



**UNIVERSIDADE  
E D U A R D O  
M O N D L A N E**

FACULDADE DE ENGENHARIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Trabalho de Licenciatura

**PROPOSTA DE CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURAL  
COMO SOLUÇÃO ALTERNATIVA AO BETÃO ARMADO EM  
MOÇAMBIQUE**

**Estudo de caso: Projecto tipo de uma habitação unifamiliar**

Alen Álvaro Varela Sequeira Martins

Supervisor:

Dr. Eng.º Aurélio Sine

Maputo, Dezembro de 2025

Alen Álvaro Varela Sequeira Martins

**PROPOSTA DE CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURAL  
COMO SOLUÇÃO ALTERNATIVA AO BETÃO ARMADO EM  
MOÇAMBIQUE**

**Estudo de caso: Projecto tipo de uma habitação unifamiliar**

Trabalho de Licenciatura submetido  
ao departamento de Engenharia Civil  
para obtenção do grau de licenciado  
em Engenharia Civil.

Supervisor:

Dr. Eng.º Aurélio Sine

Maputo, Dezembro de 2025



UNIVERSIDADE  
E D U A R D O  
M O N D L A N E

FACULDADE DE ENGENHARIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**TERMO DE ENTREGA DE RELATÓRIO DO TRABALHO DE LICENCIATURA**

Declaro que o estudante Alen Álvaro Varela Sequeira Martins, entregou no dia  
\_\_/\_\_/20\_\_ as \_\_ cópias do relatório do seu trabalho de Licenciatura com a Referência

\_\_\_\_\_

Intitulado:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

Maputo, \_\_/\_\_/20\_\_

A chefe da secretaria

\_\_\_\_\_

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este trabalho ao meu Senhor e Salvador Jesus Cristo, Senhor dos céus e da terra cujo escravo sou. Por meio dele fui salvo pela graça mediante a fé e tive meus pecados perdoados por causa sangue e sacrifício dele na cruz do calvário e pude ser feito filho do Altíssimo por aceitar e crer em seu filho Jesus Cristo, sendo grato por isso Eternamente. A ele, a minha gratidão e louvor Eterno. Fui crucificado com Cristo; assim, já não sou eu quem vive, mas Cristo vive em mim. Portanto, vivo neste corpo terreno pela fé no Filho de Deus, que me amou e se entregou por mim. Todo o meu ser louve o Senhor; louvarei seu santo nome de todo o coração.

Atos 4:12 | Mateus 28:18 | Romanos 6:22 | Efésios 2:8 | 1Pedro 2:24  
Efésios 1:7 | Gálatas 2:20 | Salmos 103:1

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus por sua graça e misericórdia, pela saúde no decorrer desta caminhada para a obtenção do grau de licenciado em Engenharia Civil, pois sem Ele nada disto seria possível.

Aos meus pais, Álvaro Martins e Tahera Varela pelo amor, apoio, conselhos, encorajamento e aos meus irmãos, Euridisse Sequeira, Álvaro Jr, Thayson Martins e Priscylla da Silva pela companhia, força e apoio que me transmitiram. Agradeço também a minha família, de forma especial ao meu tio Manuel Varela, a minha avó Maria do Céu, as minhas tias, Alaita, Palmira, Idalina, e Dulce Varela pelo acolhimento e amor e apoio.

Ao meu supervisor, Dr. Eng. Aurélio Sine pelo acompanhamento, motivação e disponibilidade constante, pelo esclarecimento de dúvidas e pelas oportunidades de crescimento profissional e académico.

A universidade Eduardo Mondlane, em especial a Faculdade de Engenharia, aos funcionários e professores de forma específica do departamento de Engenharia Civil pelos aprendizados e ensinamentos.

Ao Laboratório de Engenharia de Moçambique, IP pela oportunidade de estagiar em suas instalações, onde pude desenvolver este trabalho e pelos conhecimentos adquiridos nos vários departamentos que passei. Agradeço a toda equipa do LEM, IP de forma especial ao Dr. Eng. Aurélio Sine, Eng. Rafael Mabunda e Eng. Eleotério.

Aos meus amigos, Amir Mussa, Málik Boane, Kevin Muagerene, Nelson Muchave, Manassés Papela, e a Géssica Ngoca.

Aos meus colegas de turma do curso de Engenharia Civil, de forma especial ao Alan Machovo, Scoth Mandlate, Osvaldo Mahumane, Julieta Muchine, Arnaldo Sequene, Chelengo José.

Agradeço a minha família na fé, a Comunidade Cristã Somos Santuário pelas orações, incentivo e encorajamento na finalização do trabalho, especialmente a Géssica Ngoca e a Francelina Fumo.

## **RESUMO**

A alvenaria estrutural tem sido um sistema de construção amplamente utilizado no mundo e em Moçambique de forma específica. Este trabalho consistiu na avaliação da substituição do sistema em alvenaria estrutural simples face ao betão armado em habitações residenciais de pequeno porte em Moçambique, visando a redução de custos de construção e garantia de segurança estrutural. Factores como resistência à compressão dos blocos, resistência à compressão da argamassa, esbelteza do elemento e o factor qualidade da mão-de-obra influenciam directamente a resistência final da parede de alvenaria. Para este estudo foram definidos blocos com 20 cm de largura e 40 cm de comprimento para a construção das edificações visto que apresentam a melhor modulação tanto horizontal quanto vertical, embora haja melhorias a serem feitas no modelo do bloco, como as espessuras externas e interna do mesmo. Para o sistema em alvenaria estrutural (AE), foram utilizados blocos da classe C segundo a norma NM 354 (2011), uma argamassa M10 segundo a norma NP EN 1996-1-1 (2015) e betão de enchimento da classe C16/20 segundo a norma NP EN 1996-1-1 (2015). Para as fundações foram definidas sapatas isoladas para o sistema em betão armado (BA) e sapatas corridas para o sistema em AE. Quanto a cobertura foi definida laje maciça para os dois sistemas. Definiu-se uma planta tipo e efectuou-se as comparações em termos de consumo de materiais, como: movimento de terra, aço, betão, cofragem e alvenaria, e os resultados indicaram que existe de facto um ganho de economia de cerca de 20%. Aspectos como revestimentos, caixilharia, electricidade, saneamento e tempo de execução da obra não foram levados em consideração nessa comparação.

### **Palavras-chave:**

Alvenaria estrutural, betão armado, resistência à compressão, construção, economia.

## **ABSTRAT**

Structural masonry has been a widely used construction system in the world and in Mozambique in a specific way. This work consisted of evaluating the replacement of the simple structural masonry system with reinforced concrete in small residential dwellings in Mozambique, aiming to reduce construction costs and ensure structural safety. Factors such as compressive strength of the blocks, compressive strength of the mortar, slenderness of the element and the quality factor of workmanship directly influence the final strength of the masonry wall. For this study, blocks with 20 cm wide and 40 cm long were defined for the construction of the buildings since they have the best modulation both horizontal and vertical, although there are improvements to be made in the block model, such as the external and internal thicknesses of the same. For the structural masonry (AE) system, class C blocks according to NM 354 (2011), an M10 mortar according to NP EN 1996-1-1 (2015) and class C16/20 fill concrete according to NP EN 1996-1-1 (2015) were used. For the foundations, isolated footings were defined for the reinforced concrete (BA) system and running footings for the AE system, and for the roof, solid slab was defined for the two systems. A standard plan was defined, and comparisons were made in terms of consumption of materials, such as: earthmoving, steel, concrete, formwork and masonry, and the results indicated that there is indeed a saving gain of about 20%. Aspects such as coatings, window frames, electricity, sanitation, and execution time of the work were not considered in this comparison.

## **Keywords:**

Structural masonry, reinforced concrete, compressive strength, construction, economy.

Índice	Página
DEDICATÓRIA .....	I
AGRADECIMENTOS.....	II
RESUMO.....	III
ABSTRAT .....	IV
LISTA DE FIGURAS.....	IX
LISTA DE TABELAS .....	XII
LISTA DE SÍMBOLOS ACRÓNIMOS, ABREVIACÕES E SIGLAS .....	XV
<b>CAPÍTULO I.....</b>	<b>1</b>
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. Justificativa.....	1
1.2. Formulação do Problema .....	2
1.2.1. Necessidades.....	2
1.2.2. Problema de pesquisa .....	2
1.3. Objectivos .....	2
1.3.1. Geral .....	2
1.3.2. Específicos.....	2
1.4. Metodologia.....	3
1.4.1. Revisão bibliográfica .....	3
1.4.2. Investigação experimental .....	3
1.4.3. Análise dos resultados .....	4
1.5. Estrutura do Trabalho.....	4
<b>CAPÍTULO II.....</b>	<b>6</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>6</b>
2.1. Introdução a Alvenaria Estrutural .....	6
2.2. Definição de Alvenaria .....	8
2.3. Tipos de Alvenaria.....	9
2.3.1. Alvenaria não armada .....	10
2.3.2. Alvenaria armada .....	10

2.4.	Factores Que Afectam a Resistência da Alvenaria .....	11
2.4.1.	Resistência das unidades .....	11
2.4.2.	Resistência da argamassa .....	13
2.4.3.	Qualidade da mão de obra.....	14
2.5.	Pontos Positivos e Negativos do Sistema em AE .....	15
2.6.	Parâmetros Considerados na Escolha do Sistema em AE .....	16
2.6.1.	Altura da edificação.....	16
2.6.2.	Arranjo arquitectónico .....	17
2.6.3.	Tipo de uso .....	17
2.7.	Componentes do Sistema em AE .....	17
2.7.1.	Blocos ou tijolos .....	17
2.7.2.	Argamassa de assentamento .....	19
2.7.3.	<i>Gout</i> (betão de enchimento) .....	20
2.7.4.	Armaduras .....	21
2.7.5.	Tela metálica e grampo.....	21
2.8.	Coordenação Modular.....	22
2.8.1.	Blocos comumente utilizados.....	23
2.8.2.	Escolha da modulação.....	24
2.9.	Custos Associados em Construções de Alvenaria Estrutural.....	30
2.10.	Paredes Sujeitas a Cargas Verticais e de Vento.....	31
2.11.	Disposições Construtivas .....	33
2.11.1.	Dimensões externas dos elementos .....	33
2.11.2.	Abertura e canalizações embutidas .....	33
2.11.3.	Vãos máximos para lintéis .....	33
2.11.4.	Vão máximo de elementos de alvenaria armada solicitados à flexão	34
2.11.5.	Protecção da armadura e espessura de juntas.....	34
2.11.6.	Juntas de dilatação .....	34
2.11.7.	Juntas de controle.....	35
2.11.8.	Geometria e dimensões das paredes .....	35
2.11.9.	Resistência à flexão de paredes não armadas .....	35

## CAPÍTULO III..... 37

---

<b>3. CAMPANHA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>37</b>
3.1. Blocos de Betão .....	37
3.1.1. Traços .....	38
3.1.2. Produção.....	39
3.1.3. Determinação da absorção de água .....	40
3.1.4. Resistência à compressão .....	41
3.2. Argamassa de Assentamento .....	46
3.2.1. Baridade dos agregados e ligantes.....	46
3.2.2. Traços .....	47
3.2.3. Produção e cura de prismas .....	48
3.2.4. Ensaio de espalhamento.....	49
3.2.5. Relação Água ligante (A/L) .....	51
3.2.6. Compressão de prismas .....	52
3.2.7. Escolha do traço .....	54
3.3. Parede.....	55
3.3.1. Geometria e dimensões .....	55
3.3.2. Resistência à compressão .....	57

## CAPÍTULO IV ..... 70

---

<b>4. ESTUDO DE CASO EM AE E BA .....</b>	<b>70</b>
4.1. Aspectos Gerais.....	70
4.1.1. Descrição da casa modelo .....	70
4.1.2. Materiais .....	71
4.1.3. Normas .....	71
4.1.4. Acções .....	72
4.1.5. Combinação das acções.....	72
4.1.6. Processo de cálculo .....	73
4.2. Estrutura em Alvenaria Estrutural .....	73
4.2.1. Concepção estrutural .....	73
4.2.2. Resistência de carga vertical .....	75

4.2.3. Resistência característica à flexão.....	79
4.2.4. Geometria dos elementos estruturais .....	83
4.3. Estrutura em Betão Armado.....	83
4.3.1. Concepção estrutural .....	83
<b>CAPÍTULO V .....</b>	<b>87</b>
<b>5. APRESENTAÇÃO E DISCUÇÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>87</b>
5.1. Apresentação dos Resultados .....	87
5.1.1. Movimento de terras .....	87
5.1.2. Quantificação de aço .....	87
5.1.3. Quantificação de betão e cofragem .....	88
5.1.4. Quantificação de alvenaria.....	90
5.1.5. Comparação entre os dois sistemas AE e BA .....	91
5.2. Discussão dos Resultados.....	93
<b>CAPÍTULO VI .....</b>	<b>95</b>
<b>6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>95</b>
6.1. Conclusões .....	95
6.2. Desenvolvimentos Futuros.....	96
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>97</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>103</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Obras em alvenaria estrutural. ....	6
Figura 2-2: Edifício Monadnock, ( <a href="https://www.skyscrapercenter.com/building/monadnock-building/9073">https://www.skyscrapercenter.com/building/monadnock-building/9073</a> ) .....	7
Figura 2-3: Edifícios em alvenaria estrutural em Moçambique. ....	8
Figura 2-4: Estrutura em alvenaria estrutural, ( <a href="https://www.rb2eng.com.br/wp-content/uploads/2020/11/0327.jpg">https://www.rb2eng.com.br/wp-content/uploads/2020/11/0327.jpg</a> ).....	9
Figura 2-5: Alvenaria não armada, (Tauil e Nese 2010). ....	10
Figura 2-6: Alvenaria armada, (Tauil e Nese 2010). ....	11
Figura 2-7: Resistência característica da alvenaria em função das unidades, Camacho (2006). ....	12
Figura 2-8: Resistência da alvenaria para diferentes argamassas, Camacho (2006). ..	14
Figura 2-9: Tipos de bloco produzidos no Brasil, (Camacho 2006). ....	18
Figura 2-10: Tela metálica e grampo, (Pastro 2007). ....	22
Figura 2-11: Dimensões de uma unidade, (Ramalho e Corrêa 2003). ....	22
Figura 2-12: Blocos de comprimento 15, 30, e 45 cm, (Ramalho e Corrêa 2003). ....	23
Figura 2-13: Blocos de comprimento 20,40 e 35 cm, (Ramalho e Corrêa 2003). ....	24
Figura 2-14: Blocos de betão de várias medidas produzidos em Moçambique. ....	24
Figura 2-15: Dimensões reais e nominais, (Ramalho e Corrêa 2003). ....	25
Figura 2-16: Dimensões reais entre faces dos blocos, (Ramalho e Corrêa 2003). ....	26
Figura 2-17: Vista em planta e elevação de uma parede, (Ramalho e Corrêa 2003). ....	26
Figura 2-18: Modulação de uma parede do piso ao tecto com bloco J, (Ramalho e Corrêa 2003). ....	27
Figura 2-19: Detalhe de parede externa sem bloco J, (Ramalho e Corrêa 2003). ....	27
Figura 2-20: Bloco J, ( <a href="https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/alvenaria-estrutura">https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/alvenaria-estrutura</a> ).....	27
Figura 2-21: Bloco canaleta, ( <a href="https://www.olivieri-materiaux.fr/produit/bloc-chainage-20x20x50/">https://www.olivieri-materiaux.fr/produit/bloc-chainage-20x20x50/</a> ). ....	27
Figura 2-22: Bloco compensador, ( <a href="https://www.leroymerlin.com.br/bloco-de-concreto-compensador-19x19x9cm-jcjb_89249503">https://www.leroymerlin.com.br/bloco-de-concreto-compensador-19x19x9cm-jcjb_89249503</a> ). ....	27

Figura 2-23: Canto com modulação e largura igual, (Ramalho e Corrêa 2003). .....	28
Figura 2-24: Borda com modulação e largura igual, (Ramalho e Corrêa 2003). .....	28
Figura 2-25: Borda com bloco especial de 3 módulos e largura igual, (Ramalho e Corrêa 2003). .....	28
Figura 2-26: Canto com módulo e largura diferentes, (Ramalho e Corrêa 2003).I .....	29
Figura 2-27: Canto com bloco especial, com módulo e largura diferentes, (Ramalho e Corrêa 2003). .....	29
Figura 2-28: Bloco especial, ( <a href="http://pavibloco.com.br/produto/blocos-estruturais/familia-39-l14/bloco-14x19x34-classe-b/#">http://pavibloco.com.br/produto/blocos-estruturais/familia-39-l14/bloco-14x19x34-classe-b/#</a> ). .....	29
Figura 2-29: Borda com bloco especial e módulo e largura diferentes, (Ramalho e Corrêa 2003). .....	30
Figura 2-30: Borda com bloco especial de 3 furos e módulo e largura diferentes, (Ramalho e Corrêa 2003). .....	30
Figura 2-31: Bloco especial de 3 furos, ( <a href="https://www.bgbareiaepedra.com.br/bloco-estrutural.php">https://www.bgbareiaepedra.com.br/bloco-estrutural.php</a> ). .....	30
Figura 2-32: Determinação do comprimento do lintel, (NP EN 1996-1-1 2015). .....	34
Figura 2-33: Planos de rotura da alvenaria em flexão (NP EN 1996-1-1 2015). .....	36
Figura 3-1: Caracterização de amostras em classes, ensaiadas no LEM, IP .....	37
Figura 3-2: Caracterização de amostras ao longo de 2019 à 2024 ensaiadas no LEM, IP .....	38
Figura 3-3: Materiais utilizados na produção das unidades .....	39
Figura 3-4: Processo de produção de blocos de betão. ....	40
Figura 3-5: Modelo de bloco produzido. ....	42
Figura 3-6: Pesagem dos blocos. ....	43
Figura 3-7: Blocos ensaiados à compressão. ....	44
Figura 3-8: Comparação das tensões características à compressão dos blocos. ....	45
Figura 3-9: Determinação da baridade da areia. ....	47
Figura 3-10: Processo de produção de prismas. ....	49
Figura 3-11: Ensaio de espalhamento da argamassa. ....	50
Figura 3-12: Determinação da trabalhabilidade. ....	51

Figura 3-13: Relação A/L dos traços propostos.....	51
Figura 3-14: Processo de ensaios mecânicos de prismas.....	52
Figura 3-15: Resistência à compressão de prismas aos 28 dias de cura em condições laboratoriais. ....	53
Figura 3-16: Resistência à compressão de prismas aos 28 dias de cura em condições ambientais. ....	54
Figura 3-17: Modelos das paredes adoptadas .....	56
Figura 3-18: Foto das unidades adoptadas. ....	56
Figura 3-19: Foto das paredes adoptadas.....	57
Figura 3-20: Rotura da parede 1 com 62 cm de altura após o ensaio de compressão. ....	59
Figura 3-21: Mapa de tensões da parede 1 com h=62cm. ....	59
Figura 3-22: Rotura da parede 2 com 6 cm de altura após o ensaio de compressão. ....	59
Figura 3-23: Mapa de tensões da parede 2 e 3 com h=62cm. ....	60
Figura 3-24: Rotura da parede 3 com 62 cm de altura após o ensaio de compressão. ....	60
Figura 3-25: Rotura da parede 1 com 125 cm de altura após o ensaio de compressão. ....	63
Figura 3-26: Mapa de tensões da parede 1 com h=125cm. ....	63
Figura 3-27: Rotura da parede 2 com 120 cm de altura após o ensaio de compressão. ....	64
Figura 3-28: Mapa de tensões da parede 1 com h=125cm. ....	64
Figura 3-29: Rotura da parede 3 com 125 cm de altura após o ensaio de compressão. ....	65
Figura 3-30: Mapa de tensões da parede 1 com h=125cm. ....	65
Figura 3-31: Relação da tensão de compressão x Altura. ....	67
Figura 3-32: Modulação inadequada dos blocos. ....	67
Figura 3-33: Modulação de um canto da alvenaria com bloco de 20cm de largura.....	68
Figura 3-34: Modulação de um canto da alvenaria com bloco de 15cm de largura.....	69
Figura 4-1: Planta de piso.....	71
Figura 4-2:Estrutura em AE - Planta de piso, 1ª fiada. ....	74
Figura 4-2:Estrutura em AE.....	75

Figura 4-3: Distribuição de carga da laje. ....	78
Figura 4-4: Identificação das paredes para cálculo de momento. ....	81
Figura 4-5: Condições de apoio das paredes críticas.....	82
Figura 4-6: Dimensões finais dos elementos estruturais em AE. ....	83
Figura 4-7: Estrutura em BA. ....	84
Figura 4-8: Sistema estrutural em BA.....	85
Figura 4-9: Taxa de aço a colocar na laje de cobertura [cm <sup>2</sup> /m].....	86
Figura 5-1: Resumo parcial de custos dois sistemas.....	91
Figura 5-2: Custo total entre os sistemas. ....	91

#### **LISTA DE TABELAS**

Tabela 2-1: Factor de eficiência da alvenaria para diversos tipos de unidades, (Camacho 2006). ....	12
Tabela 2-2: Requisitos para resistência característica à compressão (NM 354 2011). .	12
Tabela 2-3: Classes de resistência das unidades para alvenaria (NP EN 1996-1-1 2015). .....	13
Tabela 2-4: Requisitos para resistência característica à compressão (NBR 6136 2014). .....	13
Tabela 2-5: Factores que afectam a resistência da alvenaria, (Camacho 2006).....	14
Tabela 2-6: Classes de resistências da argamassa, (NP EN 1996-1-1 2015).....	19
Tabela 2-7: Composições em volume (cimento: cal hidratada) da argamassa, (NP EN 1996-1-1 2015). ....	19
Tabela 2-8: Traços de argamassa, (BS 5628-1 1992).....	20
Tabela 2-9: Resistência à compressão das argamassas, (NBR 13281 2005).....	20
Tabela 2-10: Resistência característica do betão de enchimento, (NP EN 1996-1-1 2015). .....	21
Tabela 2-11: Custos aproximados entre estruturas de BA e AE no Brasil, (Mohamad 2013). ....	31
Tabela 2-12: Constantes C <sub>1</sub> , C <sub>2</sub> , (EN 1996-3 2006). ....	32

Tabela 2-13: Valores limites da relação entre o vão efectivo e a espessura efectiva da parede solicitadas à flexão fora do plano, (NP EN 1996-1-1 2015).....	34
Tabela 2-14: Dimensões dos provetes de alvenaria, (NP EN 1052-1 2002). ....	35
Tabela 2-15: Valores de $f_{xk1p}$ / um plano de rotura paralelo às juntas (NP EN 1996-1-1 2015). ....	36
Tabela 2-16: Valores de $f_{xk2}$ , p/ um plano de rotura perpendicular às juntas (NP EN 1996-1-1 2015). ....	36
Tabela 3-1: Traço em volume dos blocos.....	39
Tabela 3-2: Determinação de absorção de blocos. ....	41
Tabela 3-3 - Resistência à compressão aos 28 dias – Blocos de referência.....	43
Tabela 3-4: Resistência à compressão aos 7 dias – Blocos propostos. ....	44
Tabela 3-5: Resistência à compressão aos 28 dias – Blocos propostos. ....	45
Tabela 3-6: Classificação dos blocos segundo resultados laboratoriais.....	46
Tabela 3-7: Determinação das baridades da areia. ....	46
Tabela 3-8: Traço proposto para assentamento de alvenaria. ....	48
Tabela 3-9: Resistência mecânica de prismas aos 28 dias. ....	53
Tabela 3-10: Resistências determinadas.....	54
Tabela 3-11: Resumo dos ensaios realizados em argamassas. ....	55
Tabela 3-12: Resultados dos ensaios à compressão das paredes com 62cm de altura. ....	58
Tabela 3-13: Comparação entre tensões obtidas e estimadas em paredes com h = 62 cm.....	61
Tabela 3-14: Resultados dos ensaios à compressão das paredes com 125cm de altura. ....	62
Tabela 3-15: Comparação entre tensões obtidas e estimadas em paredes com h = 125 cm.....	66
Tabela 3-16: Comparação entre tensões x altura.....	66
Tabela 4-1: Distribuição de compartimentos do projecto modelo. ....	70
Tabela 4-2: Cargas permanentes consideradas.....	72
Tabela 4-3: cargas variáveis consideradas. ....	72

Tabela 4-4: Cargas actuantes em paredes.....	78
Tabela 4-5: Valores limites para o vão efectivo máximo em paredes sujeitas à flexão.	80
Tabela 4-6: Determinação do momento flector actuante.....	81
Tabela 4-7: Determinação do momento flector resistente.....	82
Tabela 5-1: Volume escavado.....	87
Tabela 5-2: Resumo de aço do sistema em BA.....	88
Tabela 5-3: Quantidade de aço do sistema em AE.....	88
Tabela 5-4: Resumo de betão do sistema em BA.....	89
Tabela 5-4: Resumo de cofragem do sistema em BA.....	89
Tabela 5-5: Resumo de betão do sistema em AE.....	89
Tabela 5-5: Resumo de cofragem do sistema em AE.....	89
Tabela 5-6: Resumo de alvenaria do sistema em BA.....	90
Tabela 5-6: Resumo de argamassa para alvenaria do sistema em BA.....	90
Tabela 5-7: Resumo de alvenaria do sistema em AE.....	90
Tabela 5-7: Resumo de alvenaria do sistema em AE.....	90
Tabela 5-8: Resumo do custo total entre os sistemas.....	92

## LISTA DE SÍMBOLOS ACRÓNIMOS, ABREVIACÕES E SIGLAS

<b>Abreviações</b>	<b>Definição</b>
AE	Alvenaria estrutural
BA	Betão armado
EC1	Eurocódigo 1
EC2	Eurocódigo 2
EC6	Eurocódigo 6
PP	Peso próprio
RCP	Restantes cargas permanentes
TR1	Traço da argamassa de assentamento 1
TR2	Traço da argamassa de assentamento 2
TR3	Traço da argamassa de assentamento 3
TR4	Traço da argamassa de assentamento 4

<b>Siglas e Acrónimo</b>	<b>Definição</b>
LEM, IP	Laboratório de Engenharia de Moçambique, Instituto Público
MOPHRH	Ministério das Obras Públicas, Habitação e Recursos Hídricos

<b>Símbolos</b>	<b>Definição</b>
$\alpha$	Coefficiente de momento flector
$\alpha, \beta$	Constantes
$A_i$	Secção transversal carregada de um provete de alvenaria
$A$	Área de secção bruta horizontal carregada do muro
$B$	Baridade
$\bar{B}$	Baridade média
$e$	Espessura da parede
$f_b$	Resistência à compressão normalizada das unidades p/ alvenaria
$f_{bk,est}$	Resistência à compressão característica estimada
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão
$f_{cvk}$	Resistência característica ao corte
$f_d$	Resistência à compressão de cálculo da alvenaria
$f_{i,min}$	Valor mínimo da resistência à compressão de um provete de alvenaria
$f_i$	Resistência à compressão de um elemento de alvenaria
$f_k$	Resistência característica à compressão da alvenaria
$f_k$	Resistência característica à compressão da alvenaria
$f_m$	Resistência à compressão da argamassa
$f_m$	Resistência à compressão da argamassa

$f_{xk}$	Resistência à flexão característica da alvenaria
$f_{xk1}$	Resistência característica à flexão paralela as juntas
$f_{xk2}$	Resistência característica à flexão perpendicular as juntas
$F_{i,max}$	Carga máxima atingida num provete de alvenaria
$f$	Resistência média à compressão da alvenaria
$G$	Cargas de carácter permanente
$h$	Altura da parede
$h$	Altura livre da parede ou andar
$h_s$	Altura do provete
$h_u$	Altura do bloco de alvenaria
$h_{ef}$	Altura efectiva da parede
$K$	Constante
$l_s$	Comprimento do provete
$l_u$	Comprimento do bloco de alvenaria
$L$	Comprimento do painel entre apoios
$l_{f,ef}$	Vão efectivo do pavimento
$m_1$	Massa húmida
$m_2$	Massa seca
$M_{Rd}$	Momento de cálculo da resistência lateral da parede
$M_d$	Momento de cálculo
$N_{Ed}$	Carga vertical de cálculo
$N_{Rd}$	Resistência à carga vertical de cálculo
$N_{Sd}$	
$P_1$	Peso da medida
$P_2$	Peso da amostra + peso da medida
$P_{p,parede}$	Peso próprio da parede
$Q$	Carga variável
$\gamma_M$	Factor de segurança parcial do material
$\gamma_P$	Peso específico da parede
$\gamma_P$	Peso específico da parede
$\gamma_Q$	Coefficiente de majoração de cargas de carácter variavel
$\gamma_g$	Coefficiente de majoração de cargas de carácter permanente
$\gamma_q$	Coefficiente de cargas variáveis
$\rho_n$	Factor de redução
$\rho_t$	Constante
$\phi_s$	Factor de redução de capacidade
$t_{ef}$	Espessura efectiva da parede
$t_s$	Espessura do provete

$tu$	Largura do bloco de alvenaria
$t$	Espessura da parede
$\mu$	Razão ortogonal das características à flexão características da alvenaria
$V$	Volume
$W_k$	Carga de vento características por unidade de área
$Z$	Módulo de secção de uma unidade de altura ou comprimento da parede

---

# CAPÍTULO I

---

## 1. INTRODUÇÃO

Na Engenharia Civil, a construção de edifícios em alvenaria vem desde os primórdios, sendo que as primeiras construções foram executadas em alvenaria de pedra e posterior alvenaria de bloco cerâmico e como exemplo tem-se as pirâmides do Egito e o edifício Monadnock. Em Moçambique, edifícios como Museu Nacional da Moeda, Estação Central de Caminhos de Ferro de Maputo, Fortaleza de Maputo e a Igreja Catedral de Maputo são alguns exemplos de construção em alvenaria estrutural.

