de taipa em regiões com perigosidade sísmica moderada a elevada, como é o caso do Castelo de Paderne, Castelo de Silves, Muralha de Alcácer do Sal e outras construções milenares de origem islâmica, localizadas na Península Ibérica. Estas necessitam de ser preservadas, o que implica o conhecimento da sua vulnerabilidade sísmica. Além destas, existem ainda construções vernaculares destinadas à habitação, algumas com valor cultural, que requerem a mesma preocupação.

Os fatores que contribuem para a vulnerabilidade sísmica são, geralmente, comuns a todas as construções de terra, e até comuns a outros tipos de construções, nomeadamente construções em alvenaria de terra, pedra, entre outras. Estes fatores são associados à reduzida resistência à tração, elevada fragilidade dos materiais, vulnerabilidade a agentes externos e irregularidades no plano e em planta, que fazem com que estas construções não apresentem um bom

comportamento estrutural na presença de ações perpendiculares ao plano das paredes, ver Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Modos de rotura e dano associados à ação sísmica em construções em terra (adaptado de Lacouture *et al* (2007)).

Modo de rotura/dano	Esquema
<p>Rotura por flexão para fora do plano da parede. Fendilhação horizontal na base ou numa altura intermédia da parede. Adicionalmente, formam-se fendas verticais intermédias.</p>	
<p>Rotura por flexão para fora do plano da parede. Formação de uma fenda vertical a meio da parede. Posterior formação do mecanismo de colapso por fendilhação diagonal e desprendimento da parede por fendilhação da parte superior dos cunhais</p>	
<p>Rotura por flexão para fora do plano de paredes isoladas ou de paredes contraventadas com ligação deficiente às paredes de contraventamento e com ausência de contrafortes.</p>	
<p>Rotura por corte no plano da parede, associada a impulsos horizontais elevados. Fendilhação diagonal através dos blocos e juntas, amplificada por pavimentos e coberturas pesadas e pelas aberturas.</p>	
<p>Colapso da cobertura para o interior da construção devido a um suporte deficiente na parede. O colapso é geralmente devido à rotura da zona superior das paredes.</p>	
<p>Colapso generalizado da cobertura devido a um suporte deficiente na parede e à adoção de uma solução estrutural desadequada para a cobertura.</p>	
<p>Rotura por má ligação das paredes do segundo piso com as do primeiro. Formação de uma fenda horizontal generalizada por desprendimento das paredes, resultando na instabilidade generalizada do segundo piso.</p>	

De acordo com Correia *et al* (2015) , os modos de rotura mais comuns são: colapso fora do plano de paredes exteriores; fissuração severa no plano das paredes; colapso da cobertura; e colapso dos pisos. O colapso para fora do plano das paredes externas pode dever-se à má ligação entre paredes perpendiculares e sistemas estruturais horizontais (pisos e telhados) ou a fraca resistência à flexão. A fissuração severa no plano das paredes pode dever-se a uma fraca capacidade resistência ao corte para solicitações horizontais no plano, como consequência da

má qualidade da alvenaria, degradação ou presença de grandes aberturas. O colapso da cobertura pode dever-se a perda do suporte, nomeadamente relacionado com a má ligação com as paredes. O colapso dos pisos pode dever-se à sua má ligação às paredes, evidenciando a criticidade de uma boa ligação entre paredes e elementos horizontais (pavimentos, se existirem, e cobertura).

O comportamento das paredes para fora do plano pode ainda ser agravado por vários aspetos construtivos, nomeadamente, excentricidade nas cargas verticais transmitidas pelos pavimentos, impulsos horizontais aplicados pela cobertura, presença e distribuição das paredes e ligações entre paredes pouco eficazes ou inexistentes. Em geral, as paredes de contraventamento devem ser capazes de absorver os esforços de corte gerados pelo sismo. No entanto, quando a parede sofre fissuração, esta perde parte da sua resistência ao corte, resultando numa diminuição da capacidade resistente global da estrutura (Oliveira, et al., 2010).

Os mecanismos de rotura para fora de plano são os mais suscetíveis à ação do sismo (fator de carga inferior), enquanto no seu plano as paredes apresentam um comportamento relativamente aceitável às ações horizontais. Assim, um bom comportamento sísmico destas construções passa por fazer com que as cargas sísmicas sejam transmitidas da parte menos resistente para a parte mais resistente (Oliveira, et al., 2010).

Em geral, a falta de investigação sobre vulnerabilidade sísmica de construções em terra leva à ausência de normas e documentação para apoio aos processos de reabilitação/reforço de construções existentes.

2.5. Reparação e reforço

De forma a melhorar o comportamento sísmico de construções em taipa, é possível usar uma série de técnicas de reparação/reforço usadas correntemente para estruturas de alvenaria. Contudo, deve-se ter em consideração várias exigências, nomeadamente a compatibilidade química, mecânica e física entre a construção existente e o material de reparação ou reforço utilizado. Só assim é possível garantir um desempenho conjunto adequado e a durabilidade da construção e da solução. No que diz respeito às soluções de reparação de paredes de taipa, podem-se referir a reconstrução parcial, a injeção de caldas e a aplicação de terra projetada

como as mais interessantes. Dependendo de cada caso, a utilização de cada uma destas técnicas poderá ter como objetivo a restituição de material perdido ou a reparação de fendas.

A reconstrução parcial de construções em taipa é feita geralmente pela substituição do material ausente por material novo, sendo esta substituição realizada *in situ* ou através da aplicação de blocos de taipa pré-fabricados. É comum usar-se uma mistura de solo semelhante ao da construção original. O procedimento *in situ* consiste na reparação da zona danificada através da compactação do material novo no local danificado (ver Figura 2.6). Inicialmente, remove-se o material solto e regulariza-se a secção ausente. Em seguida, é montado um taipal de um só lado, que cobre parcialmente a secção danificada e procede-se ao enchimento através da compactação de camadas sucessivas de material novo. Esta técnica apresenta dois problemas, o primeiro consiste na dificuldade de compactar adequadamente as últimas camadas, devido ao espaço livre vertical limitado dentro da cofragem. O segundo problema consiste na retração do material novo após a secagem, que dificulta a ligação entre o material de reparação e a construção existente. Uma alternativa a este procedimento, consiste na utilização de blocos de taipa pré-fabricados secos, aplicados na zona com falta de material e ligado à parede original com recurso a uma argamassa de terra (Silva, 2013).



Figura 2.6: Reparação de uma parede do Castelo de Paderne por compactação local de terra (Costa, et al., 2008).

A injeção de calda (ver Figura 2.7) constitui uma técnica de reparação de fendas que permite promover uma ligação mais eficiente quando comparada com o simples preenchimento com argamassas à base de terra. A utilização destas argamassas pode apresentar problemas de aderência relacionados com retração excessiva e à extrema dificuldade de se conseguir um preenchimento completo das fendas. Em alternativa, é possível introduzir ligações mecânicas

distribuídas ao longo do desenvolvimento da fenda (“coser” a fenda), onde é necessário realizar cortes transversais na taipa para a introdução de materiais, como adobes, que promovem essa ligação. Contudo, esta técnica é mais intrusiva que a injeção e de maior dificuldade de aplicação.

As caldas utilizadas na consolidação de alvenarias históricas não são adequadas para as construções de taipa, pois apresentam uma composição diferente dos materiais destas e são geralmente muito mais resistentes e rígidas, ou seja, não apresentam compatibilidade físico-mecânica com os materiais de terra. A incompatibilidade entre materiais é algo que deve ser evitado no restauro de uma construção histórica, pois poderá resultar numa intervenção ineficaz e eventualmente pode conduzir a problemas de durabilidade (Keefe, 2005). Neste sentido, a aplicação desta técnica a construções em terra requer o desenvolvimento de caldas de injeção específicas, onde a terra é o principal componente destas caldas (daí serem designadas de caldas de terra), o que à partida as torna compatíveis com os materiais de terra.



Figura 2.7: Exemplo da aplicação da técnica de injeção de calda em fissuras presentes numa chaminé de alvenaria (Silva, 2013).

A terra projetada é uma técnica relativamente recente, que consiste em projetar uma mistura de terra húmida a alta velocidade contra a área danificada, onde a energia de impacto é usada de forma a conceder uma compactação semelhante à da taipa original (ver Figura 2.8). Esta técnica foi usada com sucesso na conservação do Castelo de Paderne em Portugal (Cóias, et al., 2006) e da Alhambra em Espanha (García, 2010). Possui algumas limitações estéticas, uma vez que as camadas de terra batida não são recriadas, obtendo-se uma textura de superfície muito mais homogénea. A retração é outro problema associado a esta técnica, uma vez que a projeção da

terra só é possível pelo método húmido (García, 2010), que requer um alto teor de humidade da mistura de modo a proporcionar uma fluidez adequada através do aparelho de projeção. Deve notar-se que esta técnica é recente e que necessita de mais investigação para melhorar o seu desempenho.



Figura 2.8: Reparação do Castelo de Paderne através da técnica de projeção de terra (Costa, et al., 2008).

No que diz respeito às soluções de reforço sísmico de construções de taipa, estas podem ser realizados ao nível das fundações ou ao nível da estrutura. Ao nível das fundações é possível proceder-se ao isolamento de base, que consiste em isolar os movimentos horizontais da estrutura do movimento sísmico do solo. Contudo, a aplicação desta técnica a construções de taipa existentes pode ser de difícil execução, devido ao seu elevado custo e complexidade técnica. Ao nível da estrutura da construção, uma das formas mais antigas consiste na introdução de contrafortes (ver Figura 2.9), que melhoram o comportamento das paredes para fora do seu plano. Esta solução serve tanto para melhoramento do desempenho sísmico como para igualmente resolver problemas de paredes inclinadas devido a esforços horizontais transmitidos pela cobertura.



Figura 2.9: Reforço de uma construção de taipa através da introdução de um contraforte, em Vila Alva, Alentejo (Parreira, 2007).

A introdução de tirantes de reforço, para unir fachadas opostas é outro método para melhorar o comportamento fora do plano da parede de taipa (ver Figura 2.10). Os tirantes são ancorados nas extremidades com placas de ancoragem. Esta técnica constitui uma forma de reforço global da estrutura, uma vez que os tirantes ao transmitirem cargas entre paredes induzem um comportamento de conjunto. Por outro lado, as forças concentradas transmitidas às paredes pelas placas de ancoragem requerem que estas tenham por volta de 1m^2 de área para evitar rotura por punçoamento (Ashurst, et al., 1988).



Figura 2.10: Reforço com tirantes (Martínez, 2015): (a) pormenor do tirante; (b) pormenor da ancoragem.

A maioria das técnicas de reforço de construções em terra tem como função melhorar a resistência à tração das paredes e o confinamento da construção, o que se traduz numa melhoria significativa da ductilidade global do edifício. Isto pode ser conseguido através da fixação de

materiais com boas propriedades mecânicas de tração na superfície das paredes, sendo estes posteriormente rebocados. Devido à boa compatibilidade da madeira com a terra, devem ser preferencialmente utilizados elementos de madeira para este fim (ver Figura 2.11a) (Lacouture, et al., 2007). Contudo, podem também ser utilizadas malhas metálicas ou geomalhas (ver Figura 2.11b).

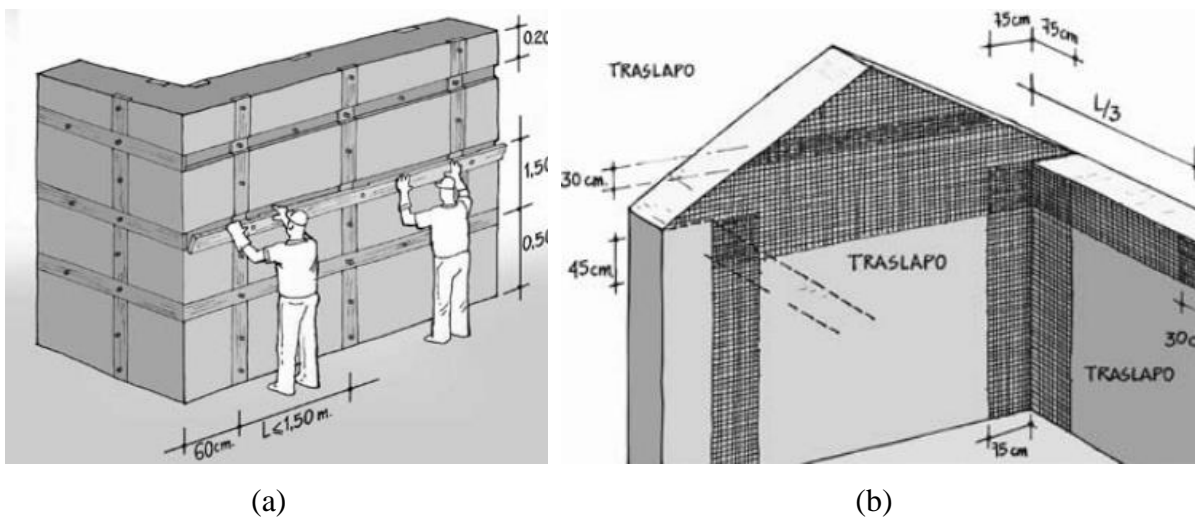


Figura 2.11: Reforço de paredes em taipa existentes: (a) fixação superficial de elementos de madeira (Lacouture, et al., 2007) (b) fixação de malhas metálicas ou geomalhas (Pérez, et al., 2007).

O reforço dos cunhais é uma técnica de reforço, cujo objetivo é aumentar a resistência das ligações entre paredes. O reforço dos cunhais pode ser realizado com a introdução de elementos de pedra (ver Figura 2.12) ou de madeira (Gomes, et al., 2008). Em alternativa podem ser aplicadas pregagens ou ancoragens constituídas por varões de reforço solidarizados com taipa através da injeção de caldas.

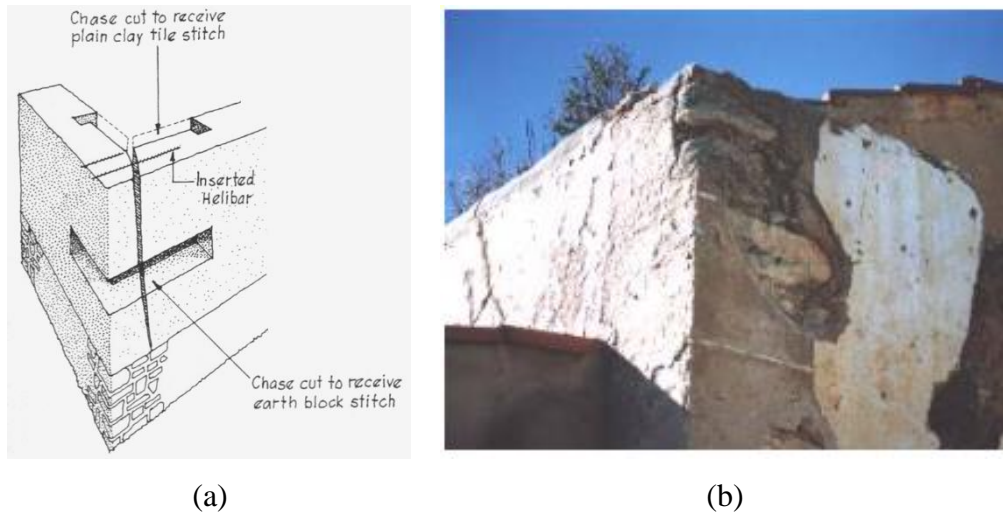


Figura 2.12: Reforço de cunhais em construções de taipa: (a) esquema ilustrativo (Keefe, 2005); (b) reforço com elementos de pedra, em Odemira (Gomes, et al., 2008).

Outra técnica de reforço de estruturas de taipa, consiste na aplicação de uma viga de bordadura no coroamento das paredes. A viga de bordadura constitui o principal elemento de ligação entre os elementos verticais (paredes de taipa), aumentando o efeito de diafragma. Deve ser suficientemente forte e contínua, devendo estar bem cintada nas paredes. A viga de bordadura tem como objetivo conferir estabilidade estrutural, impedindo deslocamentos laterais, evitar fissuras verticais na zona superior das paredes e perda de união entre as esquinas.



Figura 2.13: Edificações em Odemira reforçadas com vigas de bordadura em betão armado: (a) habitação; (b) habitação para turismo (Gomes, et al., 2008).

Nos últimos anos, a técnica de fixação superficial de malhas metálicas ou geomalhas tem sido objeto de alguma investigação, nomeadamente o estudo do comportamento sísmico de construções de terra reforçados com TRM (*Textile Reinforced Mortars*), em português

argamassa reforçada com fibras, designação corrente desta técnica. Existem alguns estudos da aplicação de TRM em construções de terra, nomeadamente em construções de adobe (Pérez, et al., 2007; Figueiredo, et al., 2013) e em construções de BTC (Ribeiro, 2015).

2.6. Reforço com TRM

A técnica TRM, também designada como FRCM (*Fibre Reinforced Cementitious Matrix*, em português matriz cimentícia reforçada com fibras), é uma técnica de reforço com crescente utilização em construções de alvenaria, e consiste numa sequência de uma ou mais camadas de fibras de reforço (malha ou geomalhas) aplicadas à superfície do substrato por meio de uma matriz de argamassa. Esta técnica tem conquistado uma grande visibilidade nos últimos anos, principalmente em Itália, devido aos bons resultados apresentados comparativamente com outras técnicas, nomeadamente a técnica de reforço EBR-FRP (*externally bonded reinforment with Fibre reinforced polymers*). Neste último caso, os FRPs são fixos ao substrato por colagem com resina epóxi, cujas propriedades não são compatíveis com a taipa e em que a sua presença constitui uma barreira à passagem do vapor de água através da parede.

De uma forma simplificada, o sistema TRM é composto por dois componentes materiais, nomeadamente a argamassa de reboco e as fibras de reforço, os quais desempenham funções específicas. No caso da argamassa, a sua função é proteger e envolver as fibras de reforço, de forma a conseguir transferir esforços entre o suporte e as malhas de reforço. O desempenho da técnica de reforço TRM é fortemente controlado pela composição da argamassa. Estas podem ser hidráulicas ou não hidráulicas, sendo que, em qualquer caso, devem apresentar trabalhabilidade adequada à sua aplicação e baixos níveis de retração. Normalmente, é constituída por cimento Portland com a adição de polímeros orgânicos secos em baixa dosagem (menos de 5% em peso), cuja presença é necessária para garantir a funcionalidade adequada da mistura fresca, controlar a taxa de endurecimento, melhorar a ligação com as fibras e melhorar as propriedades mecânicas. No caso da malha de reforço, a sua função é assegurar capacidade resistente à tração, através de aderência e fricção ao longo da interface fibra-argamassa.

2.6.1. Comportamento mecânico

O comportamento de uma solução de reforço TRM é altamente influenciado pela resistência à tração da malha e pela resistência ao corte da solução compósita (interação substrato-reboco-malha), que, por sua vez, depende das características do substrato, do reboco e da malha.

Segundo os testes de tração direta argamassa-fibra realizado por Ascione *et al* (2015), a solução de reforço é caracterizada em três fases, nomeadamente fase não fendilhada (I), fase de desenvolvimento da abertura de fendas (II), e fase fendilhada (III) (ver Figura 2.14).

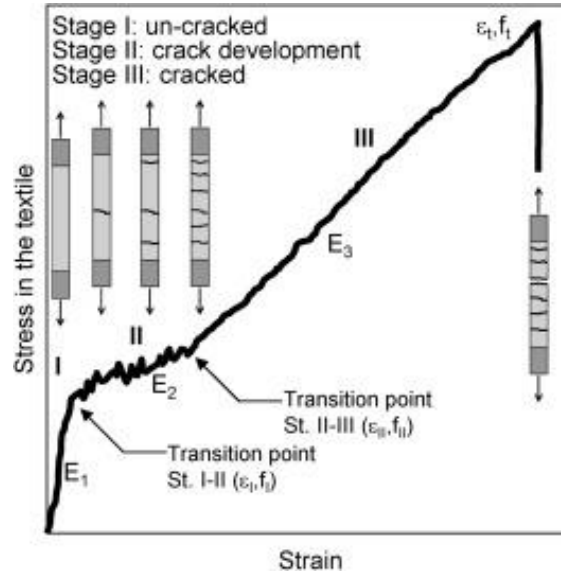


Figura 2.14: Curva típica tensão-extensão de uma solução TRM sujeita a ensaios de tração direta (Ascione, et al., 2015).

Durante a primeira fase, a argamassa não está danificada, assim a sua resposta é linear. Então, o início da segunda fase é identificado pelo aparecimento da primeira fenda. A partir deste momento, o número crescente de fendas traduz-se numa redução da rigidez do conjunto. Nestas duas primeiras fases, o comportamento do sistema é influenciado pelas características mecânicas da argamassa, da malha e da interação argamassa-malha, da qual depende a transferência de esforços. Estes parâmetros determinam a largura e a distribuição das fendas. A certa altura, verifica-se que a formação de fendas deixa de ocorrer e observa-se um ligeiro aumento na força. Este é o ponto de transição para a terceira fase: o aumento da força produz um alargamento das fissuras, sendo posteriormente possível relacionar a capacidade de carga e o módulo de elasticidade do sistema com os valores da malha. Nesta fase, a argamassa pode ainda ser capaz de transportar alguma carga, no entanto, a sua função principal é a redistribuição das cargas transversais. Na maioria dos casos, verifica-se que a rotura da solução se deve à rotura da malha de reforço.

No que diz respeito ao comportamento ao corte da solução (interação substrato-argamassa-malha), verifica-se que podem ocorrer diferentes modos de rotura de acordo com a resistência

ao corte da argamassa, a resistência à tração da malha, interação argamassa-malha e a interação substrato-argamassa (ver Figura 2.15): (A) descolagem com rotura coesiva no substrato; (B) rotura na interface substrato-argamassa; (C) rotura na interface argamassa-malha; (D) deslizamento da malha; (E) rotura por tração da malha “seca”; (F) rotura por tração da malha “impregnada”.

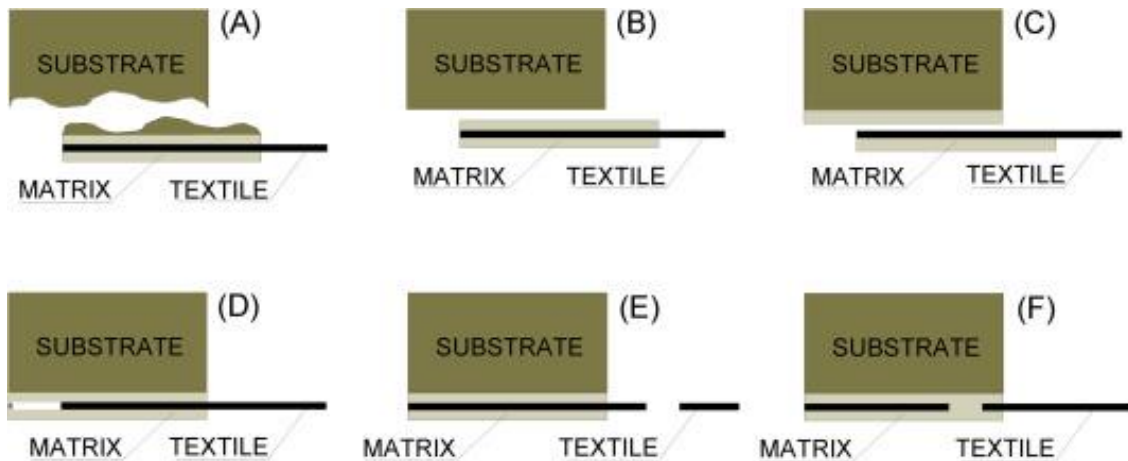


Figura 2.15: Modos de rotura dos ensaios de corte da solução TRM (interação substrato-reboco-reforço): (A) descolagem com rotura coesiva no substrato; (B) rotura na interface substrato-argamassa; (C) rotura na interface argamassa-malha; (D) deslizamento da malha; (E) rotura por tração da malha “seca”; (F) rotura por tração da malha “impregnada” (Ascione, et al., 2015).

Cada um destes modos de rotura corresponde a uma curva força-escorregamento genérica diferente. Nos primeiros três modos observa-se um comportamento altamente não linear seguido por uma rotura frágil (ver Figura 2.16a). No modo de rotura D, por outro lado, há uma diminuição suave da força, devido à perda de atrito da malha que desliza no interior da argamassa (ver Figura 2.16b). No modo de rotura E observa-se a rotura por tração da malha, resultando numa redução instantânea da carga (ver Figura 2.16c). Finalmente, o Modo F é caracterizado por uma súbita diminuição da força seguida por patamar residual (ver Figura 2.16d).

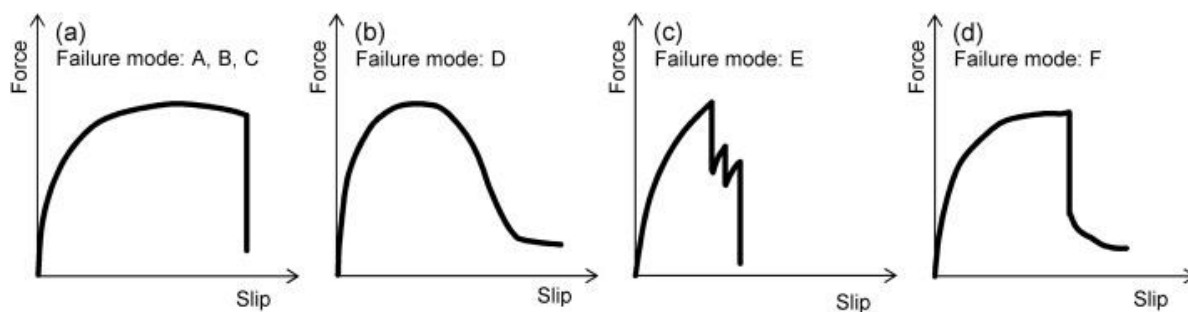


Figura 2.16: Curva típica força-escorregamento observada em ensaios de corte através da solução TRM (interação substrato-reforço-reboco): (a) modos de rotura A, B e C; (b) modo de rotura D; (c) modo de rotura E; (d) modo de rotura F (Ascione, et al., 2015).

2.6.2. Aplicação de TRM em edifícios históricos

A utilização da técnica TRM como solução de reforço em edifícios históricos apresenta inúmeras vantagens, nomeadamente baixo custo e tempo de aplicação reduzido; utilização de camadas de argamassa com espessura reduzida, não aumentando significativamente o peso próprio da parede reforçada; maior compatibilidade com a parede original de alvenaria; maior compatibilidade térmica; maior resistência perante agentes externos; maior reversibilidade; alta resistência à tração; elevada relação rigidez/peso e resistência à corrosão e à fadiga (Mininno, 2016).

No entanto, também apresenta algumas desvantagens, nomeadamente menor qualidade de aderência entre argamassa-malha e alguma fragilidade da argamassa. Esta última característica é crucial. De facto, a interface argamassa-malha é extremamente importante, uma vez que regula o comportamento de todo o sistema de reforço.

Segundo Valluzzi *et al* (2014), a reabilitação de edifícios históricos com a técnica TRM deveria ser principalmente aplicada nos seguintes casos:

- Reabilitação total ou parcial de fachadas ou cunhais dos edifícios, de forma a melhorar as conexões entre os elementos estruturais;
- Reforço no plano e para fora do plano da parede, de forma a aumentar a capacidade de carga e a rigidez das paredes aquando a ocorrência de esforços de corte e de flexão;
- Confinamento sob cargas verticais, de forma a melhorar tanto a resistência como a ductilidade de pilares de alvenaria;
- Suporte de ligação para elementos estruturais curvos, de forma a aumentar a capacidade de carga de abóbadas e arcos e também para reduzir os impulsos horizontais;

- Presença de fendas, de forma a reparar ou limitar a sua abertura.

2.6.3. Aplicação da técnica TRM em construções em taipa

A aplicação da técnica TRM é frequentemente associada a reforço de paredes de alvenaria, no entanto os resultados apresentados por esta técnica fazem crer que possa ser também utilizada como reforço noutros tipos de construções, nomeadamente construções em taipa. Para se poder aplicar esta técnica em construções em taipa, devem ser analisados alguns aspetos fundamentais, tais como:

- Clarificação sobre os aspetos críticos relacionados com as tecnologias de aplicação (ligação e ancoragem das malhas);
- Normalização dos métodos e dos procedimentos experimentais, de forma a definir critérios de projeto e avaliação adequados;
- Avaliação da eficácia e da durabilidade das intervenções;
- Definição dos critérios necessários para considerar a aplicação desta técnica em construções históricas.

Além disso, o efeito deste método alternativo sobre o comportamento estrutural e modos de rotura deve ser investigado. A implementação da técnica TRM em princípio melhorará a capacidade resistente da taipa, mas os seus efeitos sobre a capacidade de deformação não são completamente claros.

Tendo em consideração toda a informação recolhida sobre a técnica TRM aplicada em alvenaria, verifica-se que a sua aplicação a construções de taipa necessita ser investigada, através da caracterização isolada do comportamento de todos os componentes, bem como da sua interação. Assim, será possível obter informação necessária para implementar a técnica TRM em construções de taipa. Contudo, torna-se necessário realizar um conjunto extenso de ensaios, referindo-se como exemplos os ensaios propostos na Tabela 2.3 e na Tabela 2.4, respetivamente para os componentes isolados e interação entre componentes.

Tabela 2.3: Possíveis ensaios para a caracterização mecânica dos materiais da solução de reforço de TRM.

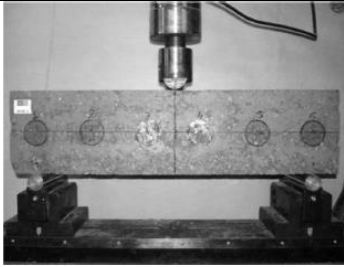



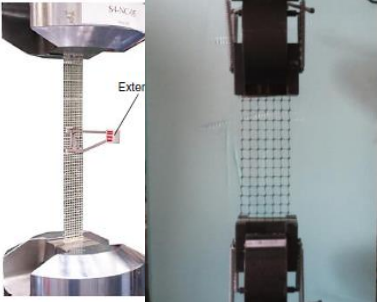

Material	Propriedades	
	Tração	Compressão
Substrato	 <p>Flexão em 3 pontos (Silva, 2013)</p>	 <p>Compressão em cilindros (Martínez, 2015)</p>
Argamassa (s)	 <p>Flexão em 3 pontos (Martins, 2013)</p>	 <p>Compressão (Martins, 2013)</p>
Malha (s)	 <p>Tração direta (De Santis, et al., 2015; Ribeiro, 2015)</p>	

Tabela 2.4: Possíveis ensaios para a caracterização da interação mecânica dos diferentes componentes da solução de reforço de TRM.

Tipo de Ensaio	Ilustração	Tipo de interação
<p><i>Pull-out</i> (Martins, 2013)</p>		<p>Argamassa-malha (cilindros)</p>
<p>Tração direta (Ghiassi, et al., 2015)</p>		<p>Argamassa-malha (faixas)</p>
<p><i>Pull-off</i> (Marques, 2014)</p>		<p>Substrato-argamassa</p>
<p>Corte simples (Marques, 2014)</p>		<p>Substrato-argamassa</p>
<p><i>Pull-off</i> (Garbin, et al., 2014)</p>		<p>Substrato- argamassa-malha</p>
<p><i>Pull-out</i> (Martins, 2013)</p>		<p>Substrato- argamassa-malha</p>

CAPÍTULO III

ESTUDO DAS ARGAMASSAS

3.1. Introdução

Este capítulo descreve o trabalho experimental realizado sobre o estudo de adequabilidade de um conjunto de argamassas selecionadas com vista a integrarem a solução de reforço. Deste estudo pretende-se selecionar o traço da argamassa que se julgue mais adequado para ser utilizado no trabalho experimental subsequente, onde será caracterizada a interação entre os componentes do sistema de reforço.

Inicialmente, definiu-se uma matriz de argamassas a serem estudadas, onde se incluíram argamassas de terra, argamassas de terra estabilizada, uma argamassa comercial à base de terra e uma argamassa à base de cimento (utilizada tipicamente em rebocos de paredes de alvenaria de tijolo). Após a elaboração da matriz de argamassas, seguiu-se a sua caracterização experimental, através de ensaios de trabalhabilidade, retração e de avaliação de propriedades mecânicas, tais como resistência à flexão, resistência à compressão e módulo de elasticidade. A argamassa comercial à base de terra e a argamassa à base de cimento foram estudadas com mais detalhe em Shukla (2016).

3.2. Caracterização dos materiais constituintes

Foram incorporados diferentes tipos de materiais nas argamassas estudadas. No caso das argamassas de terra, incorporou-se terra natural e areia fina, enquanto as argamassas de terra estabilizada incluíram adicionalmente cal hidráulica. A argamassa comercial à base de terra consistiu numa mistura pronta, necessitando apenas de adição de água. No que diz respeito à argamassa à base de cimento, esta foi constituída por cimento, cal hidráulica e areia fina. A descrição detalhada dos materiais constituintes, referidos anteriormente, é apresentada a seguir.

3.2.1. Terra natural

A terra utilizada para preparar as argamassas de terra não estabilizada e estabilizada foi obtida de um solo natural recolhido de Amoreiras-Gare, no concelho de Odemira. Este solo corresponde ao solo S5, caracterizado em Silva (2013) e Martínez (2015), destacando-se o facto de ser um solo com percentagem de argila elevada.

Para se obter a terra utilizada na preparação das argamassas foi necessário processar o solo, segundo as etapas seguintes:

- Desagregação manual dos torrões com auxílio de um pilão, tentando-se evitar danificar os agregados (ver Figura 3.1a);
- Secagem do solo em estufa ventilada a uma temperatura de $\pm 80^{\circ}\text{C}$ (ver Figura 3.1b);
- Verificação da existência de torrões, procedendo-se novamente à sua desagregação manual;
- Peneiração do solo por via seca, através do peneiro de 2 mm (#10 ASTM) (ver Figura 3.1c).



(a)



(b)



(c)

Figura 3.1: Processamento do solo: (a) destorroamento; (b) secagem do material em estufa ventilada; e (c) terra obtida.

Granulometria

Uma das propriedades mais importantes dos agregados que compõem uma argamassa é a sua granulometria. No caso da terra utilizada, esta apresenta na sua constituição uma percentagem significativa de partículas finas (argila e silte), pelo que a determinação da sua granulometria foi obtida por peneiração por via húmida e sedimentação, segundo o procedimento da especificação E196 (LNEC, 1966).

Para a execução deste ensaio, espartelou-se a terra (ver Figura 3.2a) até se obter uma amostra com aproximadamente 50g. Em seguida, a amostra foi misturada com 100 ml de solução desfloculante para promover a desagregação e dispersão das partículas finas na suspensão (ver Figura 3.2b), utilizando-se um agitador elétrico (ver Figura 3.2c) durante 15 minutos. Seguidamente a suspensão foi passada através do peneiro #200 (0.074 mm), lavando-se com cuidado o material retido com água destilada (ver Figura 3.2d).

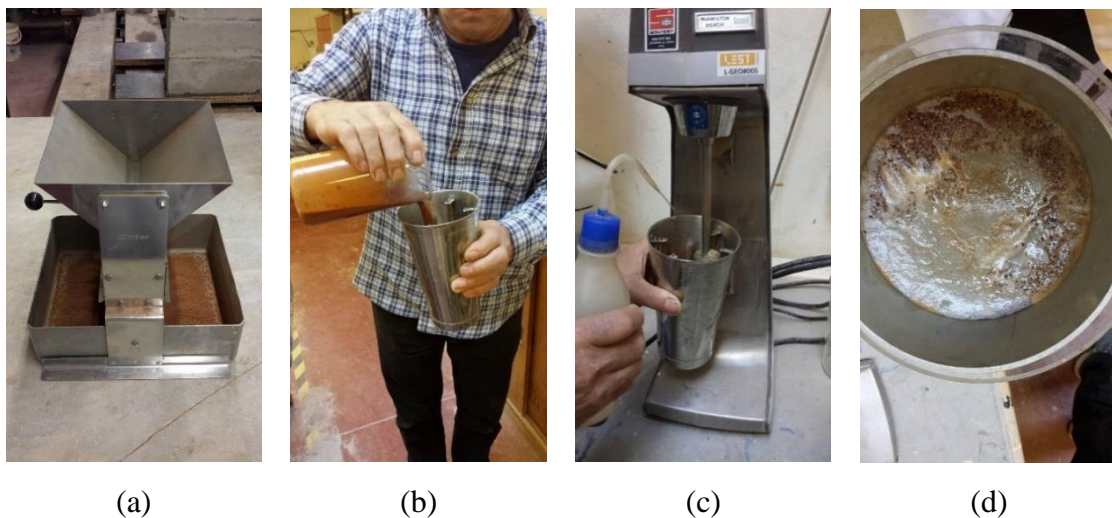


Figura 3.2: Preparação da amostra para execução do ensaio de sedimentação: (a) repartidor de solo; (b) mistura do solo com a solução desfloculante; (c) agitador elétrico; (d) peneiração da amostra no peneiro #200.

O material passado foi recolhido numa proveta de vidro. Posteriormente, a proveta foi tapada e agitada durante um minuto para depois se efetuarem medições da densidade e temperatura após 1, 2, 5, 15, 30, 60, 250, 1440 e 2880 minutos. Com este procedimento é possível determinar a quantidade de silte e argila presentes na terra (Figura 3.3a), i.e. as partículas com dimensão inferior a 0.074 mm.