Sendo a alvenaria estrutural um tipo de estrutura em que a estabilidade e suporte do edifício depende das paredes constituintes, diferente do sistema em betão armado que depende de pilares e vigas, e que apresenta um ganho de até 25% de economia em relação ao betão armado segundo Mohamad (2013), o presente trabalho visa analisar a viabilidade de construção de edifícios residenciais em alvenaria estrutural face ao betão armado como forma a melhorar a qualidade das habitações construídas em zonas periurbanas e urbanas e também tornar a construção mais acessível, visto que é comum a construção de casas em alvenaria estrutural nessas zonas.

Para a construção de edifícios residenciais, o presente estudo pretende fornecer as considerações que devem ser tomadas no processo de projecto, disposições construtivas, a escolha de unidades, i.e, a dimensão e a resistência característica à compressão das mesmas, evidenciar os pontos positivos e negativos do sistema em alvenaria estrutural, bem como mostrar até que ponto o sistema apresenta ganho de economia em relação ao sistema em betão armado no contexto.

### 1.1. Justificativa

Estudos realizados mostram que a aplicação de alvenaria estrutural (AE) em detrimento da estrutura convencional de betão armado (BA) tem apresentado custos de construção relativamente mais baixos. Segundo o MOPHRH e MINEDH (2021), Moçambique regista um índice de cheias, ciclones, sismos e inundações com magnitudes significativas, e é comum a utilização de tijolos e blocos de betão nas zonas de incidência das calamidades naturais.

Com isto, surge a necessidade de se fazer um estudo para o melhoramento do comportamento estrutural das habitações, bem como reduzir os custos de construção associados e incentivar a implementação deste sistema estrutural em Moçambique, principalmente para os jovens.

## **1.2. Formulação do Problema**

### **1.2.1. Necessidades**

- Melhorar o sistema construtivo em AE, fornecendo técnicas e métodos adequados para a construção dos edifícios em AE;
- Reduzir o custo de construção das habitações.

### **1.2.2. Problema de pesquisa**

O colapso das habitações em AE na sua maior parte em zonas de incidência das calamidades naturais, quer seja em zonas urbanas ou periurbanas tem acarretado custos altos para a reabilitação ou reconstrução das mesmas colocando famílias sem tecto, por vezes por muito tempo. Com isto, coloca-se a seguinte pergunta de pesquisa:

- Como construir habitações em AE de modo a garantir a estabilidade da estrutura com baixo custo de produção?

## **1.3. Objectivos**

### **1.3.1. Geral**

Este trabalho visa analisar as vantagens que o sistema de construção em alvenaria estrutural apresenta face ao betão armado em estruturas de pequeno e médio porte, olhando primariamente para o factor económico e com isto, definiu-se como objectivo geral do trabalho:

- Avaliar até que ponto é viável a substituição do sistema em alvenaria estrutural simples face ao betão armado em habitações residenciais de pequeno porte em Moçambique.

### **1.3.2. Específicos**

- Identificar com base em bibliografias as soluções técnicas de melhoria da segurança estrutural em edifícios construídos com blocos estruturais;

- Colher amostras de blocos em estaleiros da cidade de Maputo;
- Determinar a resistência mecânica dos blocos produzidos no mercado de construção particularmente na Cidade de Maputo;
- Elaborar um projeto-tipo de uma habitação residencial;
- Apresentar uma análise comparativa em termos de custos entre os sistemas de construção em alvenaria estrutural e em betão armado.

## 1.4. Metodologia

Quanto a natureza desta pesquisa, a metodologia é aplicada, focando-se na obtenção de conhecimento voltado para aplicações práticas e à resolução de problemas específicos. Tendo em vista o objectivo geral, classifica-se a pesquisa como descritiva, visando caracterizar determinado fenómeno e estabelecer relações entre suas variáveis através de manuais, dissertações e normas. Considerando os métodos de investigação adoptados, houve a integração entre a pesquisa bibliográfica, a investigação experimental e um caso de estudo.

### 1.4.1. Revisão bibliográfica

Nesta primeira fase da pesquisa, colheu-se informações teóricas referentes a alvenaria estrutural e betão armado, que levam a alcançar os objectivos outrora definidos, cujas informações são obtidas por meio de livros, dissertações, normas técnicas e portais de pesquisa na internet, com o propósito de compreender o funcionamento de cada sistema de construção proposto.

### 1.4.2. Investigação experimental

Nesta fase foram definidas 3 etapas, nomeadamente: Aquisição dos materiais, Planeamento e campanha experimental.

- **Aquisição de materiais** – A primeira etapa consistiu em identificar estaleiros de venda de blocos e agregados necessários para a construção das paredes para realização dos ensaios e posterior aquisição dos mesmos;
- **Planeamento** – Esta etapa consistiu em identificar o laboratório onde a pesquisa seria desenvolvida, e definir quais e quantos ensaios seriam

necessários para as argamassas, os blocos e as paredes. Findo está etapa deu-se início a última etapa.

- **Campanha experimental** – A etapa da campanha experimental foi caracterizada pela produção das argamassas, construção das paredes, e realização de ensaios à compressão tanto das argamassas, dos blocos e das paredes.

### 1.4.3. Análise dos resultados

Após a fase da investigação experimental, procedeu-se com o tratamento dos dados obtidos durante os ensaios, com o auxílio do Microsoft Excel 365, Robot e CypeCad. Estes programas auxiliaram na análise das estruturas tanto em BA quanto em AE, fornecendo os deslocamentos das estruturas, estabilidades e desenhos estruturais. Foi também utilizado o programa ArchiCad 26 onde se desenvolveu o projecto de arquitectura e a redacção do relatório foi feita através do Microsoft Word 365.

## 1.5. Estrutura do Trabalho

Este trabalho de pesquisa é apresentado em 6 (seis) capítulos para a melhor compressão do mesmo. Onde no primeiro capítulo, justifica-se a necessidade e relevância do estudo, coloca-se o problema de pesquisa e são definidos os objectivos e a metodologia usada para alcançá-los;

No segundo capítulo, faz-se a revisão bibliográfica sobre o sistema de construção em BA e AE, tendo mais foco no segundo sistema. Onde aborda-se desde o historial da construção em alvenaria, os tipos de alvenaria, factores que afectam a resistência final da parede, as vantagens e desvantagens do sistema, os parâmetros a considerar na escolha do sistema de construção, os componentes do sistema em AE, a coordenação modular, custos associados a construção, método simplificado de dimensionamento de estruturas em AE e disposições construtivas.

No terceiro capítulo, fase experimental, são apresentados todos os ensaios realizados durante o desenvolvimento do trabalho, desde o ensaio de espalhamento das argamassas de assentamento, ensaio à compressão dos blocos, de prismas de argamassa de assentamento e das paredes, determinação de baridade e absorção.

No quarto capítulo, estudo de caso em alvenaria estrutural e betão armado, é feito o dimensionamento dos dois modelos, com mais ênfase no sistema em AE. Para o sistema convencional foi utilizado o programa de cálculo CYPECAD.

No penúltimo capítulo, é feita a apresentação dos resultados obtidos no capítulo precedente e a discussão dos mesmos, levando em consideração: movimento de terra, aço, betão, cofragem e alvenaria.

No último capítulo, é apresentada a conclusão do trabalho de pesquisa, as recomendações e os possíveis desenvolvimentos futuros.

## CAPÍTULO II

### 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 2.1. Introdução a Alvenaria Estrutural

A alvenaria estrutural tem suas origens na pré-história sendo assim um dos mais antigos sistemas de construção da humanidade. As primeiras alvenarias, em pedra ou em tijolo cerâmico seco ao sol, apresentavam grandes espessuras em suas obras mais imponentes e eram erguidas segundo regras puramente empíricas e intuitivas, baseadas nos conhecimentos adquiridos ao longo do tempo (Pestana et al. 2014).

Construções como as pirâmides do Egito (a), a cidade de carcassone (b), a muralha da china (c) o coliseu romano (d) como apresentado na Figura 2-1 são alguns exemplos de obras em alvenaria, mais emblemáticas.

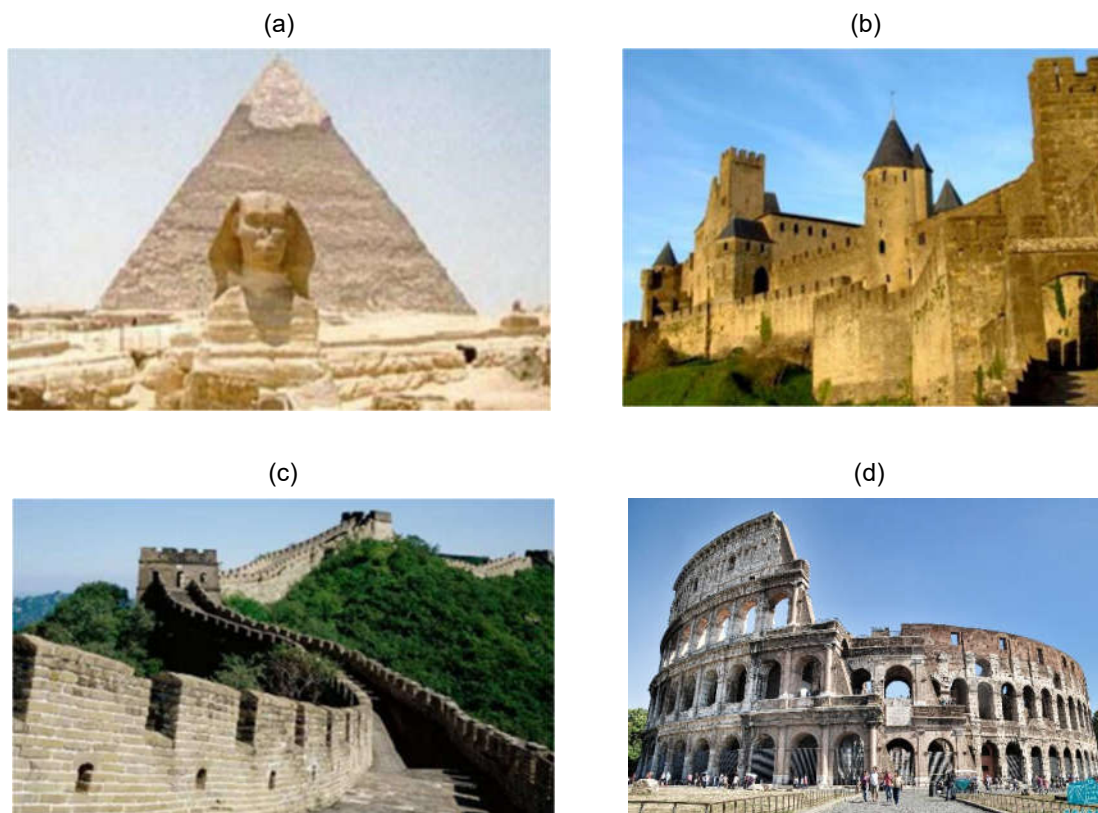


Figura 2-1: Obras em alvenaria estrutural.

- (a) <https://dompaioglobal.blogspot.com/2009/05/piramides-do-egipto.html>
- (b) <https://pt.slideshare.net/slideshow/el-reino-de-aragon-5426230/5426230>
- (c) <https://ocuriosocioso.blogspot.com/2013/09/a-grande-muralha-da-china.html>
- (d) <https://pim.cpcompany.com/dedu/fotos-do-coliseu-de-roma.html>

Entre os séculos XIX e XX, obras de maior porte eram construídas em alvenaria com base em modelos mais racionais, servindo como exemplo clássico o edifício "*Monadnock*" segundo apresentado na Figura 2-2, construído em Chicago entre 1889 e 1891 com 16 pavimentos e 65 metros de altura, cujas paredes inferiores possuíam 1,80 m de espessura (Pestana et al. 2014).



Figura 2-2: Edifício Monadnock, (<https://www.skyscrapercenter.com/building/monadnock-building/9073>)

O marco inicial da “Moderna Alvenaria Estrutural” teve início com os estudos realizados pelo professor Paul Haller, na Suíça, conduzindo uma série de testes em paredes de alvenaria, em razão da escassez de betão e aço proporcionada pela Segunda Guerra Mundial. Durante sua carreira foram testadas mais de 1.600 paredes de tijolos (Mohamad 2013).

Por volta de 1950, começam a surgir normas que permitem calcular a espessura necessária das paredes e a resistência das alvenarias, em bases de cálculo mais racionais e experimentações laboratoriais, principalmente na Suíça. Os anos 60 e 70 foram marcados por intensas pesquisas experimentais e aperfeiçoamento de modelos matemáticos de cálculo, objectivando projectos resistentes não só a cargas estáticas e dinâmicas de vento e sismo, mas também a acções de carácter excepcional, como explosões e retiradas de paredes estruturais (Pestana et al. 2014).

Hoje, nos Estados Unidos, Inglaterra, Alemanha e muitos outros países, a alvenaria estrutural atinge níveis de cálculo, execução e controle, similares aos aplicados nas estruturas de aço e betão, constituindo-se num económico e competitivo sistema

racionalizado, versátil e de fácil industrialização, face as reduzidas dimensões do componente modular básico empregado.

Em Moçambique edifícios como Museu Nacional da Moeda (a), Estação Central de Caminhos de Ferro de Maputo (b), Fortaleza de Maputo (c) e Igreja Catedral de Maputo, são exemplos de obras construídas em alvenaria, Figura 2-3.

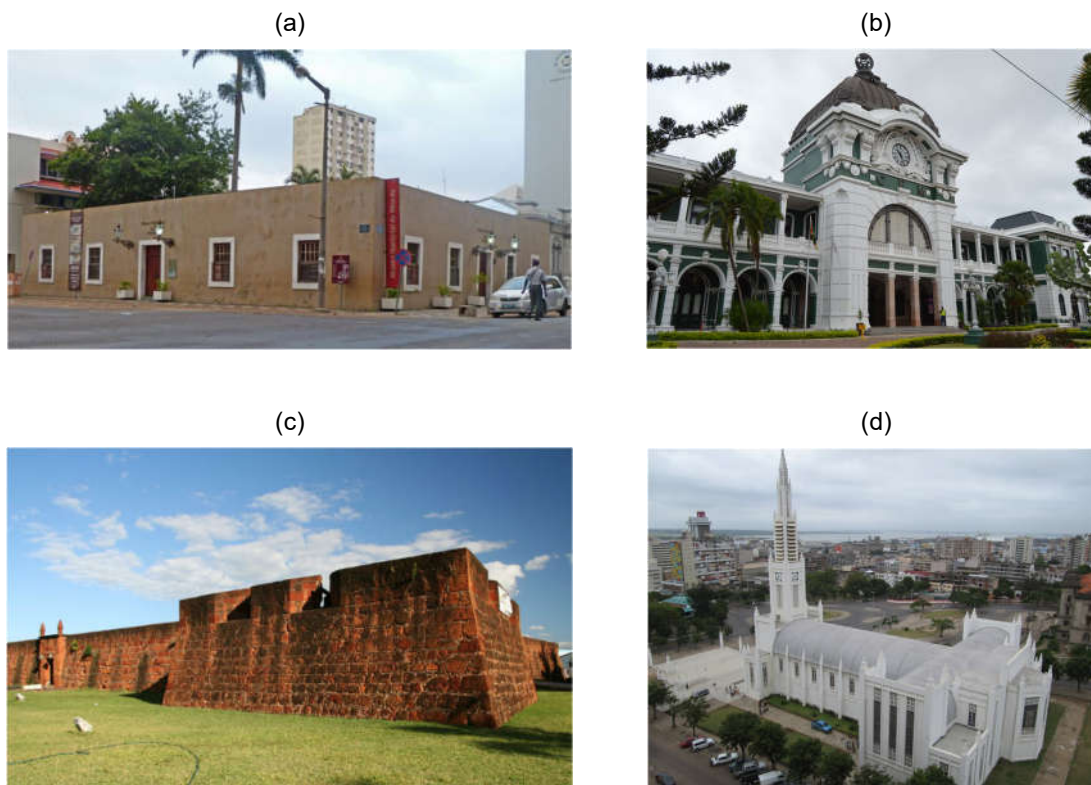


Figura 2-3: Edifícios em alvenaria estrutural em Moçambique.

- (a) <https://www.dw.com/pt-002/edif%C3%ADcios-e-monumentos-hist%C3%B3ricos-de-maputo/g-43069313>
- (b) <https://www.conexaolusofona.org/estacao-central-dos-caminhos-de-ferro-em-maputo-entre-as-nove-mais-bonitas-do-mundo/>
- (c) <https://www.gettyimages.com/detail/photo/fortress-of-maputo-maputo-mozambique-royalty-free-image/1351091156>
- (d) <https://osmelhoressitiosdeportugal.blogspot.com/2018/07/catedral-de-maputo.html>

## 2.2. Definição de Alvenaria

Tauil e Nese (2010) definem alvenaria como sendo o conjunto de peças justapostas coladas em sua interface, por uma argamassa apropriada, formando um elemento vertical coeso. Esse conjunto coeso serve para vedar espaços, resistir a cargas oriundas da gravidade, promover segurança, resistir a impactos, à acção do fogo, isolar

e proteger acusticamente os ambientes, contribuir para a manutenção do conforto térmico, além de impedir a entrada de vento e chuva no interior dos ambientes.

Para a norma NP EN 1996-1-1 (2015), alvenaria é a associação de unidades para alvenaria dispostas segundo um padrão especificado e ligadas num conjunto através de argamassa. Na Figura 2-4 é apresentada um exemplo de estrutura em AE.



Figura 2-4: Estrutura em alvenaria estrutural, (<https://www.rb2eng.com.br/wp-content/uploads/2020/11/0327.jpg>).

Ainda Tauil e Nese (2010) afirmam que para além dos benefícios, intrínsecos à função, a alvenaria de blocos de betão, quando tratada de forma adequada, proporciona vantagens significativas no processo de racionalização da construção quando comparada a outros processos mais tradicionais.

A estrutura apresentada na Figura 2-4 é um tipo de estrutura em que as paredes de delimitação do espaço edificado desempenham as funções de estabilidade e suporte do edifício, suportando o peso próprio da estrutura e todas as acções que lhe são solicitadas, passando-as directamente para as fundações (Saraiva 2013).

### 2.3. Tipos de Alvenaria

Em alvenaria estrutural não se utilizam pilares e vigas convencionais de BA, pois as paredes chamadas de portantes compõem a estrutura da edificação e distribuem as cargas uniformemente ao longo das fundações. Com isto, são apresentados os seguintes tipos de alvenaria, que por sua vez devem ter atenção para armações e betonagem dos blocos quando houver.



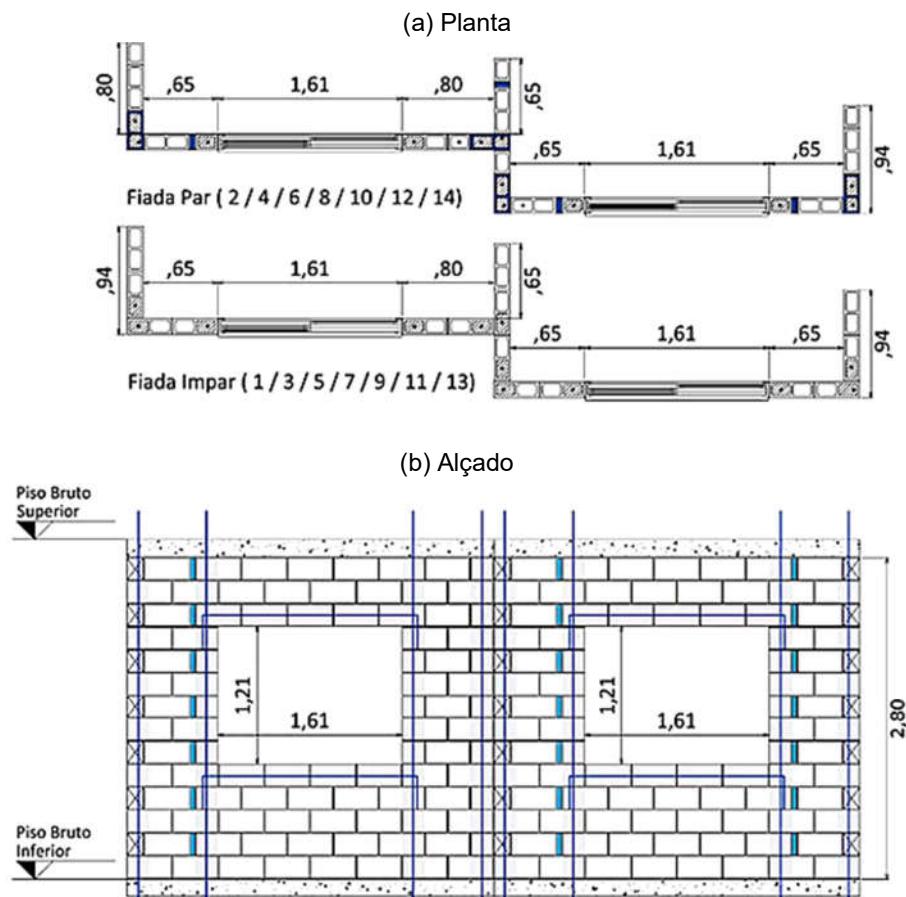


Figura 2-6: Alvenaria armada, (Tauli e Nese 2010).

## 2.4. Factores Que Afectam a Resistência da Alvenaria

De um modo geral, a resistência à compressão das paredes e dos pilares de alvenaria depende de muitos factores, entre os quais se destacam:

- Resistência das unidades (bloco ou tijolo);
- Resistência da argamassa;
- Qualidade da mão-de-obra;
- Esbelteza do elemento.

### 2.4.1. Resistência das unidades

A resistência das unidades é o principal factor que determina a resistência final da alvenaria. Sendo assim, define-se "factor de eficiência da parede" como sendo a relação entre a resistência da alvenaria e a resistência da unidade conforme apresentado na Figura 2-7 e junto a Tabela 2-1 observa-se que:

- O factor de eficiência depende do tipo da unidade a ser utilizada;
- O factor de eficiência é maior para alvenaria confeccionada com blocos;
- Conforme cresce a resistência das unidades, o factor de eficiência diminui.

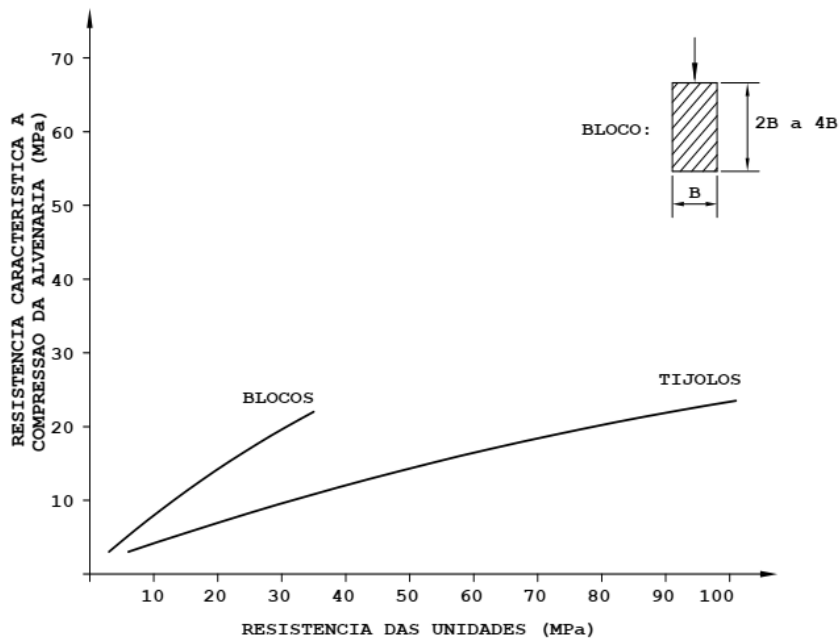


Figura 2-7: Resistência característica da alvenaria em função das unidades, Camacho (2006).

Tabela 2-1: Factor de eficiência da alvenaria para diversos tipos de unidades, (Camacho 2006).

Unidades	Factor de eficiência
Tijolo cerâmico	18 a 30%
Tijolo de betão	60 a 90%
Bloco de betão	50 a 100%
Bloco cerâmico	15 a 40%
Sílico-calcáreo	30 a 50%

Segundo a norma NM 354 (2011) a classificação dos blocos obedece os critérios estabelecidos na Tabela 2-2.

Tabela 2-2: Requisitos para resistência característica à compressão (NM 354 2011).

Classe	Resistência característica [MPa]	Absorção média [%]		Retracção [%]
		Agregado normal	Agregado leve	
A	$\geq 6$	$\leq 10$	$\leq 13$ média $\leq 16$ individual	$\leq 0.065$
B	$\geq 4$			
C	$\geq 3$			
D	$\geq 2$			

Segundo a NP EN 1996-1-1 (2015), as resistências das unidades para alvenaria podem ser classificadas nas seguintes classes segundo a Tabela 2-3.

Tabela 2-3: Classes de resistência das unidades para alvenaria (NP EN 1996-1-1 2015).

Designação	U3*	U4	U5	U7	U10	U15	U20
$f_b(N/mm^2)$	3	4	5	7	10	15	20

\* classe permitida apenas em unidades com espessura não inferior a 250mm

Segundo NBR 6136 (2014b), a classificação dos blocos pode ser feita através da Tabela 2-4 conforme ilustrada abaixo.

Tabela 2-4: Requisitos para resistência característica à compressão (NBR 6136 2014).

Classificação	Classe	Resistência característica à compressão axial [MPa]	Absorção				Retracção
			Agregado normal		Agregado leve		
			Indiv <sup>1</sup>	Med <sup>2</sup>	Indiv <sup>1</sup>	Med <sup>2</sup>	
Com função estrutural	A	$f_{b,k} \geq 8$	$\leq 8$	$\leq 6$	$\leq 16$	$\leq 13$	$\leq 0.065$
	B	$4 \leq f_{b,k} < 8$	$\leq 10$	$\leq 8$			
Com ou sem função estrutural	C	$f_{b,k} \geq 3$	$\leq 12$	$\leq 10$			

1 – Individual;

2 – Média.

#### 2.4.2. Resistência da argamassa

A Figura 2-8, apresenta a influência da resistência da argamassa na resistência final da alvenaria.

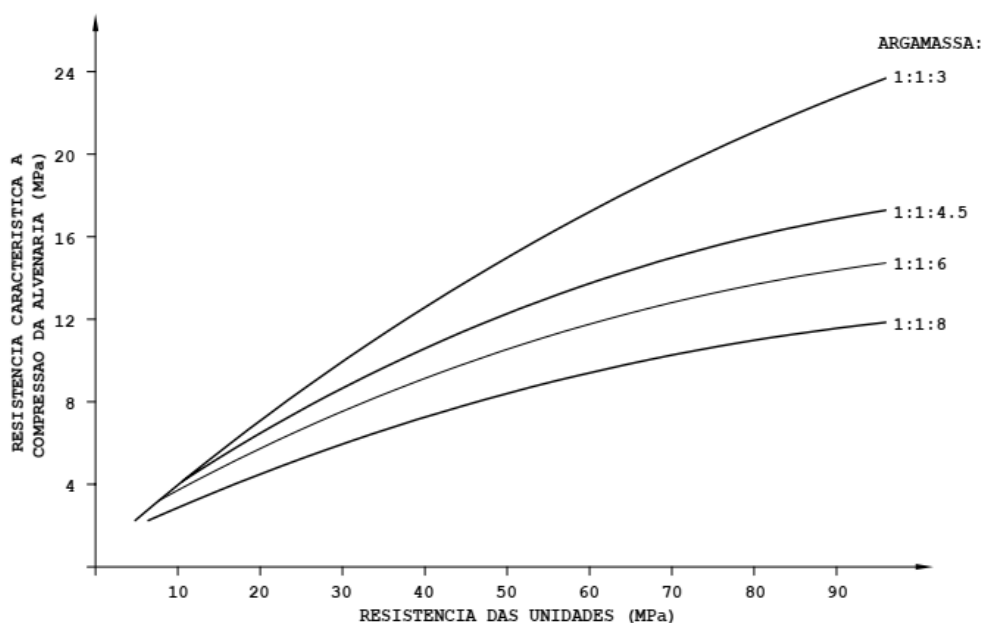


Figura 2-8: Resistência da alvenaria para diferentes argamassas, Camacho (2006).

Observa-se que as resistências da argamassa e da alvenaria estão fracamente relacionadas quando se trabalha com unidades de resistência relativamente baixa. À medida que esta resistência aumenta, a argamassa passa a exercer importante influência na resistência final da alvenaria.

### 2.4.3. Qualidade da mão de obra

A qualidade da mão-de-obra empregada na execução da alvenaria tem grande influência na sua resistência final, conforme mostra a Tabela 2-5. Essa tabela dá uma ideia de como cada um desses factores pode afectar a resistência final da alvenaria.

Tabela 2-5: Factores que afectam a resistência da alvenaria, (Camacho 2006).

Factor	Redução na resistência
Reentrância nas juntas	25%
Variação nas espessuras das juntas (16mm)	25%
Desvio de prumo (12mm)	15%
Juntas verticais não preenchidas	Nenhuma

Os principais factores relacionados à mão-de-obra e que devem ser controlados durante a montagem da alvenaria são:

- Controle da argamassa: o traço da argamassa deve ser mantido o mesmo durante toda a construção, ou variar conforme especificação de projecto;

- Juntas: devem-se preencher completamente as juntas, evitando reentrâncias. A espessura deve ser mantida a mais uniforme possível;
- Assentamento: deve-se evitar a perturbação das unidades logo após o assentamento, o que poderá alterar as condições de aderência entre unidade e argamassa;
- Prumo da parede: paredes construídas com desaprumo ou não alinhadas em pavimentos consecutivos estão sujeitas às excentricidades adicionais de carregamento, introduzindo solicitações não previstas na fase de projecto.

## **2.5. Pontos Positivos e Negativos do Sistema em AE**

### **a) Pontos positivos**

Continuando a discussão sobre os mais importantes aspectos técnicos e económicos da alvenaria estrutural, a seguir são apresentadas as características que podem representar as principais vantagens da alvenaria estrutural em relação às estruturas convencionais de betão armado, em ordem decrescente de importância.

- Economia de cofragens;
- Redução significativa nos revestimentos;
- Redução nos desperdícios de material e mão-de-obra;
- Redução do número de especialidades (carpinteiros, ferreiros, pedreiros);
- Flexibilidade no ritmo de execução da obra.

Dos itens apresentados, pode-se perceber que, em termos gerais, a principal vantagem da utilização da alvenaria estrutural reside numa maior racionalidade do sistema executivo, reduzindo-se o consumo de materiais e desperdícios que usualmente se verificam em obras de betão armado convencional.

### **b) Pontos negativos**

Apesar de as vantagens apresentadas serem de grande relevância, não se pode esquecer de algumas desvantagens da alvenaria estrutural em relação às estruturas convencionais em betão armado. Elas se encontram listadas a seguir, também em ordem decrescente de importância.

- Dificuldade de se adaptar arquitectura para um novo uso
- Interferência entre projectos de arquitectura/estruturas/instalações
- Necessidade de uma mão-de-obra bem qualificada

Quanto às desvantagens, deve-se ressaltar a impossibilidade de se efectuar modificações na disposição arquitectónica original. Essa limitação é um importante inibidor de vendas e até mesmo um factor que pode comprometer a segurança de uma edificação durante a sua vida útil.

## **2.6. Parâmetros Considerados na Escolha do Sistema em AE**

Nos casos usuais, o decréscimo de custo para a construção da alvenaria estrutural compensa com folga a economia que se obtém com a retirada dos pilares e vigas. Entretanto, é necessário que se atente para alguns detalhes importantes para que a situação não se inverta, passando a ser a alvenaria um processo mais oneroso para a produção da estrutura (Ramalho e Corrêa 2003).

Esses detalhes dizem respeito a determinadas características da edificação que se pretende construir, pois não é correcto se considerar que um sistema construtivo seja considerado adequado a qualquer edifício. Para maior clareza, apresentam-se a seguir as três características mais importantes que devem ser levadas em conta para se decidir pelo sistema construtivo mais adequado.

### **2.6.1. Altura da edificação**

No caso da altura, pode-se afirmar que a alvenaria estrutural é adequada a edifícios de no máximo 15 ou 16 pisos. Para estruturas com um número de pavimentos acima desse limite, a resistência à compressão dos blocos encontrados no mercado não permite que a obra seja executada em um esquema de betonagem generalizado, o que prejudica muito a economia. Além disso, mesmo que a resistência dos blocos pudesse ser adequada quanto à compressão, as acções horizontais começariam a produzir tensões de tracção significativas, o que exigiria a utilização de armaduras e *Gout*. E se o número de pontos sob essas condições for muito grande, a economia da obra estará irremediavelmente comprometida.

### 2.6.2. Arranjo arquitectónico

Para arranjos arquitectónicos que fujam dos padrões usuais, a situação pode ser um pouco melhor, ou bem pior. Nesse caso é importante se considerar a densidade de paredes estruturais por m<sup>2</sup> de pavimento. Um valor indicativo razoável é que haja de 0,5 a 0,7 m de paredes estruturais por m<sup>2</sup> de pavimento. Dentro desses limites, a densidade de paredes pode ser considerada usual e as condições para seu dimensionamento também reflectirão essa condição.

### 2.6.3. Tipo de uso

Para edifícios comerciais ou residenciais de alto padrão, onde seja necessária a utilização de vãos grandes, esse sistema construtivo normalmente não é adequado. A alvenaria estrutural é muito mais adequada a edifícios residenciais de padrão médio ou baixo, onde os ambientes, e também os vãos, são relativamente pequenos.

Em especial para edifícios comerciais, é desaconselhável o uso indiscriminado da alvenaria estrutural. Nesse tipo de edificação é muito usual a necessidade de um rearranjo das paredes internas de forma a acomodar empresas de diversos portes. A adopção de alvenarias estruturais para esses casos seria inconveniente, pois essa flexibilidade deixa de existir. Pode-se inclusive considerar que sua adopção seja perigosa, pois com o tempo é provável que proprietários realizem modificações sem estarem conscientes dos riscos que correm.

## 2.7. Componentes do Sistema em AE

Os componentes do sistema em AE são: unidades, que podem ser blocos ou tijolos, argamassa de assentamento, *gout* (betão de enchimento), armaduras de AE armada e eventual reforço.

### 2.7.1. Blocos ou tijolos

O bloco de Betão é uma unidade de alvenaria constituída pela mistura homogénea, proporcionada de cimento Portland, agregado miúdo e graúdo, conformada através de vibração e prensagem (MEDEIROS, 1993 como citado em Casali (2008))

Segundo Camacho (2006) os blocos são os componentes mais importantes que compõe a alvenaria estrutural, uma vez que são eles que comandam a resistência à

compressão e determinam os procedimentos para aplicação da técnica da coordenação modular nos projectos.

Pastro (2007), refere que os materiais empregados para a fabricação dos blocos de cimento consistem em cimento Portland, agregados e água. As proporções e traços são em função da resistência esperada. Absorção de água é outro factor considerável, pois o bloco não pode absorver muita água tomando a água da argamassa de assentamento. Ao mesmo tempo não pode ser impermeável por motivo de aderência da argamassa ao bloco, portanto tem de existir um bom equilíbrio na absorção de água.

O mesmo, afirma ainda que as medidas dos blocos devem, usualmente, ser múltiplas para facilidade de modulação, Figura 2-9.

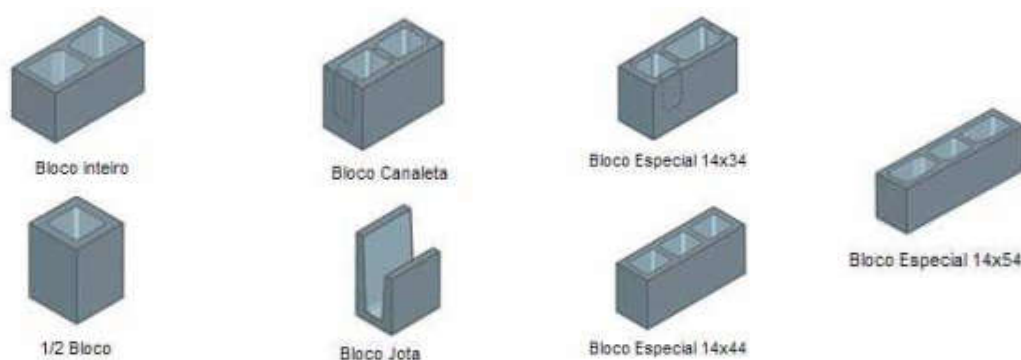


Figura 2-9: Tipos de bloco produzidos no Brasil, (Camacho 2006).

**i. Classificação dos blocos quanto ao uso segundo a norma (NM 354 2011)**

- **Classe A** – Com função estrutural, para o uso em elementos de alvenaria acima ou abaixo do nível do solo;
- **Classe B** – Com função estrutural, para o uso em elementos de alvenaria acima do nível do solo;
- **Classe C** – Com função estrutural, para o uso em elementos de alvenaria acima do nível do solo;
- **Classe D** – Sem função estrutural, para uso em elementos de alvenaria acima do nível do solo.

**ii. Principais propriedades dos blocos**

Para Camacho (2006), os blocos apresentam as seguintes propriedades:

- Resistência à compressão;
- Estabilidade dimensional;

- Vedação;
- Absorção adequada;
- Modulação.

### 2.7.2. Argamassa de assentamento

Para Camacho (2006) a argamassa é o componente utilizado na ligação entre os blocos, evitando pontos de concentração de tensões, sendo composta de cimento, agregado miúdo, água e eventualmente cal, sendo que algumas argamassas podem apresentar adições para melhorar determinadas propriedades.

A argamassa tem a função de unir os blocos, garantir a vedação, proporcionar a aderência com as armaduras nas juntas, compensar as variações dimensionais dos blocos, bem como distribuir toda a carga para os blocos que nela estão ligados. Como principais propriedades da argamassa a considerar existe: retracção da água, resistência à compressão, e trabalhabilidade (Camacho 2006).

Pastro (2007) diz ainda que as espessuras das juntas devem ser devidamente seguidas, e o ideal é de 1cm, podendo se ter problemas com juntas menores ou juntas maiores. Se a junta for menor que 1cm corre-se o risco da face de um bloco encostar na outra, concentrando tensões que prejudicam a resistência da parede, e se a junta passar de 1cm, a resistência da parede diminui. Portanto deve-se controlar essa junta horizontal com 1cm, e respeitar sempre a resistência da argamassa de assentamento exigida pelo projectista da estrutura.

#### 2.7.2.1. Tipos de argamassa

A NP EN 1996-1-1 (2015), define as seguintes classes de resistência da argamassa como segue na Tabela 2-6.

Tabela 2-6: Classes de resistências da argamassa, (NP EN 1996-1-1 2015).

Designação	M5	M10
$f_m(N/mm^2)$	5	10

A Tabela 2-7 mostra alguns traços preconizados pela norma no âmbito da aplicação em estruturas em alvenaria estrutural.

Tabela 2-7: Composições em volume (cimento: cal hidratada) da argamassa, (NP EN 1996-1-1 2015).

Classe	Argamassa de cimento e cal hidratada	Argamassa de cimento
M5	1 : 0,5 a 1 : 4,5 a 5	1 : 4
M10	1 : 0 a 0,25 : 3	1 : 3

A norma BS 5628-1 (1992) especifica quatro tipos de argamassas mistas, designadas por (i), (ii), (iii), e (iv), conforme a Tabela 2-8.

Tabela 2-8: Traços de argamassa, (BS 5628-1 1992).

Tipo de argamassa	Traço com cal			Traço sem cal		Resistência média à compressão [MPa]
	C	Cal	Areia	C	Areia	
(i)	1	0 a 0,25	3	-	-	16
(ii)	1	0,50	4 a 4,5	1	2,5 a 3,5	6,5
(iii)	1	1	5 a 6	1	4 a 5	3,6
(iv)	1	2	8 a 9	1	5,5 a 6,5	1,5

C - Cimento

Apesar da norma NBR 13281 (2005) não estabelecer os traços para argamassas de assentamento, ela fornece as 6 classes de classificação da resistência à compressão, como apresentado na Tabela 2-9.

Tabela 2-9: Resistência à compressão das argamassas, (NBR 13281 2005).

Classe	Resistência à compressão [MPa]
P1	$\leq 2$
P2	1,5 a 3
P3	2,5 a 4,5
P4	4 a 6,5
P5	5,5 a 9
P6	$> 8$

Para casos em que a determinação da classificação na sobreposição coincide entre as faixas, deve ser considerado o desvio de cada ensaio. Caso o valor fique no meio de duas faixas, adopta-se a maior como classificação (NBR 13281 2005).

### 2.7.3. Gout (betão de enchimento)

Pastro (2007) define *grout* sendo um betão com agregados miúdos e alta plasticidade e com o abaixamento necessário para preencher os vazios e se acomodar nos vãos, designados no sistema de alvenaria estrutural.

De acordo Tauil e Nese (2010), *grout* é um betão com agregados miúdos destinado ao preenchimento dos vazios dos blocos, nos locais especificados pelo projectista da estrutura. Deve ser misturado em betoneira na obra ou ser produzido em centrais externas e enviado para a obra por meio de caminhões betoneiras.

Eles são usados no interior da célula dos blocos, aumentando, assim, a área da secção do bloco dando mais resistência para o ponto da alvenaria que está betonado, aumentando a resistência de sobrecarga em tal ponto.

O *grout* apresenta adequada resistência à compressão e boa trabalhabilidade (fluidez) apresentando a seguinte composição:

- Cimento;
- Areia;
- Sarisca;
- Cal.

Recomenda-se vibrar o *grout* por camadas, quando do lançamento, tomando-se os cuidados necessários para não abalar a parede já erguida. Na Tabela 2-10 é apresentada as resistências mínimas para *grout*.

Tabela 2-10: Resistência característica do betão de enchimento, (NP EN 1996-1-1 2015).

<b>Classe de resistência do betão</b>	<b>C12/15</b>	<b>C16/20</b>	<b>C20/25</b>	<b>C20/30 ou Superior</b>
$f_{ck}$ [MPa]	12	16	20	25
$f_{cvk}$ [MPa]	0,27	0,33	0,39	0,45

$f_{cvk}$  – Resistência característica ao corte.

#### 2.7.4. Armaduras

Apesar do sistema não ser em betão armado, existem pontos na alvenaria estrutural onde necessita aço, como, por exemplo, nos lintéis. Estas peças como vigas que sofrem solicitações de cargas de compressão e de tracção. Com isso, o aço tem boas características para suprir tracção e é usado para este fim. As armaduras podem ser de cálculo ou construtivas e têm como principal função: absorver os esforços de tracção e compressão e cobrir as necessidades construtivas como dito antes.

#### 2.7.5. Tela metálica e grampo

Em algumas situações de projecto ou mesmo de alteração do próprio projecto, não se consegue ter amarração na alvenaria com a modulação e suas medidas múltiplas perfeitas. Há ocasiões, também, onde se precisa unir alvenaria de vedação com alvenaria estrutural. Nestes casos, usa-se a tela metálica ou grampo.

Pastro (2007), ressalta que ao adoptar estes procedimentos fica totalmente descartada a possibilidade de aproveitar o efeito de uniformização de distribuição de cargas verticais ou horizontais, usando a tela ou o grampo como união de alvenarias.



Figura 2-10: Tela metálica e grampo, (Pastor 2007).

## 2.8. Coordenação Modular

Ramalho e Corrêa (2003) definem a unidade sendo o componente básico da alvenaria. Uma unidade será sempre definida por três dimensões principais: comprimento, largura e altura Figura 2-11. O comprimento e a largura definem o módulo horizontal, ou módulo em planta. Já a altura define o módulo vertical, a ser adoptado nas elevações.

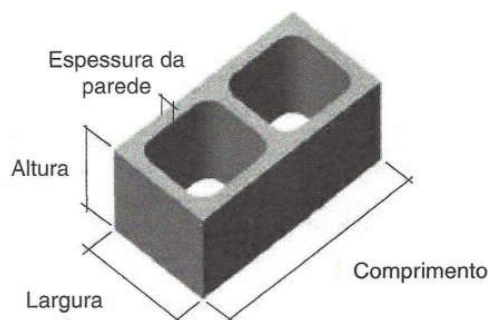


Figura 2-11: Dimensões de uma unidade, (Ramalho e Corrêa 2003).

Dentro dessa perspectiva, percebe-se que é muito importante que o comprimento e a largura sejam ou iguais ou múltiplos, de maneira que efectivamente se possa ter um único módulo em planta. Se isso realmente ocorrer, a amarração das paredes será enormemente simplificada, havendo um ganho significativo em termos da racionalização do sistema construtivo. Entretanto, se essa condição não for atendida, será necessário se utilizar unidades especiais para a correcta amarração das paredes, o que pode trazer algumas consequências desagradáveis para o arranjo estrutural.

Assim, para Ramalho e Corrêa (2003), modular um arranjo arquitectónico, ou pelo menos modular as paredes portantes desse arranjo, significa acertar suas dimensões em planta e também o pé-direito da edificação, em função das dimensões das unidades,

de modo a não se necessitar, ou pelo menos se reduzir drasticamente, cortes ou ajustes necessários à execução das paredes.

Para Camacho (2006), a coordenação modular consiste no ajuste de todas as dimensões da obra, horizontais e verticais, como múltiplo da dimensão básica da unidade, cujo objectivo principal é evitar cortes e desperdícios na fase de execução. Nessa fase devem ser previstos todos os encontros de paredes, aberturas, pontos de *gout* e ferragem, ligação laje/parede, caixas de passagem, colocação de pré-fabricados e instalações em geral.

Ainda na fase da coordenação modular deve-se atentar para a formação de juntas verticais à prumo, que devem ser evitadas sempre que possível, uma vez que é senso comum que elas podem representar pontos de fraqueza e de surgimento de patologias, comumente na forma de fissuras.

### 2.8.1. Blocos comumente utilizados

Podem ser utilizados diferentes modelos de blocos em uma edificação em alvenaria estrutural. Dependendo do tipo de bloco a ser utilizado, maciço ou vazado, cerâmico ou de betão, existem dimensões usualmente encontradas. A norma NBR 6136 (2014) especifica duas larguras padronizadas: largura nominal de 15 cm, denominados blocos M-15, e largura nominal de 20 cm, denominados blocos M-20.

É de salientar que o ideal é que se tenham unidades que apresentem o comprimento como sendo o dobro de sua largura, pois desse modo a quantidade de blocos especiais na obra é bastante reduzida. Na Figura 2-12 e Figura 2-13 são apresentados blocos com espessura de 15 cm, altura de 20 cm e comprimentos variáveis.

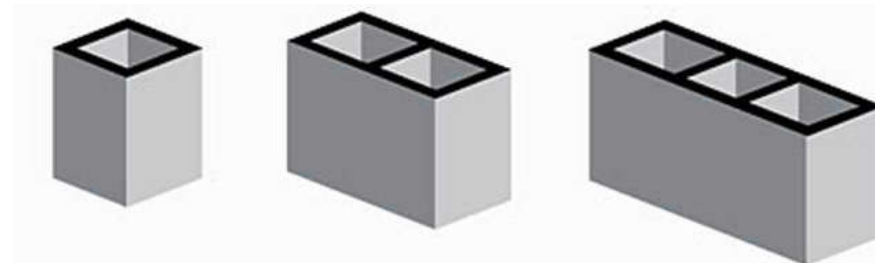


Figura 2-12: Blocos de comprimento 15, 30, e 45 cm, (Ramalho e Corrêa 2003).

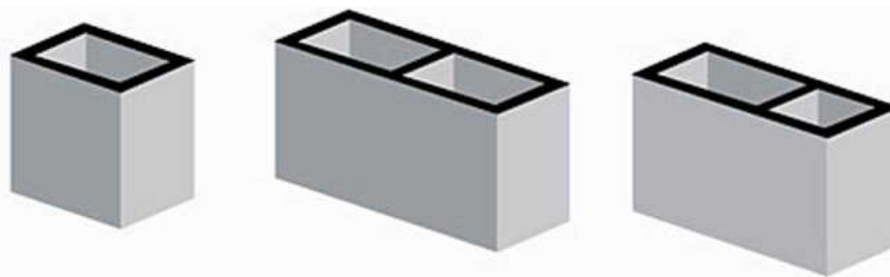


Figura 2-13: Blocos de comprimento 20,40 e 35 cm, (Ramalho e Corrêa 2003).