Relativamente ao material retido no peneiro #200, este foi posteriormente colocado numa estufa até apresentar massa constante. Seguidamente, o material seco foi peneirado através de uma série de peneiros ASTM (ver Figura 3.3b), nomeadamente: #20 (0.841 mm), #40 (0.420 mm), #60 (0.250 mm), #80 (0.180 mm), #140 (0.105 mm), #200 (0.074 mm). A massa de material retido em cada peneiro foi posteriormente determinada (ver Figura 3.3c).

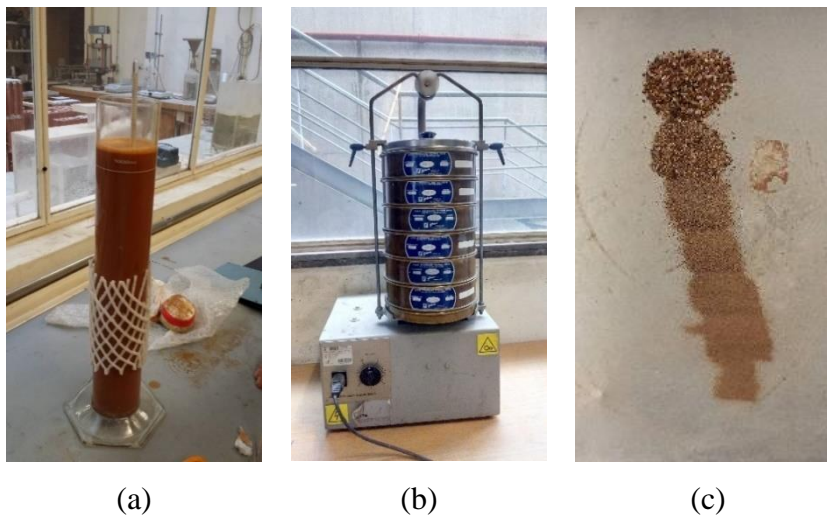


Figura 3.3: Execução do ensaio de sedimentação e peneiração: (a) medição da densidade da suspensão das partículas finas; (b) peneiração das partículas grossas; (c) frações do material retido nos peneiros.

A distribuição granulométrica da terra natural estudada é apresentada na Figura 3.4 e na Tabela 3.1, onde é indicado que a percentagem de argila é cerca de 33%. Aparentemente, este é um valor excessivamente elevado, o que pode condicionar a utilização desta terra, no seu estado natural, na produção de argamassa. O nível de retração de uma argamassa de terra relaciona-se com a sua percentagem de argila, isto é, quanto maior a percentagem de argila, maior será a retração exibida pela argamassa. Desta forma, justifica-se a necessidade de corrigir a granulometria da terra natural, tal como é referido na Secção 3.3.

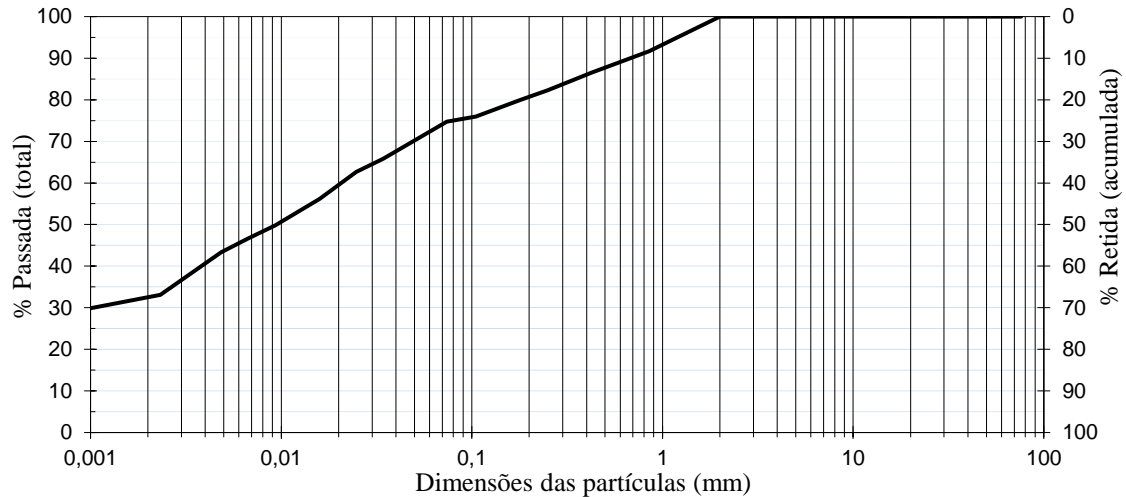


Figura 3.4: Curva granulométrica da terra natural.

Tabela 3.1: Percentagem das frações granulométricas da terra.

Textura	Argila (%)	33,1
	Silte (%)	41,7
	Areia (%)	25,2
Classificação dos Solos (LNEC, 1968)		Arenoso - argiloso

Argila < 0.002 mm; 0.002 mm ≤ silte < 0.060 mm; 0.060 mm ≤ areia < 2.0 mm

3.2.2. Terra Comercial

A terra comercial usada foi obtida através da empresa EMBARRO[®], que é um fornecedor especializado de materiais à base de terra, e que tem como designação comercial argamassa embarro universal. Segundo a ficha técnica fornecida, trata-se de uma argamassa à base de argila pronta a aplicar, para interiores, podendo ser usada manualmente ou com equipamentos de projetar. A sua composição consiste numa mistura de barro e areia com distribuição granulométrica entre 0 e 2 mm, misturada com palha de aveia com comprimento inferior a 10 mm. A argamassa é preparada pela adição de água que, segundo o fabricante, deverá ser cerca de 20% do peso do material sólido. Após secagem, o fabricante especifica que a argamassa adquire uma massa volúmica de aproximadamente 1800 kg/m³. A ficha técnica da argamassa é apresentada no Anexo I.

Uma vez que a curva granulometria do material não foi fornecida pelo fabricante, esta foi determinada experimentalmente através de peneiração húmida e sedimentação, após remoção

da palha de aveia da amostra por peneiração (ver Figura 3.5). A granulometria da argamassa comercial à base de terra é apresentada na Figura 3.5 e Tabela 3.2, onde é possível verificar-se uma elevada percentagem de areia, cerca de 79%. Por outro lado, a percentagem de finos corresponde a cerca de 21%, nomeadamente 10% de argila e 11% de silte.

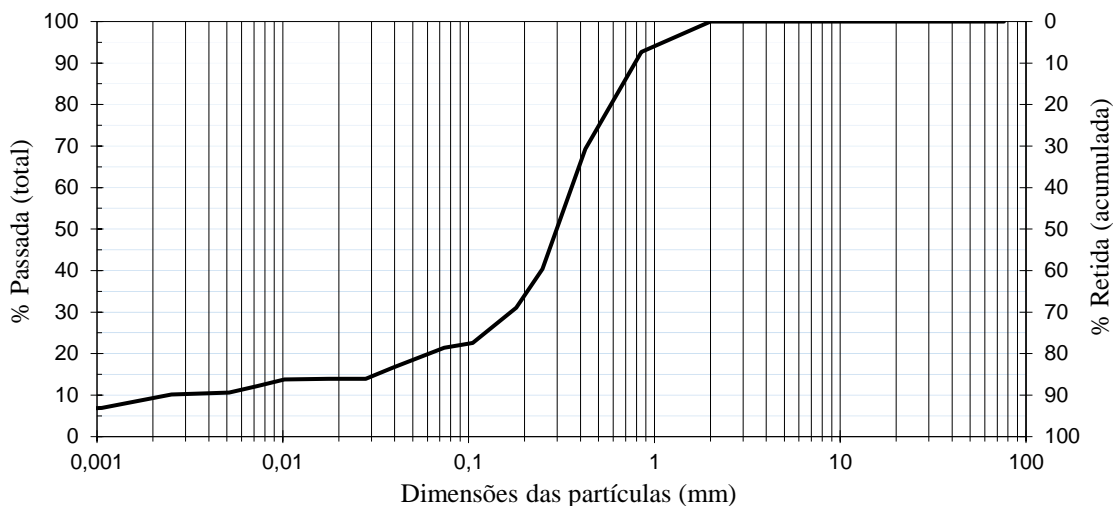


Figura 3.5: Curva granulométrica da argamassa comercial à base de terra.

Tabela 3.2: Percentagem das frações granulométricas da argamassa comercial à base de terra.

Textura	Argila (%)	10,1
	Silte (%)	11,3
	Areia (%)	78,6
Classificação dos Solos (LNEC, 1968)		Areia Siltosa

Argila < 0.002 mm; 0.002 mm ≤ silte < 0.060 mm; 0.060 mm ≤ areia < 2.0 mm

3.2.3. Areia

A areia utilizada na preparação das argamassas corresponde a uma areia de origem quartzosa de granulometria fina (0/2), adquirida a um fornecedor local de materiais de construção. Esta areia é produzida pela empresa SORGILA® e fornecida em sacos de plástico de 25 kg. Note-se que antes de ser utilizada, toda a areia foi seca em estufa ventilada a uma temperatura de ± 80°C e peneirada para se remover qualquer partícula de dimensão superior a 2 mm.

A granulometria da areia foi também caracterizada a partir de uma amostra, obtida por esquadramento, que posteriormente foi peneirada segundo um procedimento semelhante ao utilizado para as partículas grossas da terra. A curva granulométrica obtida é apresentada na Figura 3.6. Destaca-se que a dimensão máxima das partículas desta areia é inferior a 2 mm, o que corresponde ao limite máximo indicado por Röhlen & Ziegert (2011) para argamassas utilizadas em construções de terra.

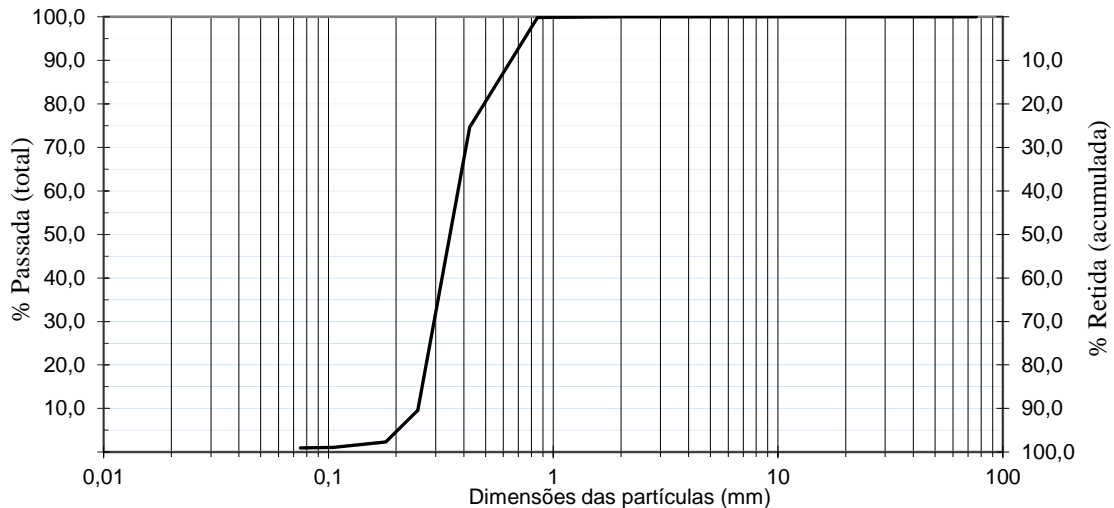


Figura 3.6: Curva granulométrica da areia.

3.2.4. Cal hidráulica

Utilizou-se uma cal hidráulica natural HL 5 da marca CIMPOR, composta por calcário margoso cozido com extinção e moagem e sulfato de cálcio regulador de presa. Segundo a ficha técnica, esta cal apresenta uma classe de resistência à compressão aos 28 dias de 5 MPa, e baridade de 600 g/l. O endurecimento deste tipo de ligante ocorre principalmente por reações de hidratação, pelo que não necessita de estar exposto ao ar para endurecer. Toda a informação pode ser consultada no Anexo II.

3.2.5. Cimento

O cimento Portland utilizado foi o CEM II/B-L 32,5 da CIMPOR. Possui uma resistência à compressão de 16 MPa aos 7 dias e 32,5 MPa aos 28 dias. Tem um início de presa de sensivelmente 75 minutos. Toda a informação sobre este material pode ser consultada na ficha técnica do Anexo III.

3.3. Traço das argamassas estudadas

Com o objetivo de se estudar a adequabilidade das diferentes argamassas selecionadas foi definida uma matriz de possíveis traços de acordo com a sua tipologia (ver Figura 3.7). Posteriormente, estes traços foram estudados e caracterizados com o objetivo de se selecionar a composição mais adequadas para integrar a solução de reforço.

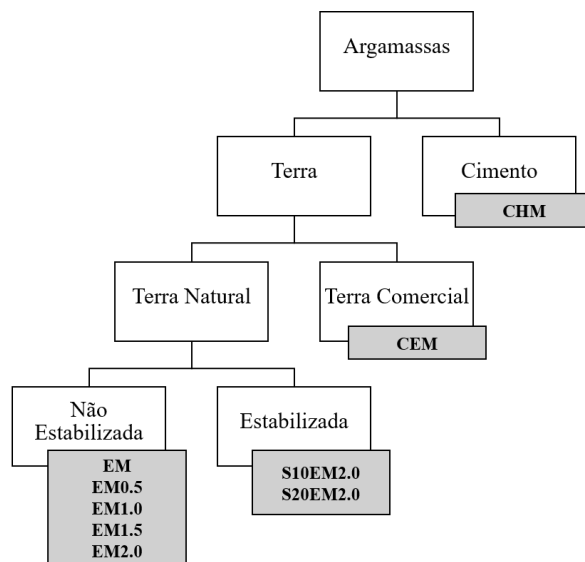


Figura 3.7: Tipologia das argamassas estudadas.

Tal como referido anteriormente, o solo usado nas argamassas de terra natural é o mesmo solo utilizado na construção dos provetes de taipa disponíveis para execução de ensaios de aderência, tentando garantir-se desta forma o cumprimento dos requisitos de compatibilidade entre materiais.

A caracterização da terra natural permitiu verificar que esta apresenta uma percentagem de argila bastante excessiva, pelo que da sua utilização na preparação de argamassa espera-se problemas de retração. Assim, optou-se por corrigir a percentagem de argila na terra com a adição de diferentes percentagens de areia, resultando no estudo de 5 traços (EM, EM0.5, EM1.0, EM1.5, EM2.0). As duas argamassas de terra estabilizada estudadas resultaram da seleção do traço de argamassa de terra natural que se considerou mais adequado. A estabilização foi realizada por adição de percentagens diferentes de cal hidráulica, nomeadamente 10% (S10EM2.0) e 20% (S20EM2.0). Além disso, foram estudadas uma argamassa comercial à base de terra (CEM) e uma argamassa à base de cimento (CHM) com um traço tipicamente utilizado

em rebocos de paredes de alvenaria de tijolo cerâmico (Almeida, 2010). Neste último caso, procedeu-se à conversão do traço típico de 1:1:6 (cimento : cal hidráulica : areia) em volume para peso, de forma a permitir uma maior reprodutibilidade destas argamassas ao longo de todo o programa experimental. Os traços das argamassas estudadas são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Traços das argamassas estudadas (em peso).

Argamassa	Cimento	Cal hidráulica	Terra	Areia
EM	-	-	1	0
EM0.5	-	-	1	0,5
EM1.0	-	-	1	1
EM1.5	-	-	1	1,5
EM2.0	-	-	1	2
S10EM2.0	-	1	3	6
S20EM2.0	-	2	3	6
CEM	-	-	1	-
CHM	1	0.47	-	9.67

Na Figura 3.8 são representados os resultados dos ensaios de sedimentação das várias argamassas de terra estudadas. Através destes pode-se observar que a percentagem de argila presente em cada traço (ver Tabela 3.4) é reduzida com a adição de quantidades superiores de areia. Além disso, mostra-se que as percentagens de argila da argamassa EM2.0 e CEM são semelhantes.

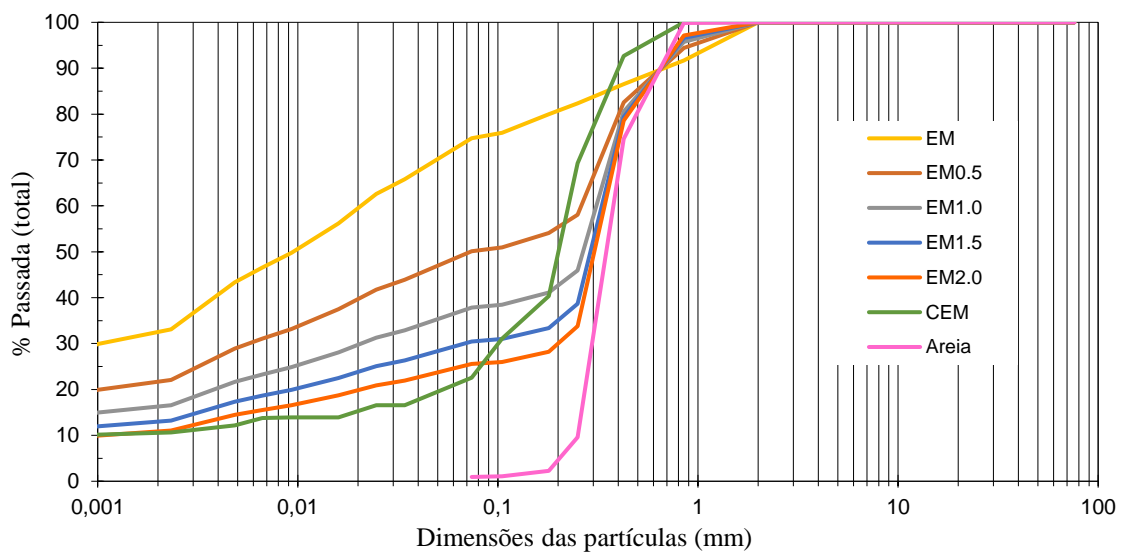


Figura 3.8: Curvas granulométricas das argamassas de terra.

Tabela 3.4: Percentagem de argila das argamassas de terra.

	EM	EM0.5	EM1.0	EM1.5	EM2.0	CEM
Percentagem de argila (%)	33,1	22,1	16,5	13,2	11	10,6

3.4. Caracterização da trabalhabilidade

A trabalhabilidade de uma argamassa é uma das propriedades mais importantes para a sua aplicação, i.e., a aplicação de uma argamassa que não apresente uma trabalhabilidade adequada ao tipo de aplicação é difícil ou impossível, mesmo que esta cumpra outros requisitos pretendidos para a sua função. Existem vários métodos para se avaliar a trabalhabilidade de uma argamassa no seu estado fresco (Hendrickx, 2009). A trabalhabilidade dos traços estudados foi avaliada com base no ensaio da mesa de espalhamento, executado de acordo com a norma EN 1015-3 (CEN, 2004), mas seguindo o procedimento proposto por Gomes *et al.* (2013) para a preparação de argamassas de terra. De forma resumida, o procedimento de preparação das argamassas consistiu nos passos seguintes:

- Homogeneização por mistura manual dos materiais constituintes sólidos;
- Introdução da água no recipiente da misturadora;
- Introdução dos materiais constituintes sólidos;
- Mistura dos materiais a velocidade lenta durante 90 s;
- Repouso da mistura durante 90 s (nos primeiros 15 s procede-se à remoção da argamassa aderente à parede do recipiente);
- Mistura a velocidade lenta durante 60 s (ver Figura 3.9a).

Após a preparação da argamassa procedeu-se ao seu ensaio na mesa de espalhamento, seguindo-se o seguinte procedimento:

- Oleou-se o molde cónico e a mesa de espalhamento e colocou-se o molde cónico no centro da mesa de espalhamento;
- Inseriu-se a argamassa no molde até metade da sua capacidade e compactou-se a argamassa com 10 pancadas, com o auxílio de um pilão;
- Completou-se em excesso o molde com argamassa e procedeu-se novamente à compactação da argamassa com 10 pancadas, com o auxílio de um pilão;
- Rasou-se o excesso de argamassa ao nível do molde (ver Figura 3.9b);

- Retirou-se o molde (ver Figura 3.9c) e submeteu-se a amostra à ação de 15 pancadas, obtidas pela queda sucessiva da mesa de espalhamento, durante 15 segundos (uma pancada por segundo);
- Mediram-se dois diâmetros ortogonais da argamassa espalhada (ver Figura 3.9d) para se obter o valor do espalhamento (valor médio).

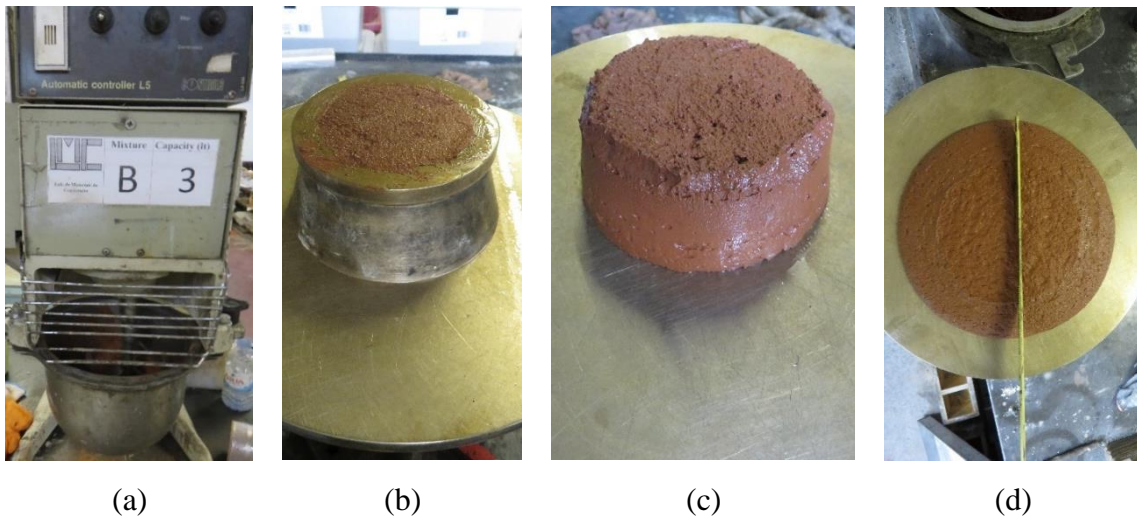


Figura 3.9: Realização do ensaio de espalhamento: (a) misturadora elétrica com capacidade de 3 litros; (b) argamassa rasada ao nível do molde; (c) argamassa após extrair o molde; e (d) medição dos diâmetros ortogonais.

Segundo Gomes (2013), uma argamassa apresenta uma boa trabalhabilidade quando o seu diâmetro de espalhamento se encontra no intervalo 152-177 mm, e uma excelente trabalhabilidade quando o mesmo se encontra no intervalo 160-176 mm. Tendo em consideração estes valores, para cada traço foram realizados cinco ensaios de espalhamento, com o objetivo de quantificar a quantidade de água necessária para que o diâmetro de espalhamento fosse 170 mm.

Os resultados dos ensaios de espalhamento das argamassas de terra natural podem ser observados na Figura 3.10, onde o diâmetro de espalhamento é apresentado em função da relação mássica água/material seco. Verifica-se que à medida que aumenta a relação água/material seco, os valores do diâmetro de espalhamento tendem a aumentar, como esperado. Além disso, a relação entre estas duas variáveis é aparentemente linear para todas as argamassas, considerando a gama de valores testados para a relação mássica água/material seco. Também se verifica que à medida que a relação areia/solo aumenta, existe uma diminuição na

relação mássica água/material seco necessária para manter níveis de trabalhabilidade semelhante.

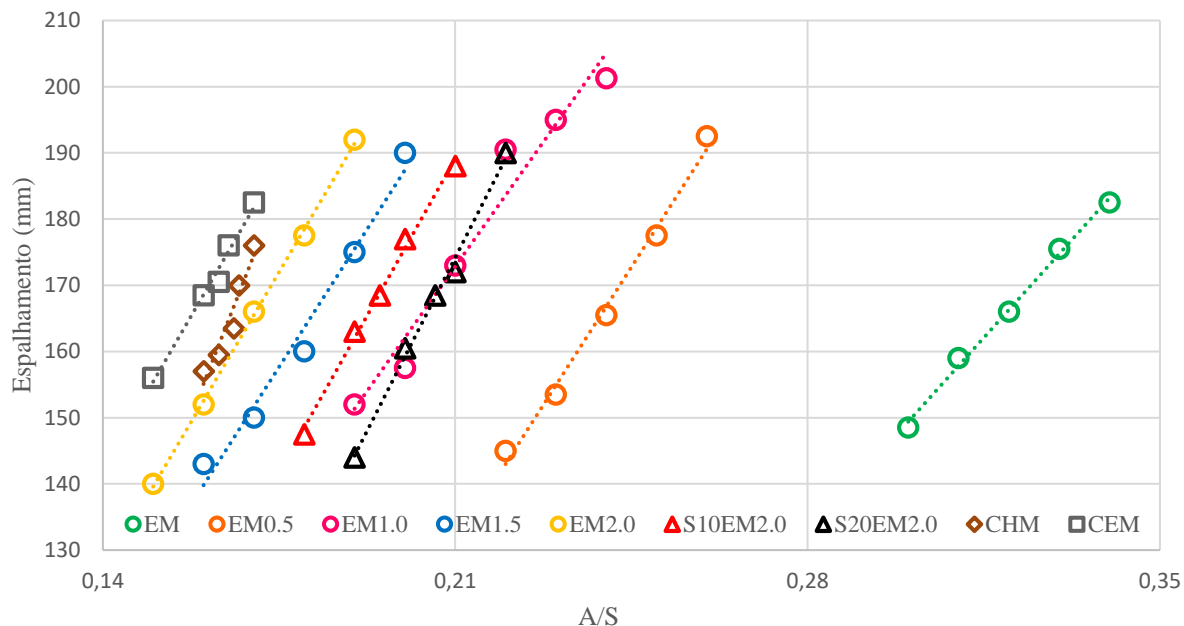


Figura 3.10: Resultados dos ensaios de espalhamento

No caso das argamassas de terra estabilizadas existe uma diminuição das relações mássicas água/material seco com o aumento da percentagem de ligante. Já em relação à argamassa comercial à base de terra, pode-se observar que esta apresenta as relações mássicas água/agregado seco mais baixas. Quanto à argamassa à base de cimento, esta apresenta necessidade de água baixa, inclusive é bastante inferior à das argamassas de terra estabilizada. A relação mássica água/material seco para um valor de espalhamento de 170 mm (A/S) foi definido por interpolação linear dos resultados obtidos, apresentando-se o respetivo valor na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Relação mássica água/material seco de cada argamassa para um valor de espalhamento de 170 mm.

Argamassa	EM	EM0.5	EM1.0	EM1.5	EM2.0	S10EM2.0	S20EM2.0	CEM	CHM
A/S	0.32	0.24	0.21	0.19	0.17	0.20	0.21	0.16	0.17

Os valores de A/S obtidos para as argamassas de terra são comparados com a percentagem de argila e percentagem de estabilizante na Figura 3.11a e Figura 3.11b, respetivamente. Mostra-se que existe uma relação entre A/S e a percentagem de argila das argamassas de terra natural,

isto é, com o aumento da percentagem de argila também aumenta o valor de A/S. De facto, o aumento da percentagem de argila significa um aumento de partículas (muito) finas na argamassa, exigindo a incorporação de maior quantidade de água para se obter a trabalhabilidade pretendida. Neste caso, observa-se ainda que esta relação é aparentemente linear. Relativamente à relação entre A/S e a percentagem de cal hidráulica incorporada, observa-se que a adição deste ligante traduz-se numa maior necessidade de água, possivelmente associada às reações de hidratação do ligante.

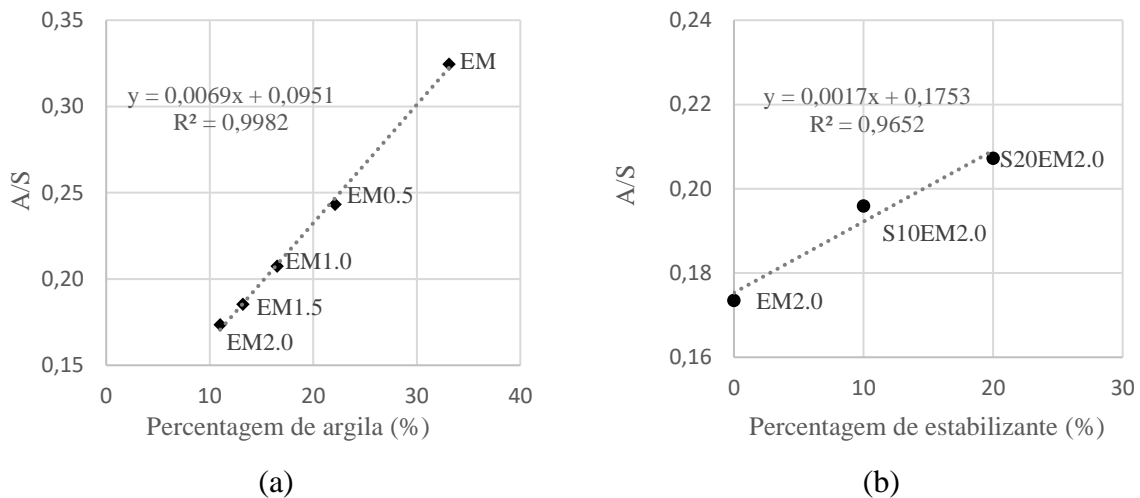


Figura 3.11: Variação de A/S com a: (a) percentagem de argila; (b) percentagem de estabilizante.

3.5. Caracterização da retração

A retração é um fenómeno com extrema importância no desempenho de revestimentos de construções em terra, uma vez que um nível de retração exagerado pode originar a abertura de fissuras, levando à entrada de água no substrato, o que lhe reduz a resistência mecânica e conduz ao aparecimento de diversas patologias (ex: desagregação/erosão do material, aparecimento de eflorescência e fungos, etc.). A quantificação do nível de retração de uma argamassa consiste na análise da redução de volume sofrida por parte da argamassa húmida após a sua secagem/cura. A secagem de uma argamassa de terra resulta na perda de praticamente toda a água de mistura e numa consequente alteração de volume, promovida por fenómenos de sucção entre as partículas da argamassa. Além disso, as partículas de argila podem apresentar elevada expansibilidade na presença de água, mas que é reversível com a secagem, resultando em níveis de retração adicionais. Assim, espera-se que o nível de retração de uma argamassa de terra dependa da relação mássica água/material seco, da percentagem de argila e da mineralogia das

partículas de argila (Gomes, 2013). No caso de argamassas com ligantes como o cimento e a cal hidráulica, parte da água da mistura é perdida por secagem enquanto a outra parte integra os produtos de hidratação destes ligantes. A retração deste tipo de argamassas é mais complexa podendo-se dividir, em função da sua origem, em: retração plástica, retração de secagem, retração autogénea e retração de carbonatação (Neto, 2002). Além disso, este tipo de ligantes é capaz de estabilizar os minerais de argila, ao mitigar, ao nível químico, a sua expansão/retração. Em geral, espera-se que a adição deste tipo de ligantes reduza os níveis de retração das argamassas de terra.

Para a determinação da retração linear seguiu-se o método de *Alcock* descrito por Walker e Australia (2001), mas adotando-se algumas modificações sugeridas por Gomes (2013). Assim, foram construídos moldes em contraplacado marítimo, com capacidade para 3 provetes de dimensões $30 \times 30 \times 300 \text{ mm}^3$. Antes da sua utilização procedeu-se à lubrificação com óleo das superfícies internas do molde, para mitigar a aderência da argamassa e promover uma deformação dos provetes sem restrições.

Antes de se moldarem os provetes de argamassa, as dimensões internas de cada molde foram determinadas de forma rigorosa, com recurso a um paquímetro (ver Figura 3.12a), que se assumiram como a dimensões iniciais de cada provete. A argamassa foi colocada no molde em duas camadas de espessura igual, e foram levemente compactadas com um pilão de madeira. O excesso de argamassa foi rasado ao nível da altura do molde com uma espátula (ver Figura 3.12b). Imediatamente após a preparação dos moldes das argamassas de terra, estes foram movidos para uma câmara climática, onde permaneceram durante 28 dias a uma temperatura constante $20 \pm 1^\circ\text{C}$ e uma humidade relativa de $60 \pm 2\%$. Em relação às argamassas à base de cimento e de terra estabilizada, colocou-se uma película aderente sobre o respetivo molde (ver Figura 3.12c), impedindo-se a perda de humidade durante 7 dias para se promover as reações de hidratação do ligante. Após este período, armazenaram-se os provetes na câmara climática referida anteriormente até serem atingidos os 28 dias de idade. A retração foi avaliada para todas as argamassas após 28 dias, através da medição das dimensões dos prismas de argamassa endurecida.

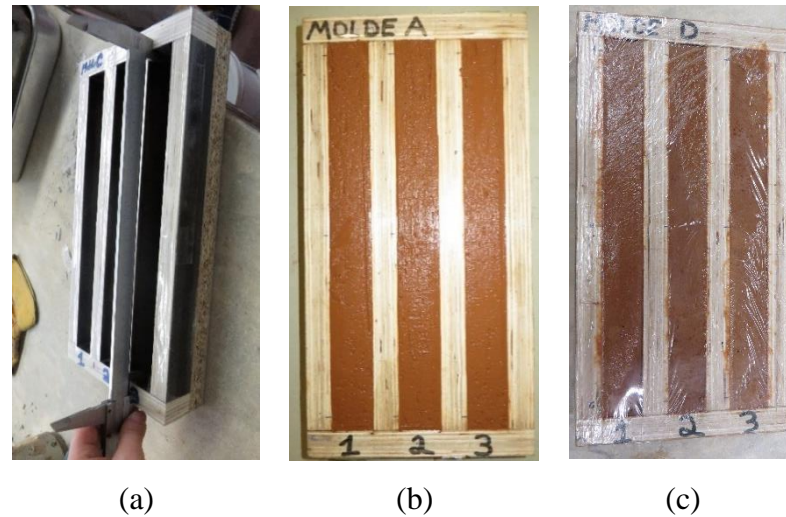


Figura 3.12: Preparação dos provetes para o ensaio de retração: (a) medição das dimensões internas dos moldes; (b) provetes de argamassa em estado fresco; (c) colocação de película aderente.

Visualmente, foi possível constatar que a retração dos provetes de argamassa à base de terra natural foi bastante significativa, não só segundo a direção do comprimento dos provetes, mas também segundo as outras direções. Assim, foram efetuadas 3 medições da secção transversal ao longo do comprimento do provete, calculando-se uma secção transversal média. O volume foi calculado através da multiplicação da área da secção transversal média pelo comprimento médio do provete.

A retração linear de cada provete, L_L , e a retração volumétrica, L_V , são obtidas, em percentagem, pelas seguintes expressões:

$$L_L = \frac{L_{molde} - L_{provete}}{L_{molde}} \times 100 [\%] \quad (3.1)$$

$$L_V = \frac{V_{molde} - V_{provete}}{V_{molde}} \times 100 [\%] \quad (3.2)$$

Em que:

- L_{molde} é o comprimento interno do molde;
- $L_{provete}$ é o comprimento do provete após os 28 dias de secagem.
- V_{molde} é o volume interno do molde;
- $V_{provete}$ é o volume do provete após os 28 dias de secagem.

Ao observar a Figura 3.13, constata-se que os valores da retração volumétrica são muito superiores aos valores da retração linear, levando a questionar-se se a retração linear é por si só um parâmetro suficiente mente representativo da retração que ocorre numa argamassa. Porém, de acordo com Gomes (2013), a maioria dos autores/praticantes de construção em terra refere-se à retração linear da argamassa de reboco e ao seu valor máximo, que deverá ser inferior a 2%. Ao analisar-se a retração das várias argamassas, observa-se que as argamassas à base de terra natural são as mais delicadas perante este critério, apresentando valores acima do limite máximo em alguns casos, enquanto as argamassas à base de terra comercial e à base de cimento apresentam valores muito baixos, próximos de zero, sendo viável deste ponto de vista a sua utilização no trabalho subsequente.

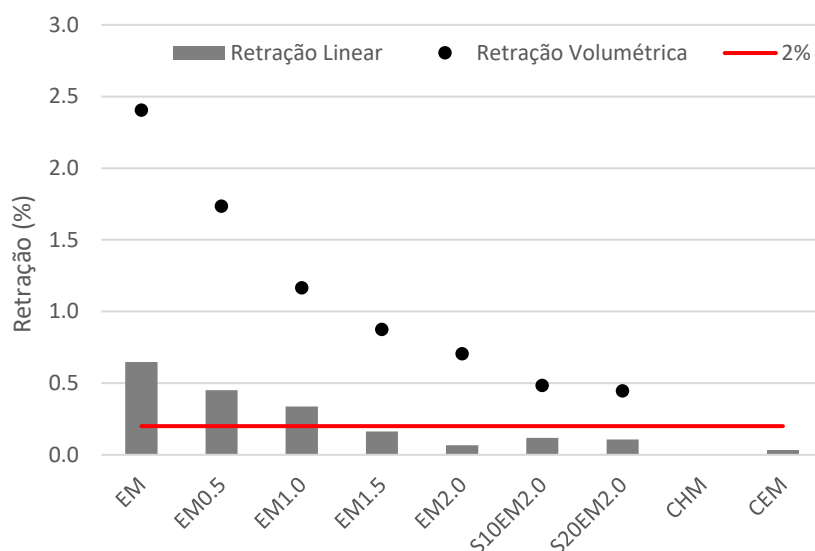


Figura 3.13: Retração linear e volumétrica das argamassas em estudo.

Existe uma relação entre a percentagem de areia das argamassas à base de terra natural e a retração, isto é, com o aumento da percentagem de areia existe uma diminuição dos valores da retração, sendo que os valores em concordância com os admitidos pertencem às argamassas EM1.5, EM2.0, S10EM2.0 e S20EM2.0. Na Figura 3.14 são apresentados os provetes que possibilitaram o estudo da retração. Através destes é possível observar que o aumento da percentagem de areia tem uma grande influência na retração.

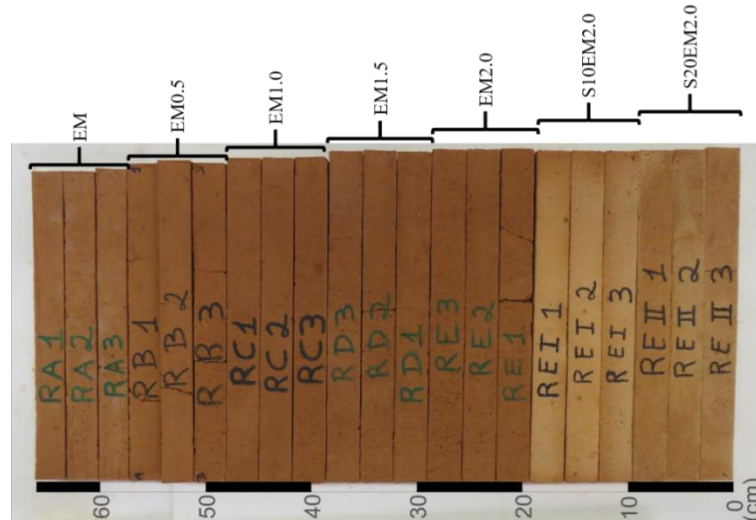


Figura 3.14: Provetes do ensaio de retração das argamassas à base de terra natural.

Compararam-se ainda os valores de retração com percentagem de argila e com percentagem de estabilizante, tal como apresentado na Figura 3.15. No primeiro caso, verifica-se que quanto maior for a percentagem de argila maior será a retração esperada. No segundo caso, verifica-se que a introdução do ligante se traduz numa redução dos valores da retração volumétrica. No entanto, verifica-se que a redução resultante da adição de uma quantidade de ligante superior (20%) é pouco significativa.

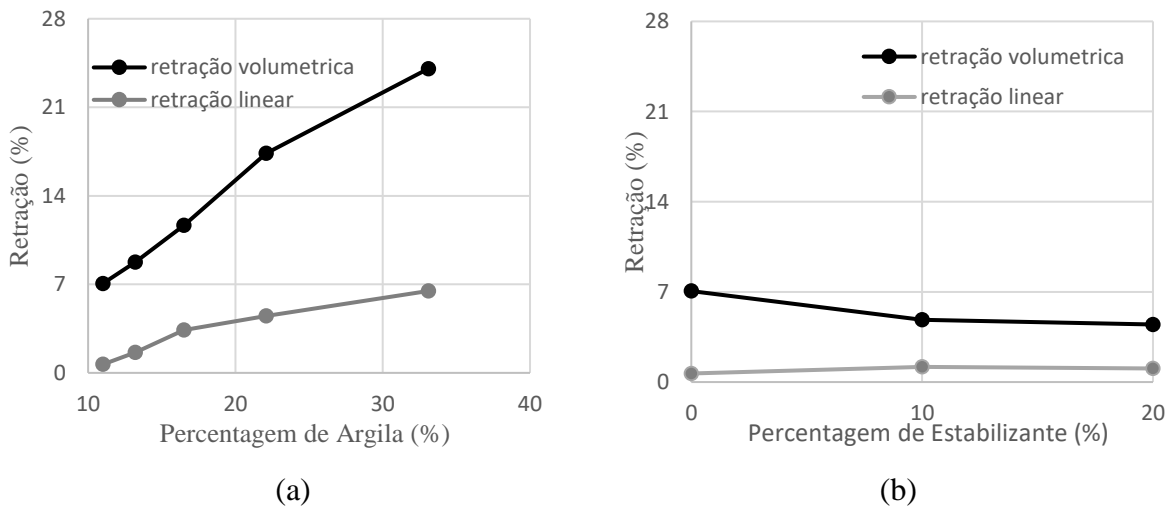


Figura 3.15: Variação da retração com a: (a) percentagem de argila; (b) percentagem de estabilizante.

Em suma, constata-se que a utilização das argamassas EM, EM0.5, EM1.0 deverá ser excluída, devido à sua elevada retração. Assim, apenas será viável a seleção das argamassas EM1.5 e a

EM2.0 de entre as argamassas de terra natural de forma a satisfazer o requisito da retração máxima admissível.

3.6. Caracterização mecânica

3.6.1. Ensaios de flexão e compressão em prismas

Os ensaios de flexão e compressão em prismas de argamassa procuraram seguir o procedimento da norma EN 1015-11 (CEN, 1999). No entanto, foi necessário proceder a algumas adaptações devido à baixa resistência dos provetes. Os provetes foram moldados utilizando-se moldes de madeira com dimensões de $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$, tendo sido preparados 3 provetes para cada traço de argamassa.

A preparação dos provetes referidos anteriormente envolveu as seguintes fases:

- Limpeza dos moldes e aplicação de película autocolante sobre as superfícies internas;
- Medição das dimensões dos moldes nas várias direções;
- Lubrificação das superfícies internas do molde com óleo;
- Enchimento do molde com uma camada de argamassa até metade da altura;
- Compactação da camada de argamassa com 60 quedas sucessivas (ver Figura 3.16a);
- Execução de alguns golpes na superfície da camada de argamassa, com uma colher de pedreiro, para garantir uma melhor ligação com a camada seguinte;
- Enchimento completo do molde com algum excesso de argamassa (ver Figura 3.16b);
- Compactação da camada com 60 quedas sucessivas;
- Remoção da argamassa em excesso, nivelando-se a superfície ao nível do molde (ver Figura 3.16c).

Após moldagem, no caso das argamassas de terra não estabilizadas e de argamassa comercial à base de terra, colocaram-se os moldes numa câmara climática com uma temperatura constante $20 \pm 1^\circ\text{C}$ e uma humidade relativa de $60 \pm 2\%$, durante 21 dias. Em relação às argamassas de cimento e de terra estabilizada, colocou-se uma película aderente sobre o respetivo molde (ver Figura 3.16d), impedindo-se a perda de humidade durante 7 dias para promover as reações de hidratação do ligante. Após este período, armazenaram-se os provetes na câmara climática referida anteriormente até serem atingidos os 28 dias de idade.

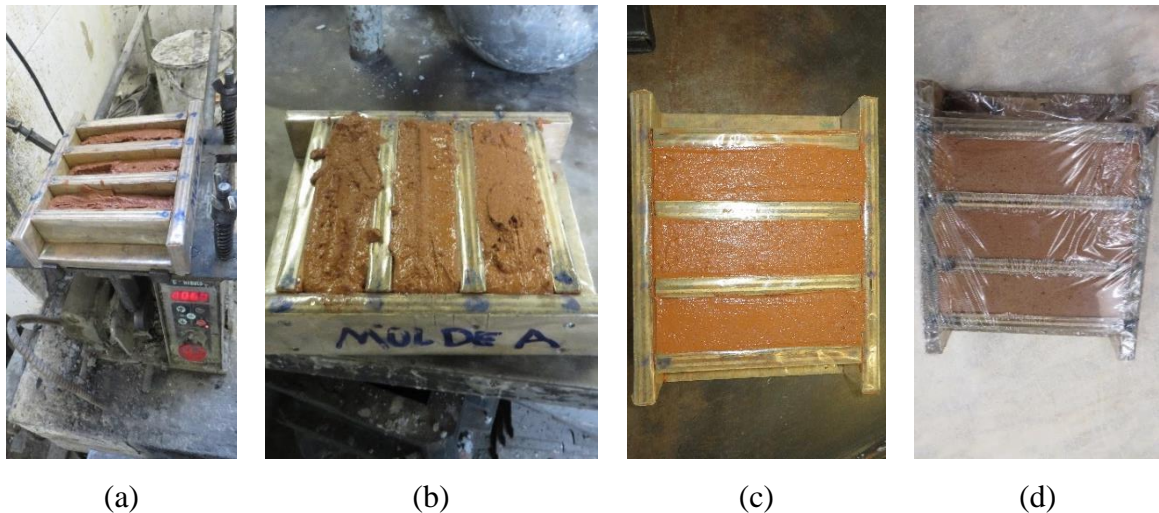


Figura 3.16: Preparação dos provetes utilizados nos ensaios de flexão e compressão em prismas: (a) compactação da primeira camada (60 quedas sucessivas); (b) Enchimento do molde; (c) argamassa rasada ao nível do molde; (d) aplicação de película aderente (molde de argamassa de terra estabilizada).

Os provetes de terra não estabilizada foram ensaiados aos 21 dias (garantindo-se, contudo, a secagem dos provetes até ao teor de água de equilíbrio), enquanto os restantes foram ensaiados aos 28 dias. O procedimento de ensaio foi semelhante para todos os casos. Como as argamassas de terra natural apresentam uma resistência muito baixa, optou-se por utilizar o controlo por deslocamento nos dois ensaios, utilizando uma velocidade de $5 \mu\text{m/s}$ no caso dos ensaios à flexão e uma velocidade de $25 \mu\text{m/s}$ no caso dos ensaios à compressão.

Inicialmente ensaiou-se os provetes à flexão (ver Figura 3.17a), com uma distância entre apoios de cerca de 100 mm e a aplicação da carga entre os apoios. As metades obtidas a partir deste ensaio foram utilizadas no ensaio da resistência à compressão (ver Figura 3.17b), aplicando-se uma carga numa área próxima a $40 \times 40 \text{ mm}^2$.

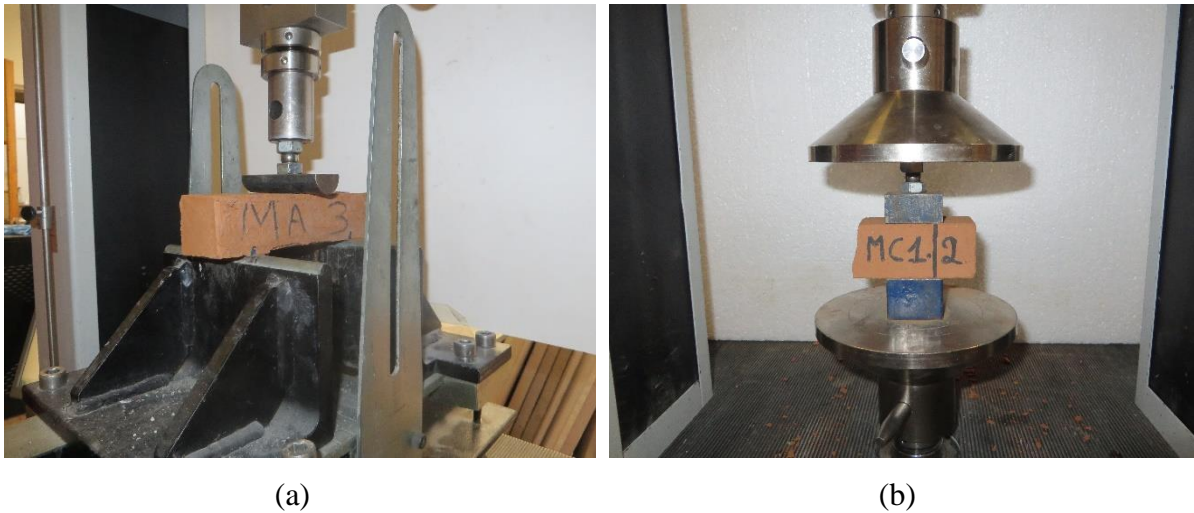


Figura 3.17: Execução dos ensaios mecânicos nos prismas de argamassa: (a) flexão em três pontos; (b) compressão.

Os provetes foram ensaiados no Laboratório de Materiais de Construção, usando-se a prensa automática *LR 50K Plus da LLOYD instruments*[®], com recolha automática dos dados durante o ensaio.

A resistência à flexão, f , foi determinada tendo por base a geometria do provete e a configuração do ensaio, através da seguinte equação:

$$f = 1,5 \frac{Fl}{bd^2} \quad (3.3)$$

onde:

- F é a carga máxima aplicada;
- l é a distancia entre apoios;
- b é a largura do provete;
- d é a altura do provete.

A resistência à compressão, f_c , é determinada através da seguinte equação:

$$f_c = \frac{F_c}{A} \quad (3.4)$$

onde:

- F_c é a carga máxima aplicada;
- A é a área da secção carregada.

Os resultados dos ensaios à tração por flexão e à compressão podem ser observados na Tabela 3.6 e na Figura 3.18. Através destes ensaios, observou-se que as argamassas à base de terra natural possuem uma boa resistência tanto à tração como à compressão, sendo que, a resistência diminui com o aumento da percentagem de areia, isto é, a resistência mecânica aumenta com a percentagem de argila incorporada na argamassa de terra natural. Também se constatou que a resistência à compressão é aproximadamente duas vezes a resistência à tração por flexão.

Tabela 3.6: Resultados dos ensaios de resistência à tração por flexão e à compressão (coeficiente de variação entre parêntesis).

	Resistência à Flexão (MPa)	Resistência à Compressão (MPa)	Massa volúmica (kg/m ³)	Teor em água (%)
EM	1,1 (6%)	2,3 (17%)	1810 (1%)	2,1% (6%)
EM0.5	0,8 (6%)	1,7 (7%)	1940 (2%)	1,0% (12%)
EM1.0	0,6 (7%)	1,1 (17%)	1890 (8%)	0,9% (4%)
EM1.5	0,6 (15%)	1,1 (15%)	1860 (1%)	1,0% (9%)
EM2.0	0,5 (4%)	0,9 (17%)	1810 (1%)	1,1% (7%)
S10EM2.0	0,6 (10%)	0,8 (13%)	1800 (1%)	0,9% (5%)
S20EM2.0	0,7 (6%)	1,0 (18%)	1760 (1%)	1,3% (5%)
CHM	1,6 (9%)	2,0 (12%)	1770 (3%)	1,1% (13%)
CEM	0,3 (16%)	0,6 (13%)	1800 (6%)	0,6% (6%)

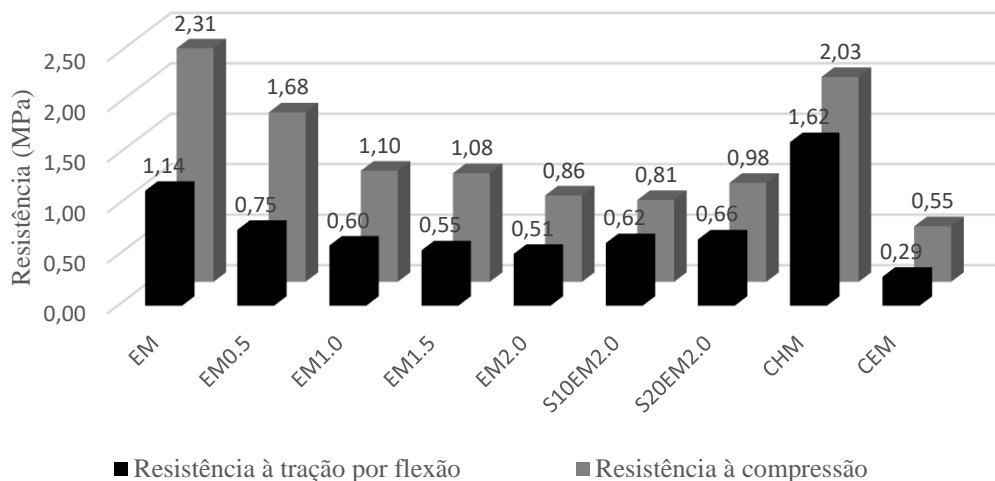


Figura 3.18: Resistência das argamassas à tração por flexão e à compressão.

Em relação às argamassas de terra natural estabilizada, observou-se que estas apresentam um ligeiro aumento da resistência, não muito significativo, em relação ao traço inicial sem ligante (EM2.0). Já em relação à argamassa à base de terra comercial, esta foi a que apresentou os piores resultados em ambos os ensaios. No caso da argamassa à base de cimento (CHM), como era expectável, foi uma das que apresentou maiores valores de resistência mecânica. No entanto, note-se que a argamassa EM apresenta valores de resistência mecânica semelhantes ou mesmo superiores à argamassa CHM, como é o caso da resistência à compressão.

Na Figura 3.19a e Figura 3.19b compara-se a percentagem de argila com a resistência à flexão e com a resistência à compressão, respetivamente. Verifica-se que em ambos os casos, com o aumento da percentagem de argila existe um claro aumento da resistência à flexão e um aumento da resistência à compressão. Também se observa que ambas as relações são aparentemente lineares.

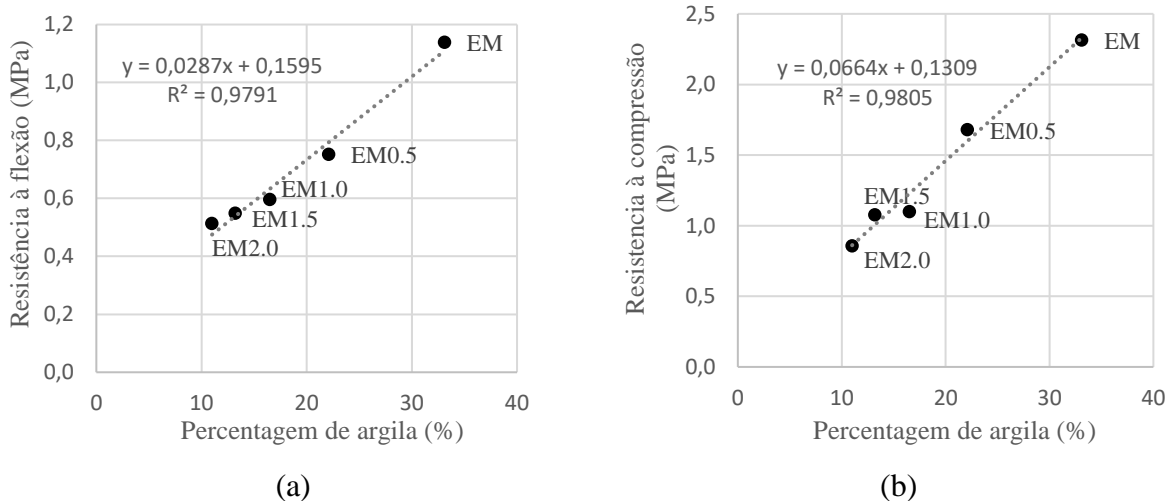


Figura 3.19: Variação da percentagem de argila com a: (a) resistência à flexão; (b) resistência à compressão.

Assim e após análise dos resultados de todos os ensaios apresentados anteriormente, optou-se por descartar as argamassas EM, EM0.5, EM1.0, EM1.5 devido aos elevados valores de retração linear. Sendo assim, no trabalho subsequente apenas serão estudadas as argamassas EM2.0 (argamassa de terra natural), S10EM2.0 e S20EM2.0 (argamassas de terra estabilizada), CHM (argamassa à base de cimento) e CEM (argamassa comercial à base de terra).

3.6.2. Ensaios de compressão em cilindros

Os ensaios dos prismas de argamassa não permitem avaliar adequadamente o comportamento à compressão não confinado das argamassas, uma vez que a esbeltez reduzida deste tipo de provetes gera um nível de confinamento bastante elevado durante o ensaio. Assim, optou-se por realizar novos ensaios de compressão, mas em provetes cilíndricos com uma razão altura/diâmetro de aproximadamente dois. Para cada tipo de argamassa foram preparados 4 provetes com ± 90 mm de diâmetro e ± 175 mm de altura. Note-se que apenas foi avaliada a argamassa EM2.0 das argamassas de terra natural, tal como referido anteriormente (ver Secção 3.5).

Como molde para a preparação dos provetes cilíndricos, utilizaram-se tubos de PVC cortados com as dimensões pretendidas. Todos os tubos possuíam um corte na longitudinal para facilitar a remoção do provete. No caso dos provetes de argamassa EM2.0 e CEM, os tubos apresentam um padrão de furação com furos de 1-2 mm de diâmetro e com espaçamento de cerca de 5-15 mm (ver Figura 3.20a), com o objetivo de promoverem a secagem da argamassa. A base do tubo foi tapada com recurso a fita-cola reforçada.

A moldagem dos provetes iniciou-se com a lubrificação da superfície interna dos moldes com óleo, que em seguida foram preenchidos em 3 camadas com altura igual (ver Figura 3.20b). Entre cada camada procedeu-se a uma compactação com 10 pancadas, com o auxílio de um pilão. Após o enchimento da última camada com excesso de argamassa regularizou-se a superfície ao nível do molde. No caso das argamassas de terra estabilizadas, terra comercial e de cimento, foi necessário colocar película aderente a isolar o molde (ver Figura 3.20c), de forma a promover a hidratação do ligante durante 7 dias. Após este período, os provetes foram desmoldados e armazenados numa câmara climática, a uma temperatura constante $20 \pm 1^\circ\text{C}$ e uma humidade relativa de $60 \pm 2\%$, até atingirem os 28 dias de idade.

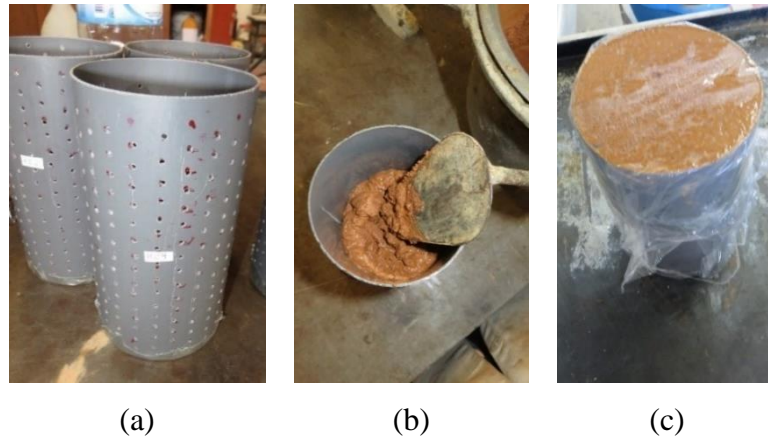


Figura 3.20: Preparação dos provetes cilíndricos ensaiados à compressão: (a) molde com padrão de furação para promover a secagem das argamassas; (b) enchimento do molde; (c) aplicação de película aderente.

Antes de se ensaiarem os provetes foi necessário regularizar a superfície do topo para que o contacto do provete com as chapas de ensaio fosse uniforme. Assim, no dia anterior ao ensaio procedeu-se à limagem desta superfície para se remover protuberâncias e partículas soltas (ver Figura 3.21a) e aplicou-se uma argamassa autonivelante (ver Figura 3.21b). O ensaio foi realizado através do controlo monotónico do deslocamento axial (ver Figura 3.21c), com velocidade constante de $1,5 \mu\text{m/s}$, aplicado por um atuador servo-controlado com capacidade de 25 kN. As deformações axiais dos provetes foram monitorizadas durante o ensaio através de 3 LVDT's (“*Linear Variable Differencial Transformer*”) dispostos radialmente (a 120°) e fixos no terço central. Através deste ensaio foi possível obter-se, para cada provete, a resistência à compressão, o módulo de elasticidade e a curva tensão-extensão.

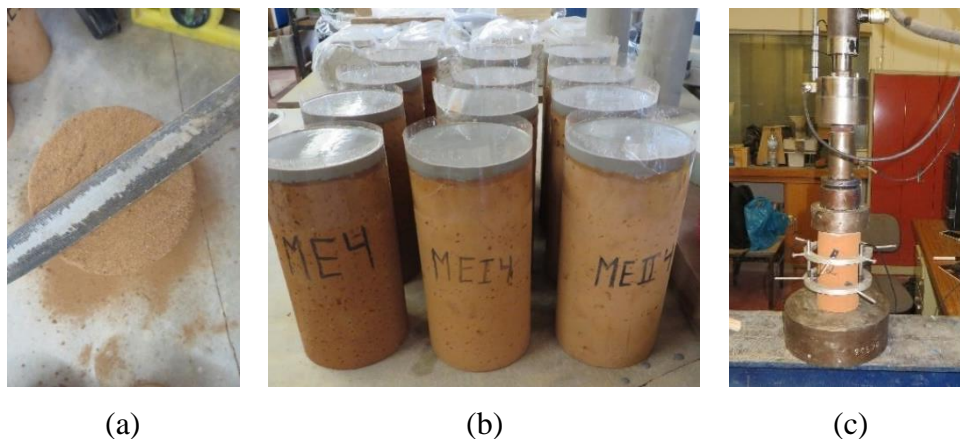


Figura 3.21: Ensaios de compressão dos provetes de argamassa cilíndricos: (a) regularização da superfície; (b) aplicação de uma argamassa autonivelante; (c) esquema de ensaio.

O comportamento das argamassas pode ser avaliado pela forma das curvas tensão-extensão dos provetes. Verifica-se que as curvas dos provetes apresentam uma forma côncava demonstrando um comportamento altamente não linear, excepcionando-se o caso dos provetes da argamassa CHM (ver Figura 3.22). Para determinar o módulo de elasticidade de cada argamassa face à não linearidade do seu comportamento, analisaram-se 3 conjuntos de valores, entre 10-25% da tensão máxima, 25-50% da tensão máxima e 10-50% da tensão máxima. Os valores dos diferentes módulos foram determinados pela aplicação de uma regressão linear aos intervalos referidos (ver Tabela 3.7).

Note-se que no caso da argamassa EM2.0 a resistência à compressão obtida em cilindros é superior à obtida dos prismas, respetivamente 1.3 MPa e 0.9 MPa respetivamente. Pensa-se que esta diferença possa estar relacionada com os diferentes métodos de preparação dos provetes de cada tipo, nomeadamente no que diz respeito às condições de secagem no molde. No caso das restantes argamassas em estudo, não se observou uma grande divergência entre os dois valores.

Tabela 3.7: Resultados médios dos ensaios de compressão em cilindros (coeficiente de variação entre parêntesis).

	Massa Volúmica (kg/m ³)	Teor de água (%)	Resistência à compressão (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)		
				10-25%	25-50%	10-50%
EM2.0	1876 (1%)	0.46% (5%)	1.3 (4%)	3431 (13%)	2150 (11%)	2506 (11%)
S10EM2.0	1840 (2%)	0.94% (8%)	0.8 (4%)	2006 (7%)	1292 (11%)	1490 (10%)
S20EM2.0	1792 (2%)	1.30% (5%)	1.0 (4%)	1484 (23%)	1134 (13%)	1266 (10%)
CHM	1733 (2%)	1.96% (39%)	2.1 (16%)	4992 (26%)	3741 (25%)	4181 (25%)
CEM	1677 (2%)	0.76% (31%)	0.6 (5%)	1367 (12%)	756 (15%)	915 (16%)

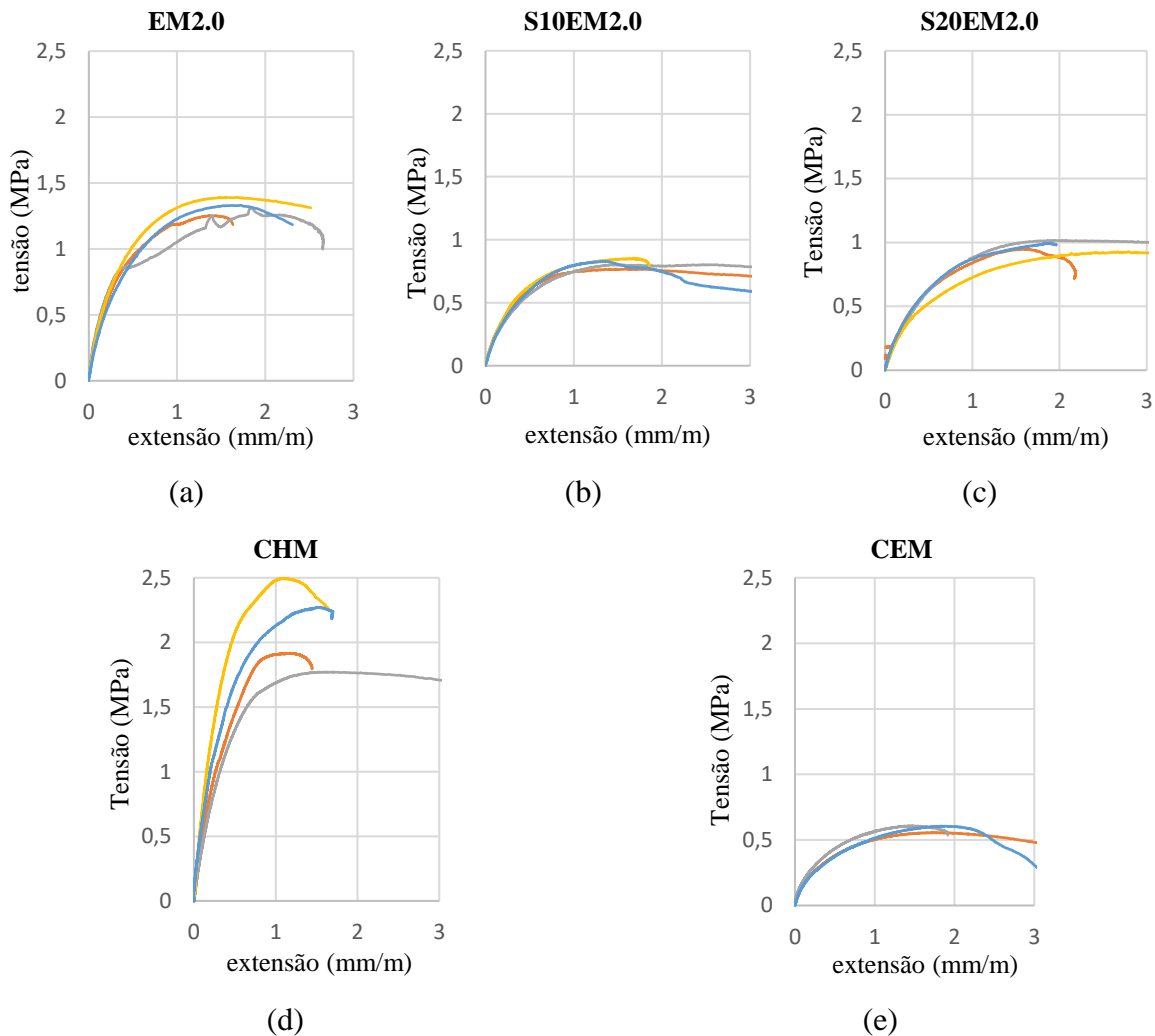


Figura 3.22: Resultados dos ensaios de compressão em cilindros.

Na Figura 3.23 pode-se observar a resistência à compressão obtida em cilindros, sendo a argamassa à base de cimento aquela que apresenta maior resistência. Por outro lado, verifica-se que o aumento da percentagem de estabilizante não potenciou um aumento da resistência, antes pelo contrário, a argamassa EM2.0 (0% de estabilizante) possui uma resistência superior às argamassas S10EM2.0 (10% de estabilizante) e S20EM2.0 (20% de estabilizante). Este acontecimento pode dever-se ao facto da cal hidráulica possuir um endurecimento lento, isto é, a idade de cura de 28 dias pode não ter sido suficiente para que as argamassas estabilizadas desenvolvessem as suas resistências máximas.

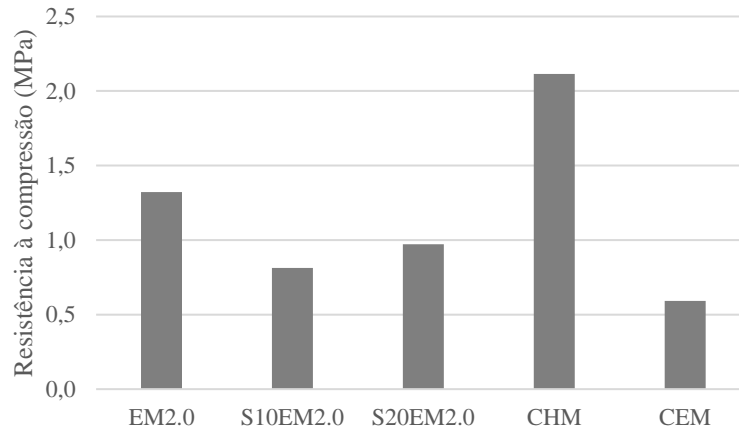


Figura 3.23: Resistência à compressão obtida em cilindros.

No que diz respeito ao módulo de elasticidade (ver Figura 3.24), verifica-se que também neste caso a argamassa CHM foi a que apresentou maiores valores. No entanto, verifica-se que, dos três módulos de elasticidade calculados, é no intervalo 10-25% da tensão máxima onde se observa o maior valor para todas as argamassas. Ao analisar-se o efeito da adição de cal hidráulica à argamassa de terra natural, verifica-se que à medida que a percentagem aumenta ocorre uma clara diminuição do módulo de elasticidade, nos três conjuntos de valores estudados. Este é um resultado contrário ao expectável, uma vez que se assumia que a estabilização tenderia a aumentar a rigidez da argamassa. Contudo, a evolução lenta do endurecimento da cal hidráulica associada a um período de cura dos provetes curto poderá, uma vez mais, explicar este resultado aparentemente divergente. Note-se ainda que os valores do módulo de elasticidade da argamassa de terra EM2.0 são bastante elevados (>2000 MPa).

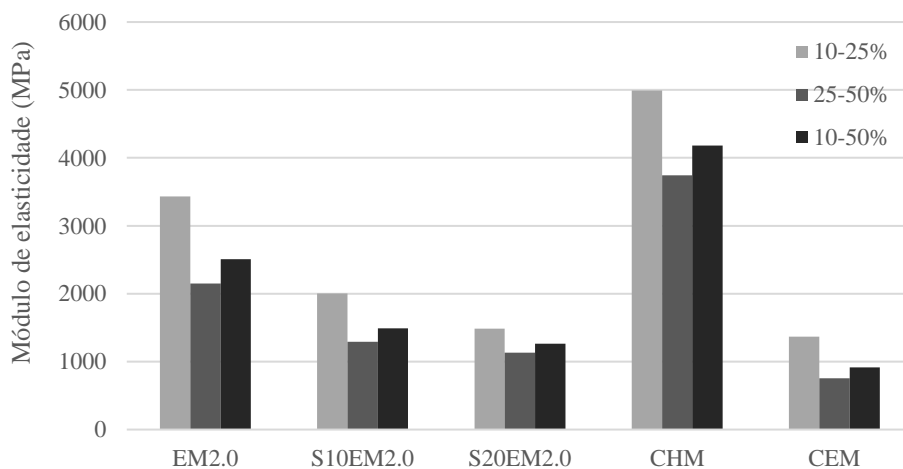


Figura 3.24: Módulos de elasticidade das argamassas.

Os modos de rotura dos provetes podem ser observados na Figura 3.25. Na maior parte dos provetes, observou-se que a rotura ocorreu por abertura de uma fenda diagonal principal. No entanto, também se observou a rotura por dupla e tripla fissuração, e em muitos casos também se observou que a formação de fissuras desenvolveu um desprendimento da superfície do provete de cima para baixo.

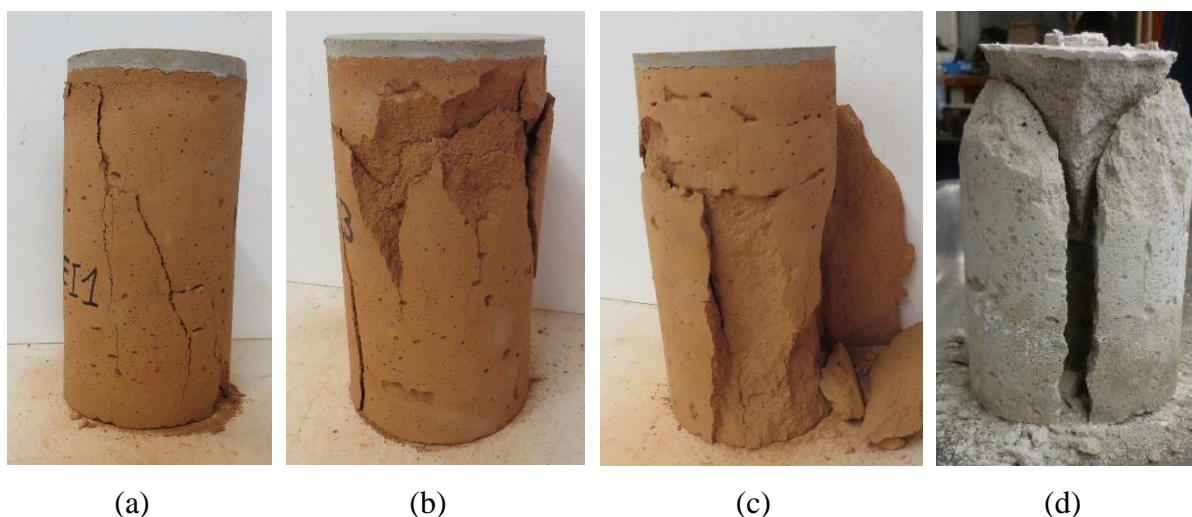


Figura 3.25: Modos de rotura dos provetes de argamassa: (a) fissura diagonal; (b) formação de fissuras diagonais e desprendimento da superfície do provete de cima para baixo; (c) divisão do provete com 3 fissuras; (d) divisão simétrica do provete com 3 fissuras verticais.

3.7. Conclusões

Este capítulo teve por base o estudo de argamassas, incluindo a caracterização dos seus materiais componentes, influência do teor em água na trabalhabilidade, comportamento de retração e desempenho mecânico. Foram estudadas argamassas de diferentes tipos, nomeadamente de terra natural, de terra estabilizada, de cimento e uma argamassa comercial à base de terra.