Contudo, em Moçambique apenas existem blocos de betão com dimensões de 40x10x20 cm (a), 40x15x20 cm (b) e 40x20x20 cm (c) conforme a Figura 2-14, podendo em alguns casos serem produzidos também blocos com dimensões 40x12x20 cm.

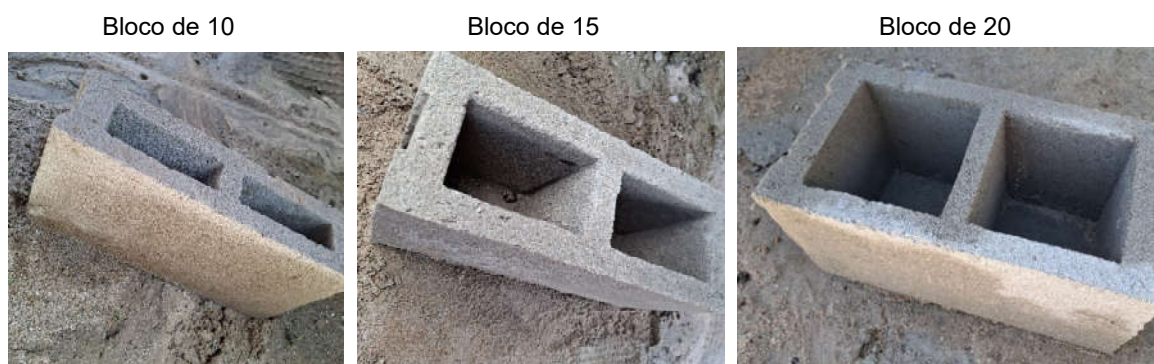


Figura 2-14: Blocos de betão de várias medidas produzidos em Moçambique.

### 2.8.2. Escolha da modulação

Ramalho e Corrêa (2003) dizem que à primeira vista pode parecer que o único parâmetro a ser considerado na escolha do módulo horizontal a ser adoptado para uma edificação seja seu arranjo arquitectónico. Isso porque se adoptado o módulo de 15 cm, as dimensões internas dos ambientes em planta devem ser múltiplas de 15. Pode-se ter 60 cm, 1,20 m, 2,10 m, etc. No caso da utilização do módulo 20. as dimensões devem ser múltiplas de 20 cm. por exemplo. 60 cm. 1.60 m. 2.80 m. etc.

Dessa forma o módulo a ser adoptado seria aquele que ocasionasse menores alterações em uma arquitectura previamente concebida ou que propiciasse a concepção de um partido arquitectónico interessante.

Entretanto, o principal parâmetro a ser considerado para a definição da distância modular horizontal de uma edificação em alvenaria é a largura do bloco a ser adoptado. Isso porque o ideal é que o módulo longitudinal dos blocos a serem utilizados seja igual à largura a ser adoptada. Dessa forma pode-se prescindir da utilização de blocos

especiais e evitar uma série de problemas muito comuns, em especial na ligação de duas paredes, tanto em canto quanto em bordas.

Assim sendo, o projectista, antes de sugerir o módulo a ser adoptado, deve avaliar o edifício e verificar se a largura conveniente será 15 cm ou 20 cm, ou eventualmente um outro valor. Somente após esse procedimento é que deve ser discutida a modulação a ser adoptada.

Todavia, nem sempre é possível definir o módulo apenas seguindo esse procedimento recomendado. Pode ocorrer de não se conseguir um fornecedor para a modulação mais adequada.

Quanto à modulação vertical, a situação é normalmente bem mais simples. Trata-se apenas de ajustar a distância de piso a tecto para que seja um múltiplo do módulo vertical a ser adoptado, normalmente 20 cm. Esse procedimento usualmente não traz problemas significativos para a compatibilização com o projecto arquitectónico.

### 2.8.2.1. Modulação horizontal

O primeiro conceito a ser aqui abordado é o das dimensões reais. Quando se adopta um determinado módulo, aqui designado por  $M$ , esse módulo refere-se ao comprimento real do bloco mais a espessura de uma junta, aqui designado de  $J$ .

Portanto, conforme se apresenta na Figura 2-15, o comprimento real de um bloco inteiro será  $2M - J$  e o comprimento real de um meio bloco será  $M - J$ .

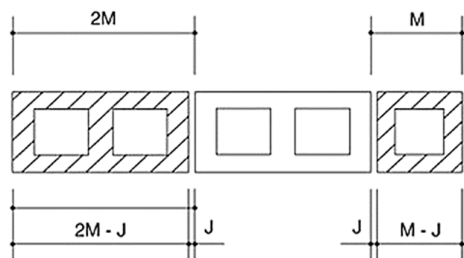


Figura 2-15: Dimensões reais e nominais, (Ramalho e Corrêa 2003).

Então, as dimensões reais de uma edificação entre faces dos blocos, ou seja, sem se considerar os revestimentos, serão sempre determinadas pelo número de módulos e juntas que se fizerem presentes no intervalo. Dependendo do caso pode-se ter  $(n M)$ ,  $(n M - J)$  ou  $(n M + J)$ . A Figura 2-16 ilustra alguns casos típicos.

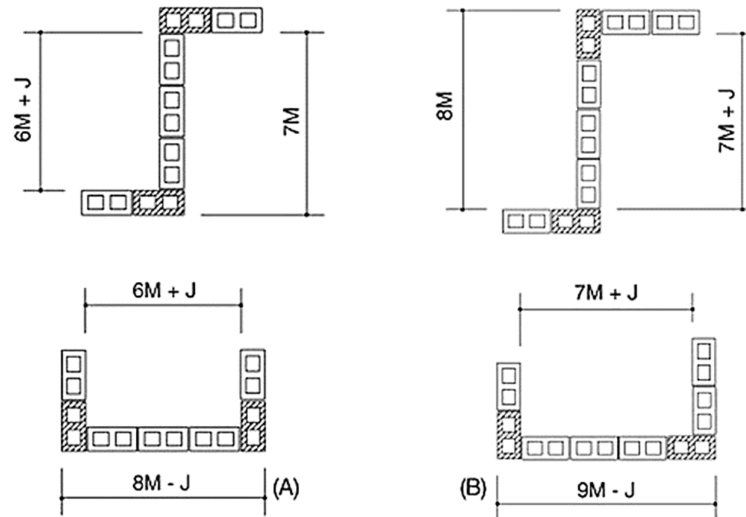


Figura 2-16: Dimensões reais entre faces dos blocos, (Ramalho e Corrêa 2003).

Com esses conceitos apresentados é possível definir a primeira fiada. As demais fiadas devem levar em conta a preocupação de se evitar ao máximo as juntas a prumo. Portanto, as fiadas subsequentes são definidas de modo a se produzir a melhor concatenação possível entre os blocos. Isso significa desfasar as juntas de uma distância  $M$ , obtendo-se a situação mostrada na Figura 2-17. Ressalta-se que os blocos de canto estão hachurados apenas para se destacar o seu posicionamento.

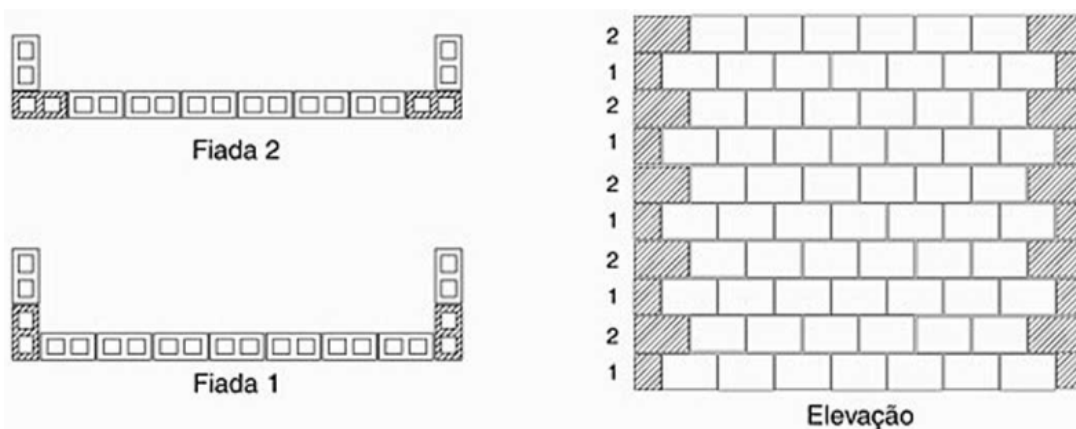


Figura 2-17: Vista em planta e elevação de uma parede, (Ramalho e Corrêa 2003).

### 2.8.2.2. Modulação vertical

Conforme já se mencionou, a modulação vertical raramente provoca mudanças significativas no arranjo arquitectónico. Existem basicamente duas formas de se realizar essa modulação. A primeira, apresentada na Figura 2-18, é aquela em que a distância modular é aplicada de piso a tecto. Assim, as paredes de extremidades terminarão com um bloco  $J$  (Figura 2-20) que tem uma das suas laterais com uma altura maior que a

convencional, de modo a acomodar a altura da laje. Já as paredes internas terão sua última fiada composta por blocos canaleta comuns.



Figura 2-18: Modulação de uma parede do piso ao tecto com bloco J, (Ramalho e Corrêa 2003).

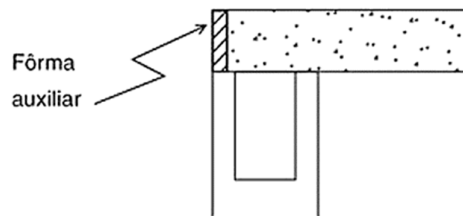


Figura 2-19: Detalhe de parede externa sem bloco J, (Ramalho e Corrêa 2003).

A segunda forma de modulação se dá em casos em que não se pretenda ou não se possa utilizar blocos J, mesmo nas paredes externas poderão ser utilizados apenas blocos canaleta convencionais (Figura 2-21), realizando-se a betonagem da laje com uma forma auxiliar convenientemente posicionada.

As paredes internas apresentarão em sua última fiada, blocos compensadores (Figura 2-22), para permitir o ajuste da distância de piso a tecto que não estará modulada.



Figura 2-20: Bloco J, (<https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/alvenaria-estrutura>).



Figura 2-21: Bloco canaleta, (<https://www.olivierimateriaux.fr/produit/bloc-chainage-20x20x50/>).



Figura 2-22: Bloco compensador, ([https://www.leroymerlin.com.br/bloco-de-concreto-compensador-19x19x9cm-jcrb\\_89249503](https://www.leroymerlin.com.br/bloco-de-concreto-compensador-19x19x9cm-jcrb_89249503)).

### 2.8.2.3. Soluções para cantos e bordos

As disposições aqui adoptadas podem ser adaptadas com facilidade para vários tipos de blocos, inclusive cerâmicos, vazados e não-vazados de betão.

#### a) Módulo e largura iguais

Na Figura 2-23 é apresentado detalhes para canto e bordas quando o módulo adoptado é igual à largura do bloco.



Figura 2-23: Canto com modulação e largura igual, (Ramalho e Corrêa 2003).

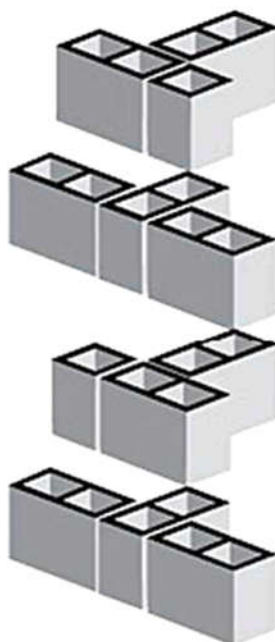


Figura 2-24: Borda com modulação e largura igual, (Ramalho e Corrêa 2003).

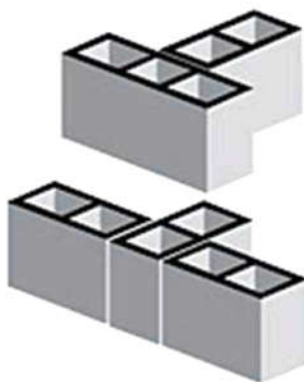


Figura 2-25: Borda com bloco especial de 3 módulos e largura igual, (Ramalho e Corrêa 2003).

**b) Largura menor que o módulo**

Se o projectista não puder utilizar o módulo e a largura do bloco iguais, será necessário se prever a utilização de blocos especiais para a solução de cantos e bordas. Para exemplificar, apresenta-se o esquema de fiadas em um canto sem a utilização desses blocos especiais na Figura 2-26.



Figura 2-26: Canto com módulo e largura diferentes, (Ramalho e Corrêa 2003).I

Observa-se que a solução é completamente inadequada, tanto em relação à continuação das fiadas quanto ao mau posicionamento dos septos. Assim, para esses casos, é imprescindível a utilização do bloco especial no qual um dos furos é especialmente adaptado para a dimensão da largura do bloco, enquanto o outro é um furo com as dimensões normais.

Para blocos com módulo de 20 cm com largura 15 cm, o bloco especial teria 35 cm de comprimento, Figura 2-28. Somente com a utilização desse tipo de bloco é que se pode realizar correctamente a concatenação de blocos entre as diversas fiadas, conforme se mostra na Figura 2-27 e Figura 2-29.

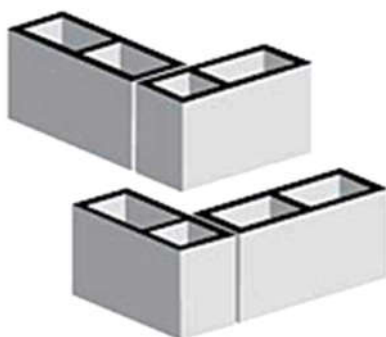


Figura 2-27: Canto com bloco especial, com módulo e largura diferentes, (Ramalho e Corrêa 2003).

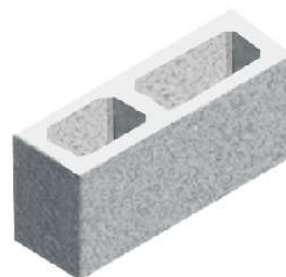


Figura 2-28: Bloco especial, (<http://pavibloco.com.br/produto/blocos-estruturais/familia-39-l14/bloco-14x19x34-classe-b/#>).

A modulação de uma borda pode ser resolvida também com o mencionado bloco especial de 35cm, Figura 2-29.

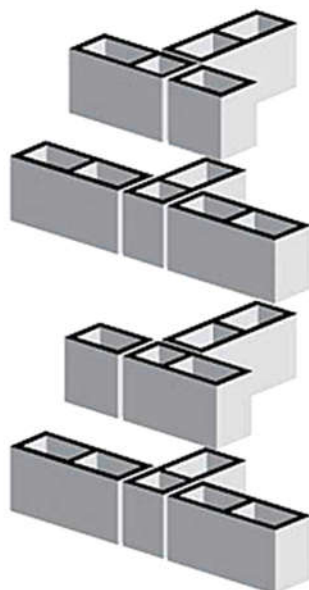


Figura 2-29: Borda com bloco especial e módulo e largura diferentes, (Ramalho e Corrêa 2003).

Outra possibilidade é a utilização de um bloco especial de três furos, Figura 2-31. Esse bloco teria de apresentar os furos das extremidades com as dimensões normais e o furo do meio com a dimensão adaptada à largura das unidades. Segundo a NBR 6136 (2014b) o bloco especial de 3 (três) furos teria 55cm de comprimento, o que dificultaria a instalação devido ao seu peso. Entretanto o esquema de fiadas da borda é muito simplificado, como pode-se ver na Figura 2-30.



Figura 2-30: Borda com bloco especial de 3 furos e módulo e largura diferentes, (Ramalho e Corrêa 2003).

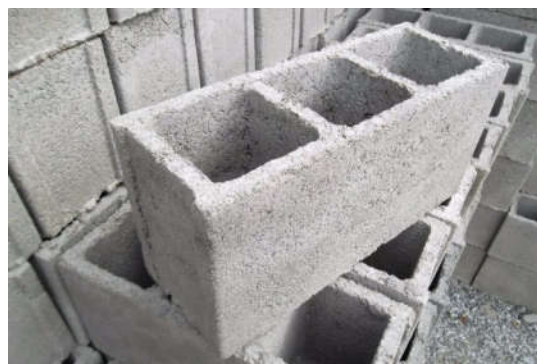


Figura 2-31: Bloco especial de 3 furos, (<https://www.bgbareiaepedra.com.br/bloco-estrutural.php>).

## 2.9. Custos Associados em Construções de Alvenaria Estrutural

Segundo Mohamad (2013), no Brasil, os custos associados a construção de edifícios em alvenaria estrutural face ao betão armado varia do tipo de edifício e a quantidade de andares. Na Tabela 2-11 é apresentada uma tabela com os custos.

Tabela 2-11: Custos aproximados entre estruturas de BA e AE no Brasil, (Mohamad 2013).

Características da obra	Economia [%]
Quatro pavimentos	25-30
Sete pavimentos sem pilares com alvenaria não armada	20-25
Sete pavimentos sem pilares com alvenaria armada	15-20
Sete pavimentos com pilares	12-20
Doze pavimentos com pilares	10-15
Doze pavimentos com pilares, térreo e subsolo em betão armado	8-12
Dezoito pavimentos com pilares, térreo e subsolo em betão armado	4-6

## 2.10. Paredes Sujeitas a Cargas Verticais e de Vento

Segundo a EN 1996-3 (2006), para a utilização do método simplificado para o dimensionamento de paredes sujeitas a cargas verticais e de vento, devem ser tomadas as seguintes considerações:

- a) O vão dos pavimentos apoiados nas paredes não poderá exceder 7m;
- b) O vão do telhado suportado pelas paredes não deve exceder 7m, excepto no caso de uma estrutura de telhado treliçada leve, onde o vão não deve exceder 14m;
- c) A altura livre do piso não deve exceder 3.2m, a menos que a altura total do edifício seja maior que 7m caso em que a altura livre do piso térreo pode exceder 4m;
- d) Os valores característicos das acções variáveis nos pisos e na cobertura não deve exceder 5 kN/m<sup>2</sup>;
- e) As paredes são alinhadas verticalmente em toda a sua altura;
- f) O coeficiente de fluência final da alvenaria não excede 2;
- g) A espessura e a resistência à compressão da alvenaria devem ser verificadas em cada nível do andar a menos que essas variáveis sejam as mesmas em todos os andares;
- h) Para paredes que funcionam como suportes de extremidade para pisos, o método simplificado só deve ser aplicado caso a altura do andar ( $l_f$ ) não seja maior que:

$$l_f \leq \begin{cases} 7,0 \text{ m se } N_{Ed} \leq K_G \times t \times b \times f_d \\ \min \left\{ \begin{array}{l} 4,5 + 10t \\ 7,0 \text{ m se } f_d > 2,5 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ \min \left\{ \begin{array}{l} 4,5 + 10t \\ 6,0 \text{ m se } f_d \leq 2,5 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{cases}$$

Onde

$N_{Ed}$  – Carga vertical de cálculo no nível considerado;

$l_f$  – Vão de um andar/piso

$t$  – Espessura da parede;

$b$  – Largura sobre a qual a carga vertical é efectiva;

$f_d$  – Resistência à compressão da alvenaria;

$K_G$  – Constante que varia com o tipo de grupo. 0.2 para grupo 1, 0.1 para os grupos 2,3 e 4

- i) Para aplicação do método simplificado em paredes que funcionam como suportes de extremidades de pisos ou telhados sujeitos a cargas de vento devem ser projectadas somente se:

$$t \geq \frac{c_1 q_{Ewd} b h^2}{N_{Ed}} + c_2 h$$

Onde

$$\alpha = \frac{N_{Ed}}{t \times b \times f_d}$$

$h$  - Altura livre do piso;

$q_{Ewd}$  – Carga de vento de cálculo na parede por unidade de área;

$c_1, c_2$  – Constantes obtidas na Tabela 2-12.

Tabela 2-12: Constantes  $C_1, C_2$ , (EN 1996-3 2006).

$\alpha$	$c_1$	$c_2$
0,05	0,12	0,017
0,1	0,12	0,019
0,20	0,14	0,022
0,30	0,15	0,025
0,50	0,23	0,031

## 2.11. Disposições Construtivas

### 2.11.1. Dimensões externas dos elementos

Para Camacho (2006), as dimensões externas dos elementos no sistema em AE, devem satisfazer aos seguintes requisitos.

- Na alvenaria não armada, a espessura mínima de uma parede deve ser maior que 1/20 de sua altura efectiva e não inferior a 15 cm;
- A espessura mínima de um pilar de alvenaria não armada é 1/15 de sua altura efectiva e não inferior a 20 cm;
- Na alvenaria armada, a espessura mínima de uma parede deve ser maior que 1/30 de sua altura efectiva e não inferior a 15 cm;
- A espessura mínima de um pilar de alvenaria armada é de 20 cm.

### 2.11.2. Abertura e canalizações embutidas

Quanto as aberturas e canalizações ainda o mesmo autor estabelece:

- Deve constar nos desenhos de projecto a observação de que não é permitida a abertura de paredes ou sua remoção sem consulta ao projectista;
- Quando houver a diminuição de seções transversais de paredes para instalações, esse fato dever ser considerado em projecto;
- Não são permitidos condutores de fluidos embutidos na alvenaria;
- Não são permitidas canalizações embutidas horizontalmente nos elementos estruturais.

### 2.11.3. Vãos máximos para lintéis

Segundo a norma NP EN 1996-1-1 (2015) o vão máximo para lintéis é de 3 m. Para vãos livres superiores a 3 m, a acção conjunta não pode ser considerada; poderá então ser utilizado um modelo de arco, considerando que o elemento prefabricado actua como um tirante.

O vão efectivo de lintéis compostos deverá ser considerado como a largura livre da abertura ( $l_{cl}$ ), da abertura atravessada pelo lintel acrescida do comprimento de encastramento declarado, Figura 2-32.

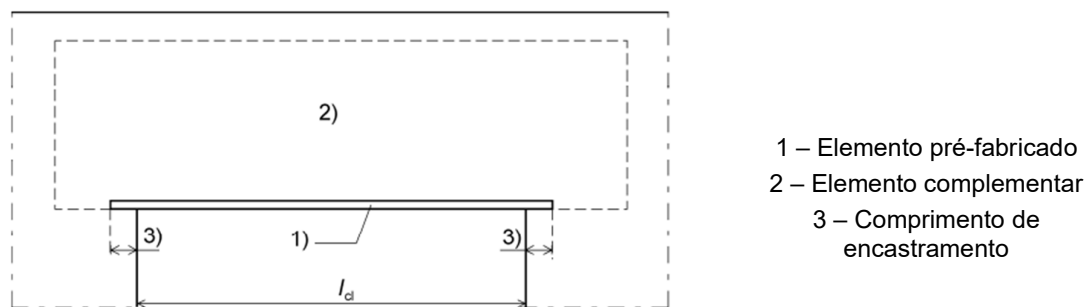


Figura 2-32: Determinação do comprimento do lintel, (NP EN 1996-1-1 2015).

#### 2.11.4. Vão máximo de elementos de alvenaria armada solicitados à flexão

O vão de elementos de alvenaria armada deverá ser limitado ao valor apropriado indicado na Tabela 2-13.

Tabela 2-13: Valores limites da relação entre o vão efectivo e a espessura efectiva da parede solicitadas à flexão fora do plano, (NP EN 1996-1-1 2015).

Condição de apoio da parede	Relação entre o vão efectivo e a espessura efectiva ( $l_{ef}/t_{ef}$ )
	Parede à flexão fora do plano
Simplesmente apoiada	35
Contínua	45
Com flexão em duas direcções	45
Em consola	18

#### 2.11.5. Protecção da armadura e espessura de juntas

- O cobrimento mínimo deve ser de 4,0 cm para pilares ou enrijecedores;
- A espessura das juntas deve ser de 1,0 cm, a menos que especificado e com justificativa.

#### 2.11.6. Juntas de dilatação

As juntas de controle têm por função absorver os movimentos que possam ocorrer na estrutura provenientes da variação de temperatura e devem estar presentes nas estruturas sempre que essa movimentação puder comprometer a integridade da estrutura. Se não for feita avaliação do comportamento térmico, recomenda-se que as juntas sejam aplicadas em edifícios a cada 20 metros de estrutura em planta.

### 2.11.7. Juntas de controle

As juntas de controle vertical têm por finalidade básica permitir deslocamentos devidos à retracção e expansão dos materiais, seja nos processos de cura ou variações higroscópicas. São empregues normalmente nos seguintes casos:

- Locais onde a altura ou carga das paredes variam bruscamente;
- Em pontos onde a espessura da parede varia;
- Nos chanfros ou cortes, pilares e fixações;

### 2.11.8. Geometria e dimensões das paredes

As dimensões de geometria a adoptar para o ensaio à compressão das paredes são obtidas através norma NP EN 1052-1 (2002) como consta na Tabela 2-14, considerando o comprimento do bloco 400mm, altura do bloco 200mm e largura do bloco 200mm conforme a Figura 3-5.

Tabela 2-14: Dimensões dos provetes de alvenaria, (NP EN 1052-1 2002).

$l_u$ [mm]	$h_u$ [mm]	Dimensão do provete de alvenaria		
		Comprimento $l_s$ [mm]	Altura $h_s$ [mm]	Espessura $t_s$ [mm]
≤ 300	≤ 150	≥ 2 × $l_u$	≥ 5 $h_u$	≥ 3 $t_s$ ≤ 15 $t_s$ ≥ $l_s$
	> 150		≥ 3 $h_u$	
> 300	≤ 150	≥ 1,5 × $l_u$	≥ 5 $h_u$	
	> 150		≥ 3 $h_u$	

Onde

$l_u$  – Comprimento do bloco de alvenaria (mm)

$h_u$  – Altura do bloco de alvenaria (mm)

$t_u$  – Largura do bloco de alvenaria (mm)

$l_s$  – Comprimento do provete (mm)

$h_s$  – Altura do provete (mm)

$t_s$  – Espessura do provete (mm)

### 2.11.9. Resistência à flexão de paredes não armadas

Segundo a NP EN 1996-1-1 (2015), a resistência característica à flexão da alvenaria,  $f_{xk1}$  e  $f_{xk2}$  deve ser determinada a partir dos resultados de ensaio de alvenaria. Contudo, quando não estiverem disponíveis resultados de ensaios, os valores

de resistência característica à flexão da alvenaria executada com argamassa corrente, poderão ser consultados na Tabela 2-15 e Tabela 2-16, fornecida pela mesma norma.

Tabela 2-15: Valores de  $f_{xk1}$ / um plano de rotura paralelo às juntas (NP EN 1996-1-1 2015).

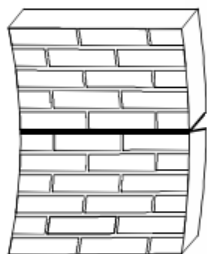
Unidades para alvenaria	$f_{xk1}$			
	Argamassa corrente		Argamassa para juntas delgadas	Argamassa leve
	$f_m < 5MPa$	$f_m \geq 5MPa$		
Cerâmicas	0.1	0.10	0.15	0.10
Sílico-calcárias	0.05	0.10	0.20	-
De betão de agregados	0.05	0.10	0.20	-
De betão celular autoclavado	0.05	0.10	0.15	0.10
De pedra reconstituída	0.05	0.10	-	-
De pedra natural aparelhada	0.05	0.10	0.15	-

Tabela 2-16: Valores de  $f_{xk2}$ , p/ um plano de rotura perpendicular às juntas (NP EN 1996-1-1 2015).

Unidades para alvenaria	$f_{xk2}$			
	Argamassa corrente		Argamassa pra juntas delgadas	Argamassa leve
	$f_m < 5MPa$	$f_m \geq 5MPa$		
Cerâmicas	0.20	0.40	0.15	0.10
Sílico-calcárias	0.20	0.40	0.30	-
De betão de agregados	0.20	0.40	0.30	-
Betão celular autoclavado	$\rho < 400Kg/m^3$	0.20	0.20	0.15
	$\rho \geq 400Kg/m^3$	0.20	0.40	0.15
De pedra reconstituída	0.20	0.40	-	-
De pedra natural aparelhada	0.20	0.40	0.15	-

Na Figura 2-33 é apresentado os planos de rotura em que a parede possa estar sujeita.

(a) Plano de rotura paralelo às juntas de assentamento  $f_{xk1}$



(b) Plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento  $f_{xk2}$

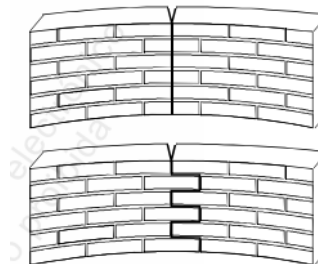


Figura 2-33: Planos de rotura da alvenaria em flexão (NP EN 1996-1-1 2015).

## CAPÍTULO III

### 3. CAMPANHA EXPERIMENTAL

Durante a campanha experimental foram desenvolvidas várias actividades, desde ensaios relacionados com blocos, argamassa de assentamento e ensaio de paredes. A seguir serão abordadas de forma detalhada cada uma das actividades.

#### 3.1. Blocos de Betão

O processo da caracterização e escolha dos blocos de betão, deveria consistir em identificar os estaleiros de produção de blocos na cidade de Maputo como diz um dos objectivos específicos, contudo, foram utilizadas amostras colectadas e ensaiadas pelo LEM, IP pela falta de recursos financeiros. Das amostras ensaiadas pelo LEM, IP, foram classificadas 53 amostras, sendo cada amostra composta por 6 blocos conforme a NBR 6136 (2014), com secção 40x20x20cm ensaiadas, no período compreendido entre 2019 e 2024, das quais, segundo a norma NM 354 (2011), 15 foram classificadas como sendo da classe A, 10 da classe B, 8 da classe C, 7 da classe D e as restantes não classificáveis, Figura 3-2 (a).

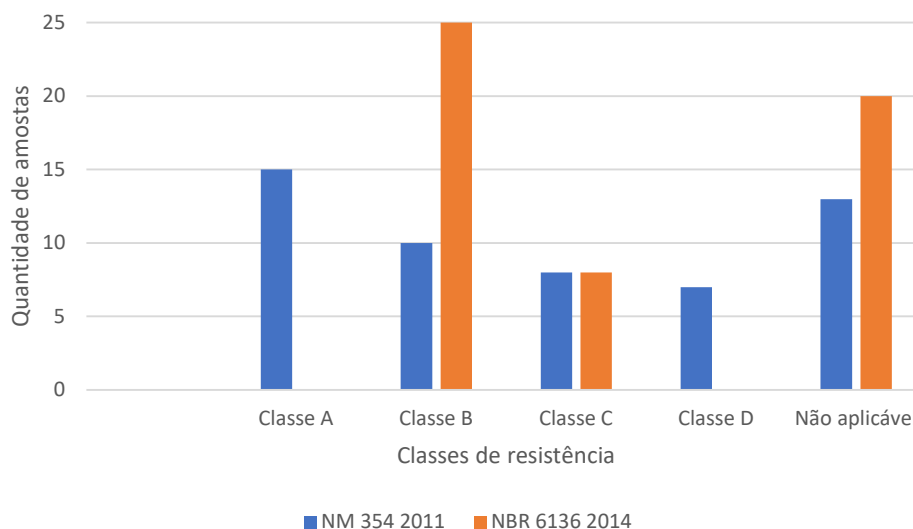


Figura 3-1: Caracterização de amostras em classes, ensaiadas no LEM, IP

Ainda na Figura 3-2 (b) é feita a avaliação da qualidade dos blocos ensaiados ao longo dos anos e constatou-se que com o passar do tempo a qualidade dos blocos da classe A reduziu e os não classificáveis aumentou, isto é, produz-se menos blocos da

classe A e mais blocos sem resistência mínima, ou seja, a qualidade dos blocos produzidos está a reduzir. O Anexo D: fornece mais detalhes sobre as amostras avaliadas.

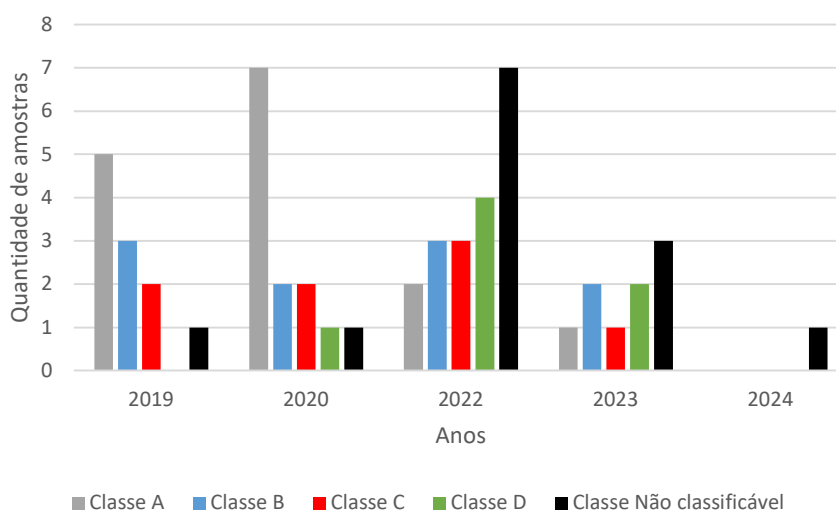


Figura 3-2: Caracterização de amostras ao longo de 2019 à 2024 ensaiadas no LEM, IP

Os estaleiros que apresentavam resistências da classe A e B não produziam mais blocos da classe A e B, e com isso, identificou-se um dos estaleiros que já havia realizado ensaios no LEM, IP com o objectivo de melhorar a qualidade do traço, e o estudo dos blocos compreendeu desde o traço usado, sistema de produção, ensaios de absorção e resistência à compressão. Nos pontos que se seguem apresenta-se cada uma das fases.

### 3.1.1. Traços

Para este trabalho é importante referir que não tendo possibilidades de fazer o estudo completo do traço para produção dos blocos, tomou-se em consideração o traço do produtor, também referido por traço de referência designado T1 conforme a Tabela 3-1, e fizeram-se alterações na quantidade do cimento para obtenção do traço proposto pelo autor, designado por T2. É importante referir que os traços apresentados são resultado de aproximações feitas daquilo que acontece no estaleiro. No subcapítulo seguinte é explicado melhor como é o processo de produção dos blocos tendo em consideração o traço real utilizado pelo estaleiro.

Tabela 3-1: Traço em volume dos blocos.

Código	Traço/Material	Cimento	Areia	Pó de pedra
T1	Traço do produtor ou traço de referência	1	9,66	1,38
T2	Traço proposto	1	4,83	0,69

### 3.1.2. Produção

Os materiais utilizados na produção dos blocos são referenciados na Figura 3-3, onde tem-se na imagem a esquerda o cimento (a), ao centro areia vermelha (b) e a direita, pó de pedra (c).

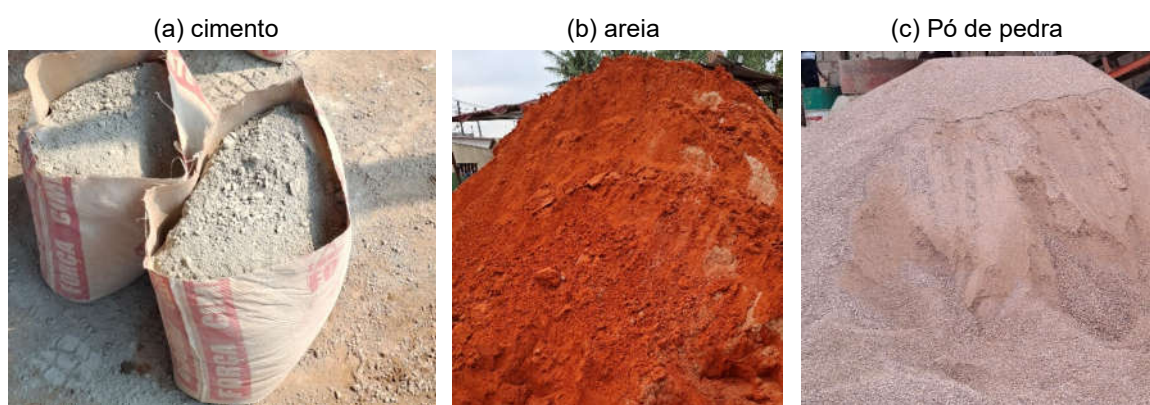


Figura 3-3: Materiais utilizados na produção das unidades

Na produção dos blocos de referência, também chamados por blocos do produtor, são utilizados para a quantificação dos materiais, baldes de 20 l para pó de pedra, areia e 5 l para água. O saco de cimento é dividido em 3 partes iguais, onde para cada 1/3 colocam-se 7 baldes de 20 l de pó de pedra e 1 balde de 20 l de areia, com 15 a 20 l de água.

Na produção dos blocos propostos pelo autor, as proporções de pó de pedra e areia mantiveram-se e aumentou-se a quantidade de cimento de 1/3 para 2/3 do saco para cada amassadura. Considerando o traço de referência, ou do traço produtor, cada amassadura produzia 35 blocos. Com o traço proposto pelo autor a quantidade de blocos aumentou para 42 blocos.

O processo de produção dos blocos envolve as seguintes etapas como ilustra a Figura 3-4. Primeiramente, é introduzido o cimento na bacia da betoneira e logo de seguida é acrescentado pó de pedra (a). Este processo é feito com a betoneira a trabalhar. De seguida coloca-se areia (b) e um pouco de água (c) que para o traço T1 e T2 era em média 15l. Após atingir a consistência adequada, a mistura é transportada

para a máquina onde são produzidos os blocos (d). É feita a compactação mecânica e de seguida os blocos são transportados (e) com auxílio de carinho-de-mão até ao local apropriado para a cura (f). É feita a rega por 3 dias consecutivos 2 vezes por dia e com isso termina o processo de produção dos blocos.

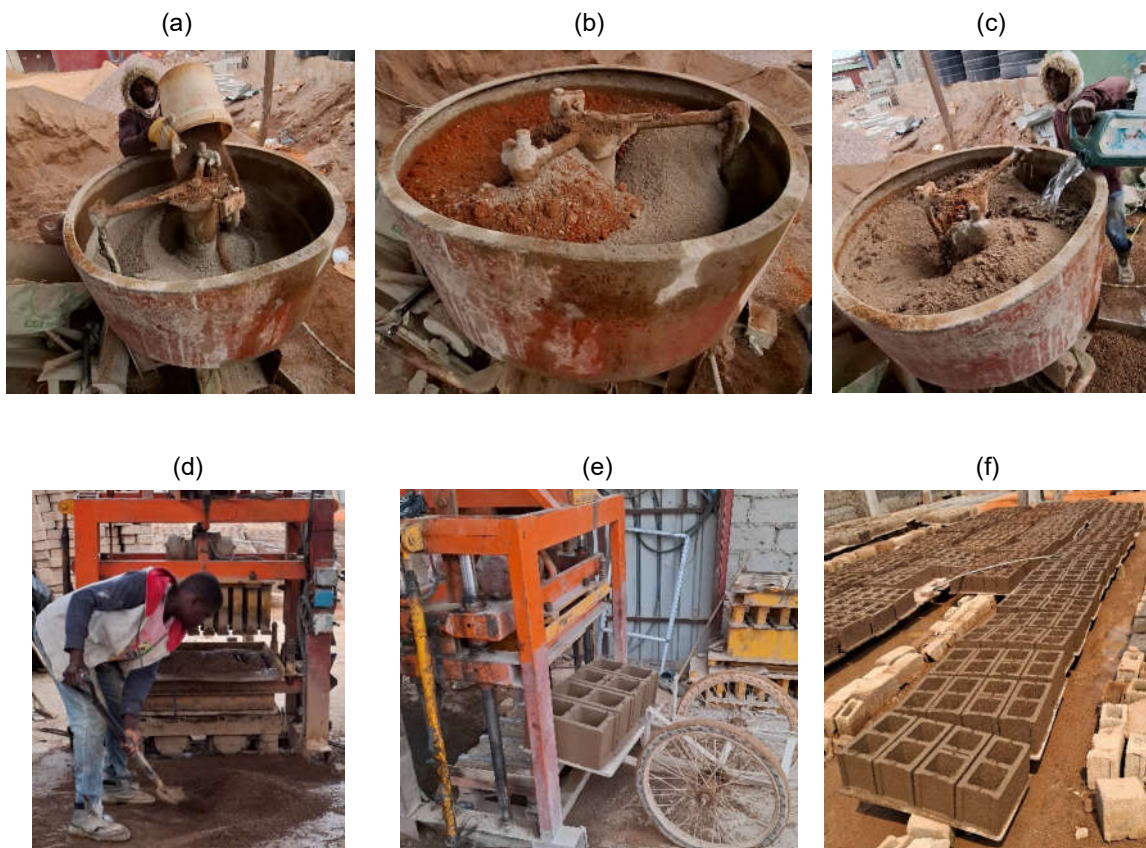


Figura 3-4: Processo de produção de blocos de betão.

### 3.1.3. Determinação da absorção de água

A determinação da absorção dos blocos foi realizada através da NM 355 (2011) e pode ser obtida através da equação (3-1).

$$\text{Absorção} = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \quad (3-1)$$

Onde:

$m_1$  – Massa húmida

$m_2$  – Massa seca

Na Tabela 3-2 é apresentada a síntese dos resultados dos ensaios de absorção entre os blocos do produtor com os blocos propostos pelo autor.

Tabela 3-2: Determinação de absorção de blocos.

Tipo de bloco	Ordem	Massa húmido $m_1$ [g]	Massa húmida $m_1'$ [g]	Verificação <sup>(a)</sup>	Massa seca $m_2$ [g]	Absorção [%]
Blocos do produtor ou de referência	1	17457	17517	0,34%	15784	10,98
	2	18265	18299	0,19%	16649	9,91
	3	17061	17151	0,52% <sup>(1)</sup>	15385	11,48
Blocos propostos pelo autor	1	18176	18193	0,09%	16743	8,66
	2	18410	18411	0,01%	16983	8,41
	3	17612	17597	-0,09%	16169	8,83

(a) Verificação entre medições consecutivas.

(1) Valor excedido em 0.02%. Limite máximo permitido pela norma 0.5%

$m_1'$  – Segunda determinação da massa húmida

É de se referir que a norma NM 355 (2011) estabelece que o processo de verificação das massas constantes, deve ser feito tanto para as massas húmidas quanto para as massas secas. Porém, neste trabalho não foi possível fazer a verificação da massa constante seca, tendo apenas em consideração a massa constante húmida.

A absorção calculada pela equação (3-1) fornece absorção para cada um dos provetes, sendo necessário fazer a média aritmética para obter a absorção da amostra:

- Para os blocos do produtor, ter-se-ia  $(10,98 + 9,91 + 11,48)/3 = 10,79\%$
- Para os blocos propostos, ter-se-ia  $(8,66 + 8,41 + 8,83)/3 = 8,63\%$

Diferentemente da NP EN 1996-1-1 (2015) que não define limites de absorção para unidades de alvenaria estrutural, a absorção determinada para os blocos do produtor também chamados de blocos de referência cujo valor é de 10,79% não satisfaz com o limite máximo de absorção da norma NM 354 (2011) e NBR 6136 (2014b) que é de 10% conforme a Tabela 2-2 e a Tabela 2-4 respectivamente. E para os blocos propostos pelo autor os limites de absorção são verificados em ambas normas, pois apresentam uma absorção de 8,63% que é menor que o limite, ou seja 10%.

### 3.1.4. Resistência à compressão

Na determinação da resistência à compressão dos blocos, foi considerada a secção transversal ilustrada na Figura 3-5. A esquerda é apresentada o alçado (a) e a direita a vista lateral do bloco (b).

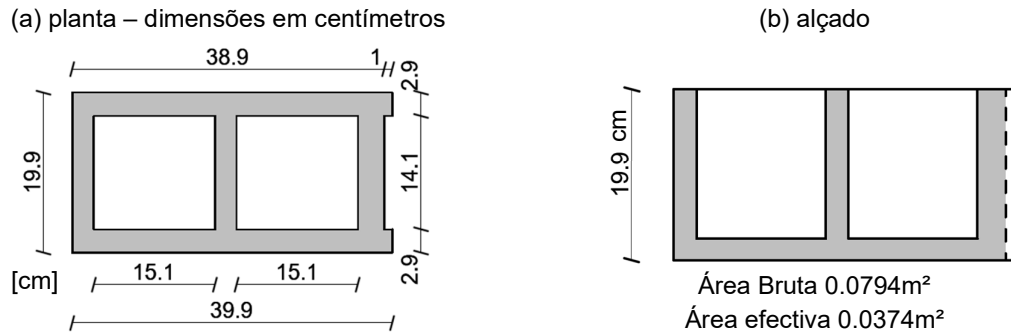


Figura 3-5: Modelo de bloco produzido.

A área bruta foi obtida calculando a área desprezando os vazios, ou seja,

$$\text{Área bruta} = (39,9/100) \times (19,9/100) \rightarrow \text{Área bruta} = 0,079401\text{m}^2 \cong 0,0794\text{m}^2$$

$$\text{Área de vazios} = 2 \times \left(\frac{15,1}{100}\right) \times \left(\frac{14,1}{100}\right) \rightarrow \text{Área vazios} = 0,042582\text{m}^2$$

$$\text{Área efectiva} = \text{área bruta} - \text{área de vazios} \rightarrow \text{área efct} = 0,036819\text{m}^2 \cong 0,0374\text{m}^2$$

A determinação da resistência característica à compressão dos blocos, foi feita segundo os critérios da norma NM 354 (2011) também como a norma NBR 6136 (2014) descreve. A tensão média dos blocos pode ser determinada através da equação (3-2) e a característica pela equação (3-3).

$$\bar{\sigma} = \frac{\sum \sigma}{n} \quad (3-2)$$

$$f_{bk,est} = 2 \left[ \frac{f_b(1) + f_b(2) + \dots + f_b(i-1)}{i-1} \right] - f_b(i) \quad (3-3)$$

Onde:

$f_{bk,est}$  é a resistência característica estimada da amostra, dada em MPa

$f_b(1)$ ,  $f_b(2)$ ,  $f_b(i)$  correspondem aos valores de resistência à compressão individuais dos corpos de prova (blocos) da amostra, ordenados crescentemente. Ou seja, correspondem a resistência a compressão de cada bloco da amostra ordenada de forma crescente. Os corpos de prova são os blocos que compõem a amostra.

$$i = \frac{n}{2} \text{ se } n \text{ for par; } i = \frac{n-1}{2} \text{ se } n \text{ for ímpar.}$$

Antes da do ensaio à compressão são feitas as pesagens dos blocos como ilustra na Figura 3-6.



Figura 3-6: Pesagem dos blocos.

Na Tabela 3-3 é apresentada a síntese das resistências dos blocos de referência, produzidos pelo traço T1 ensaiadas no LEM, IP.

Tabela 3-3 - Resistência à compressão aos 28 dias – Blocos de referência.

Ordem	Área bruta m <sup>2</sup>	Massa [g]	Carga de rotura [kN]	Tensão [MPa]
1	0,079401	15580	189,3	2,38
2	0,079401	16663	209,1	2,63
3	0,079401	15400	183,4	2,31
4	0,079401	15834	175,7	2,21
5	0,079401	16260	170,7	2,15
6	0,079401	16070	158,0	1,99
Tensão média				2,28
Tensão característica				1,93

A tensão média  $\bar{\sigma}$ , determinada pela equação (3-2) é obtida fazendo a média aritmética da tensão individual de cada bloco, ou seja

$$\bar{\sigma} = (2,38 + 2,63 + 2,31 + 2,21 + 2,15 + 1,99)/6 \rightarrow \bar{\sigma} = 2,28 \text{ MPa}$$

Para a tensão característica, ter-se-ia:

Tensão média em orden crescente  $\rightarrow 1,99 \rightarrow 2,15 \rightarrow 2,21 \rightarrow 2,31 \rightarrow 2,38 \rightarrow 2,63$

Tensão média em orden crescente  $\rightarrow f_b(1) \rightarrow f_b(2) \rightarrow f_b(3) \rightarrow f_b(4) \rightarrow f_b(5) \rightarrow f_b(6)$

$$n = 6 \blacksquare i = n/2 \text{ (porque "n" é par)} \rightarrow i = 3, \quad \text{logo} \rightarrow i - 1 = 2$$

$$f_{bk,est} = 2 \left[ \frac{f_b(1) + f_b(2)}{i - 1} \right] - f_b(i) \rightarrow f_{bk,est} = 2 \left[ \frac{1,99 + 2,15}{3 - 1} \right] - 2,21 \rightarrow f_{bk,est} = 1,93 \text{ MPa}$$

Para as três normas, NM 354 (2011), NP EN 1996-1-1 (2015) e NBR 6136 (2014) os blocos do produtor denominados blocos de referência, não se enquadram em nenhuma categoria, isto é, não são classificáveis, pois apresentam uma tensão baixa em relação aos mínimos admissíveis, ou seja apresenta uma tensão característica igual a 1,93MPa sendo que o mínimo para a NM 354 (2011) é de 2MPa segundo a Tabela 2-2, e 3MPa para a NP EN 1996-1-1 (2015) e a NBR 6136 (2014) segundo a Tabela 2-3 e Tabela 2-4 respectivamente. Com isto foi necessário fazer um reajuste no traço dos blocos do produtor para garantir uma resistência mínima, para a aplicação dos blocos no sistema em BA.

Na Figura 3-7 é apresentado o processo de compressão dos blocos na prensa hidráulica. Em (a) é apresentada a vista lateral do bloco ensaiado, onde é possível ver as deformações do mesmo e em (b) tem-se a imagem de um bloco ainda a ser ensaiado.



Figura 3-7: Blocos ensaiados à compressão.

De seguida são apresentadas na Tabela 3-4 e Tabela 3-5 as resistências à compressão dos blocos propostos, produzidos com o traço T2.

Tabela 3-4: Resistência à compressão aos 7 dias – Blocos propostos.

Ordem	Área bruta m <sup>2</sup>	Massa [g]	Carga [kN]	Tensão [Mpa]
1	0,079401	17,324	271,5	3,39
2	0,079401	16,249	180,4	2,26
3	0,079401	17,637	246,5	3,08
4	0,079401	15,980	145,5	1,82
5	0,079401	16,146	141,7	1,77
6	0,079401	16,209	158,6	1,98
Tensão média				2,38

Tabela 3-5: Resistência à compressão aos 28 dias – Blocos propostos.

Ordem	Área Bruta m <sup>2</sup>	Massa [g]	Carga [kN]	Tensão [Mpa]
1	0,079401	16388	314,0	3,95
2	0,079401	16628	309,0	3,89
3	0,079401	16256	270,2	3,40
4	0,079401	16771	397,2	5,00
5	0,079401	16520	282,1	3,55
6	0,079401	17186	349,1	4,40
Tensão média				4,03
Tensão característica				3,06

Com a alteração do traço, foi possível constatar um aumento de cerca 37% da resistência característica à compressão entre os blocos de referência e os blocos propostos como pode ser visto na Figura 3-8.

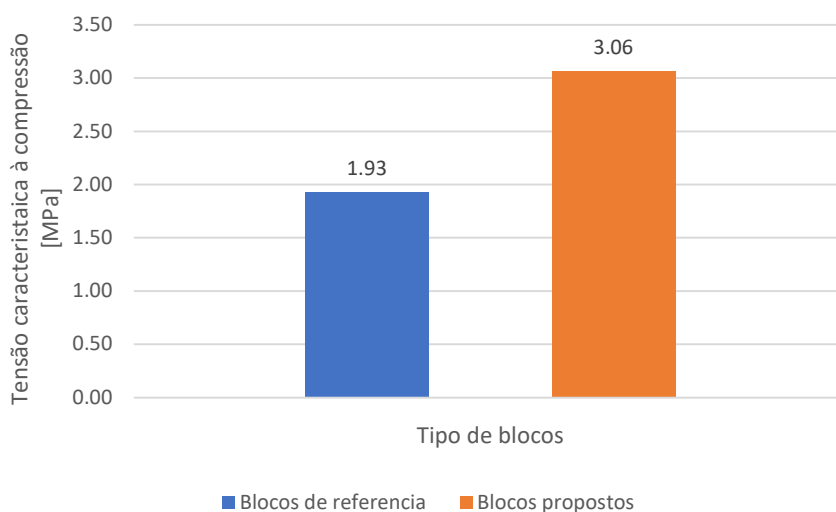


Figura 3-8: Comparação das tensões características à compressão dos blocos.