A terra utilizada nas argamassas revelou-se extremamente argilosa, pelo que a sua utilização no seu estado natural apresentou elevada retração. No entanto, mostrou-se que com a correção através da adição de diferentes percentagens de areia e estabilizantes foi possível reduzir os níveis de retração. Quanto à resistência das argamassas de terra natural, verificou-se que esta aumenta com a percentagem de argila, portanto, no desenvolvimento de argamassas deste tipo é necessário controlar a percentagem de argila e os níveis de retração que esta implica.

As argamassas de terra estabilizada demonstraram um bom comportamento ao nível da retração comparativamente com as argamassas de terra natural. No entanto, no caso dos valores de resistência o comportamento foi oposto, tendo sido pior. Este acontecimento pode dever-se ao facto de a cal hidráulica possuir um endurecimento lento, isto é, a idade de cura de 28 dias pode não ter sido suficiente para que as argamassas estabilizadas desenvolvessem as suas resistências máximas.

A utilização de argamassa comercial à base de terra revelou-se muito interessante devido à reduzida retração apresentada, além da facilidade com que pode ser adquirida. No entanto, esta demonstrou o pior desempenho mecânico das argamassas estudadas, possivelmente relacionado com o facto de ser uma argamassa desenvolvida especificamente para revestimentos interiores.

A argamassa à base de cimento correspondeu às expectativas, uma vez que apresentou o comportamento esperado. No entanto, a sua aplicação em construções de taipa exige uma avaliação no que respeita a questões relacionadas com a compatibilidade entre dois materiais.

Após a caracterização de todas as argamassas e seleção daquelas que apresentaram melhor desempenho, é necessário estudar as malhas de reforço para posteriormente se analisar a interação entre o substrato e o sistema de reforço.

CARACTERIZAÇÃO DE MALHAS DE REFORÇO

4.1. Introdução

Este capítulo tem como objetivo o estudo mecânico de diferentes malhas de baixo custo, identificando as que melhor se adequam à solução de reforço, onde a sua função pretendida é a de redistribuição de tensões e o aumento da ductilidade das paredes de taipa. Para tal, foi necessário conduzir um levantamento de diferentes tipos de malhas disponíveis no mercado local. Seguidamente, foi estudado o comportamento destas malhas à tração e foi identificado o seu rácio custo/resistência, com o objetivo de se selecionar a solução mais favorável a ser utilizada no trabalho experimental subsequente.

Foram estabelecidos alguns critérios para a seleção de malhas, nomeadamente a promoção de uma solução de baixo custo, aplicação fácil e que apresente uma boa compatibilidade com a taipa. Foram ainda considerados diferentes materiais constituintes.

4.2. Levantamento de malhas comerciais de baixo de custo

As malhas são um conjunto de filamentos que formam uma rede. Estes filamentos podem ser fabricados em vários tipos de materiais, nomeadamente polímeros, fibras de vidro, metais, entre outros. Dependendo de uma série de fatores de produção, as malhas podem adquirir diferentes características, ao nível da densidade linear, resistência à tração, módulo de elasticidade, entre outras. Note-se que ao longo deste capítulo, a avaliação destas características é realizada através de inspeção visual e de ensaios laboratoriais.

O levantamento das malhas realizado, inclui a visita a dois fornecedores de materiais de construção em localidades diferentes, nomeadamente em Barcelos e em Guimarães. Em Barcelos foram recolhidas as malhas de fibra de vidro G1 e G2 e a malha plástica G5, enquanto que em Guimarães foram recolhidas as malhas de linhada G3, as malhas plásticas G4 e G6, a malha metálica G7 e a malha de nylon G8.

Na Tabela 4.1 podem ser observadas as redes recolhidas, indicando-se uma pequena caracterização das mesmas em termos de cor, dimensão da quadrícula, densidade linear das fibras, gramagem e custo de aquisição no momento de recolha. Note-se que algumas das características apresentadas são definidas de acordo com duas direções ortogonais, correspondendo a direção x à direção longitudinal e y à direção transversal. No Anexo IV podem ser observadas as fichas técnicas correspondentes a cada malha, elaboradas a partir deste estudo.

Analisando-se o intervalo de variação das dimensões das quadrículas, verifica-se que apenas a malha G7 apresenta as mesmas dimensões nas duas direções, aparentado ser bidirecional. No entanto, existem mais 4 malhas, que apresentam dimensões próximas, variando ± 1 mm, nomeadamente G1, G2, G5 e G6. As malhas G4 e G8 são as que apresentam dimensões de quadrículas mais díspares, com variação de ± 5 mm. Comparando as malhas entre si, também se verifica grande diferença dos tamanhos da quadrícula, que varia entre os $4 \times 5 \text{ mm}^2$ da malha G1 aos $18 \times 21 \text{ mm}^2$ da malha G4.

Observou-se ainda que existem diferentes tipos de entrançados das malhas. No caso das malhas de fibras, G1, G2 e G3 observa-se que uma das direções possui dois filamentos que envolvem o filamento da direção perpendicular. No que diz respeito às restantes malhas, observou-se que as malhas G5 e G7 apresentam uma ligação menos notória entre os filamentos das duas direções, isto é, observa-se que existe uma sobreposição dos dois filamentos. No caso das malhas G4, G6 e G8, também se observa uma sobreposição dos filamentos das duas direções, mas neste caso nota-se a presença de um “nó”.

Em termos de custo de aquisição, foram adquiridas malhas cujo preço variou desde $0,63\text{€}/\text{m}^2$ até $2,80\text{€}/\text{m}^2$, respetivamente para a malha de nylon (G8) e para a malha plástica branca (G5). A malha metálica apresentou o segundo maior custo de aquisição ($2,73\text{€}/\text{m}^2$), seguido das

restantes malhas de plástico (G4 e G6), ambas por 1,90€/m². No grupo das malhas mais baratas encontra-se a de nylon e as de fibra. Dentro das malhas de fibra, a de linhada (G3) custou 1.05€/m² e as de fibra de vidro (G1 e G2) 0.85€/m² cada uma.

Relativamente à densidade linear das fibras, esta é também designada como finura da fibra e é expressa em função de uma massa por uma unidade de comprimento, sendo designada no sistema internacional como TEX (Vasconcelos, 1993). A densidade linear das fibras de cada malha foi determinada em ambas as direções indicadas anteriormente, cortando-se uma secção de fibra em cada direção, procedeu-se seguidamente à medição da sua extensão e à sua pesagem. Durante a medição da extensão das fibras teve-se o cuidado de manter as secções esticadas (ver Figura 4.1a), e para a pesagem utilizou-se uma balança de elevada precisão (0,001 g) (ver Figura 4.1b). A expressão usada para calcular o TEX de cada fibra é apresentada em seguida.

$$TEX = \frac{M_s (g)}{L_s (km)} \quad (4.1)$$

onde:

- TEX é a densidade linear das fibras;
- M_s é a massa da fibra;
- L_s é o comprimento da fibra.

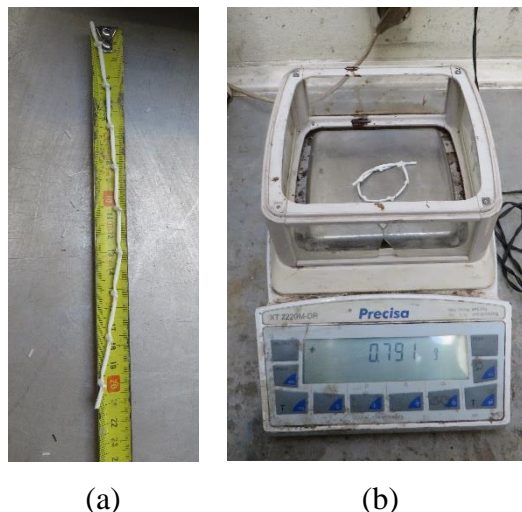


Figura 4.1: Determinação da densidade linear das fibras: (a) medição do comprimento da fibra; (b) pesagem da fibra.

Além da densidade linear das fibras, foi também determinada a gramagem da malha por direção. Note-se que a gramagem da malha serve de indicador do nível de armadura introduzido no reboco, se o material que compõe a malha for semelhante. Assim, para uma gramagem de malha superior será expectável uma capacidade de carga superior. A gramagem das malhas foi determinada de acordo com a expressão seguinte:

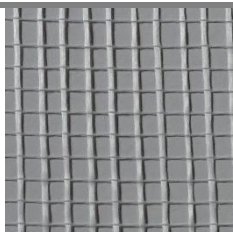
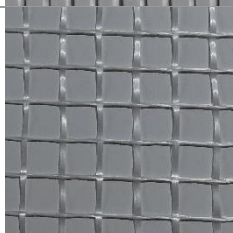
$$g_{direcional}(g/m/m) = \frac{TEX_{direção}}{\Delta d (mm)} \quad (4.2)$$



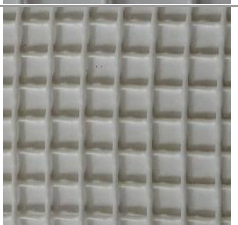
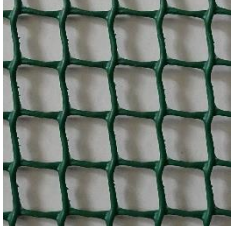


onde:

- $g_{direcional}$ é a gramagem de acordo com a direção: g_x para a direção x e g_y para a y;
- $TEX_{direção}$ é o valor de TEX de acordo com a direção: TEX_x para a direção x e TEX_y para a y;
- Δd é o afastamento entre as fibras da malha dispostas na direção em consideração.

A avaliação da gramagem por direção permitiu ainda identificar que as malhas não apresentam as mesmas características nas duas direções consideradas. Este é o caso das malhas G3, G4, G6 e G8, pelo que evidentemente o seu comportamento mecânico dependerá da direção considerada. Assim, a direção de aplicação da malha deverá ser um parâmetro a ter em consideração na aplicação de reforço com este tipo de malhas.

Tabela 4.1: Levantamento de redes de baixo custo estudadas.

Material	Descrição	Ilustração	Designação	Custo de aquisição (€/m ²)
Fibra de vidro	cor branca quadr. 4 × 5 mm ² TEX _x 156 TEX _y 201 g _x – 39.1 g/m/m g _y – 40.3 g/m/m		G1	0,85 ^a
	cor branca quadr. 8 × 9 mm ² TEX x 471 TEX y 424 g _x – 52.3 g/m/m g _y – 53 g/m/m		G2	0.85 ^a

Material	Descrição	Ilustração	Designação	Custo de aquisição (€/m ²)
Linhada	cor branca quadr. 6 × 4 mm ² TEX x 258 TEX y 140 g _x – 64.4 g/m/m g _y – 23.4 g/m/m		G3	1.05 ^b
Plástico	cor branca quadr. 18 × 21 mm ² TEX x 3451 TEX y 3736 g _x – 164.3 g/m/m g _y – 207.5 g/m/m		G4	1.90 ^b
	cor branca quadr. 7 × 8 mm ² TEX x 1553 TEX y 1375 g _x – 194.1 g/m/m g _y – 196.4 g/m/m		G5	2.80 ^a
	cor verde quadr. 11 × 12 mm ² TEX x 2324 TEX y 2582 g _x – 193.7 g/m/m g _y – 234.8 g/m/m		G6	1.90 ^b
Aço galvanizado	Electro soldado metálica quadr. 13 × 13 mm ² TEX x 4638 TEX y 4672 g _x – 356.8 g/m/m g _y – 359.4 g/m/m		G7	2.73 ^b
Nylon	cor preta quadr. 16 × 21 mm ² TEX x 765 TEX y 874 g _x – 36.4 g/m/m g _y – 54.6 g/m/m		G8	0.63 ^b

^a - Loja em Barcelos; ^b - Loja em Guimarães

4.3. Preparação dos provetes

Tal como referido anteriormente, o comportamento mecânico das malhas foi avaliado através de ensaios de tração direta em faixas de malha não impregnada (ou “seca”). Para a realização destes ensaios foram preparados 6 provetes de cada malha, sendo que 3 correspondiam à direção longitudinal e os outros 3 à direção transversal.

Inicialmente, cortaram-se as malhas de modo a que cada faixa tivesse aproximadamente $100 \times 400 \text{ mm}^2$ como dimensão (ver Figura 4.2a). De seguida, foram coladas chapas metálicas com as dimensões de $50 \times 120 \text{ mm}^2$ nas extremidades do provete (ver Figura 4.2b), de forma a não danificar os provetes aquando do aperto das amarras. Desta forma, a zona da fibra seca de cada provete apresentou como dimensões cerca de $100 \times 300 \text{ mm}^2$. Foi usada uma cola estrutural e argamassa de reparação à base de resinas epóxi, da marca Sika[®], e durante a sua aplicação teve-se o cuidado de ajustar e nivelar todas as chapas de modo a evitar a introdução de esforços de torção durante o ensaio. A cura da cola utilizada ocorreu em todos os provetes durante um período de pelo menos 24 h (ver Figura 4.2c).

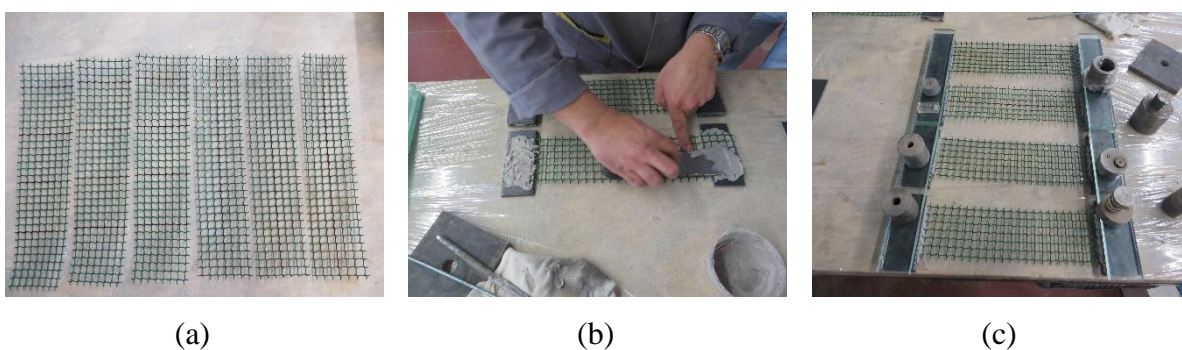


Figura 4.2: Preparação dos provetes para os ensaios de tração em malhas secas: (a) corte das faixas de malha; (b) colagem das chapas metálicas; (c) cura da cola.

4.4. Procedimento de ensaio

Os ensaios de tração das malhas secas foram realizados com base no procedimento da norma ASTM D6637 (2011). Para o efeito utilizou-se um pórtico de reação com uma amarra fixa, equipado com um atuador servo-controlado com uma amarra acoplada (ver Figura 4.3a). O atuador foi instrumentado com uma célula de carga com 10 kN de capacidade. As deformações dos provetes durante os ensaios foram medidas através do movimento sofrido pelo atuador e por um dispositivo com 2 LVDTs acoplados, desenvolvido para o efeito, fixado ao terço intermédio da faixa de malha num comprimento de 100 mm (ver Figura 4.3b). A utilização

deste último dispositivo pretendeu determinar de forma mais rigorosa as deformações sofridas pelos provetes durante o respetivo ensaio.

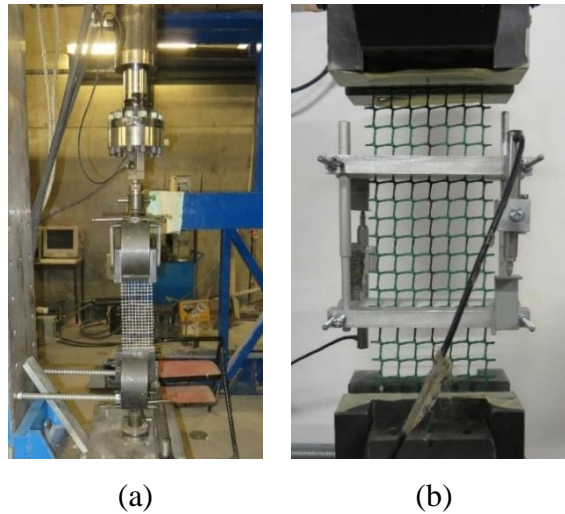


Figura 4.3: Ensaio de tração em malhas secas: (a) esquema de ensaio; (b) dispositivo utilizado para medição das deformações dos provetes.

Os ensaios de tração foram executados com a aplicação de um carregamento monotónico em controlo de deslocamento. Note-se que para estes ensaios foram usadas diferentes velocidades para os diferentes tipos de malhas uma vez que estas exibiram níveis de deformação também bastante diferentes. As malhas G1, G2, G3 e G7 foram submetidas a uma velocidade de deformação de $10 \mu\text{m/s}$, enquanto a G8 foi submetida a uma velocidade de deformação de $100 \mu\text{m/s}$. As restantes malhas (G4, G5 e G6) foram ensaiadas a uma velocidade de deformação de $50 \mu\text{m/s}$. A definição destas velocidades teve como base uma duração do ensaio estimada em cerca de 15-20 min, pelo que a sua determinação envolveu o ensaio prévio de alguns provetes.

4.5. Resultados e discussão

Durante os ensaios verificou-se que o dispositivo de medição de deformações danificava os provetes tornando o ensaio inválido, pelo que a utilização deste dispositivo não foi considerada para as malhas G1, G2, G3 e G8. Nas restantes malhas o dispositivo foi utilizado e serviu para validar os deslocamentos medidos pelo atuador. Isto é, compararam-se os deslocamentos medidos com os LVDTs com o deslocamento medido pelo atuador do equipamento (ver Figura 4.4) e observou-se que o erro de medição é desprezável, validando-se assim os resultados dos

deslocamentos medidos pelo atuador do equipamento. Assim, apenas foram considerados os deslocamentos medidos pelo atuador na análise dos resultados.

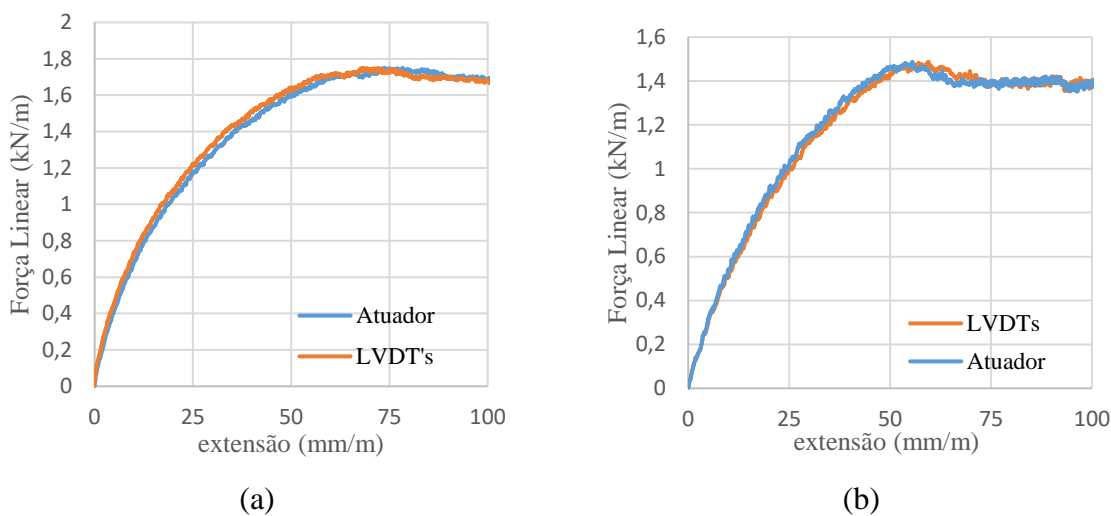


Figura 4.4: Comparação das extensões obtidas pelo atuador e pela média dos LVDTs: (a) Provete da malha G6; (b) Provete da malha G4.

A análise dos resultados obtidos permitiu avaliar a força linear máxima e o módulo de elasticidade para cada malha. O módulo de elasticidade foi definido para 3 patamares da curva força linear – extensão de cada provete por correlação linear, nomeadamente 10-25%, 25-50% e 10-50% da força linear máxima. Note-se que em todos os casos considerados o valor do coeficiente de correlação (r^2) foi superior a 0,95. Os resultados obtidos são seguidamente apresentados por malha, fazendo-se posteriormente a comparação entre malhas.

4.5.1. Malha G1

Na Figura 4.5 são apresentados os resultados obtidos no ensaio da malha G1, em termos de curvas força linear – extensão para a direção x e a direção y e o modo de rotura. Verifica-se que a direção y apresenta valores de força linear máxima superiores aos da direção x, cujos valores médios são 12,6 kN/m e 8,6 kN/m, respetivamente. Em ambos os casos pode-se observar um comportamento praticamente elástico linear até ser atingida a força máxima. Após este ponto ocorreram sucessivas roturas das fibras de cada filamento da malha na direção do ensaio, às quais correspondeu uma redução acentuada da força linear. Em relação ao modo de rotura, observou-se que este começou com a rotura de fibras na direção do ensaio, que deslocaram as fibras ortogonais. De uma forma geral, a rotura das fibras ocorreu nas zonas próximas das ancoragens.

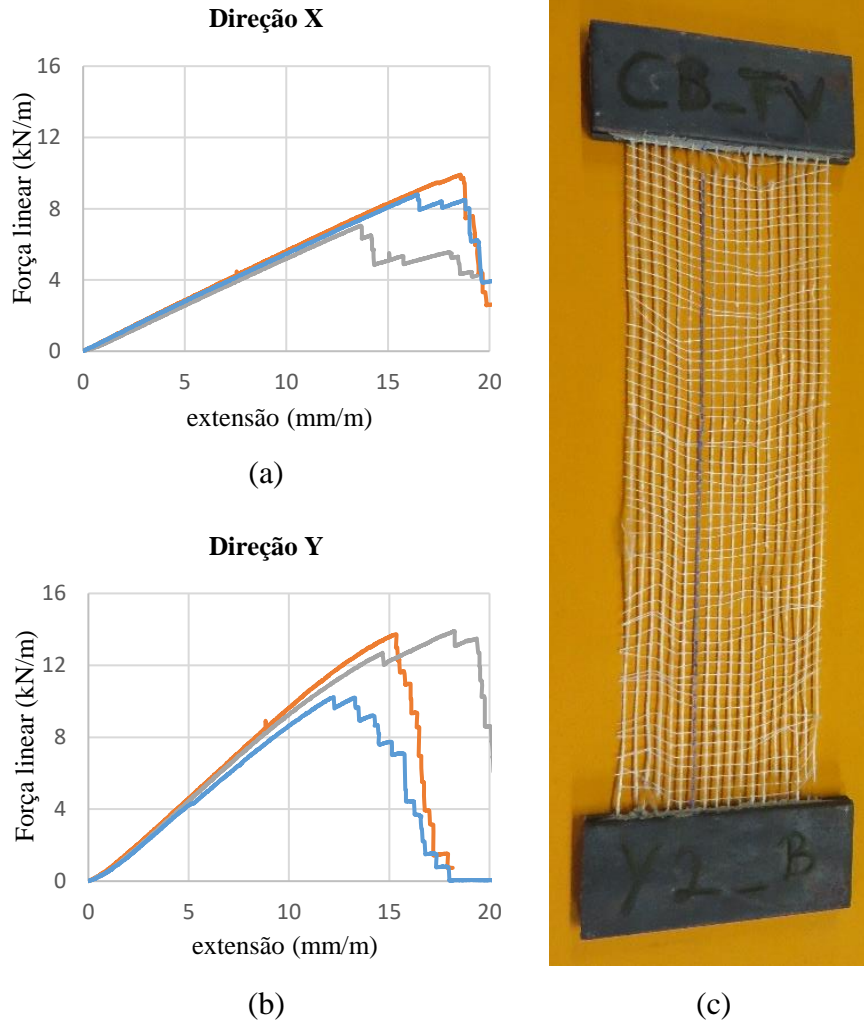


Figura 4.5: Resultados dos ensaios da malha G1: (a) curva força linear – extensão na direção x; (b) curva força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.

4.5.2. Malha G2

A Figura 4.6 apresenta, da mesma forma, os resultados dos ensaios de tração da malha G2. Observa-se que a direção x é a que apresenta maior valor médio da força linear máxima, nomeadamente 16,8 kN/m, enquanto na direção y é de 12,2 kN/m. No caso da direção x, o comportamento é praticamente elástico linear até ser atingida a força linear máxima. Na direção y, as curvas parecem apresentar algum ajuste, provavelmente relacionado com o relaxamento de algumas das fibras do provete no início do ensaio. Além disto, num dos provetes parece ter ocorrido rotura prematura de alguma das fibras que compõem os filamentos da malha. A rotura dos provetes foi semelhante à observada nos provetes da malha G1. Em geral, observou-se que após a força máxima ocorreram roturas sucessivas de fibras, comprovadas pelos patamares sucessivos de quebra de força linear.

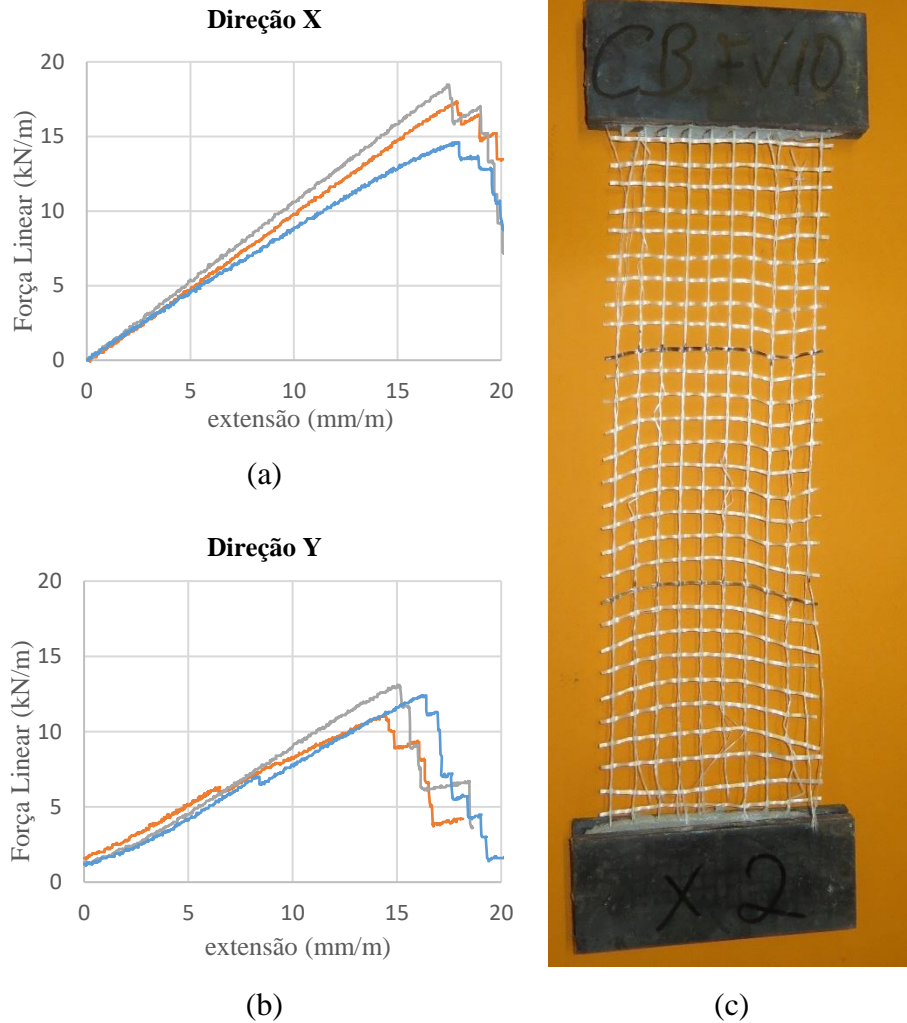


Figura 4.6: Resultados dos ensaios da malha G2: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear-extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.

4.5.3. Malha G3

Na Figura 4.7 são apresentados os resultados obtidos para a malha G3. Observa-se que a direção x apresenta um valor médio da força linear máximo cerca de cinco vezes superior ao da direção y, respetivamente 7,1 kN/m e 1,5 kN/m. Verifica-se que para ambas as direções existe um comportamento elástico linear, não existindo uma fase plástica clara. A rotura da malha deveu-se ao rompimento das fibras longitudinais junto às chapas metálicas.

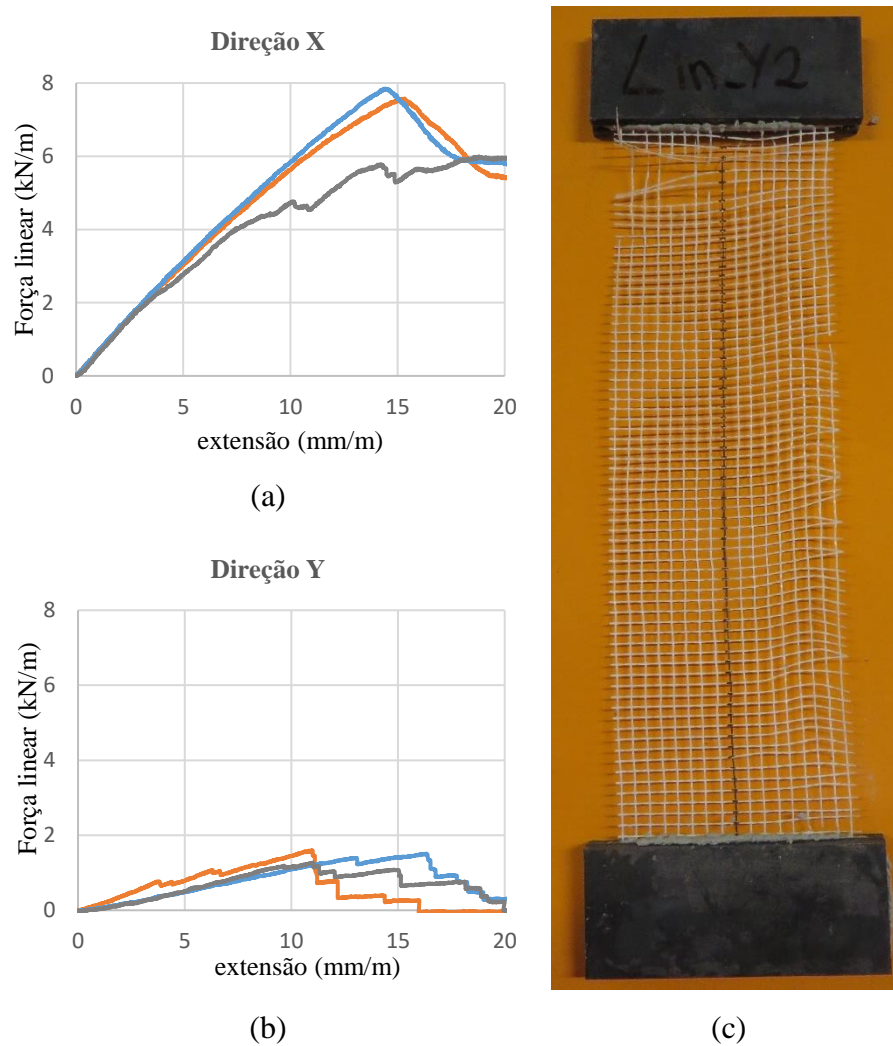


Figura 4.7: Resultados dos ensaios da malha G3: (a) curvas força linear – extensão na direção x; (b) curvas força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.

4.5.4. Malha G4

Os resultados dos ensaios da malha G4 são apresentados na Figura 4.8. Observa-se que a direção y é a que apresenta maior valor médio da força linear máxima, nomeadamente 2 kN/m, enquanto na direção x é 1,5 kN/m. Ao analisarem-se as curvas força linear – extensão de ambas as direções verifica-se que o comportamento à tração da malha em fase pré-pico é claramente não linear. Após a carga máxima, a malha apresenta uma plastificação contínua das fibras, não se observando a rotura das mesmas, e de onde se destaca a sua enorme capacidade de deformação.

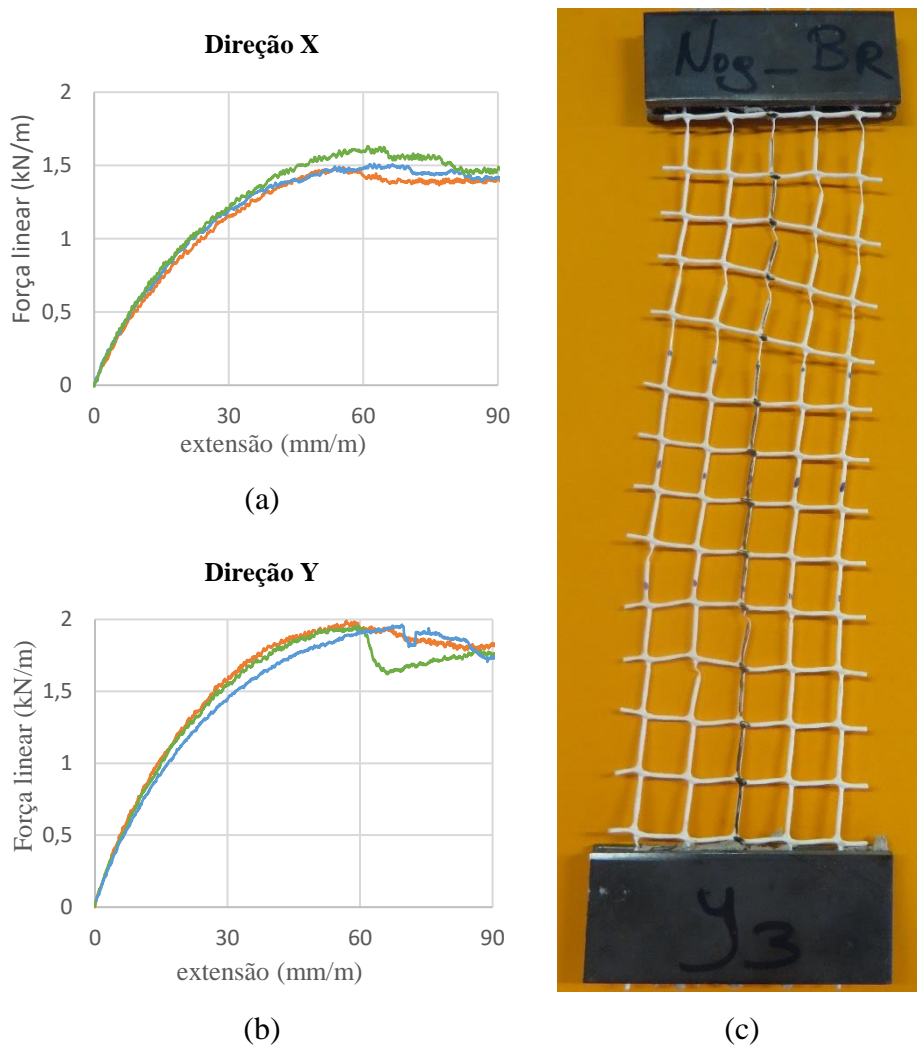
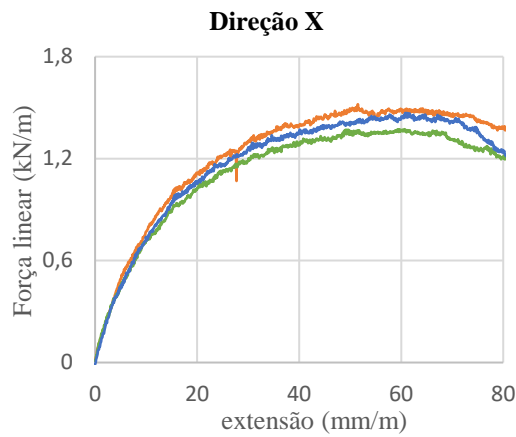


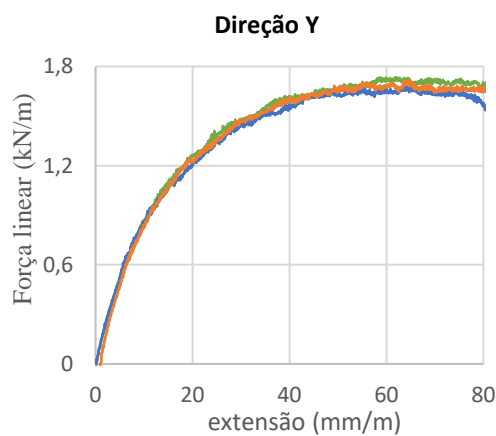
Figura 4.8: Resultados dos ensaios da malha G4: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.

4.5.5. Malha G5

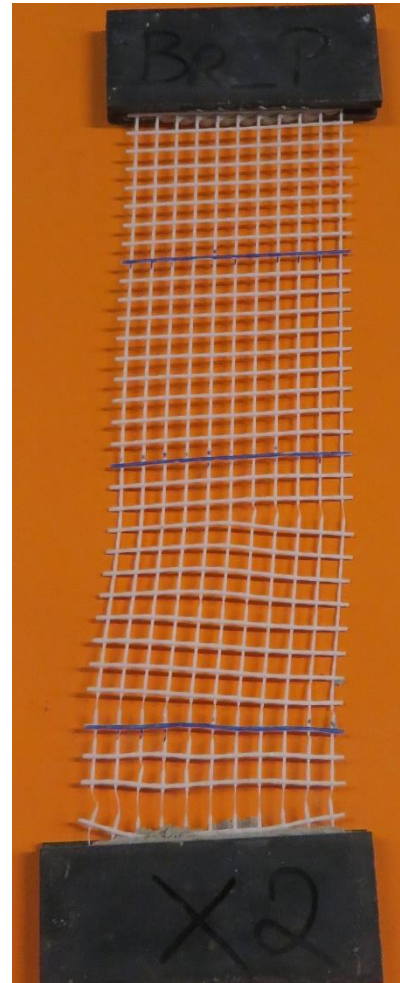
A Figura 4.9 apresenta os resultados dos ensaios da malha G5. A direção y apresenta um valor médio da força linear máxima de 1,72 kN/m, superior ao valor de 1,45 kN/m, obtido para a direção x. Em ambas as direções é possível constatar que o comportamento à tração é fortemente não linear. Tal como na malha anterior, esta malha apresenta elevada capacidade de deformação, onde após a força de pico ocorre plastificação contínua das fibras sem ocorrência de rotura.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.9: Resultados dos ensaios da malha G5: (a) curvas força linear – extensão na direção x; (b) curvas força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.

4.5.6. Malha G6

Na Figura 4.10 apresentam-se os resultados obtidos para a malha G6. Os valores médios da força linear máxima obtidos para ambas as direções são bastante semelhantes, respetivamente 1,7 kN/m e 1,6 kN/m para a direção y e x. Em termos de comportamento à tração verifica-se uma elevada não linearidade das curvas força linear – extensão. Mais uma vez se observa uma extraordinária capacidade de deformação desta malha plástica, onde após ser atingido a resistência à tração, a malha entra em plastificação contínua sem ser atingida a rotura.

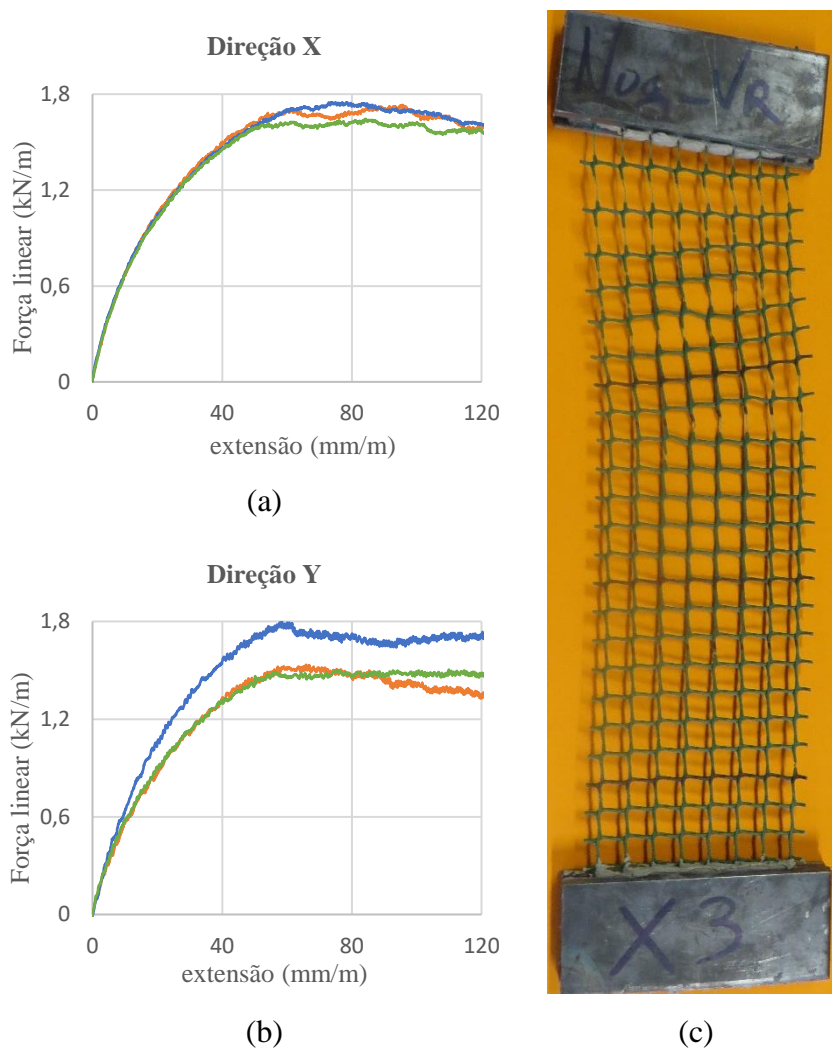


Figura 4.10: Resultados dos ensaios da malha G6: (a) curvas força linear – extensão na direção x; (b) curvas força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.

4.5.7. Malha G7

Os resultados dos ensaios realizados nos provetes da malha G7 são apresentados na Figura 4.11. Observa-se que na direção y o valor médio da força linear máxima é superior ao da direção x, respetivamente 23 kN/m e 15 kN/m. Verifica-se que não existe uma uniformidade de resultados comparativamente aos ensaios das restantes malhas. Este comportamento poderá estar associado a vários fatores, nomeadamente à maior dificuldade de preparação e ensaio dos provetes desta malha, devido à sua maior rigidez e ao processo de fabrico (fragilização dos pontos de soldadura, afrouxamento das fibras durante a soldadura e utilização de aços diferentes de acordo com a direção). No caso da direção y, é possível observar-se inicialmente um comportamento elástico seguindo-se uma plastificação das fibras de aço, a sua posterior rotura sucessiva, constatada através dos patamares de quebra de força linear. No caso da direção x, o

comportamento é aparentemente elástico até ser atingida uma força linear de cedência, à qual se segue uma fase de endurecimento. Esta fase de endurecimento poderá estar relacionada com o facto de aço utilizado nesta direção não ser um aço endurecido ou com uma eventual solitação não uniforme das fibras nesta direção. Em termos de modo de rotura, observa-se uma configuração semelhante à da direção y, com o rompimento sucessivos das fibras.

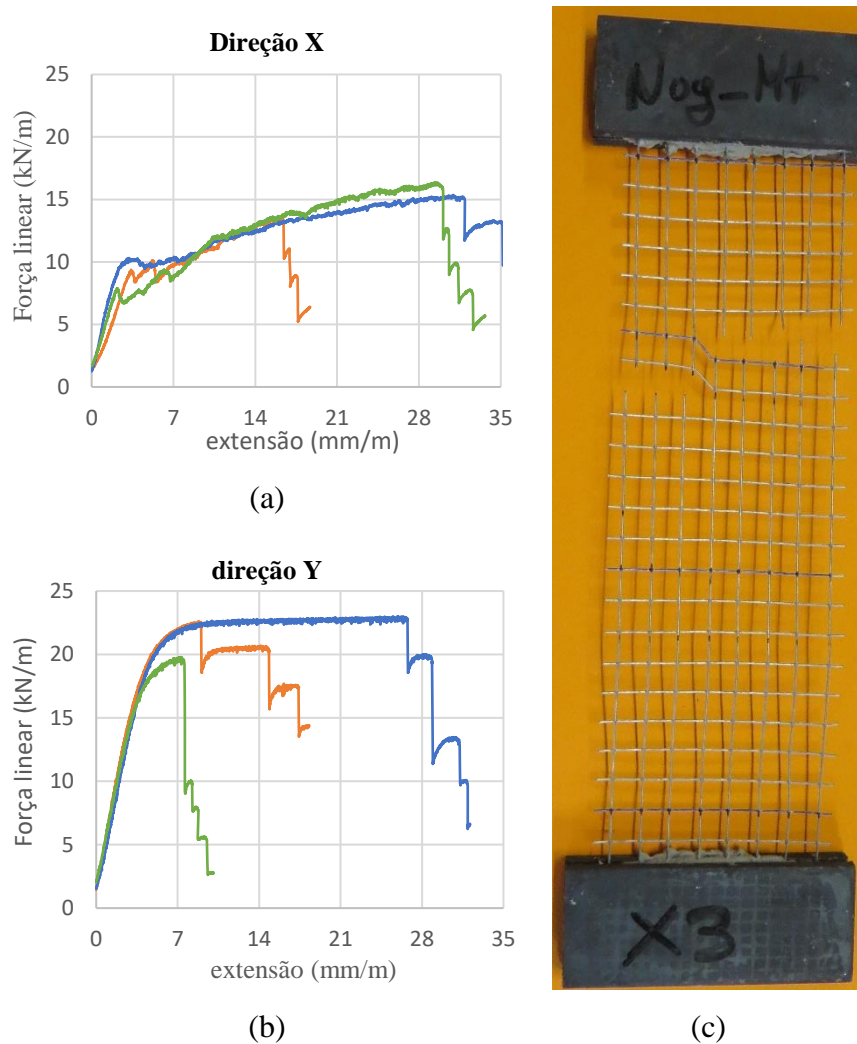


Figura 4.11: Resultados dos ensaios da malha G7: (a) curvas força linear – extensão na direção x; (b) curva força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.

4.5.8. Malha G8

A Figura 4.12 apresenta os resultados obtidos para os ensaios realizados nos provetes da malha G8. Observa-se que a direção y apresenta cerca de o dobro do valor médio da força linear máxima da direção x, respetivamente 4,3 kN/m e 2,4 kN/m. Em termos de comportamento, verifica-se que o desenvolvimento das curvas força linear – extensão é altamente não linear até

ser atingida a força máxima, à qual se sucede uma rotura aparentemente frágil. Este comportamento difere das restantes malhas plásticas pela substituição de uma fase plástica por uma fase de aparente endurecimento. Contudo, destaca-se a enorme capacidade de deformação da malha até ser atingida a sua capacidade máxima. Note-se ainda que as dimensões dos provetes da malha G8 tiveram de ser reduzidos para $100 \times 300 \text{ mm}^2$ (dimensões de faixa efetiva de ensaios de $100 \times 200 \text{ mm}^2$), uma vez que a amplitude de deslocamento do esquema de ensaio foi insuficiente para os provetes iniciais atingirem a força máxima.

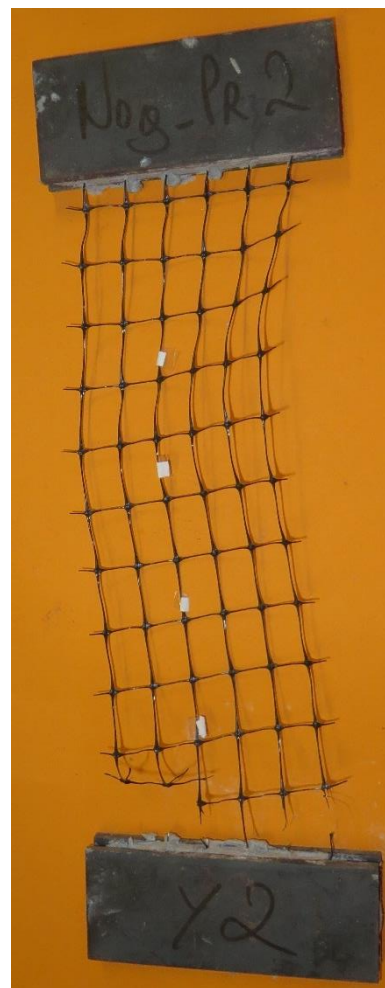
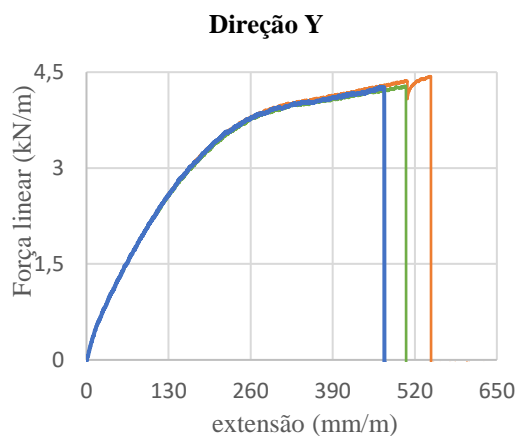
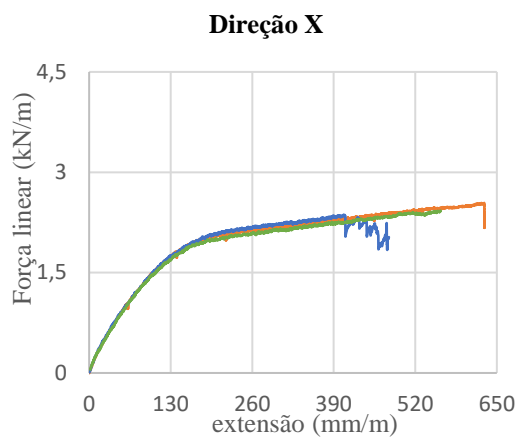


Figura 4.12: Resultados dos ensaios da malha G8: (a) curvas força linear -extensão na direção x; (b) curvas força linear – extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.

4.5.9. Análise comparativa

Na Tabela 4.2 podem-se observar os valores médios da força linear máxima e respetiva extensão de pico em cada uma das direções estudadas, e adicionalmente apresenta-se o valor mínimo da extensão última obtida para cada conjunto de provetes e o rácio custo/resistência. Estes resultados podem ser mais claramente comparados na Figura 4.13 e na Figura 4.14. A malha G7 é a que apresenta o maior valor médio da força linear máxima (direção y) com cerca de 22 kN/m, seguido pelo da malha G2 (direção x) com cerca de 17 kN/m. Estes valores são superiores em uma ordem de magnitude aos valores obtidos pela generalidade das malhas de plástico, nomeadamente o valor mínimo obtido, da G5 para a direção x (1,45 kN/m). Assim, é possível definir dois extremos em termos de resistência à tração das malhas, onde as malhas de fibra de vidro e metálica apresentam resistência mais elevada e as malhas de plástico e de nylon apresentam a menor resistência.

Verifica-se que não existe uma relação direta entre a gramagem direcional e a respetiva resistência à tração da malha. Para as malhas de plástico observa-se que, apesar da sua elevada gramagem em ambas as direções, a sua resistência é muito baixa. No caso das malhas de fibras, observa-se o contrário, isto é, apresentam baixa gramagem e resistência elevada. Portanto, as malhas de fibras parecem ser mais interessantes para utilização em reforço que as malhas de plástico. No caso das extensões de pico, a malha de nylon G8 destaca-se claramente das restantes, com valores médios (ambas as direções) superiores em pelo menos 6 vezes aos da segunda malha com maior valor médio da extensão de pico, designadamente a malha G6. As malhas de fibra de vidro, linhada e metálica são as que apresentam os valores mais baixos para este parâmetro, enquanto as malhas de plástico formam um grupo intermédio, cujo valor médio da extensão de pico pode ser até 7 vezes superior ao grupo das extensões mais baixas.

Quanto à relação custo/resistência, verifica-se que as malhas que apresentam uma melhor relação são as malhas G1, G2, G7 e G8. Sendo que a malha G2 apresentou um valor médio (das duas direções) de 0,06 €/m²/kN/m, a malha G1 0,09 €/m²/kN/m, a malha G7 0,16 €/m²/kN/m e a malha G8 0,21€/m²/kN/m. As malhas de plástico foram as que apresentaram a pior relação custo/resistência, cujos valores médios foram 1,78 €/m²/kN/m, 1,10 €/m²/kN/m, 1,15 €/m²/kN/m, respetivamente, G5, G4 e G6. Note-se ainda que das malhas de fibras, a malha G3 foi penalizada em termos de relação custo/resistência (0,44 €/m²/kN/m), devido à sua consideravelmente menor resistência numa das direções.

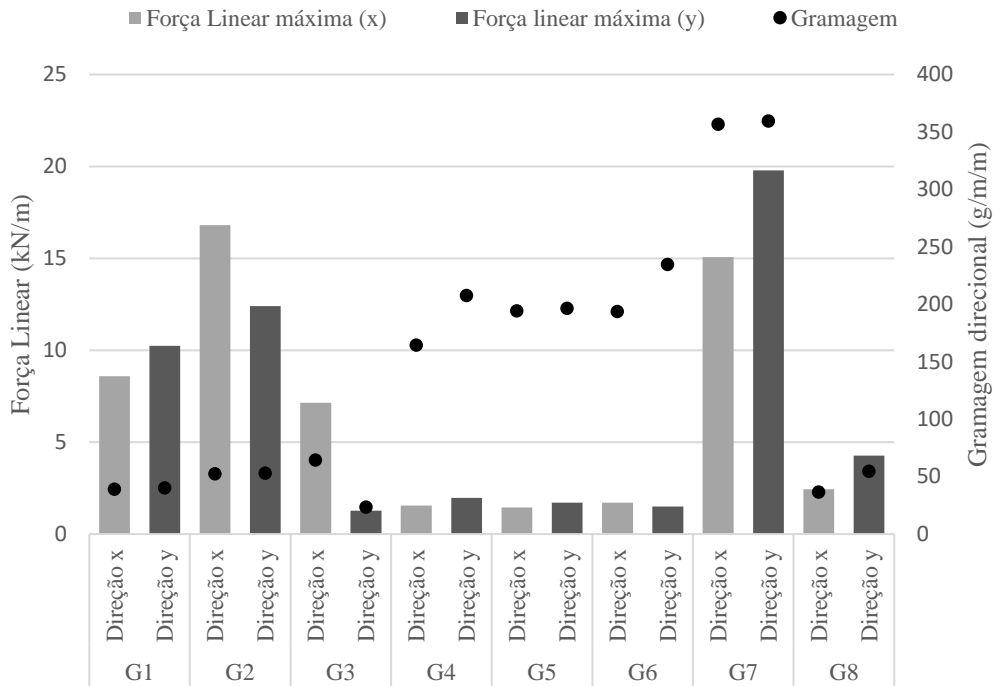


Figura 4.13: Comparação dos resultados dos ensaios das malhas em termos de força linear máxima.

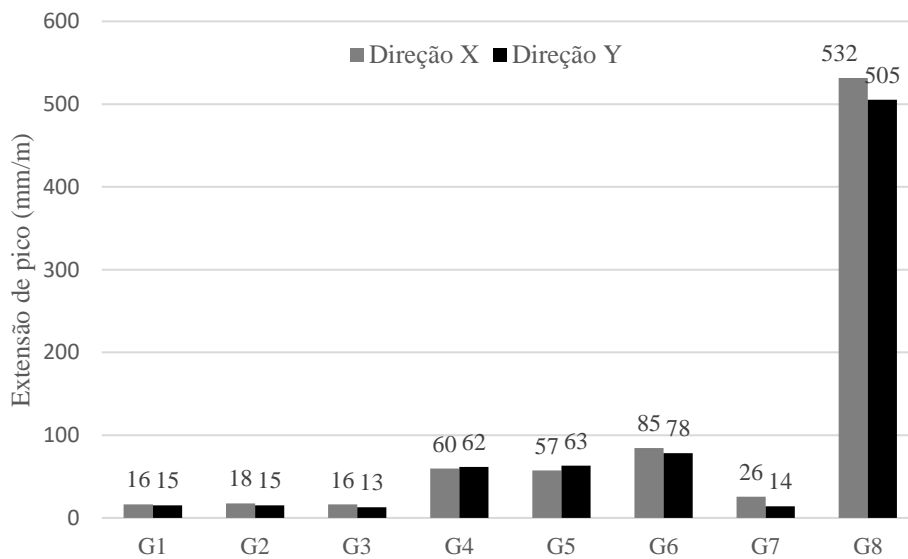


Figura 4.14: Comparação dos resultados dos ensaios das malhas em termos de extensão de pico.

Tabela 4.2: Resultados dos ensaios das malhas (coeficiente de variação entre parêntesis).

Rede		Força linear máxima (kN/m)	Extensão de pico (mm/m)	Extensão última (mm/m)	Custo/resistência (€/m ² /(kN/m))
G1	Direção x	8.6 (17%)	16 (15%)	≥ 20	0.10
	Direção y	10.2 (16%)	15 (20%)	≥ 22	0.07
G2	Direção x	16.8 (12%)	18 (1%)	≥ 20	0.05
	Direção y	12.4 (8%)	15 (6%)	≥ 16	0.07
G3	Direção x	7.1 (14%)	16 (14%)	≥ 32	0.15
	Direção y	1.3 (12%)	13 (24%)	≥ 20	0.72
G4	Direção x	1.5 (5%)	60 (6%)	≥ 235	1.23
	Direção y	2.0 (1%)	62 (11%)	≥ 235	0.96
G5	Direção x	1.5 (5%)	57 (9%)	≥ 145	1.93
	Direção y	1.7 (1%)	63 (2%)	≥ 162	1.63
G6	Direção x	1.7 (3%)	85 (13%)	≥ 230	1.11
	Direção y	1.5 (10%)	78 (36%)	≥ 250	1.18
G7	Direção x	15.1 (10%)	26 (32%)	≥ 40	0.18
	Direção y	19.8 (8%)	14 (74%)	≥ 30	0.13
G8	Direção x	2.4 (4%)	532 (22%)	≥ 600	0.26
	Direção y	4.3 (2%)	505 (8%)	≥ 540	0.15

A Figura 4.15 resume toda a informação em cima descrita, nomeadamente o comportamento em termos de força linear máxima, extensão de pico e relação custo/resistência.

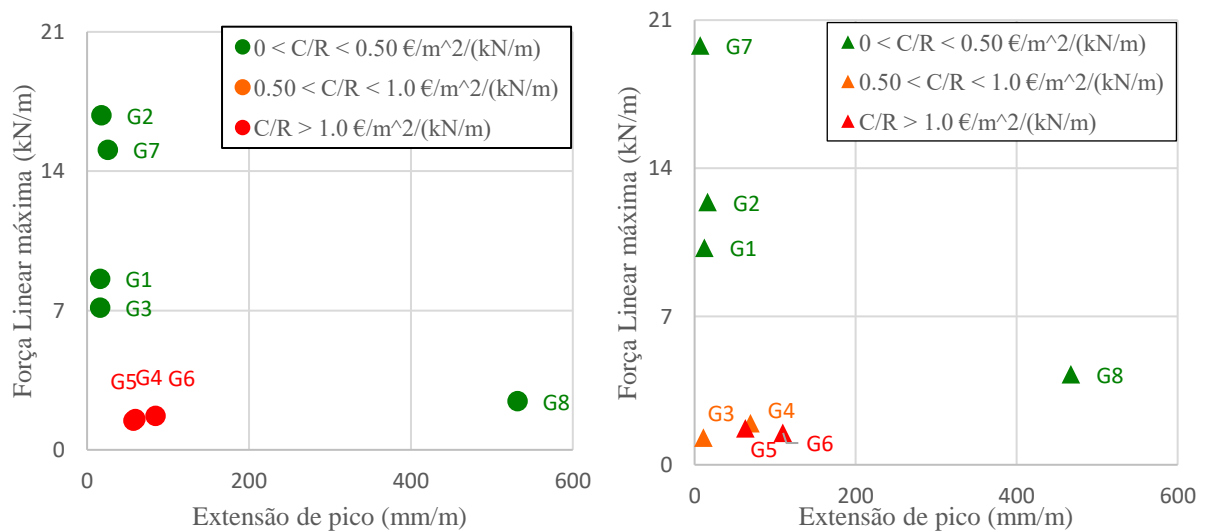


Figura 4.15: Comparação da relação força linear máxima-extensão de pico com custo/resistência (C/R): (a) direção x; (b) direção y.

Na Tabela 4.3 são apresentados os valores médios da rigidez, simplificada aqui designada por E, calculados para os diferentes intervalos, nomeadamente E1 (10-25% da força linear máxima), E2 (25-50% da força linear máxima) e E3 (10-50% da força linear máxima). Optou-se por considerar este conjunto de valores devido à elevada não linearidade de comportamento verificada nas curvas força linear – extensão, nomeadamente no caso das malhas de plástico. De facto, é possível verificar que nestes casos o valor de E2 é bastante inferior ao de E1. Já E3 resulta em geral num valor intermédio, que pode ser adotado como valor de referência para todas as malhas. A avaliação dos módulos de elasticidade pode ser mais facilmente visualizada na Figura 4.16.

Verifica-se que a malha G8 é a que apresenta a menor rigidez (valor médio das duas direções de 17 kN/m), enquanto a malha que apresenta a maior rigidez foi a malha G7 (valor médio das duas direções de 3622 kN/m). Note-se ainda que, em geral os valores da rigidez obtidos para as malhas plásticas são bastante baixos, quando comparados com os das malhas de fibras.

Tabela 4.3: Valores médios da rigidez calculada (coeficiente de variação entre parêntesis).

Malha		Rigidez (kN/m)			$\frac{E3}{E1}$ (%)	$\frac{E2}{E1}$ (%)
		E1 (10-25%)	E2 (25-50%)	E3 (10-50%)		
G1	Direção x	560 (3%)	543.78 (2%)	549 (2%)	98%	97%
	Direção y	976 (3%)	972.37 (8%)	982 (5%)	101%	100%
G2	Direção x	983 (9%)	965 (11%)	980 (10%)	100%	98%
	Direção y	513 (6%)	753 (8%)	626 (7%)	122%	147%
G3	Direção x	638 (3%)	540 (11%)	566 (9%)	89%	85%
	Direção y	141 (41%)	126 (12%)	135 (19%)	95%	89%
G4	Direção x	57 (7%)	41 (6%)	46 (5%)	81%	72%
	Direção y	76 (13%)	56 (8%)	60 (7%)	79%	73%
G5	Direção x	90 (5%)	58 (1%)	66 (5%)	73%	65%
	Direção y	102 (4%)	71 (1%)	81 (1%)	79%	70%
G6	Direção x	71 (1%)	47 (2%)	53 (2%)	74%	67%
	Direção y	59 (20%)	42 (12%)	46 (11%)	79%	71%
G7	Direção x	2803 (36%)	2413 (69%)	2528 (60%)	90%	86%
	Direção y	4445 (11%)	4754 (5%)	4715 (7%)	106%	107%
G8	Direção x	17 (3%)	13 (2%)	14 (1%)	86%	79%
	Direção y	22 (2%)	18 (1%)	19 (1%)	87%	82%

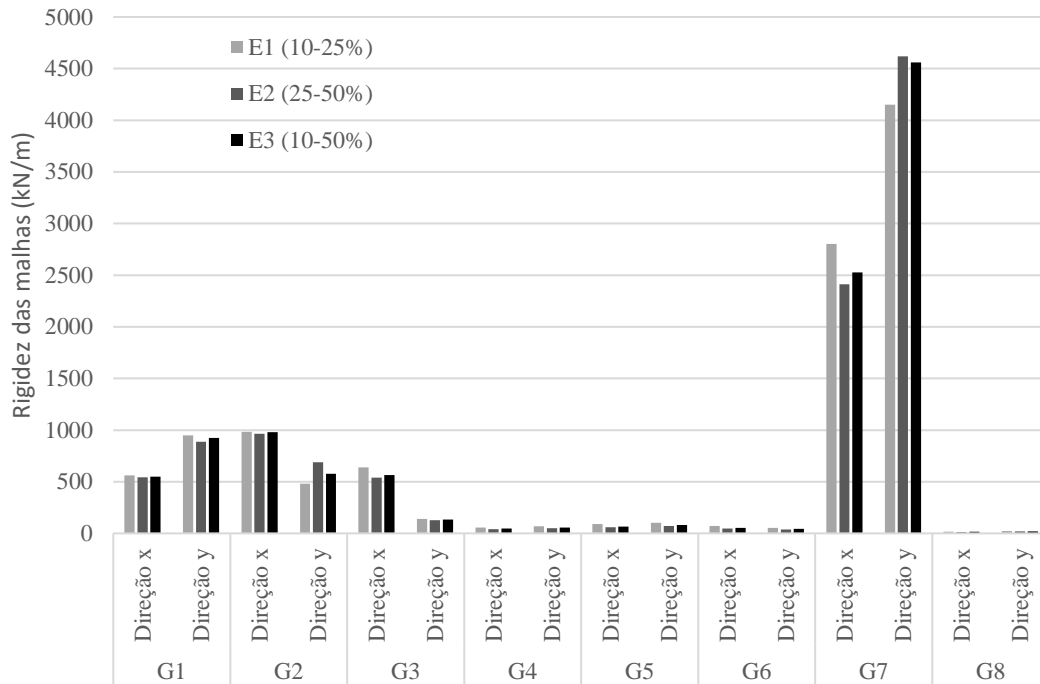


Figura 4.16: Valores médios da rigidez das malhas.

4.6. Conclusões

Em termos globais, as malhas apresentam comportamentos distintos para cada direção. Sendo que as malhas que apresentaram resultados mais próximos nas duas direções foram as malhas de plástico G4, G5 e G6.

Analisando os valores médios da força linear máxima, observou-se que a malha mais resistente foi a malha G7 (malha metálica) na direção y com 20 kN/m de resistência à tração, seguida da malha G2 (fibra de vidro) na direção x com 17 kN/m. As malhas que apresentaram piores resultados neste parâmetro foram as malhas plásticas, com resistência à tração não superior a 2 kN/m.

Quando se observam os valores médios da extensão para a qual ocorreram as forças lineares máximas, verifica-se que os valores para cada malha são muito próximos nas duas direções, como expectável. A malha que apresenta os valores mais altos foi a G8, valores seis vezes superiores à malha que se seguiu, malha G6. Num contexto global, as malhas de nylon (G8) e todas as malhas plásticas (G4, G5 e G6) obtiveram valores bastante elevados da extensão de pico, sobretudo quando comparadas com valores de materiais de construção tradicionais.

Quanto à relação custo/resistência verifica-se que as malhas G1, G2, G3, G7 e G8 são as que apresentam uma melhor relação de custo por resistência linear, enquanto as malhas plásticas foram as que apresentaram piores valores. Comparando este parâmetro com os mencionados acima, verifica-se que as malhas G2, G7 e G8 são as que apresentam as características pretendidas inicialmente.

Considerando-se os resultados dos ensaios de caracterização das malhas, optou-se por utilizar nos trabalhos subsequentes apenas a direção que apresentou as melhores características mecânicas da malha G2 e da malha G8, respetivamente a direção x e a direção y. A seleção destas malhas considerou o comportamento à tração de cada malha por direção, a facilidade de aplicação e o rácio entre o custo e a resistência. Nomeadamente, a malha G2 apresentou melhor rácio custo/resistência e a malha G8 apresentou o comportamento mais flexível (maior extensão de pico).

INTERAÇÃO TAIPA-MATRIZ-MALHA

5.1. Introdução

Nos capítulos anteriores analisaram-se de forma individual os comportamentos mecânicos dos materiais que constituem a solução de reforço, nomeadamente as matrizes de argamassa e as malhas de reforço. Contudo, estes materiais funcionam em conjunto com o suporte, para que a solução de reforço seja eficiente e durável. Neste contexto, a interação mecânica entre os materiais que compõem a solução de reforço (taipa, matriz de argamassa e malha de reforço) representa um papel fulcral no seu desempenho. Assim, torna-se necessário avaliar as relações de interação entre os materiais envolvidos, nomeadamente da aderência entre a matriz e a taipa, e entre a matriz e a malha.

Este capítulo tem como objetivo avaliar os níveis de interação mencionados anteriormente através de um programa experimental. Este programa consistiu, numa primeira fase, na avaliação da aderência de diferentes argamassas ao suporte de taipa através de ensaios do tipo “*pull-off*” e, numa segunda fase, à avaliação do comportamento integrado da argamassa e das malhas através de ensaios de tração direta e ensaios do tipo “*pull-out*”.

5.2. Ensaios de aderência taipa-matriz (“*pull-off*”)

5.2.1. Caracterização do suporte de taipa

Para a execução dos ensaios de aderência das argamassas foi necessário usar-se um suporte construído em taipa. Para este efeito utilizou-se um murete de taipa semelhante aos utilizados por Martínez (2015), onde pode ser consultada a sua caracterização detalhada.

O murete de taipa foi construído a partir de solo recolhido em Amoreiras-Gare (Alentejo), areia de rio e brita, nas proporções 50%, 28 % e 22%, respetivamente. Devido à elevada percentagem de argila presente no solo original, foi necessário proceder à correção do mesmo, resultando a curva granulométrica apresentada na Figura 5.1 e as frações granulométricas apresentadas na Tabela 5.1.

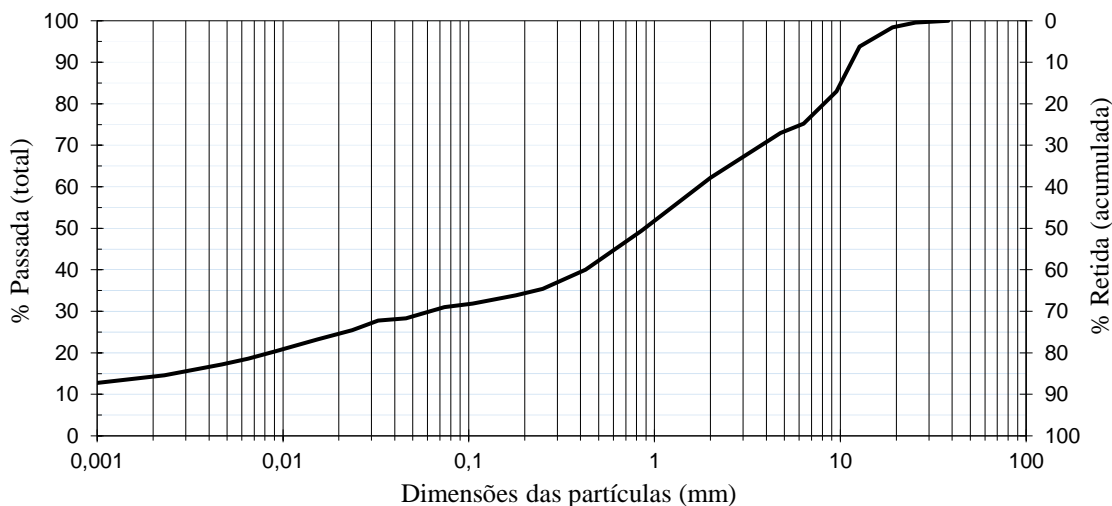


Figura 5.1: Curva granulométrica da terra corrigida utilizada na construção do murete de taipa.

Tabela 5.1: Frações granulométricas da terra corrigida utilizada na construção do murete de taipa.

Textura	Argila (%)	14
	Silte (%)	16
	Areia (%)	32
	Seixo (%)	37
Classificação dos Solos (LNEC, 1968)		Arenoso - argiloso

Argila < 0.002 mm; 0.002 mm ≤ silte < 0.060 mm; 0.060 mm ≤ areia < 2.0 mm;
2mm < cascalho ≤ 20 mm;

O murete foi construído recorrendo a um molde de contraplacado marítimo com as dimensões 550×550×200 mm³, através da compactação de 9 camadas de igual espessura. Teve-se a necessidade de controlar a massa volúmica de cada camada, considerando o valor da massa volúmica húmida máxima obtida do ensaio de Proctor normal, enquanto o teor de água da mistura foi definido pelo ensaio da bola (NZS 4298, 1998). Este ensaio permite obter valores de teores de água bastantes próximos do teor em água ótimo.

As propriedades mecânicas da taipa foram também avaliadas por Martínez (2015), através de ensaios de compressão em seis provetes de taipa cilíndricos com 100 mm de diâmetros e 200 mm de altura. O procedimento de ensaio foi idêntico ao procedimento descrito na secção 3.6.2. Os resultados obtidos permitiram identificar valores médios da resistência à compressão de 1,5 MPa e do módulo de elasticidade de 536 MPa. Na Figura 5.2 são apresentadas as curvas tensão – extensão dos provetes ensaiados, destacando-se o seu comportamento altamente não linear. Esta informação pode ser observada mais detalhadamente em Martínez (2015), como já foi referido anteriormente.

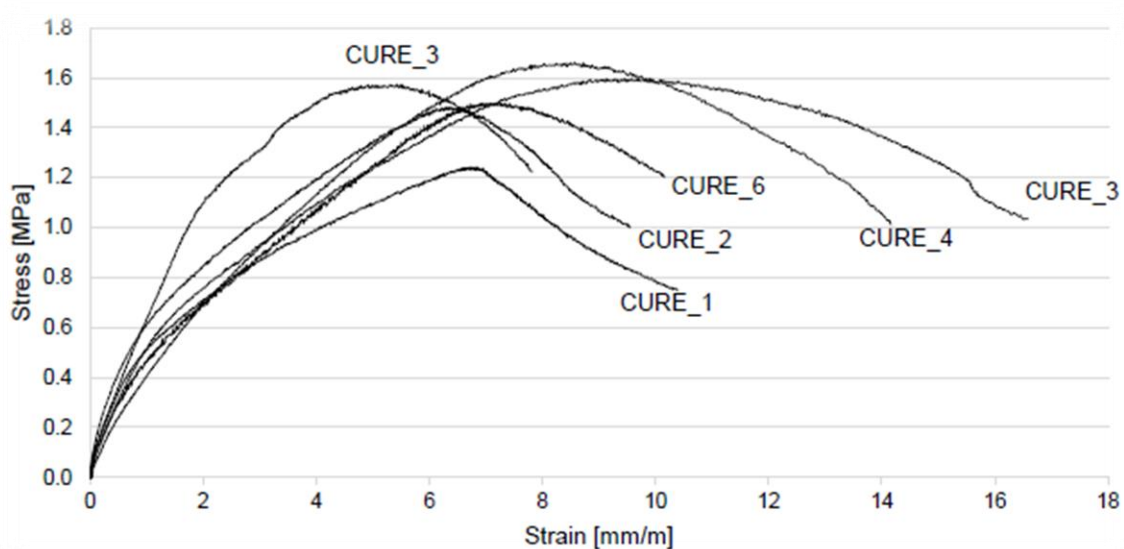


Figura 5.2: Curva tensão-extensão dos provetes de taipa (Martínez, 2015).

5.2.2. Preparação dos provetes

Antes da aplicação das argamassas nas duas faces laterais do murete de taipa, prepararam-se as suas superfícies. Foram aplicadas cinco argamassas (EM2.0, S10EM2.0, S20EM2.0, CHM e CEM) e cada uma das superfícies de taipa foi dividida em 3 zonas, sendo aplicadas uma das argamassas em cada uma do total das seis zonas. Assim, a aplicação das argamassas envolveu o procedimento seguinte:

- Disposição do murete na horizontal (Figura 5.3a);
- Escovagem da superfície do murete (Figura 5.3b);
- Aspiração de poeiras da superfície (Figura 5.3c);
- Marcação e fixação da cofragem das zonas de aplicação do reboco (Figura 5.3d);
- Humedecimento da superfície de aplicação (Figura 5.3e);

- Aplicação da argamassa numa camada (Figura 5.3f);
- Nivelção da argamassa ao nível da cofragem.