Segundo a norma NM 354 (2011) os blocos propostos são classificáveis como estrutural da classe C, podendo ser utilizado apenas em elementos de alvenaria acima do nível do solo. Para a norma NP EN 1996-1-1 (2015) os blocos apresentam tensão mínima requerida para serem classificados, porém, não satisfaz a espessura mínima, com isso segundo a norma os blocos não são classificáveis. Finalmente, segundo a norma NBR 6136 (2014), os blocos produzidos se enquadram na classe C, estes resultados são apresentados em resumo na Tabela 3-6.

Tabela 3-6: Classificação dos blocos segundo resultados laboratoriais

Tipo de bloco	NM 354 (2011)	NP EN 1996-1-1 (2015)	NBR 6136 (2014)
Blocos de referência	Não classificável		
Blocos propostos	Classe C	Não classificável	Classe C

### 3.2. Argamassa de Assentamento

No estudo das argamassas foi realizada o ensaio da baridade dos agregados, a definição dos traços a ensaiar, determinou-se a relação A/L, o ensaio de espalhamento da argamassa e fez-se à compressão de prismas aos 28 dias e por fim foi feita a escolha do traço a adoptar para o estudo.

#### 3.2.1. Baridade dos agregados e ligantes

A determinação da baridade dos agregados, foi feita com base na norma NP 955 (1973). A baridade de cada determinação foi calculada através da equação (3-4).

##### i. Areia

Tabela 3-7: Determinação das baridades da areia.

1ª Determinação	2ª Determinação	3ª Determinação
$P_1 = 4014g$	$P_1 = 4014g$	$P_1 = 4014g$
$P_2 = 8874g$	$P_2 = 8875g$	$P_2 = 8873g$
$V = 3000cm^3$	$V = 3000cm^3$	$V = 3000cm^3$
$B_1 = 1620,0kg/m^3$	$B_2 = 1620,33kg/m^3$	$B_3 = 1619,67kg/m^3$

Onde:

$P_1$  – Peso da medida

$P_2$  – Peso da amostra + peso da medida

Na Figura 3-9 é apresentada o processo de determinação da baridade da areia. Onde adiciona-se a areia em camadas de 1/3 (a) seguido de apiloamento (b) e regularização da superfície (c) terminando com a pesagem.

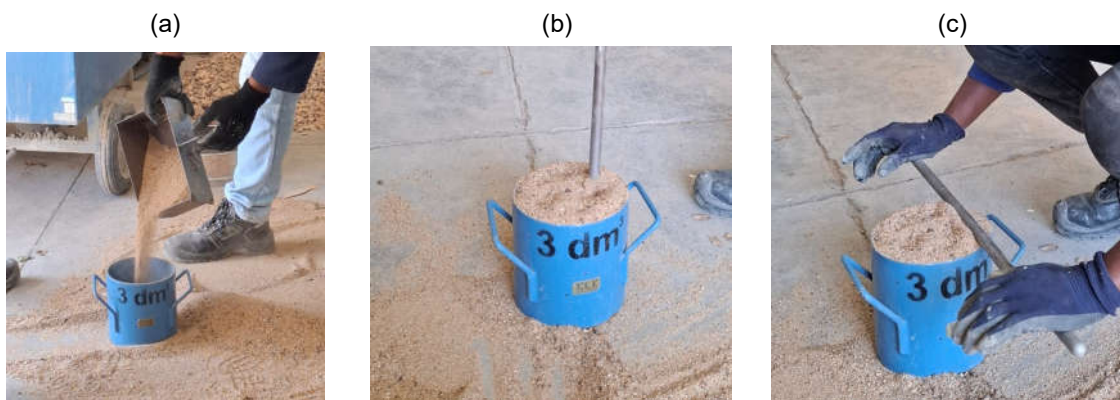


Figura 3-9: Determinação da baridade da areia.

As baridades podem ser determinadas através da equação (3-4).

$$B = \frac{P_1 - P_2}{V} \quad (3-4)$$

$$\bar{B} = \frac{B_1 + B_2 + B_3}{3} \quad (3-5)$$

Após as 3 (três) determinações calcula-se a médias das baridades pela equação (3-5), sendo a baridade média igual a 1620,0kg/m<sup>3</sup>.

#### ii. Cimento

A baridade do cimento foi fornecida pelo LEM, IP sendo igual a 1150kg/m<sup>3</sup>.

#### iii. Cal e gesso

A baridade da cal e do gesso foram fornecidas pelo fabricantes. Sendo:

- Baridade da cal igual a 500kg/m<sup>3</sup>;
- Baridade do gesso igual a 900kg/m<sup>3</sup>.

### 3.2.2. Traços

Segundo a Tabela 2-7 e Tabela 2-8 apresentadas na revisão bibliográfica no ponto 2.7.2, foram definidos 4 traços, nomeadamente TR1 a TR4, dos quais TR2 e TR3 apresentam cimento, cal e areia na sua constituição e TR1 e TR4 que apresentam na sua constituição cimento e areia.

- TR1 (1 : 3) (cimento: areia)
- TR2 (1: 0.25 : 3) (cimento : cal : areia)
- TR3 (1: 0.5 : 4.5) (cimento : cal : areia)
- TR4 (1 : 4) (cimento : areia)

Na Tabela 3-8 são apresentados os traços em volume e em massa. De referir que na produção de prismas no laboratório foram utilizados os traços em massa e em obra os traços em volume.

Tabela 3-8: Traço proposto para assentamento de alvenaria.

Traço	Traço em volume			Traço em massa		
	Cimento	Cal	Areia	Cimento	Cal	Areia
TR1	1		3	1		4,23
TR2	1	0,25	3	1	0,11	4,23
TR3	1	0,50	4,50	1	0,22	6,34
TR4	1		4	1		5,63

### 3.2.3. Produção e cura de prismas

A produção de prismas vai desde a pesagem dos materiais, i.e, cal, cimento, areia e água para cada traço segundo a Figura 3-10 (a) e (b). Após o processo de pesagem coloca-se sequencialmente os materiais na bacia da misturadora (c) começando pela água, depois os ligantes e por último a areia. De seguida é avaliada a consistência da argamassa (d) e preparação dos moldes (e). Após atingir a consistência desejada, distribui-se a argamassa no molde (f) com auxílio de uma espátula e faz-se a compactação mecânica (g) e posterior regularização da superfície retirando os excessos (h). No final, são deixados durante 24h (i) para o processo de desmoldagem (j) e termina com o processo de cura no tanque de cura.

(a)



(b)





Figura 3-10: Processo de produção de prismas.

### 3.2.4. Ensaio de espalhamento

A Figura 3-11 apresenta os resultados do ensaio de espalhamento realizado com as normas EN 1015-3 (1999) e ABNT NBR 13276 (2005). Constatou-se que o traço 2

(TR2) apresenta maior trabalhabilidade segundo as duas normas, tendo uma diferença de 4% relativamente ao traço 1. Segundo a EN 1015-3 (1999), o traço 3 apresentou a menor trabalhabilidade e segundo a ABNT NBR 13276 (2005), a menor trabalhabilidade foi do traço 4.

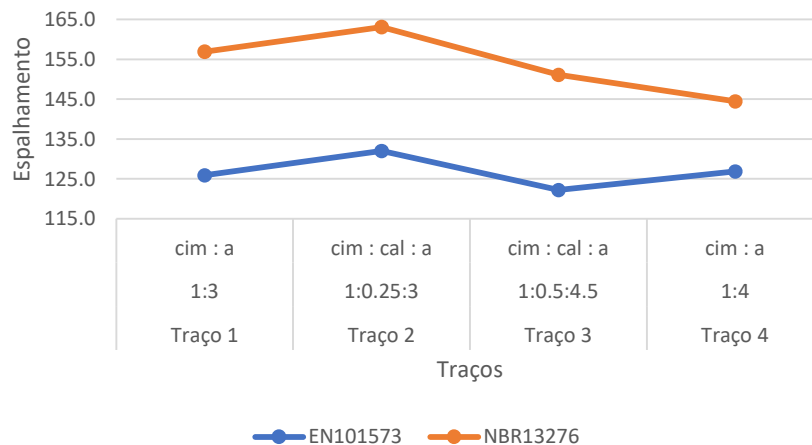


Figura 3-11: Ensaio de espalhamento da argamassa.

Na Figura 3-12 é apresentado o processo de determinação da trabalhabilidade ou ensaio de espalhamento da argamassa. Na primeira imagem é apresentada o molde (a) utilizado para realizar o ensaio. De seguida coloca-se a argamassa no molde regulariza-se a superfície e é feita a desmoldagem (b) e (c). Realiza-se a compactação mecânica segundo as normas supracitadas e posterior medição do resultado de espalhamento da argamassa (d) e (e).

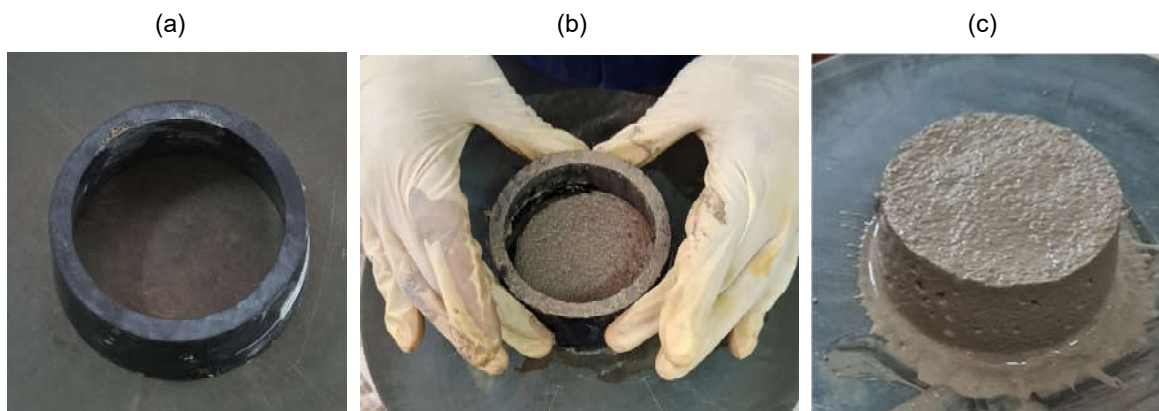




Figura 3-12: Determinação da trabalhabilidade.

### 3.2.5. Relação Água ligante (A/L)

Na produção de prismas, foi necessário ajustar as quantidades das proporções ao volume necessário para moldar os mesmos. Com isso, a norma NP EN 196-1 (2017) estabelece a quantidade de água a considerar para cada amassadura sendo igual a 225g e foi essa quantidade inicial adoptada para o presente estudo. Contudo foi necessário adicionar água para cada traço com o objectivo de ajustar a trabalhabilidade dos mesmos. A relação água ligante é

Com isto é apresentada na Figura 3-13 a relação A/L dos diferentes traços propostos, sendo que a menor relação A/L foi do traço 2, que contém na sua constituição a cal, sendo esta responsável por melhorar a trabalhabilidade e reduzir a quantidade de água. E a maior relação A/L foi a do TR4. Para estes traços temos como ligante, o cimento e a cal por isso ligação água ligante e não água cimento (A/C)

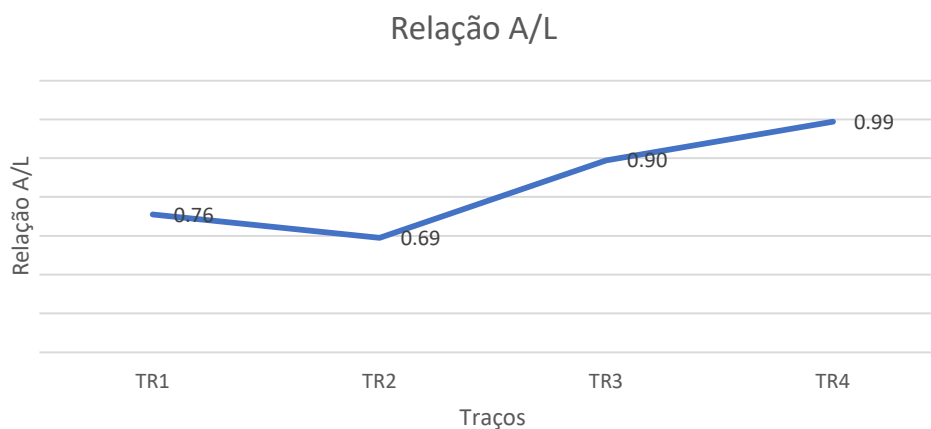


Figura 3-13: Relação A/L dos traços propostos.

### 3.2.6. Compressão de prismas

Após 28 dias de cura dos prismas foram realizados através da norma NP EN 196-1 (2017) ensaios de compressão e flexão no LEM, IP. Na Figura 3-14 é apresentado o processo para realização dos ensaios mecânicos de prismas. Primeiro, retiram-se os prismas do tanque de cura, secam-se as superfícies e é feita devida identificação de prismas (a). Realizam-se as pesagens (b), e termina-se com os ensaios à flexão (c) e a compressão (d), utilizando as metades de prismas.

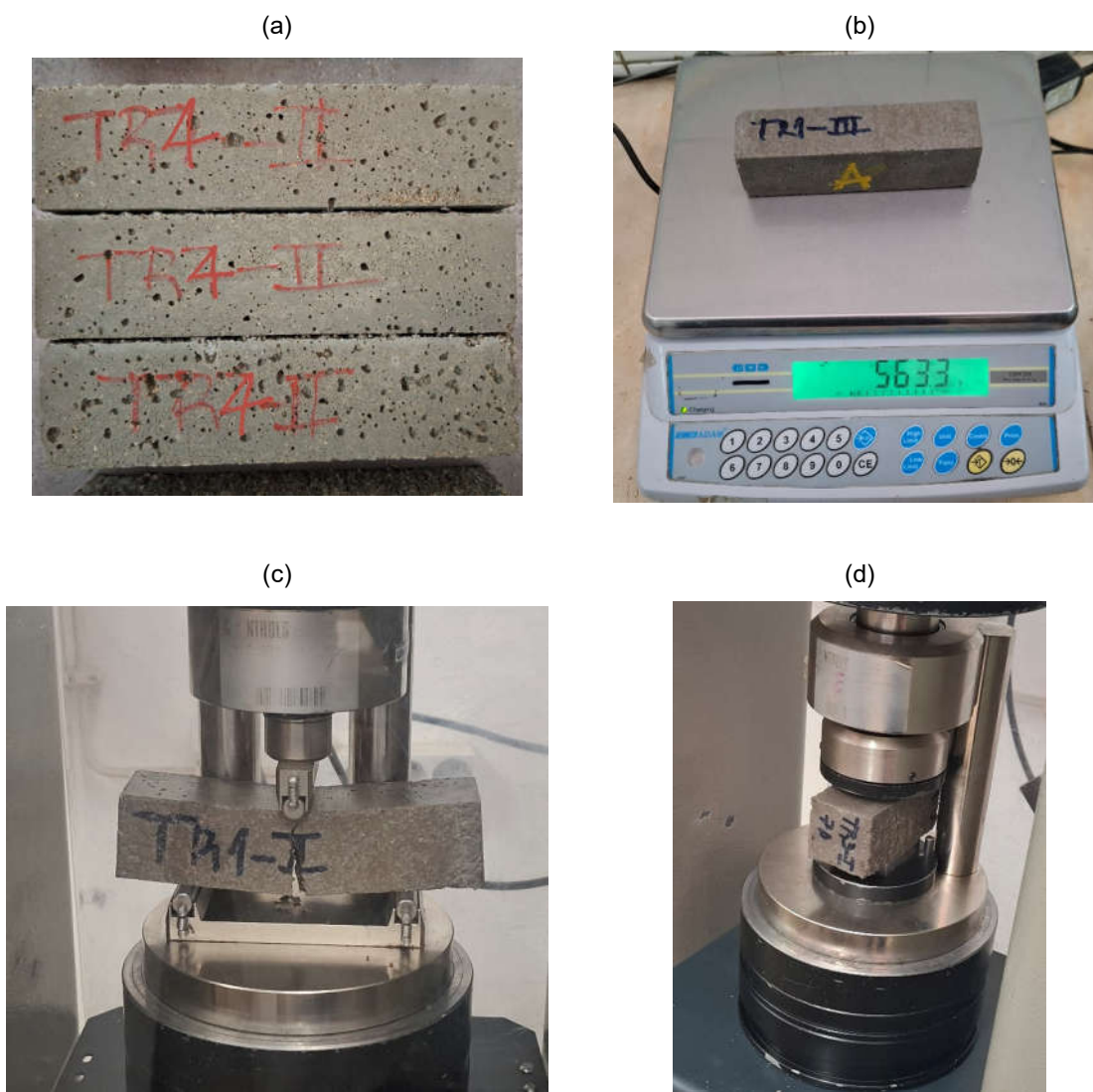


Figura 3-14: Processo de ensaios mecânicos de prismas.

A Tabela 3-9 apresenta as resistências mecânicas relativas aos prismas aos 28 dias de cura com a estimativa de custo de cada traço de argamassa de assentamento

que acaba sendo um dos principais factores na escolha dos traços. A determinação dos valores de cada traço pode ser consultada no Anexo E:

Tabela 3-9: Resistência mecânica de prismas aos 28 dias.

Traço		Compressão MPa	Flexão MPa	Custo MT/m <sup>3</sup>
TR1	1:3	17,11	2,63	4,085.11
TR2	1:0.25:3	17,45	5,61	5,609.72
TR3	1:0.5:4.5	7,50	0,58	5,712.61
TR4	1:4	7,19	0,81	3,659.64

Na Figura 3-15 é apresentado o gráfico do custo da argamassa por m<sup>3</sup> pela resistência à compressão dos traços propostos dada em MPa.

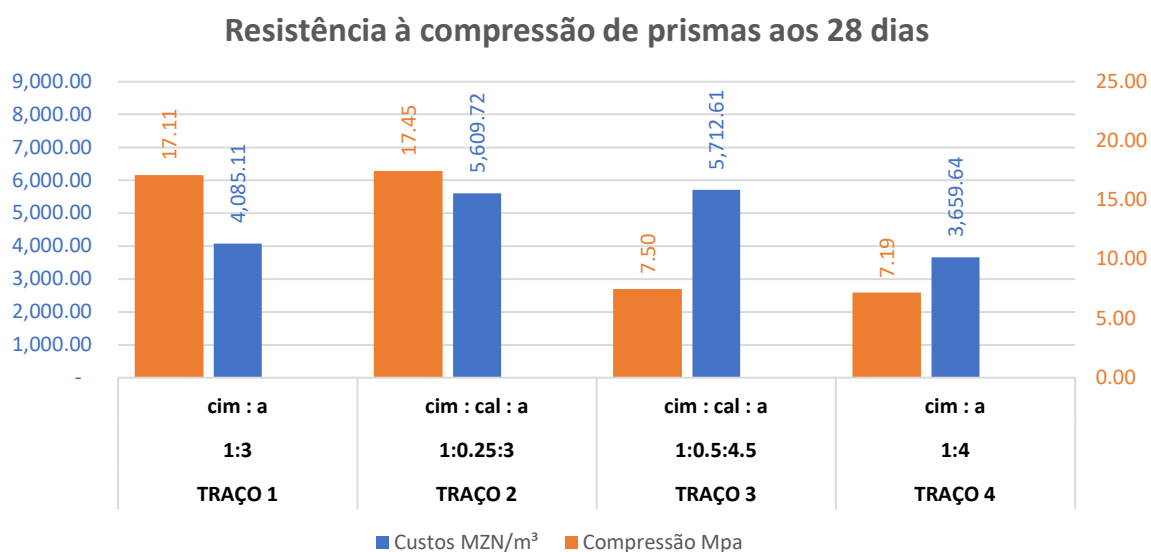


Figura 3-15: Resistência à compressão de prismas aos 28 dias de cura em condições laboratoriais.

É importante referir que os resultados apresentados acima foram obtidos de prismas curados em condições laboratoriais. Com isto foi realizado também a cura de prismas para o traço TR1, em condições ambientais e contactou-se que houve uma redução de resistência em torno dos 22% como mostra a Figura 3-16. Essa percentagem pode variar de acordo com a temperatura da época em que os prismas são moldados.

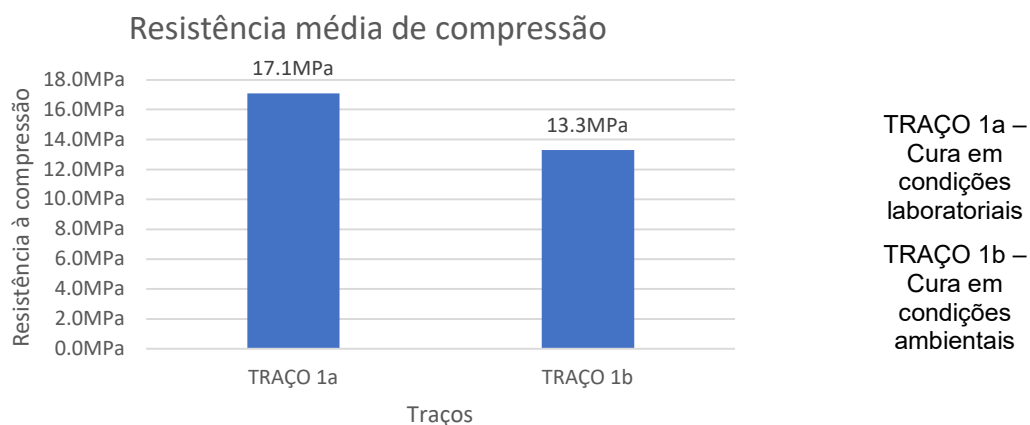


Figura 3-16: Resistência à compressão de prismas aos 28 dias de cura em condições ambientais.

Realizados os ensaios, constatou-se que com os traços adoptados, para a norma NBR 13281 (2005), o traço TR1 e TR2 enquadram-se na classe P1 e os traços TR2 e TR3 enquadram-se na classe P5.

Para as normas NP EN 1996-1-1 (2015) e BS 5628-1 (1992) as resistências determinadas satisfizeram as resistências estimadas como ilustrado na Tabela 3-10, com excepção do traço TR4 para a norma Britânica.

Tabela 3-10: Resistências determinadas.

Traços	(NP EN 1996-1-1 2015)		(BS 5628-1 1992)		Resistência média obtida [MPa]
	Classe	Resistência estimada [MPa]	Classe	Resistência estimada [MPa]	
TR1 (1 : 3)	M10	10	(i)	16,0	17,11
TR2 (1: 0,25 : 3)	M10	10	(i)	16,0	17,45
TR3 (1: 0,5 : 4,5)	M5	5	(ii)	6,5	7,50
TR4 (1 : 4)	M5	5	(iii)	3,5	<u>7,19</u>

### 3.2.7. Escolha do traço

Com os resultados do ensaio de espalhamento, a relação A/L, resistência média de prismas e o custo de produção apresentados na Tabela 3-11, constatou-se que, apesar do traço TR1 apresentar trabalhabilidade e resistência à compressão pouco menores em comparação ao traço TR2, e precisar de mais água na sua produção, ele é muito mais económico e ainda assim garante boa resistência à compressão que é um dos factores que contribui para a resistência final da parede. Com isto adopta-se o traço TR1 para construção da parede e posterior construção das habitações. Os traços TR3 e TR4 são desqualificados por causa da baixa resistência em comparação ao traço TR1.

Tabela 3-11: Resumo dos ensaios realizados em argamassas.

Traço	Trabalhabilidade		A/L	Resistência	Custo Mt/m <sup>3</sup>
	EN	NBR			
TRAÇO 1	126	157	0,76	17,1 MPa	4,085.11
TRAÇO 2	132	163	0,69	17,5 MPa	5,609.72
TRAÇO 3	122	151	0,90	7,5 MPa	5,712.61
TRAÇO 4	127	144	0,99	7,2 MPa	3,659.64

### 3.3. Parede

A NP EN 1996-1-1 (2015) fornece a equação (3-6) para a determinação da resistência característica à compressão da parede.

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (3-6)$$

Em que:

$f_k$  – Resistência característica à compressão da alvenaria;

$K$  – Constante; obtido pelo quadro 3.3 da NP EN 1996-1-1 (2015);

$\alpha, \beta$  – Constantes; obtidas pela equação 3.2 da NP EN 1996-1-1 (2015);

$f_b$  – Resistência à compressão normalizada das unidades para alvenaria;

$f_m$  – Resistência à compressão da argamassa.

Tendo as constantes  $k = 0,4$   $\alpha = 0,7$  e  $\beta = 0,3$ , determinou-se a resistência característica à compressão da alvenaria que foi de  $f_k = 1,90MPa$ .