Note-se que a aplicação e ensaio das argamassas foi realizado em duas fases subseqüentes, nomeadamente as argamassas CHM e CEM foram ensaiadas na primeira fase e as argamassas EM2.0, S10EM2.0 e S20EM2.0 foram ensaiadas na segunda. Além disto, a espessura das argamassas da primeira fase foi de 10 mm, enquanto na segunda fase foi de 15 mm.

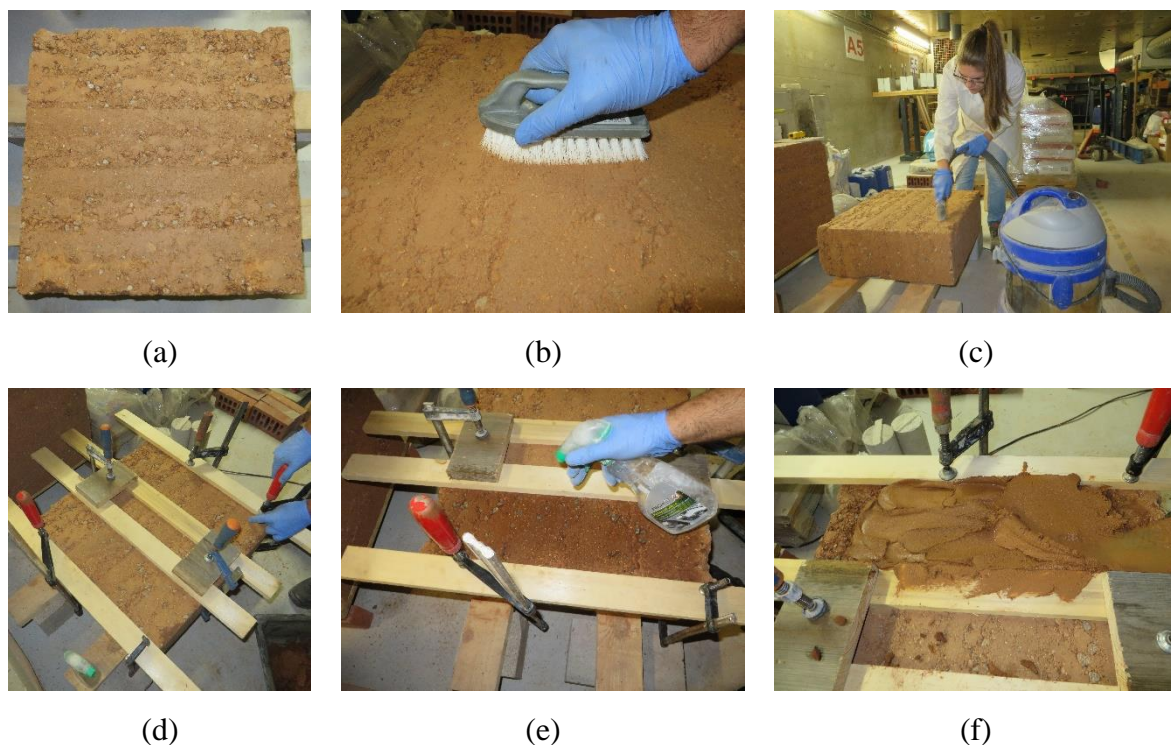


Figura 5.3: Preparação do suporte de taipa e aplicação de reboco: (a) suporte de taipa; (b) escovagem da superfície de taipa; (c) aspiração de poeiras; (d) marcação e aplicação das cofragens; (e) humedecimento da superfície; (f) aplicação da argamassa.

Após a aplicação das argamassas, procedeu-se à sua cura ao longo de 28 dias. No entanto, as argamassas S10EM2.0 e S10EM2.0 apresentaram fissuração aproximadamente 3 horas após a sua aplicação, nomeadamente com maior intensidade no caso da argamassa S20EM2.0, como pode ser observado na Figura 5.4a. Esta fissuração foi-se agravando ao longo do período de cura (Figura 5.4b), ao fim do qual se observou ainda o destacamento de algumas zonas da argamassa S20EM2.0. Relativamente às restantes argamassas, não se observou qualquer tipo de fissuração, mesmo no caso da argamassa EM2.0, apesar da sua retração volumétrica ser superior. Note-se que todas as argamassas aplicadas respeitavam o critério do limite máximo

de 2% para a retração linear. Este comportamento parece indicar que a introdução de estabilização numa argamassa de terra também lhe altera o processo de retração, pelo que este procedimento poderá não ser vantajoso para o controlo da fissuração por retração deste tipo de rebocos. Pensa-se que este pior desempenho das argamassas de terra estabilizada se deva à sua menor plasticidade (decorrente da adição da cal hidráulica), que no caso das argamassas de terra não estabilizada lhes permite uma maior acomodação às deformações de retração.

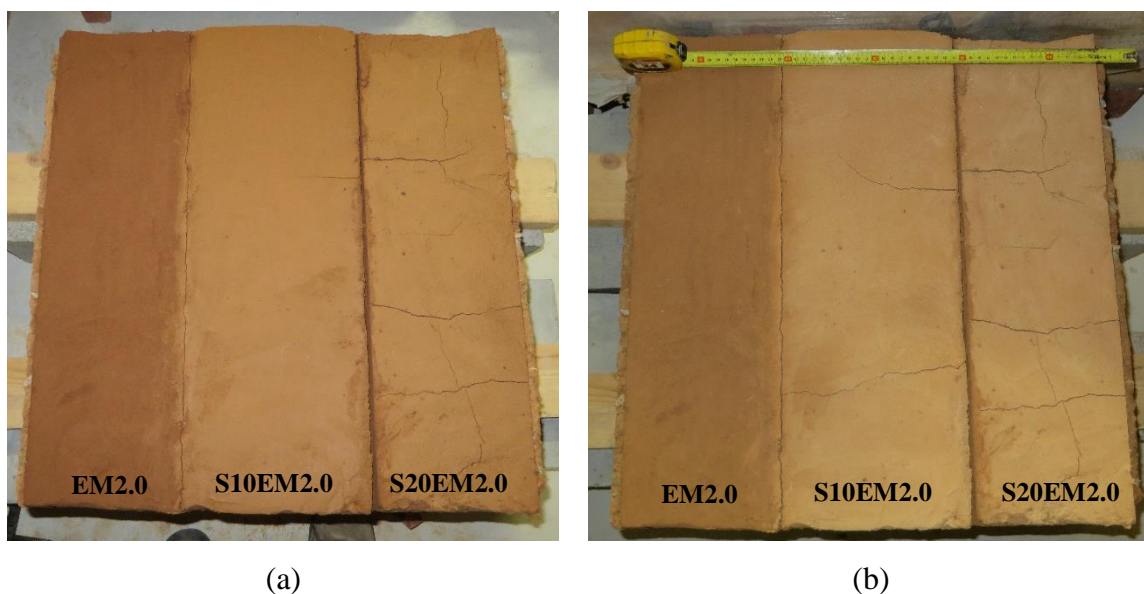


Figura 5.4: Face do murete de taipa rebocado na segunda fase de ensaio: (a) após algumas horas de aplicação; (b) 28 dias de idade.

Para a realização dos ensaios de aderência foi necessário fazer uma preparação dos provetes no dia anterior ao ensaio, seguindo o procedimento seguinte:

- Delimitação dos provetes a ensaiar (ver Figura 5.5a);
- Abertura de rasgos circulares com uma broca caroteadora (ver Figura 5.5b);
- Numeração e medição do diâmetro de todos os provetes (ver Figura 5.5c);
- Introdução de papel absorvente nos rasgos (ver Figura 5.5d);
- Colagem das pastilhas de ensaio com uma argamassa epoxídica (ver Figura 5.5e).

Durante a preparação dos provetes e ensaios da primeira fase ocorreram alguns problemas de manuseio, que danificaram alguns dos provetes antes do seu ensaio, sendo o caso da argamassa CEM o mais sensível (ver Figura 5.5f). Assim, durante o ensaio das matrizes da segunda fase, teve-se um maior cuidado no manuseio da caroteadora, colagem das pastilhas e execução do

ensaio. Note-se ainda que apesar da fissuração e destacamento, observado nos rebocos das argamassas S10EM2.0 e S20EM2.0, aproveitaram-se as zonas intactas para a preparação dos provetes. No entanto, o número de amostras foi inferior ao das do reboco EM2.0.

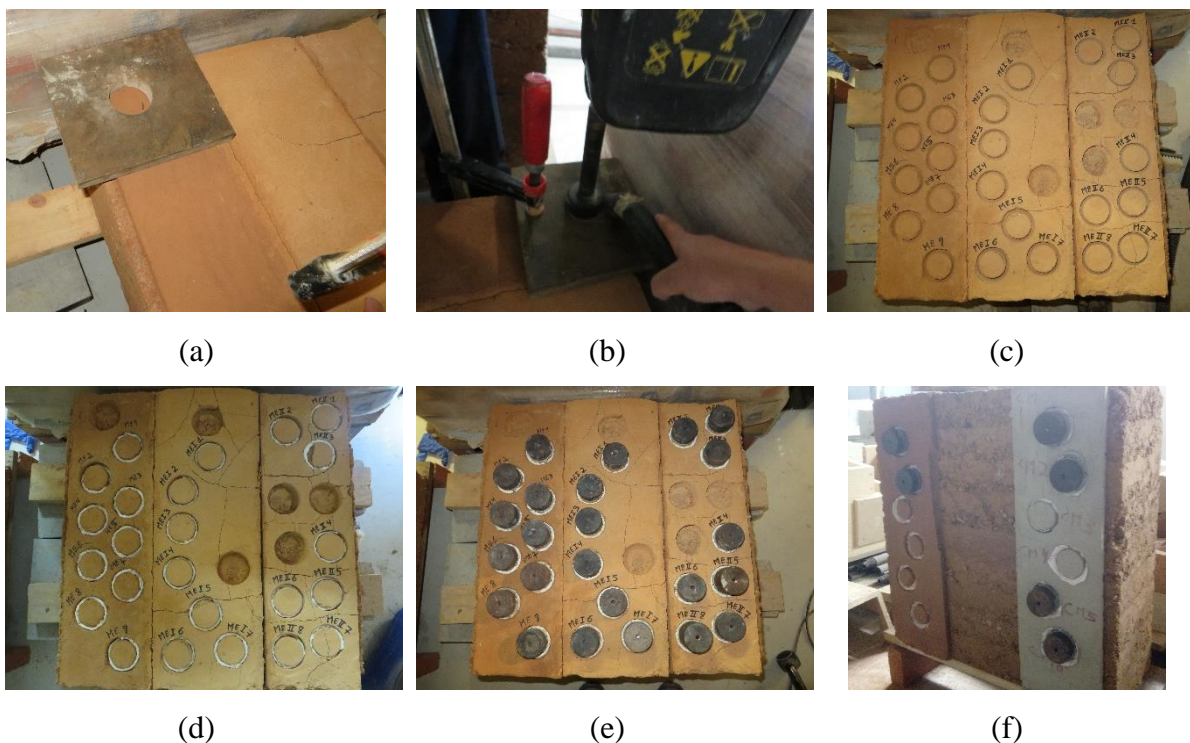
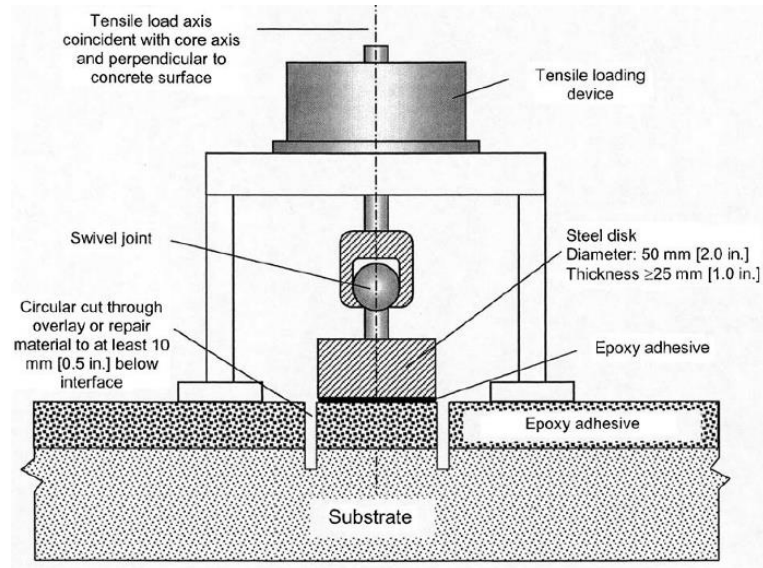


Figura 5.5: Preparação dos provetes para o ensaio de aderência: (a) delimitação dos provetes; (b) abertura dos rasgos; (c) numeração dos provetes; (d) colocação de papel nas perfurações; (e) colagem dos pratos pull-head; (f) Provetes da argamassa CHM e CEM.

5.2.3. Procedimento de ensaio

O procedimento de ensaio adotado para os ensaios de aderência teve como base a norma EN 1015-12 (CEN, 2000) e ASTM C1583 (2004).

Os ensaios foram executados com o equipamento E142 (ver Figura 5.6), disponível no laboratório de materiais de construção da Universidade do Minho. O ensaio consistiu, numa primeira fase, na acoplagem do disco de ensaio ao equipamento por intermédio de um perno removível. Seguidamente ajustou-se o equipamento para eliminar folgas e procedeu-se ao carregamento manual por rotação da manivela do equipamento, tendo especial cuidado para manter a velocidade de rotação constante. Após rotura de cada provete anotou-se a força máxima e inspecionaram-se as suas superfícies de rotura



(a)



(b)



(c)

Figura 5.6: Ensaio de aderência do reboco: (a) Esquema do ensaio (ASTM C1583, 2004); (b) vista lateral; (c) vista superior.

5.2.4. Resultados e discussão

A execução dos ensaios de aderência envolveu a avaliação de cinco argamassas no total, obtendo-se sete ensaios válidos para cada uma, com a exceção da argamassa CEM, em que foram obtidos apenas três. Isto deveu-se ao facto de os materiais envolvidos serem bastante pobres em termos de resistência (mecânica e de aderência), em que um mínimo esforço na acoplagem do equipamento de ensaio podia inutilizar o provete. De facto, ao observarem-se os resultados da Tabela 5.2 confirma-se que a tensão de arranque corresponde a valores muito baixos. No caso das argamassas EM2.0, S10EM2.0, S20EM2.0 e CHM a tensão média de arranque foi de cerca de 60 kPa, enquanto para a argamassa CEM foi cerca de metade, nomeadamente 33 kPa. Note-se que os resultados obtidos apresentam uma elevada

variabilidade, o que é uma situação típica dos materiais de terra tradicionais. Um outro facto a reter é que a argamassa de terra natural consegue obter um desempenho semelhante às argamassas de terra estabilizada e ao de uma argamassa mais resistente como é o caso da argamassa CHM, à base de cimento.

Tabela 5.2: Resultados dos ensaios de aderência.

	Tensão de arranque média (kPa)	CoV	Espessura reboco (mm)
EM2.0	63.9	21%	15
S10EM2.0	60.5	39%	15
S20EM2.0	67.1	39%	15
CHM	61.2	48%	10
CEM	33.9	50%	10

O modo de rotura dos vários provetes ensaiados também foi avaliado com base na análise das superfícies de rotura. De acordo com a Figura 5.7 é possível distinguir 4 modos de rotura, que se descrevem a seguir:

- Modo 1 – rotura coesiva do substrato de taipa (Figura 5.7a);
- Modo 2 – rotura adesiva da interface entre o suporte de taipa e a argamassa (Figura 5.7b);
- Modo 3 – rotura coesiva da argamassa (Figura 5.7c);
- Modo 4 – rotura da cola ou das interfaces cola-pastilha ou cola-argamassa (Figura 5.7d).

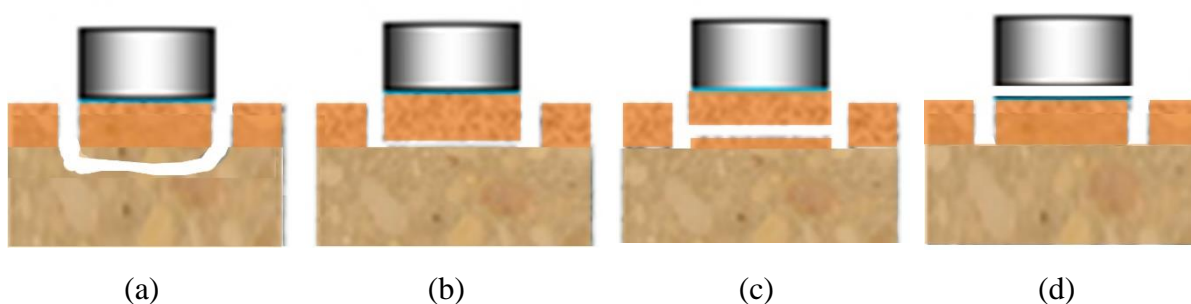


Figura 5.7: Possíveis modos de rotura dos ensaios de aderência (Shukla, 2016): (a) Modo 1; (b) Modo 2; (c) Modo 3; (d) Modo 4.

Na análise dos resultados observou-se a ocorrência de todos os modos de rotura possíveis, com exceção do modo 4. Na Figura 5.8 pode ser observado um exemplo para cada modo. De uma

forma geral, o modo de rotura da argamassa EM2.0 foi maioritariamente o modo 1, da argamassa S10EM2.0 foi predominantemente o modo 2 e o da argamassa S20EM2.0 foi totalmente o modo 1. Os modos de rotura de cada um dos provetes das argamassas EM2.0, S10EM2.0 e S20EM2.0 são detalhados no Anexo V. Como já referido, os provetes das argamassas CEM e CHM foram analisados mais detalhadamente em Shukla (2016). Refira-se, contudo, que o modo de rotura predominante da argamassa CHM foi o modo 1, enquanto para a argamassa CEM não foi conclusivo (alternou entre o modo 1, 2 e 3). Com a classificação do modo pode-se observar um valor aproximado para área de substrato que foi removido com o reboco durante o ensaio.

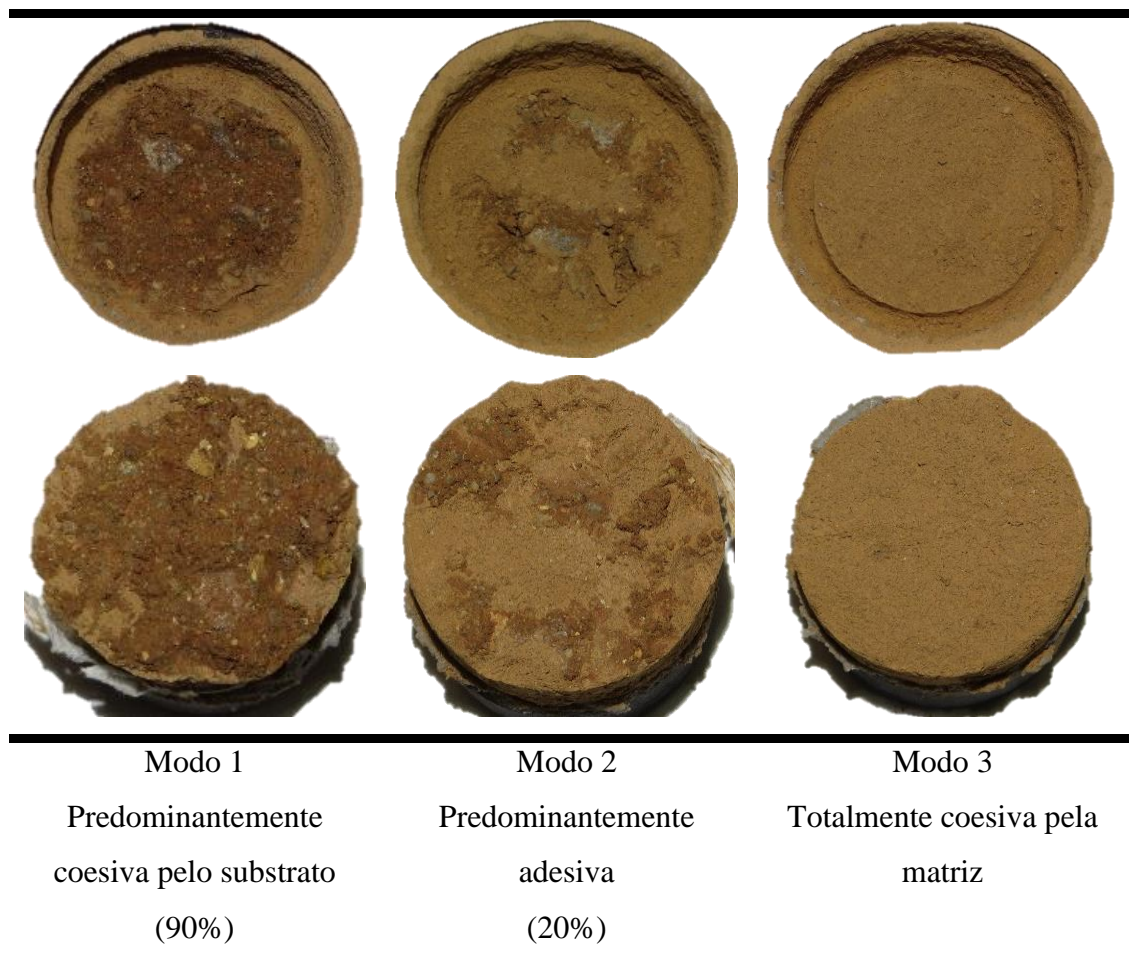


Figura 5.8: Exemplos de modos de rotura registados nos ensaios de aderência das matrizes.

A análise dos resultados dos ensaios de aderência culminou com a seleção da argamassa utilizada na fase seguinte do programa experimental. A argamassa selecionada foi a EM2.0, uma vez que apresenta um desempenho relativamente bom em termos de aderência. Por outro lado, a utilização das argamassas S10EM2.0 e S20EM2.0 foi excluída devida à sua elevada

fissuração por retração. Apesar da argamassa CHM também ter apresentado bom desempenho sem fissuração, a sua utilização também foi excluída, uma vez que se procura a utilização de uma argamassa compatível com os materiais de terra e sustentável, o que não é o caso das argamassas típicas à base de cimento. Relativamente à argamassa CEM, esta foi excluída devido ao seu fraco desempenho.

5.3. Ensaios de tração direta argamassa-malha

A execução destes ensaios de tração direta teve como objetivo caracterizar o comportamento conjunto das malhas de reforço quando embebidas na argamassa. Nomeadamente, os provetes ensaiados foram preparados utilizando-se as malhas G2 e G8 embebidas na argamassa EM2.0, tal como referido anteriormente. Contudo, devido a limitações de tempo, apenas foi possível estudar-se o comportamento deste tipo de interação para uma das direções de cada malha.

5.3.1. Preparação dos provetes

Para o estudo do comportamento de interação das malhas embebidas na argamassa, foram preparados um total de 12 provetes, 6 provetes para cada malha. Os provetes foram moldados utilizando-se um molde de madeira com capacidade para 12 provetes de dimensões internas de $400 \times 60 \times 10 \text{ mm}^3$. As malhas de reforço embebidas no reboco apresentaram como dimensões $400 \times 55 \text{ mm}^2$.

A preparação dos provetes realizou-se com a moldagem de duas camadas de 5 mm de espessura. Inicialmente, cortaram-se 48 pequenas placas de poliestireno extrudido com dimensões $60 \times 50 \times 5 \text{ mm}^3$, em que metade destas foram colocadas em ambas as extremidades dos moldes de cada provete (ver Figura 5.9a). Posteriormente aplicou-se a primeira camada de argamassa com auxílio de uma espátula, seguindo-se a colocação da malha de reforço estirada (ver Figura 5.9b) e de forma que as extremidades desta ficassem por cima da placa de poliestireno extrudido. De seguida, colocaram-se as restantes placas de poliestireno extrudido nas extremidades do molde e procedeu-se à cobertura da malha com a segunda camada de argamassa (ver Figura 5.9c), tendo-se o cuidado de eliminar eventuais bolhas de ar. Rasou-se a argamassa à superfície do molde e retirou-se o excesso (ver Figura 5.9d). Após finalização de todos os provetes (ver Figura 5.9e), estes foram movidos para uma câmara climática, onde permaneceram durante 28 dias a uma temperatura constante $20 \pm 1^\circ\text{C}$ e uma humidade relativa

de $60 \pm 2\%$ (ver Figura 5.9f). A desmoldagem efetuou-se ao fim de 7 dias após a preparação dos provetes.

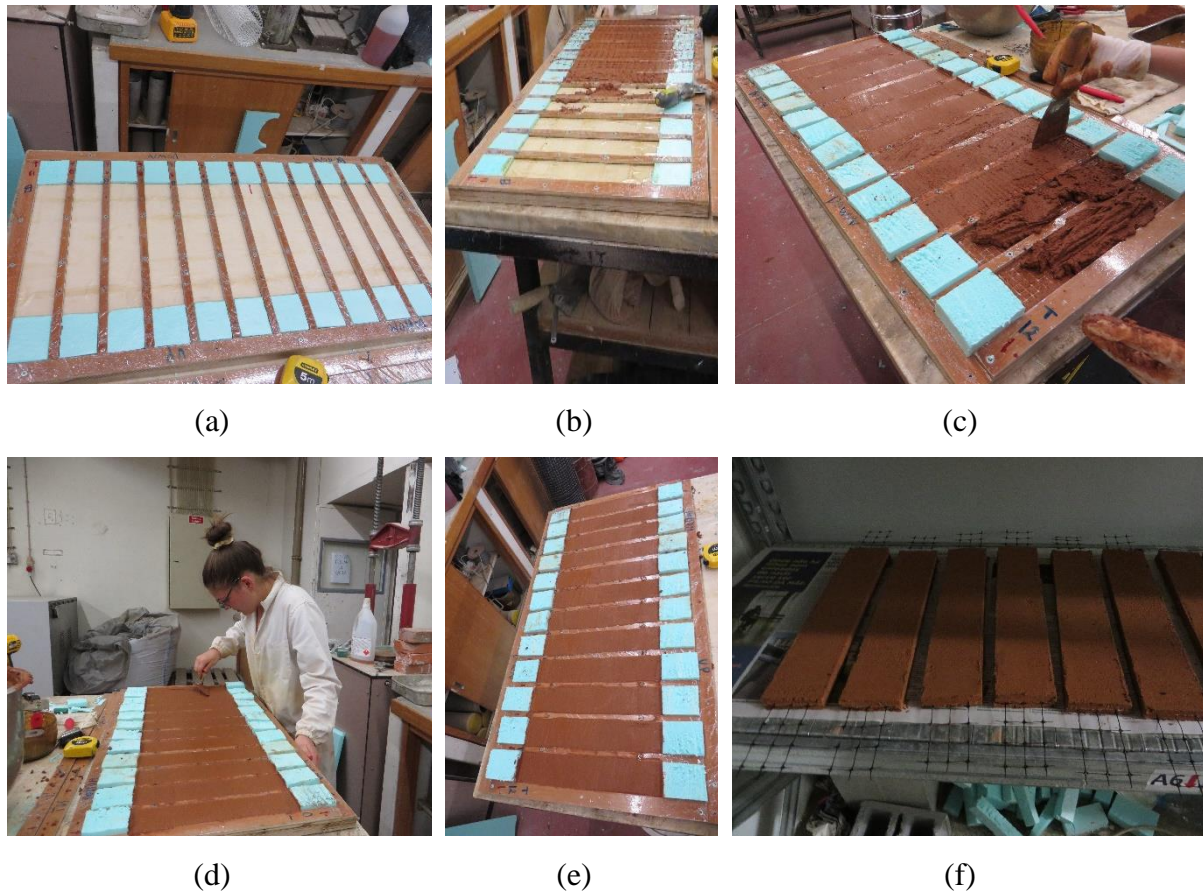


Figura 5.9: Preparação dos provetes para o ensaio de tração direta: (a) colocação das placas de poliestireno extrudido; (b) aplicação da primeira camada de argamassa e da malha de reforço; (c) aplicação da segunda camada de argamassa; (d) retificação da argamassa ao nível da altura do molde; (e) provetes finalizados; (f) processo de secagem.

Após a secagem dos provetes (ver Figura 5.10a), foi necessário fazer-se a sua preparação para o respetivo ensaio, onde foi necessário colar-se duas chapas metálicas em cada extremidade (ver Figura 5.10b), num processo semelhante ao referido na secção 4.3 (ver Figura 5.10c). As chapas têm como objetivo evitar introduzir dano e evitar escorregamento das malhas durante o ensaio de tração. Na conceção destes provetes foi necessário ter um cuidado acrescido, devido às faixas de argamassa serem extremamente frágeis.

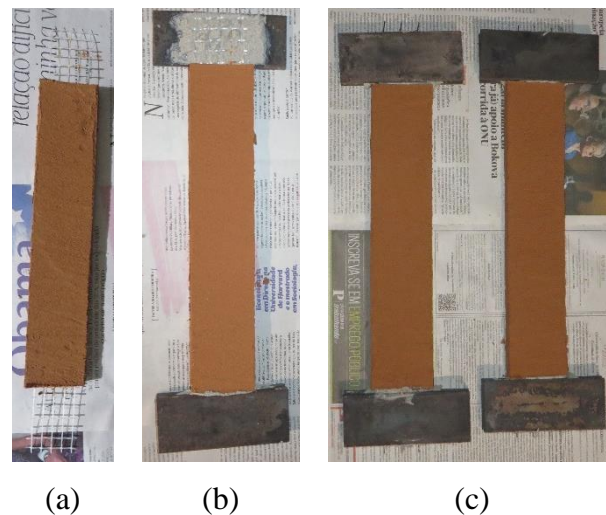


Figura 5.10: Preparação dos provetes para os ensaios de tração direta: (a) provete após secagem; (b) colagem das chapas; (c) provetes prontos a ensaiar.

5.3.1. Procedimento de Ensaio

Os ensaios de tração direta de malhas embebidas em faixas de argamassa foram realizados recorrendo a uma prensa universal da *Microtest*[®]. O procedimento de ensaio consistiu na colocação do provete entre duas amarras, seguida da aplicação de um carregamento de tração até ser atingida a rotura. Note-se que a colocação e aperto dos provetes nas amarras foi um processo realizado com extremo cuidado, devido à fragilidade dos provetes, em que qualquer pancada e torção do provete poderia danificá-lo antes do ensaio. Para uma medição mais exata dos deslocamentos, foi instalado um LVDT, entre as duas amarras, como pode ser observado na Figura 5.11.

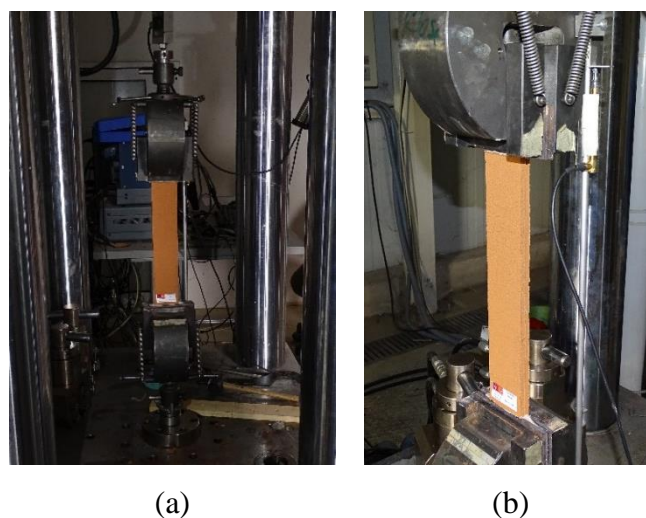


Figura 5.11: Esquema dos ensaios de tração direta: (a) prensa de ensaio; (b) LVDT colocado entre amarras.

Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento utilizando-se dois patamares de velocidade. No caso da malha G2, usou-se a velocidade inicial de 3 $\mu\text{m/s}$ até ser atingido um deslocamento entre amarras de aproximadamente 2 mm, aumentando-se depois a velocidade para 10 $\mu\text{m/s}$. No caso da malha G8, usou-se uma velocidade inicial de 30 $\mu\text{m/s}$ até ocorrer um deslocamento de aproximadamente 6 mm, aumentando-se depois a velocidade para 100 $\mu\text{m/s}$. A definição destas velocidades de ensaio teve como base, a velocidade usada nos ensaios de tração direta das malhas não embebidas, sendo a primeira velocidade 1/3 da velocidade usada e a segunda igual à velocidade usada nesses ensaios. No que diz respeito ao valor admitido para os deslocamentos de transição, este é aproximadamente 1/3 do valor médio do deslocamento para a força linear de pico de cada malha.

5.3.2. Resultados e discussão

Antes de se proceder à análise dos resultados, note-se que mesmo com o todo cuidado tido na colocação dos provetes no esquema de ensaio, danificaram-se quatro provetes, nomeadamente dois de cada malha.

Na Figura 5.12 são comparadas as curvas força linear – extensão dos provetes de malha G2 embebida em argamassa e as correspondentes curvas da malha G2 seca. Verifica-se que os diferentes provetes possuem um comportamento semelhante, no entanto, os provetes de malha embebida em argamassa apresentam um valor médio da força linear máxima ligeiramente inferior aos obtidos para as malhas secas, respetivamente 16,35 kN/m e 16,81 kN/m (ver Tabela 5.3).

Verifica-se que os provetes de malha embebida em argamassa apresentam um comportamento de redistribuição de forças, isto é, é possível observar as várias quebras de força (associadas à fissuração da argamassa) seguidas de recuperações da mesma. Na Figura 5.13 são apresentados os modos de rotura dos provetes de malha G2 embebida em argamassa. Verifica-se que existe uma pequena distribuição de fendas pelo provete devido à redistribuição dos esforços. Viu-se no decorrer dos ensaios que as zonas mais afetadas, onde ocorreram maiores fendas de argamassa, foram as zonas onde apareceram as primeiras fissuras. De notar que o valor médio da extensão de pico das malhas embebidas é claramente inferior ao das malhas secas devido à rigidez da argamassa.

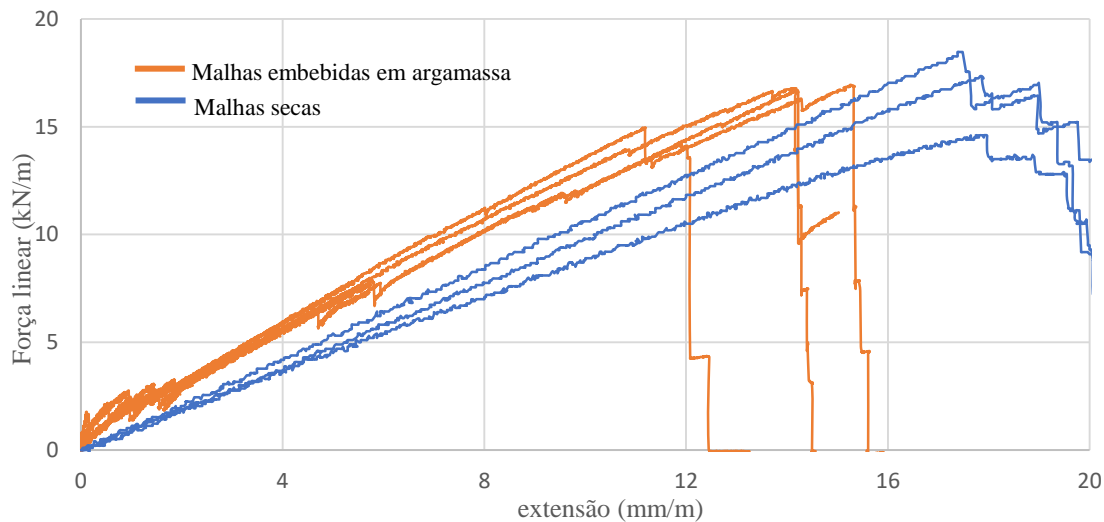


Figura 5.12: Curvas força linear – extensão dos provetes da malha G2 em tração direta.

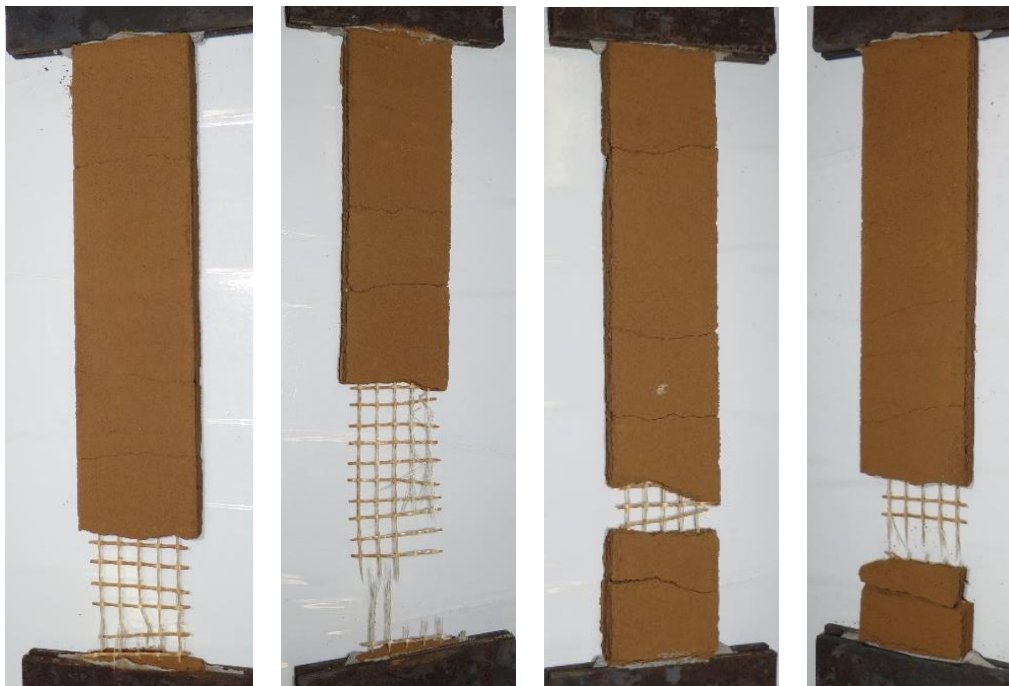


Figura 5.13: Modos de roturas dos provetes da malha G2 embebida em argamassa.

Na Figura 5.14 podem ser observados os resultados dos provetes da malha G8 embebida em argamassa e os resultados da malha G8 seca. Ao analisar-se o comportamento das malhas embebidas em argamassa verifica-se que todos os provetes apresentam um comportamento idêntico, sendo possível observar o crescimento da força linear e as sucessivas quebras e recuperações aquando de uma nova abertura de fenda. Ao comparar-se os valores da força linear máxima entre os provetes de malha embebida e os de malha seca, verifica-se que ambos são

bastante semelhantes, respetivamente 4,3 kN/m e 4,0 kN/m (ver Tabela 5.3). Verificou-se ainda que os provetes possuem um excelente comportamento de redistribuição de tensões entre a malha e a argamassa, facto comprovado pelo número de fendas abertas nos provetes (ver Figura 5.15). Relativamente à rotura, verificou-se que esta ocorreu pela zona de abertura das primeiras fendas. Neste caso, o valor médio da extensão de pico das malhas embebidas é cerca de um terço do valor médio correspondente às malhas secas, isto pode dever-se à rigidez da argamassa.

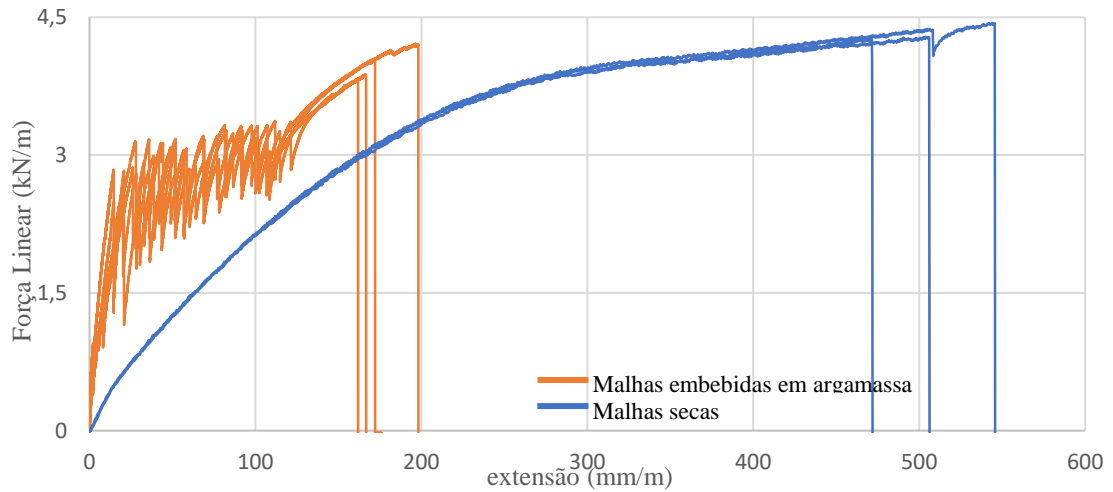


Figura 5.14: Curvas força linear – extensão dos provetes da malha G8 em tração direta.



Figura 5.15: Modos de rotura dos provetes da malha G8 embebida em argamassa.

Os resultados dos ensaios de tração direta em malhas embebidas e secas apresentam-se de forma resumida na Tabela 5.3. De uma forma geral, verificou-se que a argamassa introduz uma ligeira redução da força máxima, mas essencialmente reduz a deformação de pico dos provetes.

Tabela 5.3: Resultados dos ensaios à tração de malhas secas e malhas embebidas em argamassa.

	Malha G2		Malha G8	
	Malha secas	Malhas embebidas em argamassa	Malha secas	Malhas embebidas em argamassa
Força linear máxima (kN/m)	16.8 (12%)	16.3 (6%)	4.3 (2%)	4.0 (4%)
Extensão de pico (mm/m)	18 (1%)	14 (13%)	505 (8%)	174 (9%)

5.4. Ensaios de arranque argamassa-malha “*pull-out*”

Os ensaios de arranque, do tipo “*pull-out*”, realizados em malhas embebidas na matriz, tiveram como objetivo avaliar a força máxima necessária para arrancar a malha embebida num cilindro de argamassa. Neste ensaio estuda-se o comportamento de interação das malhas G2 e G8 com a argamassa EM2.0. Também neste ensaio, apenas será ensaiado, a direção das malhas que apresentaram maior resistência. No caso da malha G2 foi a direção x e no caso da malha G8 foi a direção y.

5.4.1. Preparação dos provetes

Para caracterizar o comportamento de interação entre argamassa e malha ensaiaram-se provetes que consistiram em cilindros de argamassa com malha de reforço embebida nos mesmos. Os cilindros de argamassa foram preparados com uma razão altura/diâmetro de cerca de 2/1. Para cada tipo de malha foram preparados 4 provetes com ± 150 mm de diâmetro e ± 300 mm de altura. As dimensões das malhas de reforço utilizadas inicialmente foram 800×55 mm².

Para a preparação dos provetes cilíndricos, utilizaram-se, como molde, tubos de PVC cortados com as dimensões pretendidas. Todos os tubos possuíam um corte longitudinal, para facilitar a remoção do provete e apresentavam um padrão de furação com furos de 1-2 mm de diâmetro e com espaçamento de cerca de 15-25 mm (ver Figura 5.16a), com o objetivo de promoverem a secagem da argamassa. A base de cada tubo foi fechada com recurso a fita-cola reforçada e a uma placa de poliestireno extrudido. Esta placa foi cortada em forma de círculo, na qual se efetuou um corte ao longo do diâmetro com a extensão de cerca de 2/3 deste, que serviu para

passagem da malha através desta placa. Assim, foi possível estender a malha cerca de 100 mm para fora da base do cilindro de argamassa, com o objetivo de ser usada para fixar o dispositivo para medição do deslizamento da malha durante o ensaio. Para fixar a malha ao centro da placa aplicou-se cola quente, que também foi aplicada entre o molde de PVC e a placa para a fixar. Após de se moldarem os provetes, lubrificaram-se as superfícies internas dos moldes com óleo (ver Figura 5.16b).

Para proceder ao enchimento dos moldes, foi necessário fazer-se a preparação do local, onde os mesmos seriam colocados. Para isto, colocaram-se duas tábuas apoiadas em tijolos, de forma a deixar espaço suficiente para passagem da malha na base do provete sem a danificar, e colocaram-se dois apoios com altura suficiente para prender a malha, de forma a esta ficar perfeitamente esticada durante todo o processo de moldagem e secagem. Seguidamente, procedeu-se ao enchimento dos provetes em 6 camadas de igual espessura. Entre cada camada procedeu-se à compactação com 10 pancadas, com o auxílio de um pilão. Após o enchimento da última camada regularizou-se a superfície ao nível do molde. Os provetes foram armazenados numa câmara climática, a uma temperatura constante $20 \pm 1^\circ\text{C}$ e uma humidade relativa de $60 \pm 2\%$, até atingirem os 28 dias de idade.

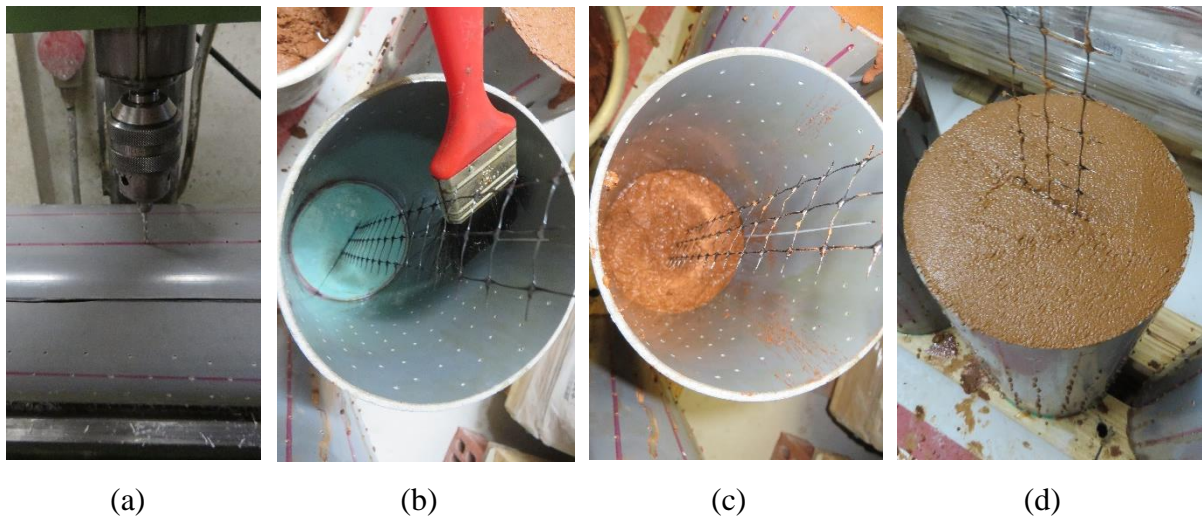


Figura 5.16: Preparação dos provetes cilíndricos para o ensaio de pull-out: (a) furação para promover a secagem das argamassas; (b) lubrificação das superfícies internas do molde; (c) enchimento do molde; (d) regularização da superfície do provete.

Antes da execução dos ensaios foi necessário colarem-se chapas metálicas nas extremidades das malhas de reforço (procedimento idêntico ao mencionado na secção 4.3), sendo necessário

deixar pelo menos 30-40 mm de malha livre entre a parte inferior do cilindro e a chapa, enquanto na parte superior deixou-se 200 mm de malha livre. A zona carregada da malha e não embebida em argamassa foi impregnada com resina epoxídica, de forma a garantir um melhor comportamento à tração.

5.4.2. Procedimento de Ensaio

Para a realização dos ensaios de arranque, foi necessário fixar o cilindro de argamassa, de forma a não danificar o cilindro e a respetiva malha (ver Figura 5.17a). Para tal usou-se uma chapa de base com uma abertura circular de 100 mm de diâmetro e uma chapa de topo com uma abertura semelhante, que permitiam a passagem da malha nas duas extremidades. Após ajuste da posição do provete, a chapa de topo foi fixa à prensa para servir de reação do sistema de ensaio. De seguida, fixou-se a extremidade superior da malha com uma amarra, e instalou-se um LVDT na malha, ligeiramente acima da argamassa (ver Figura 5.17b). Na extremidade inferior da malha fixou-se uma chapa com alguma massa para esticar a malha e permitir a instalação de um LVDT na base da prensa para medir o possível deslizamento da malha na base do cilindro de argamassa (ver Figura 5.17c).

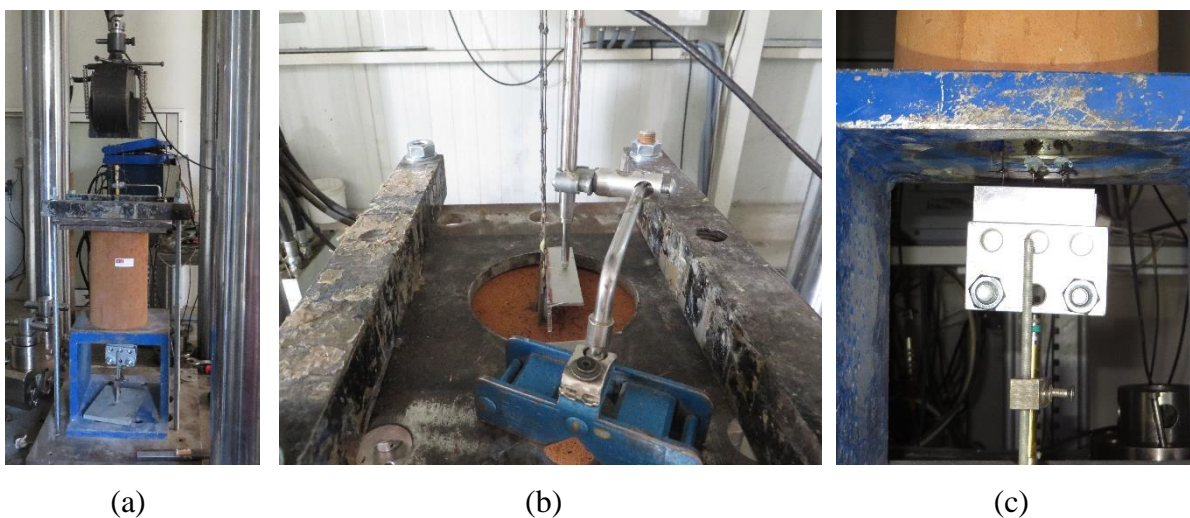


Figura 5.17: Esquema do ensaio de arranque em provetes cilíndricos: (a) vista geral; (b) instalação do LVDT do topo; (c) instalação do LVDT da base.

Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento com velocidade constante de 10 $\mu\text{m/s}$ para a malha G2 e de 100 $\mu\text{m/s}$ para a malha G8. Uma vez mais a definição destas velocidades de ensaio teve como base o procedimento de ensaio adotado para os provetes de malha seca respetivos.

5.4.3. Resultados e discussão

A rotura de todos os proves ocorreu através da rotura da malha na sua zona carregada não embebida. Portanto, a altura de malha embebida de ambos os tipos de provete foi demasiado elevada para que a rotura dos provetes ocorresse por escorregamento da malha, uma vez que o deslocamento registado pelo LVDT das suas bases foi nulo em todas as situações. Isto quer dizer que o comprimento de amarração efetivo de cada uma das malhas é seguramente inferior a 300 mm. Já no caso do topo dos provetes o deslocamento registado pelo LVDT foi não nulo em todas as situações, significando que nesta face ocorreu efetivamente deslizamento das malhas.

Na Figura 5.18 podem-se observar as curvas força linear – escorregamento do topo dos provetes da malha G2 embebida em argamassa e os resultados da malha seca, onde se verifica que a força linear máxima dos provetes de malha embebida foi muito inferior a força máxima linear das malhas secas, 6,1 kN/m e 16,8 kN/m, respetivamente (ver Tabela 5.4). Este comportamento inesperado pode estar relacionado com o facto de durante o processo de secagem, na câmara climática, as malhas se terem desprendido do seu suporte devido à elevada ventilação. Na queda das malhas, estas poderão ter sofrido dano, o que no caso da malha G2 pode ter danificado as fibras verticais, fazendo com que o seu desempenho nos ensaios de aderência argamassa-malha diminui-se comparativamente aos ensaios das fibras secas.

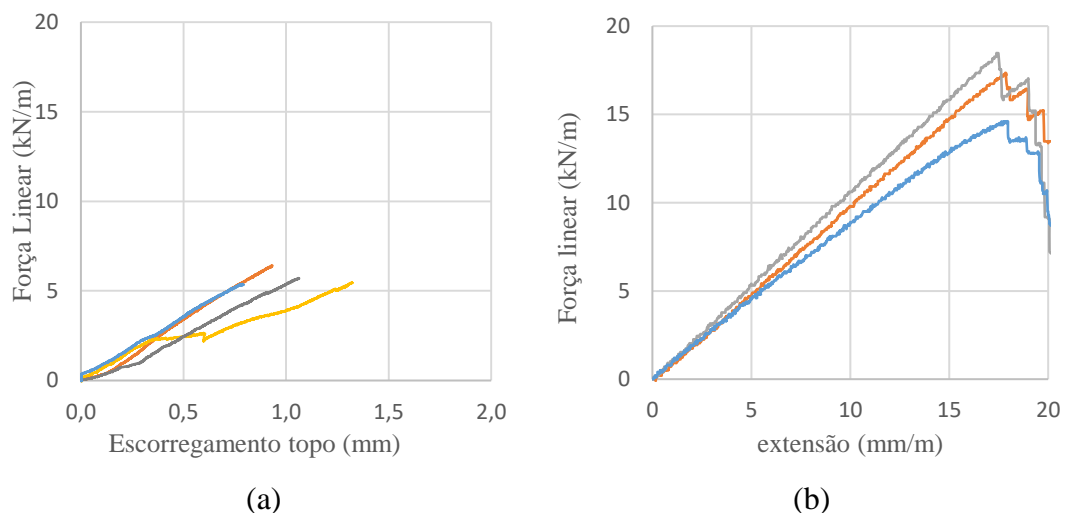


Figura 5.18: Curvas Força linear – escorregamento/extensão: (a) malhas embebidas em argamassa; (b) malhas secas.

Na Figura 5.19 podem-se observar as curvas força linear – escorregamento para a malha G8 embebida em argamassa e a curva força linear – extensão da malha G8 seca. Verificou-se que o valor médio da força linear no ensaio das malhas embebidas foi próximo dos valores médios da força linear das malhas secas, 3,7 kN/m e 4,3 kN/m respetivamente (ver Tabela 5.4). Neste caso não se verificou a diminuição da força, isto deve-se ao facto de a malha G8 ser uma malha muito maleável, não tendo sofrido nenhum dano a quando da queda das mesmas durante o processo de secagem.

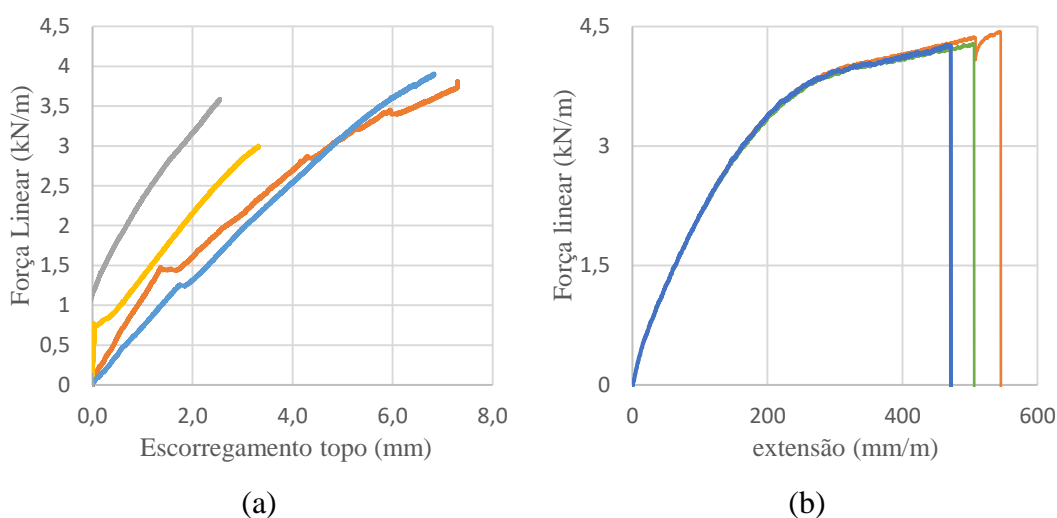


Figura 5.19: Curvas força linear – escorregamento/extensão da malha G8: (a) malhas embebidas em argamassa; (b) malhas secas.

Tabela 5.4: Valores médios dos ensaios de arranque dos provetes de malha embebida em reboco (Coeficiente de variação entre parêntesis).

	Malha G2		Malha G8	
	Malha secas	Malhas embebidas em argamassa	Malha secas	Malhas embebidas em argamassa
Força linear máxima (kN/m)	16.8 (12%)	6.1 (8%)	4.3 (2%)	3.7 (13%)
Escorregamento topo (mm)	-	1,24 (35%)	-	3,68 (74%)

Tendo em conta os resultados deste ensaio, verifica-se que é necessário realizar novamente ensaios de pull-out, mas considerando comprimentos de embebedimento inferiores a 280 mm, de forma a determinar o comprimento de amarração efetivo de cada malha. Em relação à secagem dos provetes, deve-se ter especial cuidado com as malhas de fibras, visto que estas podem facilmente ser danificadas, comprometendo os resultados obtidos.

5.5. Conclusões

Através dos ensaios de aderência taipa-argamassa (“*pull-off*”), verificou-se que as argamassas S10EM2.0 e S20EM2.0 não apresentam um bom comportamento quando em contacto com a taipa, isto é, observou-se que estas fissuravam durante o processo de secagem. Já em relação à argamassa CEM, esta não apresentou fissuração, mas apresentou valores muito baixos de aderência à tração, descartando-se o seu uso nos trabalhos subsequentes. Por outro lado, as argamassas EM2.0 e CHM apresentaram relativamente bom desempenho. No entanto, esta última argamassa não aparentou ser uma argamassa sustentável, pelo que a sua utilização também foi excluída do estudo.

Quanto aos ensaios de tração direta argamassa-malha, verificou-se que ambas as malhas selecionadas (G2 e G8) embebidas na argamassa EM2.0 apresentaram um excelente comportamento na redistribuição de esforços, validando assim a utilização de uma argamassa de terra natural na reabilitação deste tipo de construção. No entanto, o manuseio dos provetes demonstrou que este tipo de argamassa é bastante frágil.

No que diz respeito aos ensaios de arranque argamassa-malha (“*pull-out*”), não foi possível observar-se o escorregamento da malha na extremidade não carregada, tornando-se necessário a realização de novos ensaios com vários comprimentos de malha embebida claramente inferiores a 280 mm, de modo a determinar-se o seu comportamento de amarração efetivo. Também se verificou que durante o processo de montagem e secagem dos provetes, a malha G2 soltou-se do esquema de moldagem, o que causou dano às fibras verticais, obtendo-se uma resistência à tração bastante inferior à obtida para as malhas secas. Assim, recomenda-se que num trabalho experimental posterior se use um menor comprimento de malha livre e que se tenha o maior cuidado possível na sua fixação no sistema de moldagem.

CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo apresentam-se as principais conclusões do trabalho realizado, no que diz respeito aos principais resultados sobre o comportamento mecânico dos componentes, nomeadamente argamassas e malhas de reforço, e sobre o desempenho da sua interação. Adicionalmente, apresentam-se as principais ideias relativamente a trabalhos futuros.

6.1. Conclusões

Inicialmente, este trabalho debruçou-se sobre o estudo de diferentes tipos de argamassas, com o objetivo de se encontrar uma argamassa resistente, com baixos níveis de retração (inferiores a 2%) e compatível com construções em taipa. O estudo começou com a caracterização dos materiais utilizados na conceção das argamassas. Verificou-se que a terra natural utilizada é extremamente argilosa, obrigando à sua correção com adição de diferentes percentagens de areia e estabilizante. Esta correção revelou ser bastante eficiente ao nível da retração, uma vez que uma redução da percentagem de argila das argamassas resultou numa redução da sua retração. No entanto, ao nível da resistência mecânica (flexão e compressão) o comportamento foi o oposto, isto é, quanto menor a percentagem de argila, menor a resistência da argamassa. Assim, demonstra-se que no desenvolvimento de argamassas à base de terra natural é necessário ajustar a percentagem de argila de modo a compatibilizar os níveis de retração e de resistência mecânica.

Avaliando-se o comportamento geral das argamassas estudadas, verificou-se que as argamassas à base de terra natural foram as que apresentaram níveis de retração mais elevados. No entanto, estes foram minimizados com adição de areia e estabilizantes. No que diz respeito à resistência das argamassas, a argamassa à base de terra EM apresentou um excelente comportamento, apresentado mesmo valores de resistência mecânica semelhantes aos das argamassas à base de

cimento. Em contrapartida, esta apresentou um péssimo comportamento de retração. As argamassas de terra estabilizadas apresentaram um nível da retração adequado, mas revelaram resistências mecânicas inferiores ao expectável, isto é, apresentaram valores inferiores aos valores da argamassa de terra não estabilizada. Esta situação pode dever-se ao facto de a cal hidráulica possuir um endurecimento lento, fazendo com que os 28 dias de cura não fossem suficientes para o desenvolvimento das suas características. A argamassa comercial à base de terra mostrou ser muito interessante pois apresentou níveis de retração muito baixos sendo uma argamassa de fácil aquisição. No entanto, ao nível da resistência mecânica demonstrou ser a mais fraca de todas as argamassas estudadas. Já a argamassa à base de cimento apresentou um comportamento expectável, isto é, boas características ao nível da retração e ao nível da resistência, no entanto a sua utilização necessita de um estudo mais detalhado sobre a compatibilidade desta com as paredes de taipa.

No que diz respeito à caracterização do comportamento das malhas de reforço, verificou-se que estas apresentam comportamentos distintos nas duas direções, sendo que, as malhas que apresentaram comportamentos mais semelhantes foram as malhas plásticas G4, G5 e G6. Avaliando os valores médios da força linear máxima de cada malha, observou-se que a malha mais resistente foi a malha G7 (malha metálica) na direção y seguida da malha G2 (fibra de vidro) na direção x, com 20 kN/m e 17 kN/m, respetivamente. As malhas com piores valores foram as malhas plásticas, que entre elas não obtiveram uma força linear superior a 2 kN/m. Quanto aos valores médios da extensão para a qual ocorreram as forças lineares máximas, verifica-se um comportamento oposto ao anterior, onde as malhas plásticas apresentam as maiores extensões e as malhas de fibras e metálica apresentam os mais baixos. No entanto, a malha que apresentou o maior valor foi a malha G8 (nylon), que apresentou um valor seis vezes superior à malha que se seguiu. Um dos objetivos do levantamento de diferentes malhas era encontrar uma ou mais malhas que apresentasse uma relação custo/resistência baixa. Este objetivo foi atingido e as malhas que apresentaram as melhores relações foram as malhas G1, G2, G3, G7 e G8 em que esta última apresenta uma relação média de 0,21 €/m²/(kN/m). Note-se ainda que as características inicialmente pretendidas são atingidas pelas malhas G2, G7 e G8.

Quanto à caracterização do comportamento da interação entre materiais verificou-se que:

- Interação taipa-argamassa através de ensaios de aderência do tipo “*pull-off*” demonstrou que as argamassas S10EM2.0 e S20EM2.0 não apresentam um bom comportamento quando em contacto com a taipa, isto é, observou-se que estas abriram fissuras aproximadamente 3 horas após a aplicação das mesmas. Já em relação à argamassa CEM, verificou-se que a aderência entre esta e a taipa é fraca. As argamassas que apresentaram melhores resultados foram as argamassas EM2.0 e a CHM, no entanto, a segunda não aparentou ser sustentável;
- Interação argamassa-malha, através de ensaios de tração direta, apresentou um excelente comportamento tanto no conjunto EM2.0-G2 como no conjunto EM2.0-G8. Foi possível observar a redistribuição de esforços e validar a utilização de uma argamassa de terra natural na reabilitação de construções em terra. No entanto, o manuseio dos provetes demonstrou que este tipo de argamassa é bastante frágil;
- Interação argamassa-malha, através de ensaios de arranque do tipo “*pull-out*” não obteve o comportamento esperado, isto é, não foi possível observar o escorregamento da malha na extremidade não carregada. Isto quer dizer que um comprimento de malha embebida de 280 mm é excessivo, sendo necessário realizarem-se novos ensaios com comprimentos inferiores de forma a determinar o comprimento de amarração efetivo destes casos. Também se verificou que durante o processo de montagem e secagem dos provetes, a malha G2 soltou-se do esquema de moldagem, o que fez com que se danificasse as fibras verticais, obtendo-se uma resistência à tração bastante inferior à obtida para as malhas secas.

6.2. Trabalhos Futuros

Considerando que este trabalho consiste no primeiro impacto com a aplicação da técnica LC-TRM em paredes de taipa, constata-se que ainda existe muito trabalho a ser executado futuramente. Seguidamente apresenta-se uma lista de trabalhos futuros, cuja execução julga-se ser essencial para que a técnica LC-TRM seja validada e futuramente aplicada nas construções de taipa existentes:

- Realização de novos ensaios de tração direta argamassa-malha com a direção da malha que não foi estudada;
- Realização de novos ensaios de “*pull-out*” com diferentes comprimentos de malha embebida, de modo a determinar o seu comportamento de amarração efetivo e caracterizar-se a aderência malha-reboco. Recomenda-se que se use um comprimento

de malha livre inferior ao usado neste trabalho (270 mm) e que se tenha muito cuidado na fixação do sistema de moldagem e manuseamento dos provetes, de forma a não danificar as malhas;

- Execução de ensaios avançados de corte, envolvendo o substrato de taipa, a argamassa e as malhas (“single-lap shear tests”), sendo este ensaio fundamental para a validação e caracterização do conjunto, tal como foi realizado para a caracterização da aplicação da técnica TRM em alvenaria (ver secção 2.6);
- Execução de ensaios à flexão, envolvendo o substrato de taipa, a argamassa e as malhas;
- Execução de estudos numéricos com análise inversa para definição das leis locais de aderência das malhas embebidas na argamassa;
- Execução de uma campanha experimental para avaliação da influência de ligadores mecânicos no sistema taipa-argamassa-malha;
- Execução de ensaios de grande escala em elementos estruturais de taipa reforçados com a técnica LC-TRM para avaliação da eficiência da técnica;
- Desenvolvimento de modelos avançados de elementos finitos para a modelação do comportamento de construções de taipa com paredes reforçadas com LC-TRM;
- Desenvolvimento de uma metodologia de dimensionamento da solução de reforço com LC-TRM e de recomendações para a sua implementação em construções de taipa;
- Avaliação da influência da presença da água no reboco e no reforço.

BIBLIOGRAFIA

- Abreu, P. A. (2008). arquitecturasdeterra.blogspot.pt. Obtido de <http://arquitecturasdeterra.blogspot.pt/>
- ALHAMBRA GRANADA.INFO. (2016). Alhambra de Granada. Obtido de <http://www.alhambra granada.info/en/>
- Almeida, J. L. (2010). Argamassas Tradicionais e Industriais de Alvenaria em Edifícios. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Ascione, L., de Felice, G., & de Santis, S. (2015). A qualification method for externally bonded Fibre Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) strengthening systems. *Composites Part B: Engineering*, 78, 497-506.
- Ashurst, J., & Ashurst, N. (1988). *Practical building conservation*, English Heritage Technical Handbook (Vols. 1,2 and 3). Gower Technical Press Ltd.
- ASTM C1583. (2004). Standard test method for tensile strength of concrete surfaces and the bond strength or tensile strength of concrete repair and overlay materials by Direct Tension (Pull-off Method). West Conshohocken: ASTM International .
- ASTM D6637 - 11. (2011). Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method. ASTM International, West Conshohocken, United States.
- Auroville Earth Institute. (s.d.). BAM AND ARG-E-BAM, IRAN. Obtido de Auroville Earth Institute - UNESCO chair earthen architecture: http://www.earth-auroville.com/bam_and_arg_e_bam_en.php
- Carvalho, M. A. (2015). Desenvolvimento e validação de uma solução construtiva local em BTC. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães.
- CEN. (1999). EN 1015-11: Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determinations of flexural and compressive strength of hardened mortar. European Committee for Standardization, Brussels.

- CEN. (2000). EN 1015-12: Methods of test for mortar for masonry - Part 12: Determination of adhesive strength of hardened rendering and plastering mortars on substrates. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Brussels.
- CEN. (2004). EN 1015-3: Methods of test for mortar for masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table). European Committee for Standardization, Brussels.
- Cóias, V., & Costa, J. P. (2006). Projected Earth: a new method for rehabilitation of rammed earth constructions. Em M. Achenza, M. Correia, M. Cadinu, & A. Serra, Houses and Cities Built with Earth: Conservation, Significance and Urban Quality (pp. 59-61). Lisboa: Argumentum.
- Correia, M. R., Lourenço, P. B., & Varum, H. (2015). Common damages and recommendations for the seismic retrofitting of vernacular dwellings. Em M. R. Correia, P. B. Lourenço, & H. Varum, Seismic Retrofitting: Learning from Vernacular Architecture (p. 5). London: CRC Press.
- Costa, J. P., Cóias, V., & Pifano, A. (2008). Avantages de l' terre projetée dans la conservation structurelle du patrimoine en terre. Séminaire: Le Patrimoine Architectural d'Origine Portugaise au Maroc: Apports à sa Conservation. Rabat, Marrocos.
- De Santis, S., & De Felice, G. (2015). Steel reinforced group systems for the strengthening of masonry structures. Composite Structures, 134, 533-548.
- De Sensi, B. (2003). Terraccruda, La Diffusione Dell'architettura Di Terra - Soil, Dissemination of Earth Architecture.
- Duarte, S. R. (2013). Construir Com a Terra. Tese de Mestrado, Faculdade de Arquitetura - Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Eires, R., & Jalali, S. (2008). Compressed Earth Block and Mortars with Maetakaolin and Lime Additions. 5^a International Conference on Building with Earth - LEHM 2008, (pp. 231-233). Weimar, Germany.
- EN ISO 14688-1. (2002). Geotechnical Investigation and Testing. Identification and classification of Soil. Part 1: Identification and Description (ISO 14688-1: 2002). Geneva, Switzerland: International Organization for Standardization.
- Fernandes, M. (2013). A Taipa no Mundo. (C. d. Porto, Ed.) Revista digitAR, 1, 14-21.
- Figueiredo, A., Varum, H., Costa, A., Silveira, D., & Oliveira, C. (2013). Seismic retrofitting solution of an adobe masonry wall. Materials and Structures, 46, 203-219.
- Garbin, E., Panizza, M., Valluzzi, M. R., Nardon, F., Tamburini, S., Favaro, M., & Magro, A. (2014). Characterization of Fibre Reinforced Geopolymers as structural strengthening

- material for brick masonry. 9^a International Masonry Conference, (p. 12). Guimarães, Portugal.
- García, R. M. (2010). Construcciones de Tierra. El Tapial. Nuevo Sistema para Construcción y Restauración Mediante la Técnica de "Tierra Proyectada". Tese de douturamento, University of Granada, Granada, Espanha.
- Ghiassi, B., Razavizadeh, A., Oliveira, D. V., Marques, V., & Lourenço, P. B. (2015). Tensile and bond characterization of natural fibers embedded in inorganic matrices. 2nd International Conference on Natural Fibers , (p. 8). Açores, Portugal.
- Gomes, M. I. (2013). Conservação de Construção de Taipa: argamassas de reparação. Tese de Douturamento, Universidade Nova de Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.
- Gomes, M. I., Brito, J. d., & Lopes, M. (2008). Segurança das construções em terra crua face à acção sísmica. 5^o Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia , (p. 18). Maputo, Moçambique.
- Gomes, M. I., Gonçalves, D. T., & Faria, P. (2014). Unstabilised rammed earth: characterization of the material collected from old constructions in south Portugal and comparison to normative requirements. *International Journal of Architectural Heritage*, 185-212.
- Gomes, M. I., Gonçalves, T. D., & Faria, P. (2013). The compatibility of earth-based repair mortars with rammed earth substrates. 3rd Historic Mortars Conference. Glasgow, Scotland.
- Hendrickx, R. (2009). The adequate measurement of the workability of masonry mortar. Department of Civil Engineering.
- Houben, H., & Guillaud, H. (1994). *Earth Construction: A Comprehensive Guide*. London, UK: Intermediate Technology Publication.
- Jaquim, P. A., Augarde, C. E., & Gerrard, C. M. (2008). Achronological description of the spatial development of rammed earth techniques. *International Journal of Architectural Heritage*, 2, 377-400.
- Jaquim, P. A. (2008). *Analysis of Historic Rammed Earth Construction*. PhD Thesis, Durham University - School of Engineering, Departamento de Engenharia Civil, Durham, UK.
- Keefe, L. (2005). *Earth Building: Methods and Materials, Repair and Conservation*. Londres e Nova Iorque: Taylor & Francis.