#### 3.3.1. Geometria e dimensões

Na Figura 3-17 é apresentada em (a) a vista em alçado da parede de 62cm de altura e em (b) a vista de cima com 61.5cm de comprimento. Em (c) é apresentada a vista de cima e alçado do bloco. E por último em (d) é apresentado de igual modo a vista em alçado da parede de 125cm de altura, sendo que possui o mesmo comprimento em planta

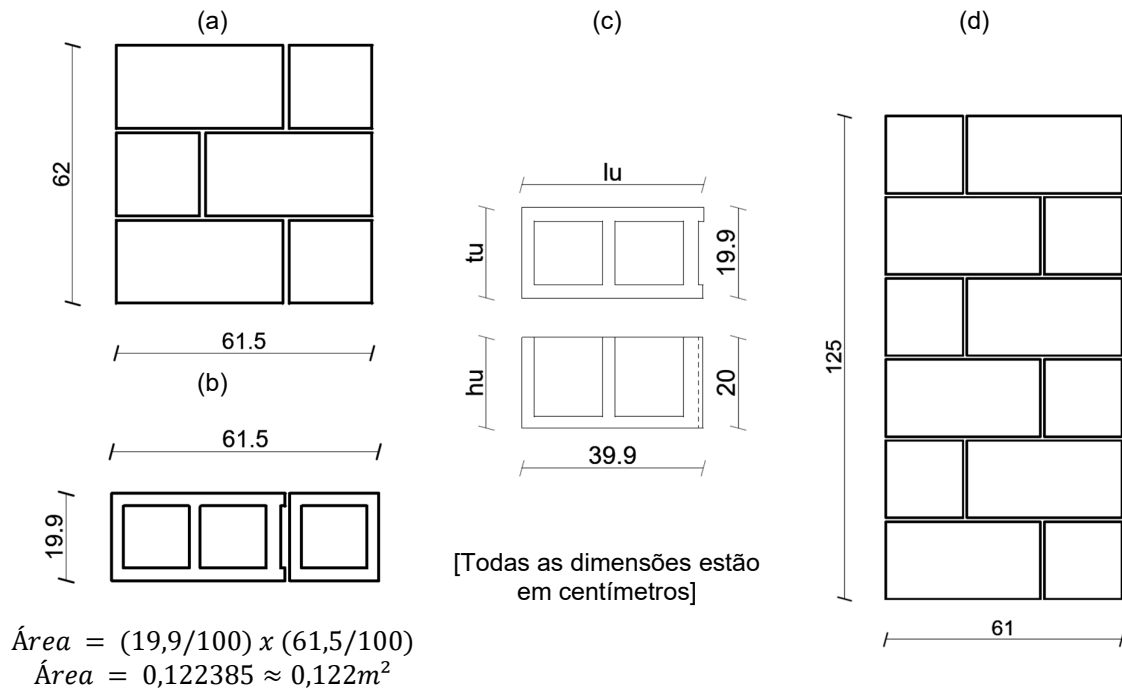


Figura 3-17: Modelos das paredes adoptadas

Na Figura 3-18 é apresenta-se o tipo de unidade escolhida para produção das paredes. A esquerda (a) é apresentada a vista lateral esquerda do bloco, no centro (b) tem-se a vista de cima e a direita a vista lateral direita (c). De referir que tendo na sua vista lateral direita o modelo de encaixe, seria ideal ter também o sistema de encaixe na vista lateral esquerda para o melhor funcionamento do sistema.

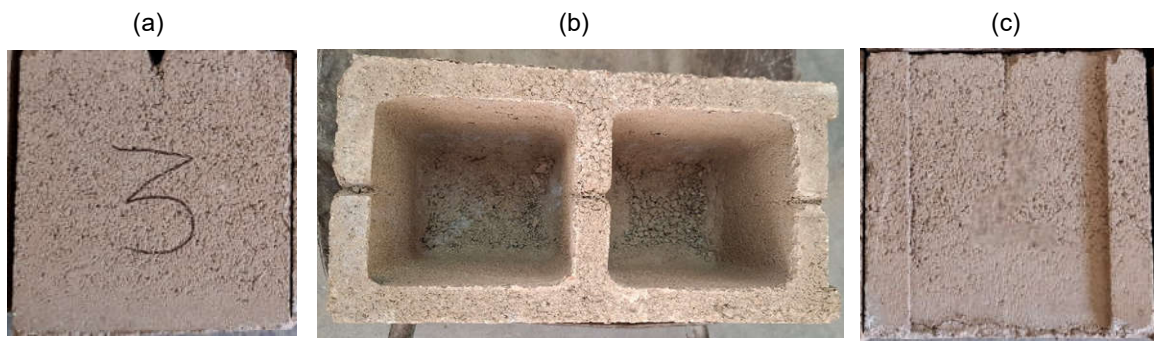


Figura 3-18: Foto das unidades adoptadas.

Em seguida, são apresentadas na Figura 3-19, as imagens das paredes vazadas de 125cm de altura como ilustrado em “a” e “b”, e 62 cm de altura como mostra “c” e “d”, tendo ambas um comprimento de 61,5cm.

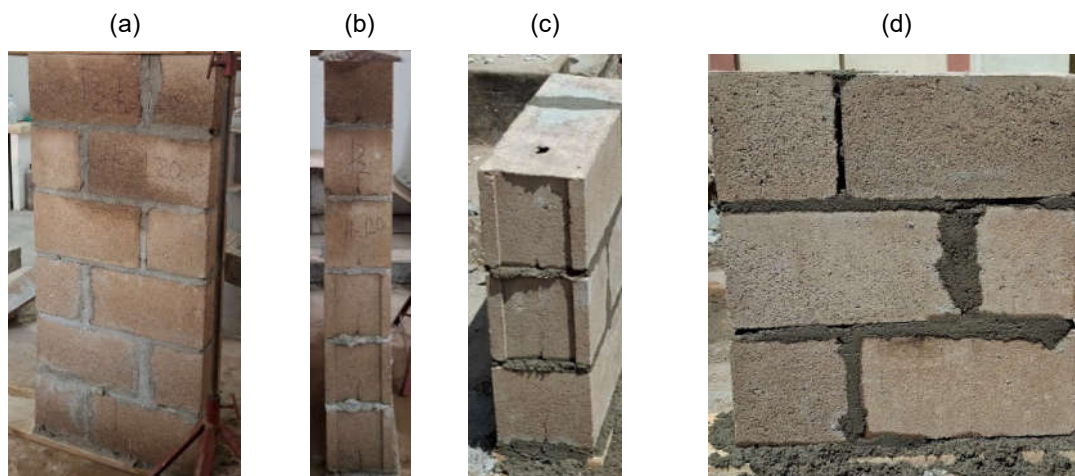


Figura 3-19: Foto das paredes adoptadas.

### 3.3.2. Resistência à compressão

Serão determinadas as tensões de compressão da parede de 62 e 120 cm de altura, através do ensaio realizado segundo a NP EN 1052-1 (2002), pela NP EN 1996-1-1 (2015) estimado através do programa de calculo ROBOT.

Os blocos utilizados para construir as paredes de 62cm e 125cm de altura, apresentam uma tensão característica de 3,06MPa sendo classificados da classe C para a NM 354 (2011) e para a NBR 6136 (2014) conforme a Tabela 3-6. A argamassa de assentamento utilizada foi a correspondente ao traço 1 (TR1) de cimento e areia, com uma resistência de 17,1MPa da classe M10 segundo a NP EN 1996-1-1 (2015) ou da classe (i) segundo a BS 5628-1 (1992)

#### 3.3.2.1. Paredes vazadas com h=62cm

Na Tabela 3-12 são apresentados os resultados do ensaio à compressão das paredes com 62 cm de altura assim como as deformações. A área considerada para determinação da resistência à compressão foi de 0,122m<sup>2</sup>, ver a Figura 3-17.

Tabela 3-12: Resultados dos ensaios à compressão das paredes com 62cm de altura.

<b>Paredes</b>	<b>Parede 1</b>	<b>Parede 2</b>	<b>Parede 3</b>
Carga de rotura	215 kN	260 kN	260 kN
Resistência à compressão	1,76 MPa	2,13 MPa	2,13 MPa
Tipo de deformação	Vertical e horizontal na zona inferior da parede	Vertical ao meio da parede	Vertical ao meio da parede Horizontal na primeira fiada
Patamar de carga [kN]	Deformação [mm]		
0	0	0	0
25	1,92	2,24	2,13
50	3,01	3,58	3,02
75	3,75	4,17	3,63
100	4,55	4,64	4,16
125	4,29	5,05	4,64
150	5,95	5,37	4,92
175	5,46	5,74	5,19
200	5,46	6,02	5,49
225		6,55	5,83
250		6,11	6,14
260		11,81	

As resistências à compressão das alvenarias foram determinadas através da equação (3-7) segundo a NP EN 1052-1 (2002) e a área considerada é apresentada na Figura 3-17.

$$f_i = \frac{F_{i,max}}{A_i} [N/mm^2] \quad (3-7)$$

Na Figura 3-20, Figura 3-22 e Figura 3-24 são apresentados os modos de rotura das paredes com altura 62 cm. De forma igual na Figura 3-21, Figura 3-23 e Figura 3-24 são apresentadas os mapas de tensões (a) resultante da modelação no programa de cálculo Robot com suas respectivas cargas de rotura, as escala de tensões (b) e modelo de carregamento (c).

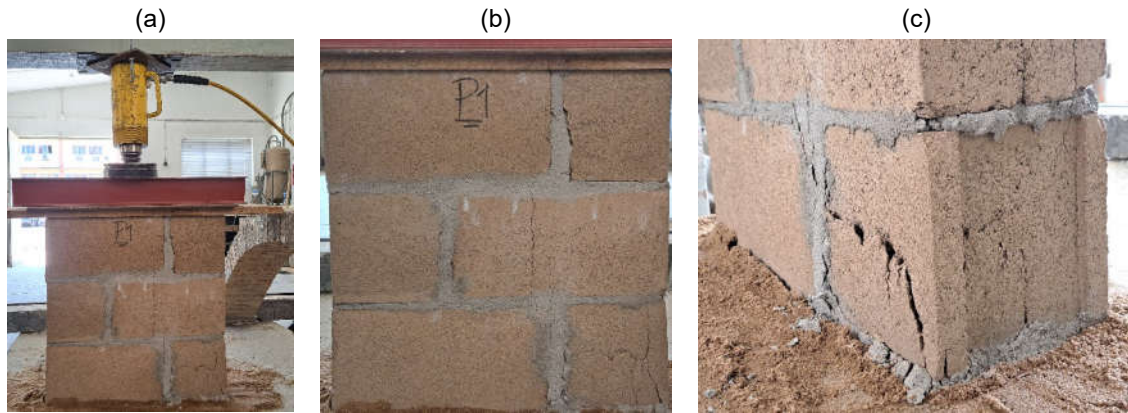


Figura 3-20: Rotura da parede 1 com 62 cm de altura após o ensaio de compressão.

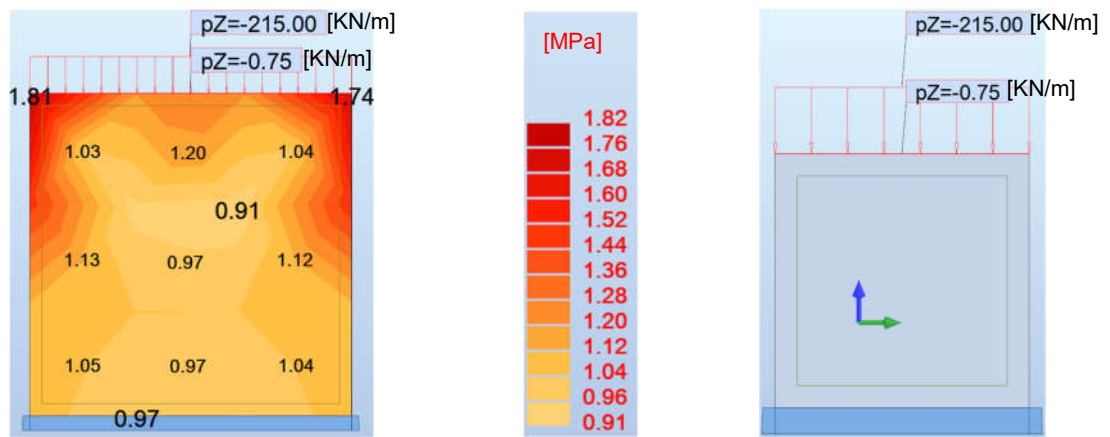


Figura 3-21: Mapa de tensões da parede 1 com  $h=62$ cm.

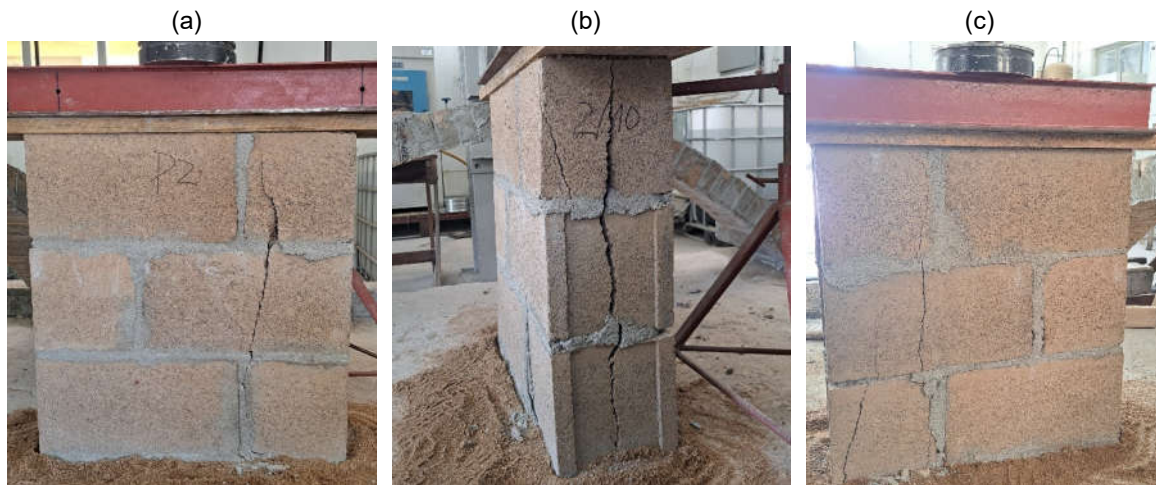


Figura 3-22: Rotura da parede 2 com 6 cm de altura após o ensaio de compressão.

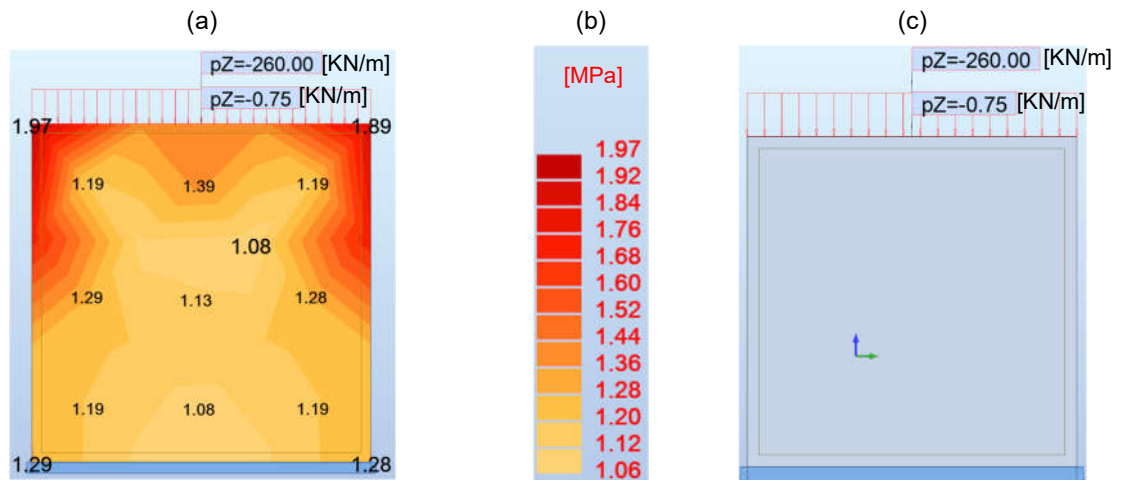
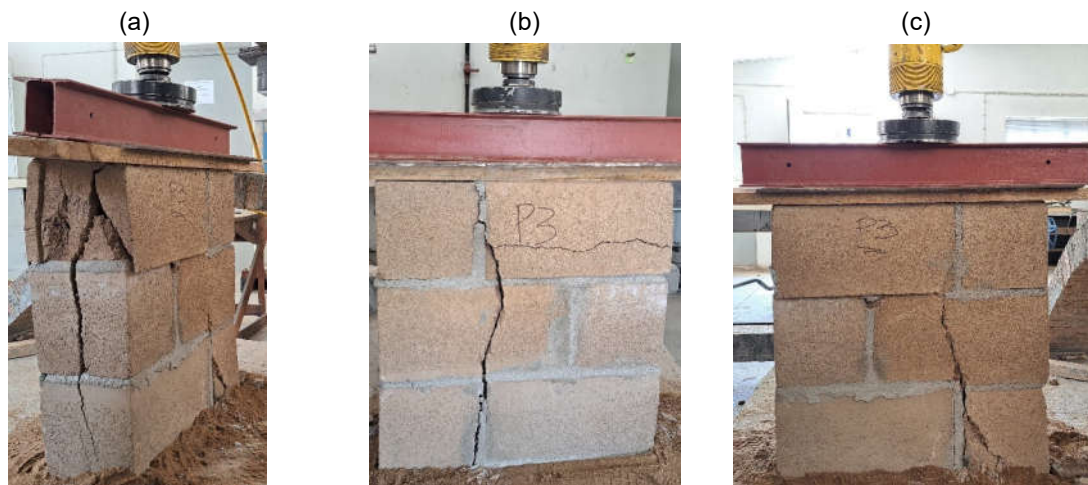
Figura 3-23: Mapa de tensões da parede 2 e 3 com  $h=62$ cm.

Figura 3-24: Rotura da parede 3 com 62 cm de altura após o ensaio de compressão.

É importante referir que se obteve uma ligeira diferença entre as tensões estimadas e determinadas pelo ensaio na ordem dos 8% como mostra a Tabela 3-13.

Tabela 3-13: Comparação entre tensões obtidas e estimadas em paredes com  $h = 62$  cm.

Tipo de parede	Paredes com $h = 62$ cm		
	Parede 1	Parede 2	Parede 3
Tensão obtida pelo ensaio	1,76 MPa	2,13 MPa	2,13 MPa
Tensão estimada	1,82 MPa	1,97 MPa	1,97 MPa
Diferença	3,30%	8,12%	8,12%
Deformação	Vertical – esmagamento na base	Vertical – ao meio da parede	Vertical ao meio da parede Horizontal na primeira fiada

Segundo a NP EN 1052-1 (2002), a resistência característica à compressão da parede pode ser obtida pelo menor dos valores apresentados na equação (3-8).

$$f_k [MPa] = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f}{1,2} \\ f_{i,min} \end{array} \right. \quad (3-8)$$

Onde

$f$  – Compressão média

As paredes vazadas de 62cm de altura apresentam uma tensão média à compressão  $f = 2,01MPa$  e a mínima resistência à compressão dos provetes é referente a parede 1,  $f_{min} = 1,76MPa$ . Com estes dois dados, foi possível determinar a tensão característica resultante do ensaio, sendo igual a  $f_k = 1,68 MPa$ .

A tensão característica determinada pela equação (3-6) que leva em consideração a resistência à compressão do bloco e da argamassa forneceu uma tensão característica igual a  $f_k = 1,90 MPa$ . Com isto nota-se que existe uma diferença entre a tensão determinada pelo ensaio e pela norma na ordem dos 13% entre a tensão determinada e estimada.

### 3.3.2.2. Parede vazada h=125cm

Tabela 3-14: Resultados dos ensaios à compressão das paredes com 125cm de altura.

Paredes	Parede 1	Parede 2	Parede 3
Carga de rotura	220 kN	300 kN	385 kN
Resistência à compressão	1,80 MPa	2,46 MPa	3,16 MPa
Tipo de deformação	Vertical – de cima a baixo na parte lateral da parede.	Vertical – Esmagamento na base	Vertical – esmagamento no canto superior
Patamar de carga [kN]	Deformação [mm]		
0	0,00	0,00	0,00
25	1,34	3,06	1,78
50	1,93	3,67	2,2
75	2,44	4,10	2,45
100	2,79	4,74	2,64
125	3,13	4,82	2,79
150	3,42	5,14	2,91
175	3,79	5,59	2,99
200	4,18	6,12	3,14
225		6,70	3,12
250		7,76	3,15
275			3,07

De igual forma, as resistências à compressão das alvenarias foram determinadas através da equação (3-7) e a área considerada é apresentada na Figura 3-17.

Nas figuras que se seguem nomeadamente Figura 3-25, Figura 3-27 e Figura 3-29 são apresentadas as deformações das paredes 1,2 e 3. submetidas cada uma com sua carga de rotura. De igual forma na Figura 3-26, Figura 3-28 e Figura 3-30 é apresentado o mapa de tensões (a) resultante da modelação no programa de cálculo Robot com suas respectivas cargas, escala de tensões (b) e modelo de carregamento (c).

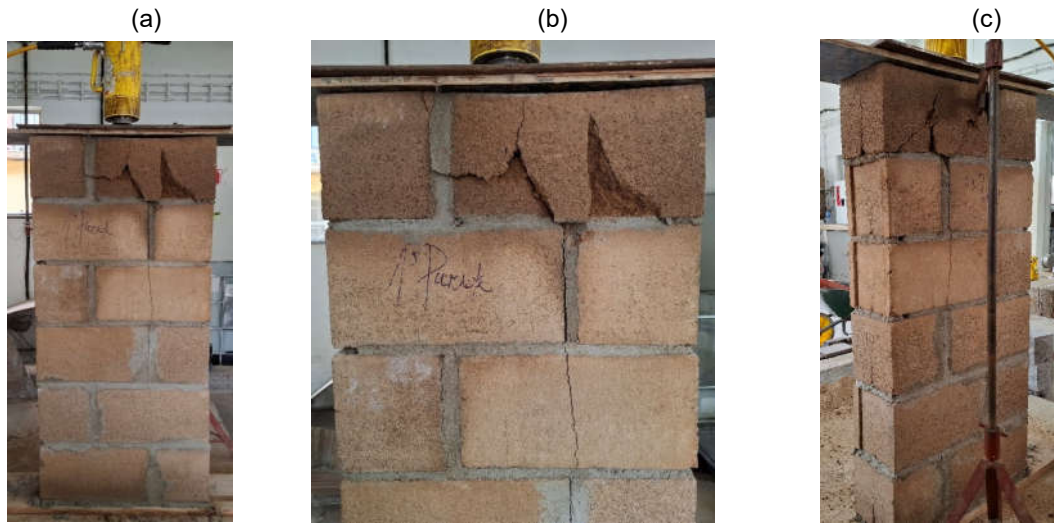


Figura 3-25: Rotura da parede 1 com 125 cm de altura após o ensaio de compressão.

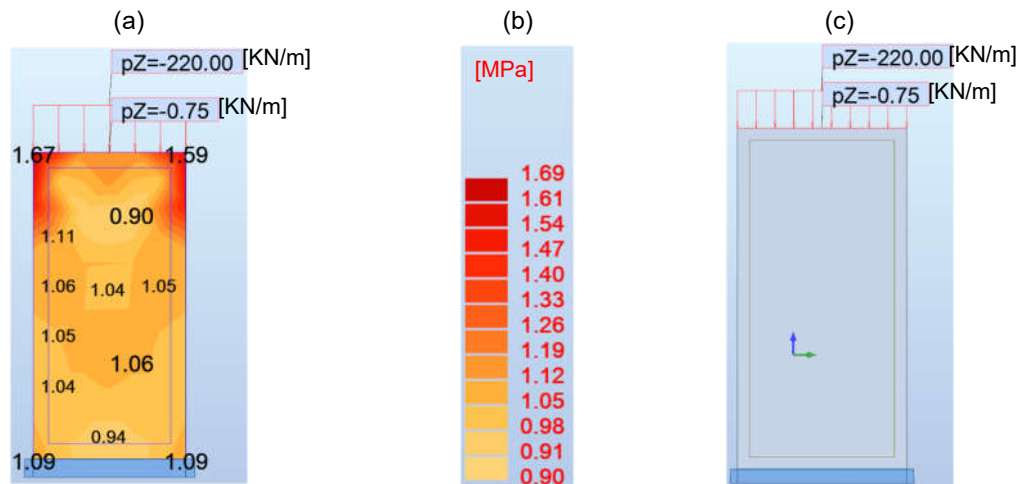


Figura 3-26: Mapa de tensões da parede 1 com  $h=125$ cm.



Figura 3-27: Rotura da parede 2 com 120 cm de altura após o ensaio de compressão.

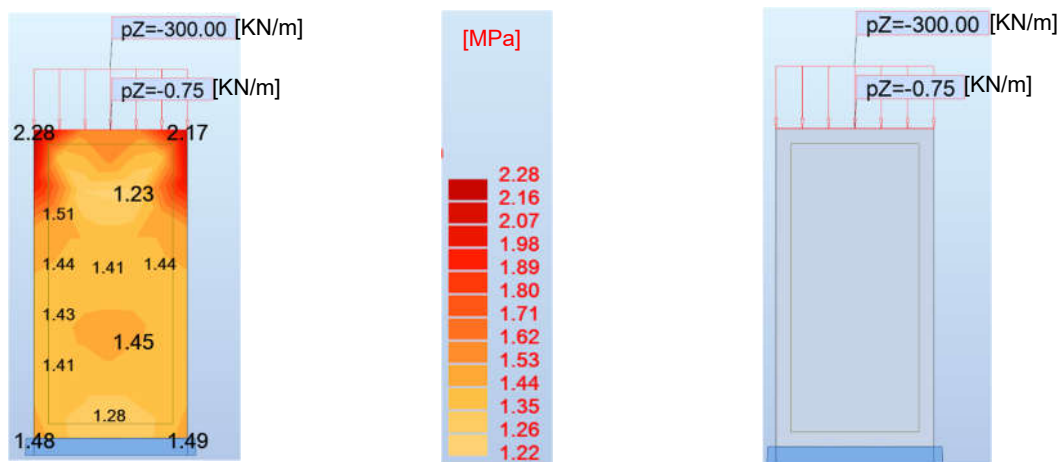


Figura 3-28: Mapa de tensões da parede 1 com h=125cm.