- Lacouture, L. E., Bernal, C. P., Ortiz, J. C., & Valencia, D. R. (2007). Estudios de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y refuerzo de casas en adobe y tapia pisada. *Apuntes*, 20, 286-303.
- LNEC. (1966). Solos: Análise Granulométrica. Especificação LNEC 196, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC. (1968). Prospeção Geotécnica de Terrenos: Vocabulário. Especificação LNEC 219, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Maniatidis, V., & Walker, P. (2003). *A Review of Rammed Earth Construction*. University of Bath, Department of Architecture & Civil Engineering, Bath, UK.
- Marques, V. L. (2014). *Reforço de alvenaria usando matrizes inorgânicas*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal.
- Martínez, O. D. (2015). *Preservation and Repair of Rammed Earth Constructions*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães.
- Martins, A. P. (2013). *Soluções de Reforço Sísmico de Paredes de Alvenaria de Enchimento*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal.
- Mendes, M. (2006). *Diário de Campo - Curso de Construção com Terra e de Formação de Formadores*. Obtido de Mumemo: <http://mumemo.blogspot.pt/>
- Mininno, G. (2016). *Modelling of the behaviour of TRM-strengthened masonry walls*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal.
- Minke, G. (2006). *Building with Earth - Design and Technology of a Sustainable Architecture*. Birkhäuser - Publishers for Architecture.
- Neto, A. (2002). *Estudo da Retracção em Argamassa com Cimento de Escória Activada*. Tese de Mestrado, Universidade politécnica de São Paulo, Brasil.
- NZS 4298, S. (1998). *Materials and workmanship for earth buildings*.
- Oliveira, D. V., Silva, R. A., Schueremans, L., & Lourenço, P. B. (2010). *A Construção em taipa e os sismos*. *Sísmica 2010 - 8º Congresso de sismologia e Engenharia Sísmica*, (p. 13). Aveiro, Portugal.
- Parreira, D. J. (2007). *Análise Sísmica de uma Construção em Taipa*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Pérez, C. L., Valencia, D. R., Barbosa, S. J., Saavedra, P. Q., Escamilla, J. U., & Diaz, E. M. (2007). *Rehabilitación sísmica de muros de adobe de edificaciones monumentales mediante tensores de acero*. *Apuntes*, 20, 304-3017.
-

-
- Ribeiro, A. M. (2015). Análise experimental do comportamento ao corte de paredes reforçadas em alvenaria de BTC. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal.
- Rocha, M. (2005). Rammed earth in tradicional architecture: construction techniques. A. C. Terra, Earth architecture in Portugal (pp. 22-26). Lisbon, Portugal: Argumentum.
- Röhlen, U., & Ziegert, C. (2011). Earth Building Practice. Planning, Design, Building. 1ªEdition, (p. 286). Berlim, Alemanha.
- Shukla, S. (2016). Seismic strengthening of rammed earth constructions using reinforced coatings. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães.
- Silva, R. (2013). Repair of Earth Constructions by Means of Grout Injection. Tese de Douturamento, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães.
- Torgal, F. P., Eires, R. M., & Jalali, S. (2009). Construção em Terra (TecMinho ed.). Guimarães, Portugal: Publidisa.
- Valluzzi, M. R., Modena, C., & de Felice, G. (2014). Current practice and open issues in strengthening historical buildings with composites. *Materials and Structures*, 47, 1971-1985.
- Vasconcelos, R. M. (1993). Contribuição à aplicação de técnicas de inteligência artificial na tecnologia da fiação. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Especialidade em Tecnologia Têxtil, Guimarães, p.15.
- Walker, P. (2005). Rammed earth: design and construction guidelines. Watford, UK: BRE Bookshop.
- Walker, P., & Australia, S. (2001). HB 195: The Australian Earth Building Handbook. Sydney, Australia: Standards Australia Internacional Ltd. p.151.
- WORDPRESS.COM., B. A. (2015). ARCHAEOLOGICAL CITY OF BAM, IRAN. Obtido de Life of Ruins - Life after "Death": <https://lifeofruins.wordpress.com/2015/02/19/archaeological-city-of-bam-iran/>

ANEXOS

ANEXO I - FICHA TÉCNICA TERRA COMERCIAL

ARGAMASSA EMBARRO UNIVERSAL



Informação do produto

2016- 03

PROPRIEDADES

É uma argamassa à base de argila pronta a aplicar, para interiores, para utilização manual ou com uma máquina de projetar. A densidade é de aprox. 1800 kg/m³.

COMPOSIÇÃO (DECLARAÇÃO COMPLETA)

Barro partido, areia mista 0-2 mm e palha <10mm.

TAMANHO DOS RECIPIENTES

Big bags de 1.000 kg (Art. EMB 01) e baldes reutilizáveis de 25kg (Art. EMB 02)

ARMAZENAMENTO

Guardar em local seco. Se for mantido seco pode ser guardado indefinidamente.

RENDIMENTO

100 kg de EMBARRO Universal seco rendem aprox. 62 l de argamassa pronta a usar. Com este material é possível cobrir uma superfície de aprox. 6 m² com uma espessura de 1 cm.

UTILIZAÇÃO

Reboco de interior de camada única ou de várias camadas. É adequado para aplicar sobre qualquer tipo de construção sólida, eventualmente é necessário preparar uma ponte de aderência com GekkoSOL Grosso (Art 135). Pode ser misturado com uma betoneira, misturadora ou máquina de projetar, adiciona aprox. 20% de água.

SUORTE/APLICAÇÃO

A superfície deve estar firme, limpa, sem restos de películas oleosas e suficientemente rugosa para proporcionar uma boa base uma vez que o reboco EMBARRO Universal – como todos os rebocos de barro- adere apenas mecanicamente. Rebocos de barro velho devem ser molhados antes de aplicar uma capa nova de EMBARRO Universal. Outras superfícies só precisam de ser molhadas para prolongar o tempo de trabalho do material. O reboco é aplicado com uma colher de pedreiro ou com uma máquina de projetar. O modo de aplicação é o mesmo que com uma argamassa convencional. No caso de aplicares uma só camada,

esta pode ter até 30mm de espessura. Para evitares fissuras e gretas, a argamassa deve ser aplicada em várias camadas, sempre que tenha uma espessura superior a 30mm, ou quando seja necessário regular grandes irregularidades do fundo ou quando se usa rede. Antes de aplicares uma camada adicional, a camada anterior deve estar completamente seca. A rede usa-se como um reforço do reboco que se posiciona entre os primeiros dois terços e o último terço do revestimento e pode ser de fibra de vidro ou de juta, por ex., e com malhas não superiores a 7mm x 7mm. De acordo com o momento em que é trabalhada a superfície, é possível obter estruturas diferentes. Em geral, a textura será mais fina quando mais tarde se passar a talocha para alisar. É possível obter uma superfície mais lisa mediante um trabalho posterior com uma espátula de metal.

TEMPOS DE TRABALHO/SECAGEM

A argamassa pode ser usada durante vários dias. Pode ser necessário adicionar mais água. Como os rebocos de barro contêm materiais orgânicos (palha) e são aplicados molhados, má ventilação pode levar a criação de bolor. Se for este o caso pode ser considerado o uso de ventilação forçada. Uma vez totalmente seco o reboco não é susceptível de criar bolor.

ACABAMENTO

O reboco EMBARRO Universal pode ser revestido com tintas de barro, caseína e silicato de dois componentes de Kreidezeit para manter a sua capacidade de absorção. Também o DECOFINO EMBARRO mantém perfeitamente as propriedades do EMBARRO Universal.


As presentes informações foram dadas de acordo com as nossas mais recentes experiências. Devido aos métodos de utilização, factores ambientais e a composição distinta dos materiais, exclui-se a obrigatoriedade pela validade geral das recomendações particulares. Antes da utilização, o produto deve ser testado (camada de teste). Em caso de revisão ou alteração do produto, os textos perdem a sua validade. Mais informações em info@embarro.com ou em www.embarro.com.

CASA DA COR
Distribuidor Oficial da Kreidezeit
em Portugal




EMBARRO IBERICA
Distribuidor Oficial da Kreidezeit
em Espanha
www.embarro.es - info@embarro.es

ANEXO II - FICHA TÉCNICA CAL HIDRÁULICA HL5


FICHA TÉCNICA


Cal Hidráulica HL 5



NP EN 459-1 0866

▶ **Constituintes**

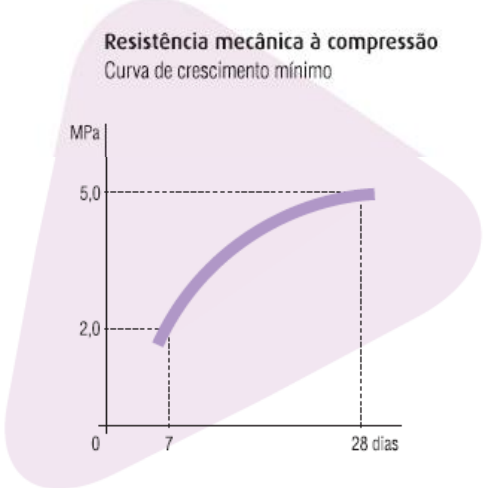
Calcário margoso cozido com extinção e moagem
Sulfato de cálcio regulador de presa



▶ **Características**

- ▶ **Químicas**
 - Sulfatos (SO₃) ≤ 3,0%
 - Cal disponível ≥ 4%
- ▶ **Físicas**
 - Início de presa (min) > 60
 - Expansibilidade (mm) ≤ 20
 - Resíduo a 0,090 mm ≤ 15%
 - Baridade (g/l) ≥ 600
- ▶ **Mecânicas**
 - Resistência à compressão
 - Valores mínimos
 - 7 dias: 2,0 MPa
 - 28 dias: 5,0 MPa

Resistência mecânica à compressão
Curva de crescimento mínimo




Tempo (dias)	Resistência (MPa)
7	2,0
28	5,0

▶ **Propriedades especiais das argamassas fabricadas com cal hidráulica do Cabo Mondego**

- ▶ Grande plasticidade e elevada trabalhabilidade
- ▶ Forte aderência
- ▶ Grande poder de retenção de água, opondo-se à retracção inicial
- ▶ Fraca tendência para a fissuração e fendilhamento
- ▶ Boa impermeabilidade e durabilidade

Cal Hidráulica
HL 5



► Utilizações recomendadas

- Argamassas de todos os tipos (enchimento, reboco, assentamento e acabamento)
- Pré-fabricação (misturada com cimento)
Blocos de alvenaria e abobadilha
Artefactos
- Pavimentos rodoviários
Na substituição do filler dos betuminosos
No tratamento de solos húmidos e argilosos
- Em trabalhos diversificados no meio rural

► Precauções na aplicação

- Na dosificação e na relação água/ligante
- No processo de cura da argamassa fresca, assegurar uma protecção cuidadosa contra a dessecação, principalmente em tempo quente
- Preparar adequadamente o suporte para receber a argamassa

► Contra-indicações

- Trabalhos sob temperaturas muito baixas
- Contacto com ambientes agressivos (águas e terrenos)

► Acondicionamento



Saco
40 kg



Palete de tara perdida
30 Sacos - 1200 kg



Palete a devolver
40 Sacos - 1600 kg



Granel
25 toneladas

Camião de 25 toneladas com meios de descarga devidamente selado



SERVIÇO COMERCIAL
Av. Severiano Falcão, 8 - Edifício CIMPOR - 2689-524 PRIOR VELHO
Tel.: 21 940 86 43 - Fax: 21 940 87 60

SERVIÇO TÉCNICO-COMERCIAL
Av. Severiano Falcão, 8 - Edifício CIMPOR - 2689-524 PRIOR VELHO
Tel.: 21 940 86 43 - Fax: 21 940 87 54

SERVIÇO DE CONTROLO DE VENDAS E CRÉDITO
S. Pedro Fins - Maia - Apartado 1023 - 4449-909 ERMESINDE
Tel.: 22 968 80 00 - Fax: 22 967 18 38

www.cimpor-portugal.pt
Dcomercial@cimpor.com

ANEXO III - FICHA TÉCNICA DO CIMENTO



uma empresa  InterCement

FICHA TÉCNICA

Cimento Portland de Calcário

CEM II/B-L 32,5 N



EN 197-1 0856

Constituintes

- 65% ≤ Clinquer ≤ 79%
- 21% ≤ Calcário ≤ 35%
- Sulfato de cálcio regulador de presa



Características

- Químicas**

 - Sulfatos (SO₃) ≤ 3,5%
 - Cloreto (Cl) ≤ 0,10%
- Físicas**

 - Início de presa (min) ≥ 75
 - Expansibilidade (mm) ≤ 10
- Mecânicas**

 - Resistência à compressão
 - Valores mínimos
 - 7 dias: 16,0 MPa
 - 28 dias: 32,5 MPa

Propriedades especiais do betão fabricado com este cimento

- ▶ Desenvolvimento lento das resistências iniciais
- ▶ Progressão gradual das resistências até 28 dias
- ▶ Elevada trabalhabilidade em argamassas e em betões mesmo com baixa relação água/cimento

Resistência mecânica à compressão
Curva de crescimento mínimo




Tempo (dias)	Resistência à compressão (MPa)
7	16,0
28	32,5

Cimento Portland de Calcário

CEM II/B-L 32,5 N



uma empresa  InterCement

▶ Utilizações recomendadas

- ▶ **Betão armado**
Indicado principalmente para as classes de resistência C12/15 a C25/30
- ▶ **Pré-fabricação**
Elementos estruturais em betão armado sem exigências mecânicas significativas
Artefactos e outros elementos em betão simples
- ▶ **Betonagem de grandes massas**
- ▶ **Betão simples de uso geral em fundações e elevações**
- ▶ **Argamassas de todos os tipos**
- ▶ **Solo cimento**

▶ Acondicionamento



Paleta planificada - Tara perdida
72 Sacos de 25 kg – 1800 kg



Pacotão
71 Sacos de 25 kg – 1775 kg

Camião de 25 toneladas com meios de descarga próprios devidamente selado



Granel
25 toneladas

▶ Precauções na aplicação

- ▶ Respeitar as dosagens de cimento mínimas e as relações água/cimento máximas normativas
- ▶ Assegurar uma cura e proteção adequadas de acordo com as disposições normativas
- ▶ Não retirar cofragem nem remover escoramento antes do betão ter a resistência suficiente
- ▶ Em ambientes agressivos seguir estritamente as recomendações normativas e os textos técnicos sobre o assunto

▶ Contraindicações

- ▶ Betonagem sob temperaturas baixas

▶ Ambiente e Segurança

- ▶ Usar vestuário de proteção, luvas e equipamento protetor para a vista/face adequados
- ▶ Quando ensacado contém redutor de crómio (VI). O seu período de validade é de dois meses após a data de ensacagem, sempre que se respeitem as condições de armazenagem mencionadas no saco
- ▶ A produção deste cimento representa uma diminuição das emissões de CO₂ para a atmosfera
- ▶ Para mais informações, consulte a Ficha de Dados de Segurança, disponível em www.cimpor-portugal.pt



uma empresa InterCement

SERVIÇO COMERCIAL
Rua Alexandre Herculano, 35 - 1250-009 LISBOA
Tel.: (+351) 21 311 81 00 - Fax: (+351) 21 311 82 21

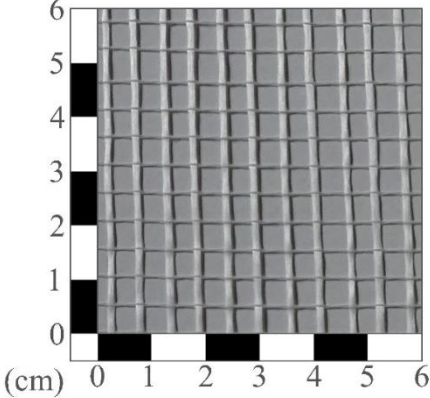
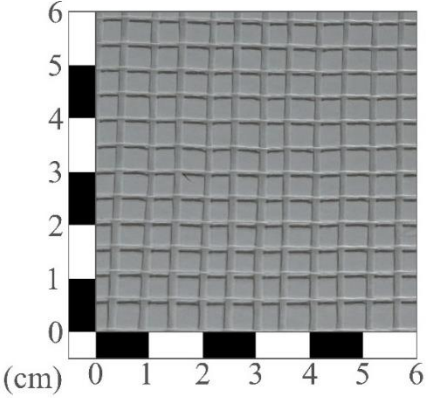
SERVIÇO TÉCNICO-COMERCIAL
Rua Alexandre Herculano, 35 - 1250-009 LISBOA
Tel.: (+351) 21 311 81 00 - Fax: (+351) 21 311 82 21

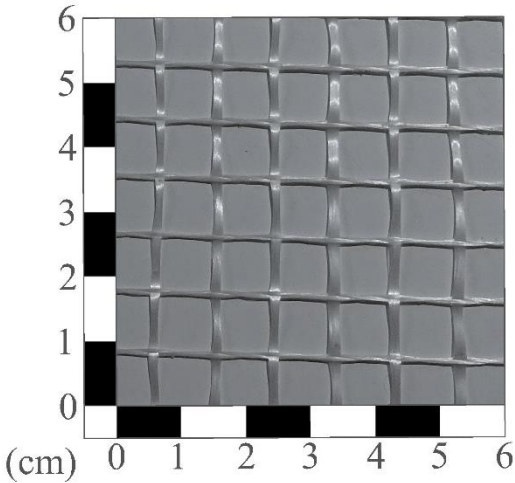
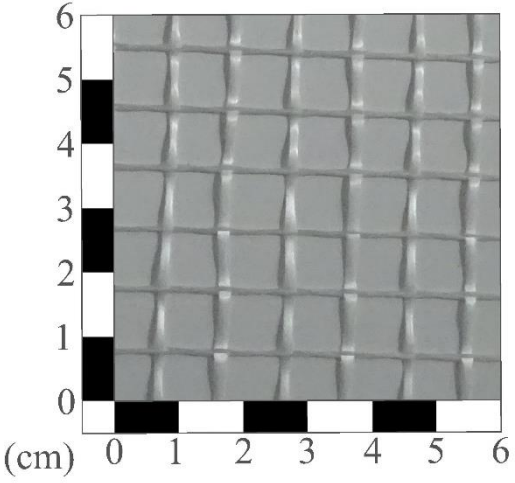
SERVIÇO DE CONTROLO DE VENDAS E CRÉDITO
Av. Américo Duarte - S. Pedro Fins - 4425-504 MAIA
Tel.: (+351) 22 968 80 00 - Fax: (+351) 22 967 18 38

www.cimpor-portugal.pt
Dcomercial@cimpor.com

FT_05_2014/01

ANEXO IV - FICHA TÉCNICA DAS MALHAS DE REFORÇO

Ficha Técnica da malha de reforço n° 1		
Nome: G1		
Nome Comercial: Fibra de vidro		
Fabricante: -		
Loja: Casa Boavista, Fornelos, Barcelos	Preço: 0,85 €/m ²	
Propriedades da Malha		
Tipo de Material: Fibra de Vidro	Cor: Branca	
Largura do rolo: 1m		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	4	5
Densidade Linear (Tex)	156	201
Gramagem direcional (g/m/m)	39,1	40,3
Propriedades Mecânicas		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Resistência à tração (kN/m)	8,7	12,6
Extensão última (mm/m)	≥ 20	≥ 22
Módulo de Elasticidade (kN/m)	549	982
Ilustração		
Frente	Verso	
		

Ficha Técnica da malha de reforço nº 2		
Nome: G2		
Nome Comercial: Fibra de vidro		
Fabricante: M. Cardoso		
Loja: Casa Boavista, Fornelos, Barcelos		Preço: 0,85 €/m ²
Propriedades da Malha		
Tipo de Material: Fibra de Vidro		Cor: Branca
Largura do rolo: 1m		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	8	9
Densidade Linear (Tex)	471	424
Gramagem direcional (g/m/m)	52,3	53
Propriedades Mecânicas		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Resistência à tração (kN/m)	16,8	12,2
Extensão última (mm/m)	≥ 20	≥ 16
Módulo de Elasticidade (kN/m)	980	626
Ilustração		
Frente		Verso
		

Ficha Técnica da malha de reforço nº 3

Nome: G3

Nome Comercial: Rede linhada ViMap.retalho

Fabricante: -

Loja: Nogueira, Guimarães

Preço: 1,05 €/m²

Propriedades da Malha

Tipo de Material: Linhada

Cor: Branca

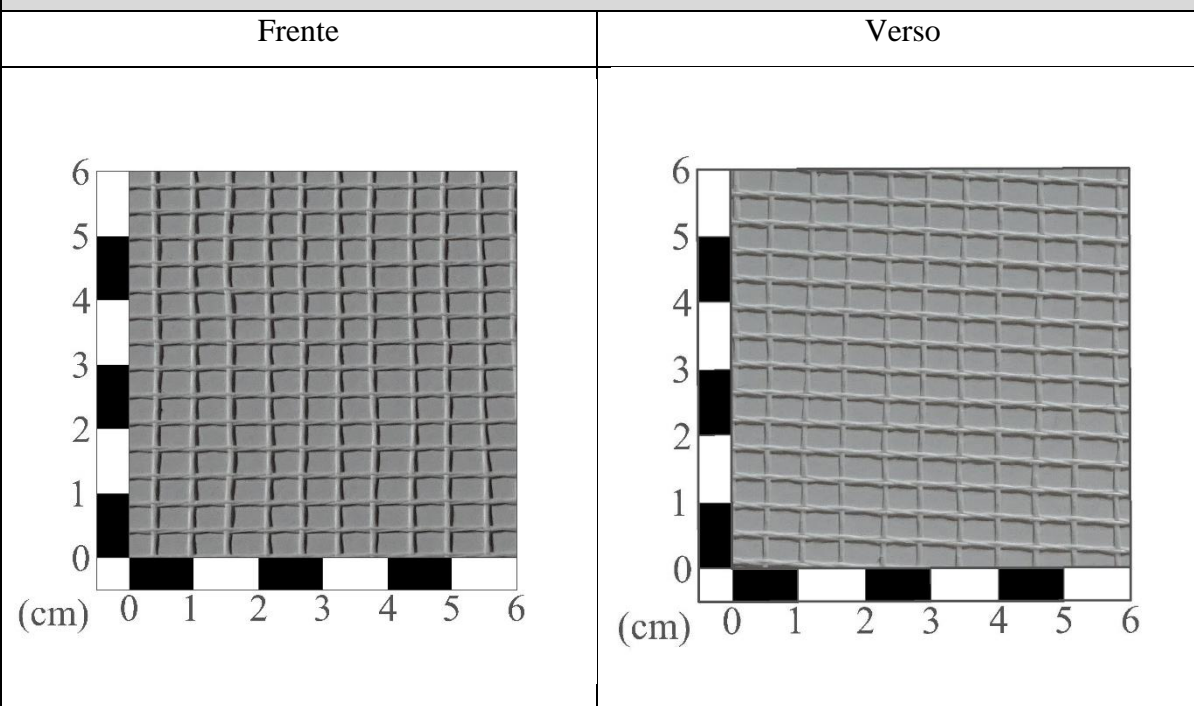
Largura do rolo: 1m

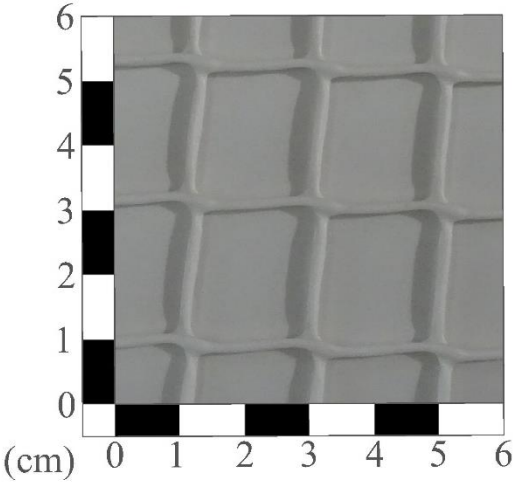
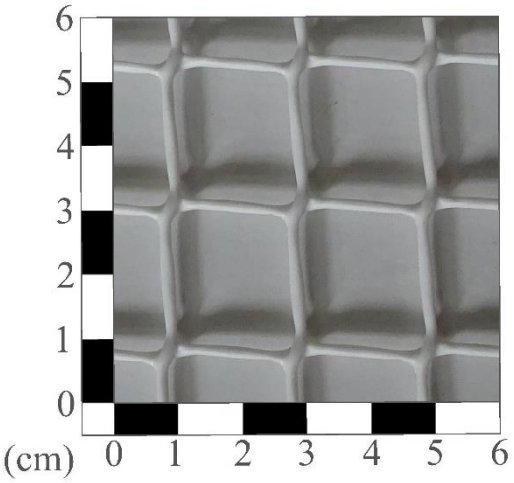
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	6	4
Densidade Linear (Tex)	258	140
Gramagem direcional (g/m/m)	64,4	23,4

Propriedades Mecânicas

	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Resistência à tração (kN/m)	7,1	1,5
Extensão última (mm/m)	≥ 32	≥ 20
Módulo de Elasticidade (kN/m)	566	135

Ilustração



Ficha Técnica da malha de reforço nº 4		
Nome: G4		
Nome Comercial: Rede Plast. Interma Quadranet C-124-BR		
Fabricante: -		
Loja: Nogueira, Guimarães	Preço: 1,90 €/m ²	
Propriedades da Malha		
Tipo de Material: Plástico	Cor: Branca	
Largura do rolo: 1m		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	18	21
Densidade Linear (Tex)	3451	3736
Gramagem direcional (g/m/m)	164,3	207,5
Propriedades Mecânicas		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Resistência à tração (kN/m)	1,5	2,0
Extensão última (mm/m)	≥ 235	≥ 235
Módulo de Elasticidade (kN/m)	46	60
Ilustração		
Frente	Verso	
		

Ficha Técnica da malha de reforço nº 5

Nome: G5

Nome Comercial: Rede Ved/Dec 2-VD5-100 Branca

Fabricante: -

Loja: Casa Boavista, Fornelos, Barcelos

Preço: 2,80 €/m²

Propriedades da Malha

Tipo de Material: Plástico

Cor: Branca

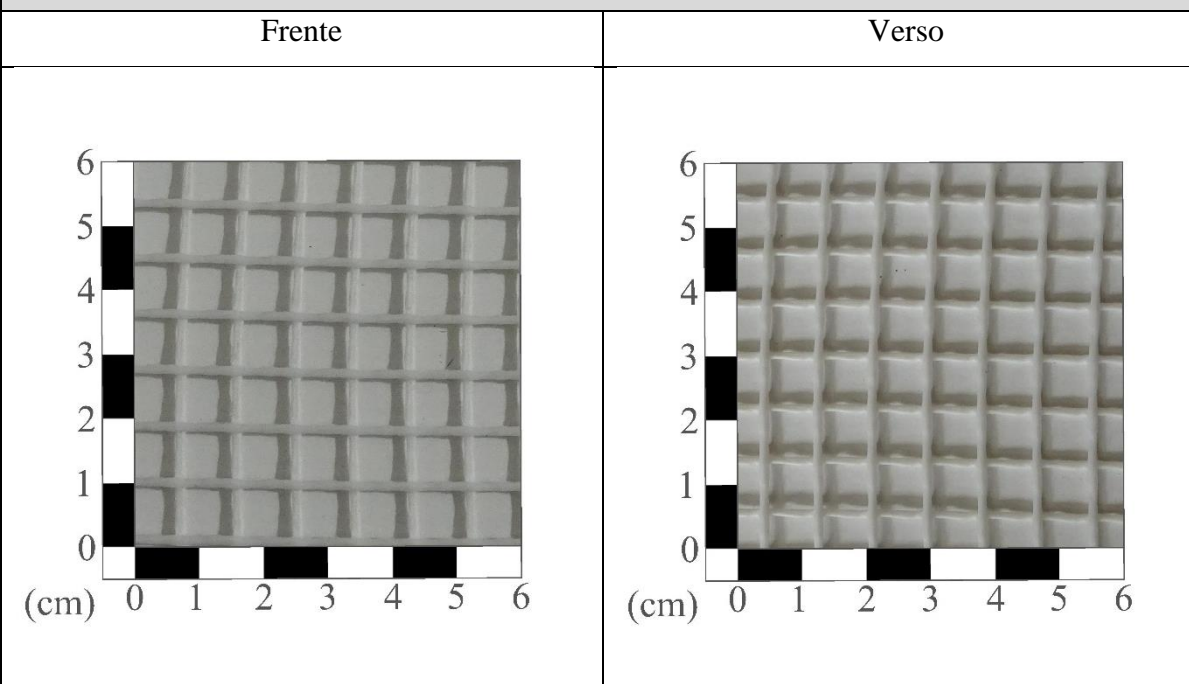
Largura do rolo: 1m

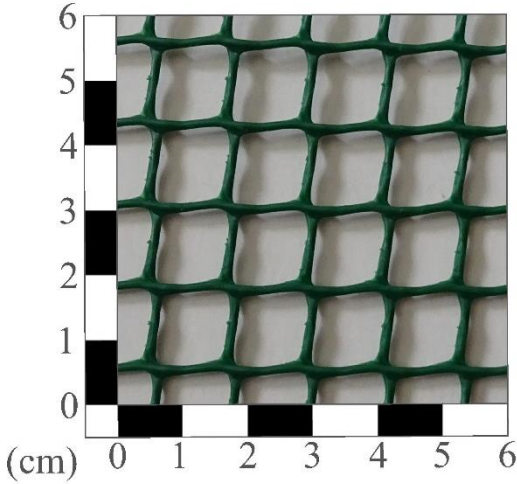
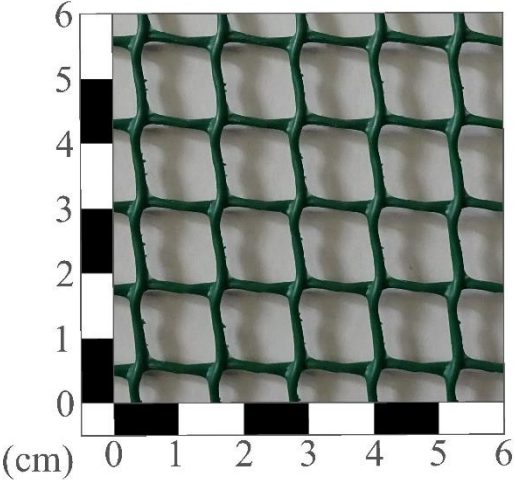
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	7	8
Densidade Linear (Tex)	1553	1375
Gramagem direcional (g/m/m)	194,1	196,4

Propriedades Mecânicas

	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Resistência à tração (kN/m)	1,5	1,7
Extensão última (mm/m)	≥ 145	≥ 162
Módulo de Elasticidade (kN/m)	66	81

Ilustração



Ficha Técnica da malha de reforço nº 6		
Nome: G6		
Nome Comercial: Rede Plast. Interma Quadranet 14-Verde		
Fabricante: -		
Loja: Nogueira, Guimarães	Preço: 1,90 €/m ²	
Propriedades da Malha		
Tipo de Material: Plástico	Cor: Verde	
Largura do rolo: 1m		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	11	12
Densidade Linear (Tex)	2324	2582
Gramagem direcional (g/m/m)	193,7	234,8
Propriedades Mecânicas		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Resistência à tração (kN/m)	1,7	1,6
Extensão última (mm/m)	≥ 230	≥ 250
Módulo de Elasticidade (kN/m)	53	46
Ilustração		
Frente	Verso	
		

Ficha Técnica da malha de reforço nº 7

Nome: G7

Nome Comercial: Rede electro S.I.B. L. RIAS ZINC 13X13-0.90- 1 MTS

Fabricante: -

Loja: Nogueira, Guimarães

Preço: 2,73 €/m²

Propriedades da Malha

Tipo de Material: Aço galvanizado

Cor: Metálica

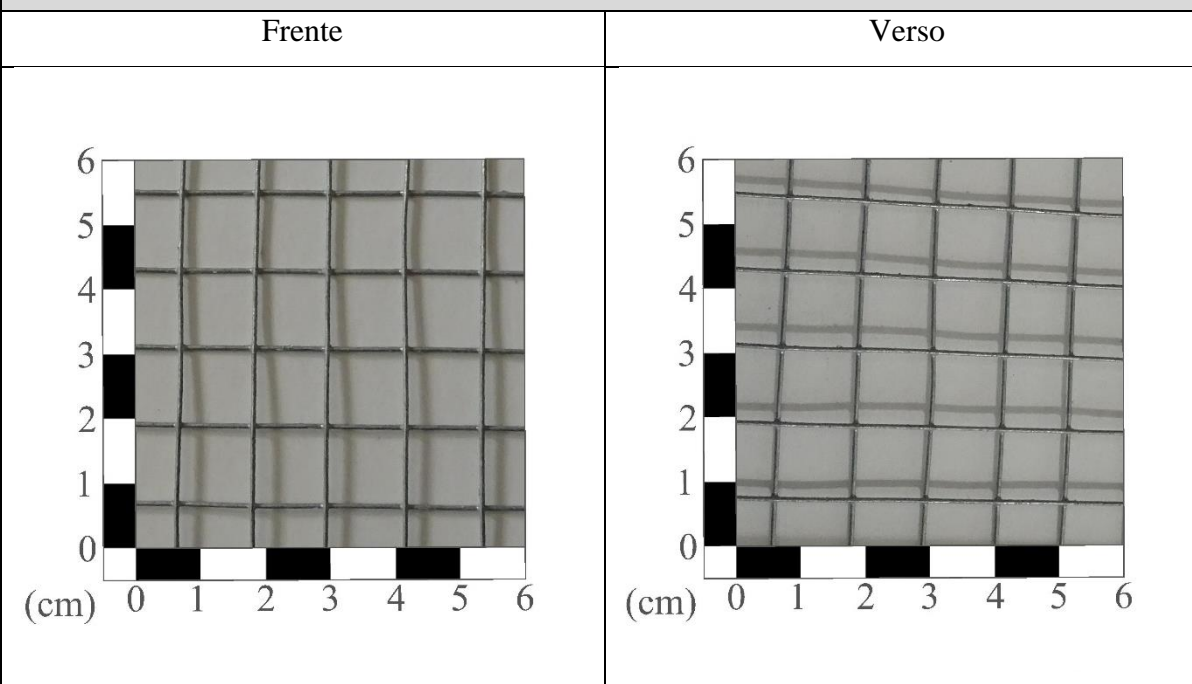
Largura do rolo: 1m

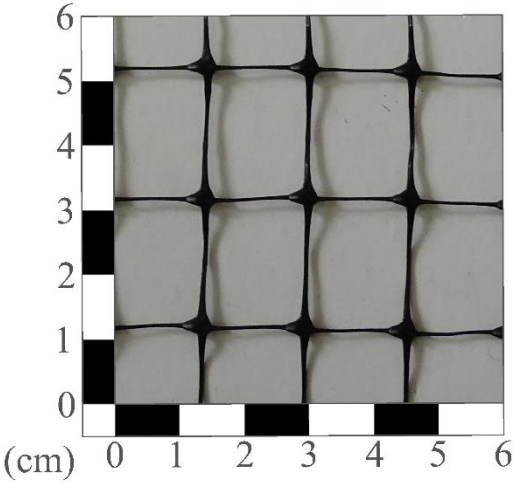
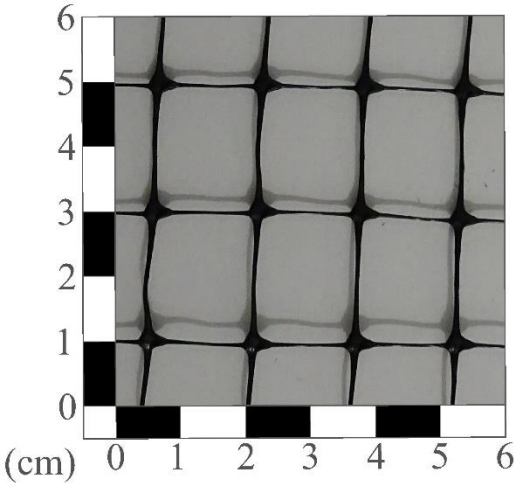
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	13	13
Densidade Linear (Tex)	4638	4672
Gramagem direcional (g/m/m)	356,8	359,4

Propriedades Mecânicas





	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Resistência à tração (kN/m)	15,1	21,8
Extensão última (mm/m)	≥ 40	≥ 30
Módulo de Elasticidade (kN/m)	2528	4715

Ilustração



Ficha Técnica da malha de reforço nº 8		
Nome: G8		
Nome Comercial: Rede vedação nylon preta 5004/90 15x20 – 1mts		
Fabricante: -		
Loja: Nogueira, Guimarães	Preço: 0,63 €/m ²	
Propriedades da Malha		
Tipo de Material: Nylon	Cor: Preta	
Largura do rolo: 1m		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	16	21
Densidade Linear (Tex)	765	874
Gramagem direcional (g/m/m)	36,4	54,6
Propriedades Mecânicas		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Resistência à tração (kN/m)	2,4	4,3
Extensão última (mm/m)	≥ 600	≥ 540
Módulo de Elasticidade (kN/m)	14	19
Ilustração		
Frente	Verso	
		

ANEXO V - ENSAIOS DE ARRANQUE (*PULL-OFF*)

Provete	Ilustração	Modos de rotura
EM2.0 - 1		Modo 2 Maioritariamente adesiva (40%)
EM2.0 - 3		Modo 2 Predominantemente adesiva (20%)
EM2.0 - 4		Modo 1 Maioritariamente coesiva pelo substrato (60%)
EM2.0 - 5		Modo 1 Predominantemente coesiva pelo substrato (70%)

EM2.0 - 6



Modo 2
Maioritariamente adesiva
(40%)

EM2.0 - 8



Modo 1
Maioritariamente coesiva
pelo substrato
(60%)

EM2.0 - 9



Modo 1
Predominantemente
coesiva pelo substrato
(70%)

Provete

Ilustração

Modos de Rotura

S10EM2.0 - 1



Modo 2
Predominantemente
adesiva
(15%)

S10EM2.0 - 2



Modo 3
Totalmente coesiva
pelo reboco

S10EM2.0 - 3



Modo 2
Predominantemente
adesiva
(20%)

S10EM2.0 - 4



Modo 1
Maioritariamente
coesiva pelo substrato
(65%)

S10EM2.0 - 5



Modo 2
Predominantemente
adesiva
(20%)

S10EM2.0 - 6



Modo 2
Predominantemente
adesiva
(25%)

S10EM2.0 - 7



Modo 2
Predominantemente
adesiva
(15%)

Provete	Ilustração		Modos de Rotura
S20EM2.0 - 1			<p>Modo 1 Predominantemente coesiva pelo substrato (85%)</p>
S20EM2.0 - 2			<p>Modo 1 Predominantemente coesiva pelo substrato (90%)</p>
S20EM2.0 - 3			<p>Modo 1 Predominantemente coesiva pelo substrato (85%)</p>
S20EM2.0 - 4			<p>Modo 1 Predominantemente coesiva pelo substrato (80%)</p>
S20EM2.0 - 6			<p>Modo 1 Maioritariamente coesiva pelo substrato (65%)</p>

S20EM2.0 - 7



Modo 1
Predominantemente
coesiva pelo substrato
(90%)

S20EM2.0 - 8



Modo 1
Predominantemente
coesiva pelo substrato
(85%)