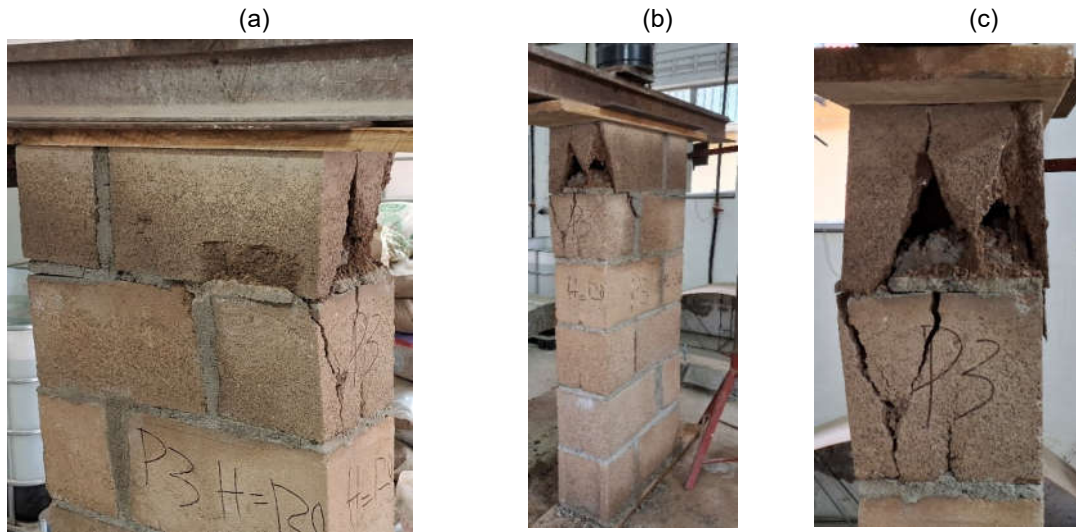


Figura 3-29: Rotura da parede 3 com 125 cm de altura após o ensaio de compressão.

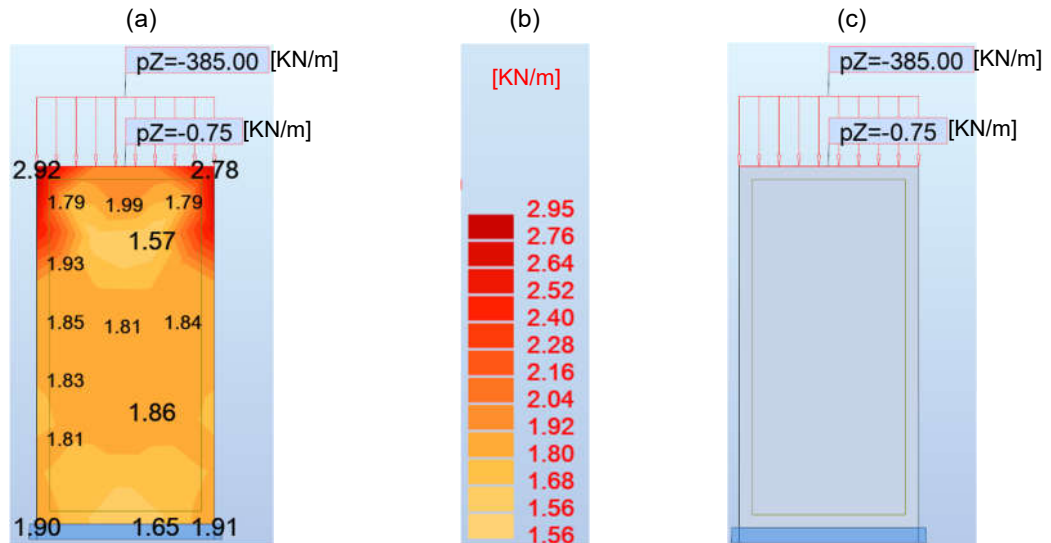


Figura 3-30: Mapa de tensões da parede 1 com  $h=125\text{cm}$ .

O padrão de dispersão dos resultados continua na ordem dos 8% entre a tensão estimada e determinada segundo a Tabela 3-15.

Tabela 3-15: Comparação entre tensões obtidas e estimadas em paredes com  $h = 125$  cm.

Tipo de parede	Paredes com $h = 125$ cm		
	Parede 1	Parede 2	Parede 3
Tensão obtida pelo ensaio	1,80 MPa	2,46 MPa	3,16 MPa
Tensão estimada	1,69 MPa	2,28 MPa	2,95 MPa
Diferença	6,51%	7,89%	7,12%
Tipo de deformação	Vertical – de cima a baixo na parte lateral da parede	Vertical – Esmagamento na base	Vertical – esmagamento no canto superior

As paredes vazadas de 125 cm de altura apresentam uma tensão média à compressão igual a  $f = 2,47$  MPa e a mínima resistência à compressão dos provetes é referente a parede 1, sendo a tensão igual a  $f_{min} = 1,80$  MPa. Com estes dados, foi possível determinar a tensão característica resultante do ensaio, sendo igual a  $f_k = 1,80$  MPa.

A tensão característica determinada pela equação (3-6) manteve-se constante igual a  $f_k = 1,90$  MPa. Para as paredes com altura igual ao dobro da primeira, a diferença entre a tensão determinada pelo ensaio e pela norma reduziu de 13% para 6% como pode-se constatar na Tabela 3-16.

Tabela 3-16: Comparação entre tensões x altura.

Altura das paredes	$h = 62$ cm	$h = 125$ cm
Tensão obtida pelo ensaio NP EN 1052-1 (2002)	1,68 MPa	1,80 MPa
Tensão obtida pela norma NP EN 1996-1-1 (2015)	1,90 MPa	1,90 MPa
Diferença	13,10%	5,56%

Constatou-se que ao duplicar a altura inicial da parede existe um ganho de tensão. Com isto, não tendo possibilidades de executar a terceira parede com o triplo da altura inicial para ver se continua o aumento da tensão, modelou-se no programa de cálculo Robot, 6 paredes com alturas acrescidas da altura inicial sendo todas submetidas a uma carga constante de 100 kN e observou-se que com o aumento da altura existe um ganho ínfimo de tensão até um dado ponto (cinco vezes a altura inicial), logo em seguida a tensão reduz como se pode observar na Figura 3-31.

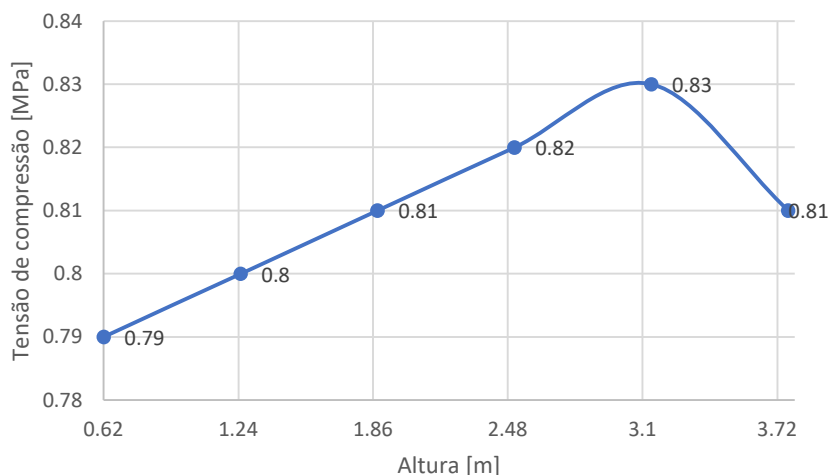


Figura 3-31: Relação da tensão de compressão x Altura.

Para este caso, espera-se que com uma parede com 5 vezes a altura inicial, a tensão determinada com a NP EN 1052-1 (2002) venha a ser igual a tensão determinada pela norma NP EN 1996-1-1 (2015). Com isto, adoptou-se a tensão característica da parede sendo igual a  $f_k = 1,90$  MPa

A secção transversal dos blocos não representa uma adequada modulação horizontal e vertical como se pode ver na Figura 3-32. A distribuição das tensões não é feita de forma eficiente. Ao ter blocos com melhor modulação vertical a distribuição das tensões melhoraria e consequentemente haveria ganho de tensões.



Figura 3-32: Modulação inadequada dos blocos.

Como pode-se ver na Figura 3-33, a modulação horizontal não garante que as paredes dos blocos façam a transferência das cargas de cima para baixo entre os alvéos. E isto só piora para o caso de alvenaria estrutural feita com blocos de 15cm de largura

sem aplicação dos blocos especiais, que é o caso mais comum de acontecer nas construções de habitações unifamiliares em Moçambique (Figura 3-34). Outro factor que condiciona a má transferência de tensões é a espessura de assentamento da argamassa. É um factor que deve ser levado em consideração no acto da construção das paredes, pois a variação dessa espessura faz com que a modulação horizontal seja ineficiente.

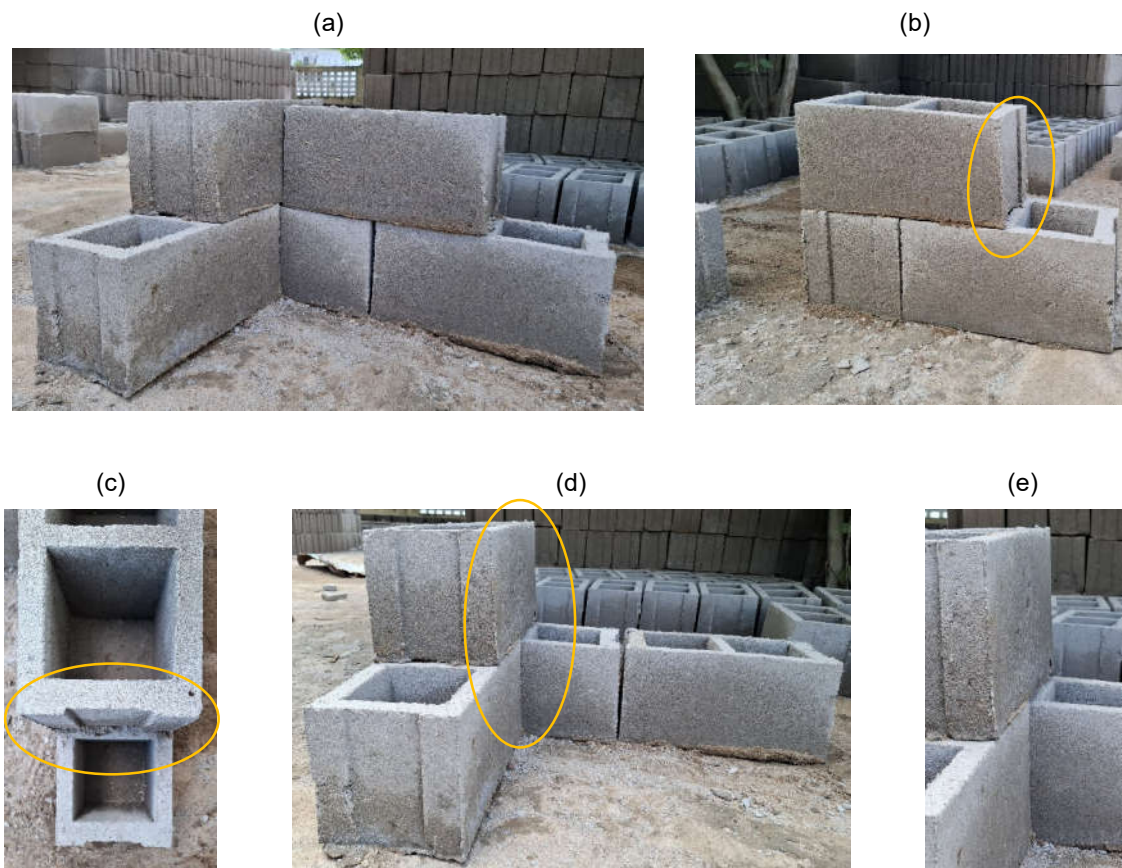


Figura 3-33: Modulação de um canto da alvenaria com bloco de 20cm de largura.



Figura 3-34: Modulação de um canto da alvenaria com bloco de 15cm de largura.

## CAPÍTULO IV

### 4. ESTUDO DE CASO EM AE E BA

#### 4.1. Aspectos Gerais

##### 4.1.1. Descrição da casa modelo

O edifício ora concebido como casa modelo para a avaliação económica entre os sistemas estruturais em BA e AE, se desenvolve em único piso, o do Rés-do-chão, com área total de 82,10 m<sup>2</sup>, da qual compreendem os compartimentos listados na Tabela 4-1.

Tabela 4-1: Distribuição de compartimentos do projecto modelo.

<b>Designação do espaço</b>	<b>Área [m<sup>2</sup>]</b>
Quarto 1	13,73
Quarto 2	11,49
WC	8,88
Cozinha	14,04
Sala de estar/refeições	28,19
Varanda	5,77
Total	82,10

Na Figura 4-1 é apresentada planta de piso adoptada da casa modelo.

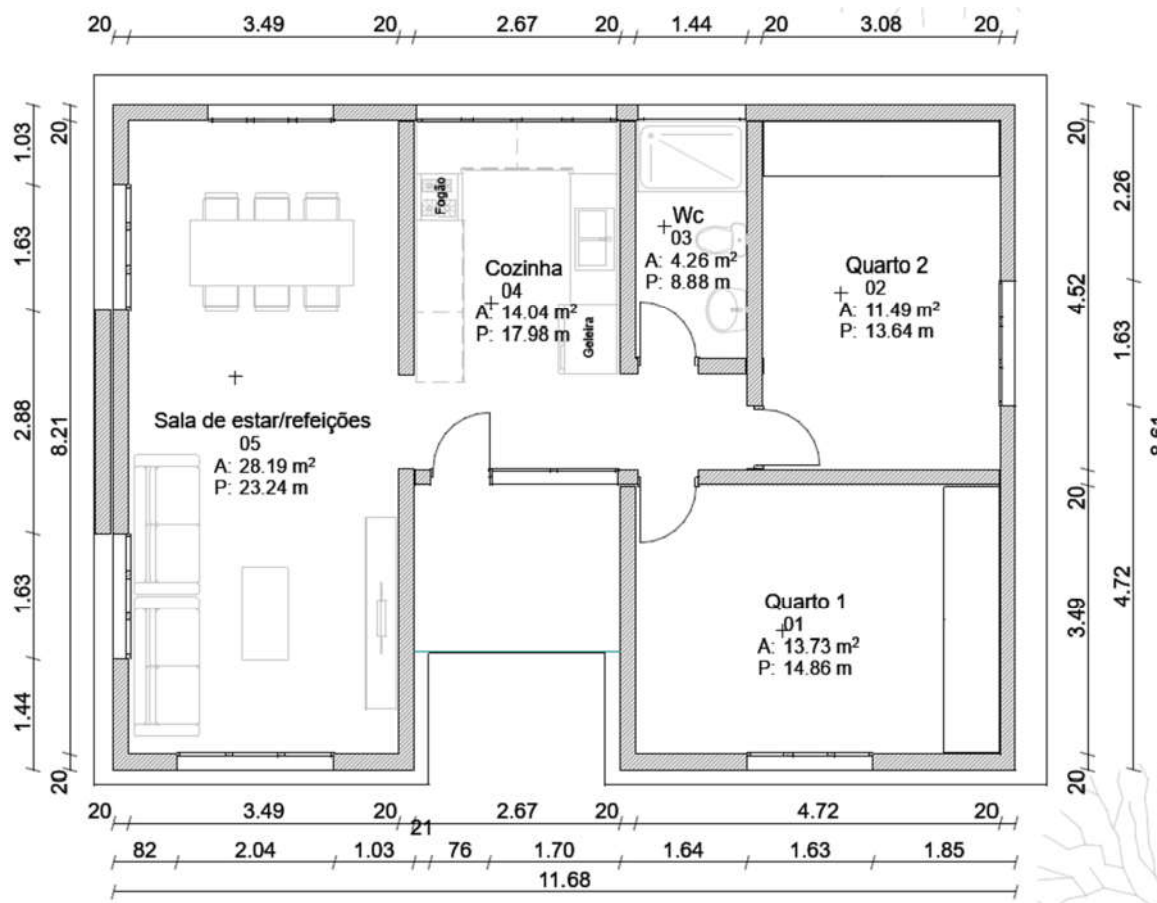


Figura 4-1: Planta de piso.

#### 4.1.2. Materiais

Para o dimensionamento dos sistemas em alvenaria estrutural e em betão armado, foram utilizados os seguintes materiais:

- Betão da classe C16/20 para AE;
- Betão da classe C20/25 para BA;
- Aço A400 para os dois sistemas;
- Blocos de betão da Classe D para BA
- Blocos de betão da Classe C para AE

#### 4.1.3. Normas

Para o dimensionamento dos sistemas em AE e em BA foram utilizadas as seguintes normas, conforme aplicável:

- Eurocódigo 1 NP EN 1991-1-1 (2009);
- Eurocódigo 2 NP EN 1992-1-1 (2010);

- Eurocódigo 6 NP EN 1996-1-1 (2015);
- Eurocódigo 6 EN 1996-3 (2006)
- Norma portuguesa NP EN 1996 1-3 (1996)
- Norma Moçambicana NM 354 (2011)
- Diploma Ministerial nº 122/2021, de 26 de Outubro.

#### 4.1.4. Acções

No processo de dimensionamento do edifício em alvenaria estrutural e em betão armado foram consideradas as seguintes acções:

##### a) Cargas permanentes

Tabela 4-2: Cargas permanentes consideradas.

Descrição	Valor	Unidade
Betão simples/ <i>grout</i>	24	kN/m <sup>3</sup>
Betão armado	25	kN/m <sup>3</sup>
Argamassa	21	kN/m <sup>3</sup>
Peso próprio da alvenaria (PP)	13,00	kN/m <sup>3</sup>
Restantes cargas permanentes (RCP)	1,00	kN/m <sup>2</sup>

##### b) Cargas variáveis

Tabela 4-3: cargas variáveis consideradas.

Descrição	Valor	Unidade
Sobrecarga de utilização (SC)	1,00	kN/m <sup>2</sup>
Acção do vento	1,13	kN/m <sup>2</sup>

As acções variáveis foram consultadas na norma NP EN 1991-1-1 (2009).

#### 4.1.5. Combinação das acções

- Acção de base: Sobrecarga variável

$$N_{Sd} = \gamma_g \sum S_{Gk} + \gamma_q \sum S_{Qk}$$

$$N_{Sd} = 1,5 \times (2,5 + 1) + 1,5 \times 1 \rightarrow N_{Sd} = 6,75 \text{ kN/m}^2$$

- Acção de base: Carga de vento

Ver Anexo G: para determinação da carga de vento.

$$N_{Sd} = \gamma_g \sum S_{Gk} + \gamma_q \sum S_{wk}$$

$$N_{Sd} = 1,5 \times (1 + 2,5) + 1,5 (-0,565) \rightarrow N_{Sd} = 4,40 \text{ kN/m}^2$$

O peso próprio da parede pode ser determinado pela equação (4-1) sendo igual a 12,62 kN/m. A altura e espessura da parede considerada pode ser conferida na Figura 4-7.

$$P_{p,parede} = \gamma_p \times e \times h \quad (4-1)$$

Onde:

$P_{p,parede}$  – Peso próprio da parede;

$\gamma_p$  – Peso específico da parede;

$h$  - Altura da parede.

#### 4.1.6. Processo de cálculo

O dimensionamento do edifício em AE será efectuado manualmente com auxílio do programa de cálculo Microsoft Excel e Robot. O sistema em BA será calculado com o auxílio do programa de cálculo CYPECAD.

## 4.2. Estrutura em Alvenaria Estrutural

### 4.2.1. Concepção estrutural

A Figura 4-3 ilustra a planta de piso referente a 1ª fiada dos blocos (a) e as vistas 3D na situação da alvenaria estrutural a vista. Refira-se que a compartimentação foi feita com respeito a modulação dos blocos M15 e para garantir melhor amarração da alvenaria, os furos foram maciçados com grout e 1 varão, respeitando sempre os cantos, bordos e nos vãos de portas e janelas.

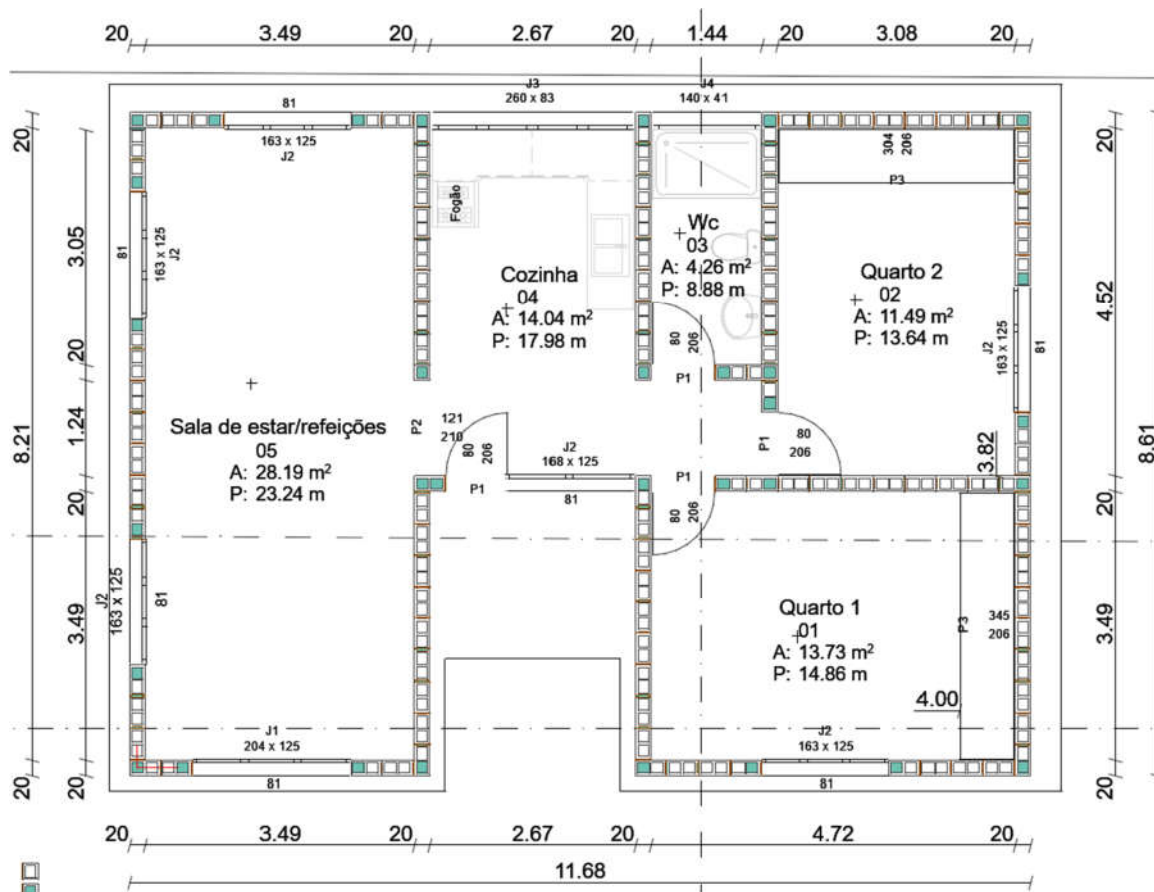


Figura 4-2: Estrutura em AE - Planta de piso, 1ª fiada.



Figura 4-3: Estrutura em AE.

Os requisitos apresentados no ponto 2.10 foram todos alcançados para este projecto conforme o Anexo I: o que tornou possível a aplicação do método simplificado para o dimensionamento das paredes sujeitas a cargas verticais e a cargas horizontais.

#### 4.2.2. Resistência de carga vertical

Segundo a EN 1996-3 (2006) no estado limite último a carga de cálculo deve ser menor em relação a cara resistente de cálculo ou seja:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (4-2)$$

A resistência de carga vertical do projecto,  $N_{Rd}$  é obtida pela equação (4-3)

$$N_{Rd} = \phi_s f_d A \quad (4-3)$$

Onde:

$\phi_s$  – Factor de redução de capacidade considerando os efeitos de esbelteza e excentricidade de carga, obtido pelas equações (4-4) e (4-5).

$A$  – Área de secção bruta horizontal carregada da parede.

$f_d$  – Resistência à compressão de cálculo da alvenaria.

#### 4.2.2.1. Factor de redução de capacidade

Segundo o EN 1996-3 (2006) o factor de redução de capacidade varia de acordo com tipo de parede. Para paredes intermediárias pode ser determinada pela equação (4-4),

$$\phi_s = 0.85 - 0.001 \left( \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 \quad (4-4)$$

Para paredes que actuam como suportes finais para pisos, deve ser o mínimo entre o valor obtido pela equação (4-4) e (4-5).

$$\phi_s = 1.13 - \frac{l_{f,ef}}{8} \leq 0.85 \quad (4-5)$$

Onde

$h_{ef}$  – Altura efectiva da parede, pode ser obtida pela equação (4-6);

$t_{ef}$  – Espessura efectiva, pode ser obtida pela equação (4-7);

$l_{f,ef}$  – Vão efectivo do piso em metros p/ o qual a parede actua como suporte final.

Percentagem do vão do piso ( $l_f$ ) como referenciado no ponto 4.2.2.3(1) da EN 1996-3 (2006).

$$h_{ef} = \rho_n h \quad (4-6)$$

Onde

$h_{ef}$  – Altura efectiva da parede;

$h$  - Altura livre da parede/andar;

$\rho_n$  – Factor de redução onde  $n=2,3$  ou  $4$  dependendo da restrição da borda do enrijecimento da parede. Pode ser determinado na NP EN 1996-1-1 (2015), secção 5.5.1.2(10).

$$t_{ef} = \rho_t t \quad (4-7)$$

Onde

$\rho_t$  – Coeficiente obtido pelo quadro 5.1 da (NP EN 1996-1-1 2015);

$t$  – Espessura da parede.

- Considerando paredes internas, determinou-se o factor de redução  $\phi_s$ , através da equação (4-4).

$$\phi_s = 0,85 - 0,001 \left( \frac{2,12}{0,2} \right)^2 \rightarrow \phi_s = 0,737$$

Os dados da altura efectiva e espessura efectiva foram determinadas pelas equações (4-6) e (4-7), sendo a altura efectiva igual a 2,12m e espessura efectiva 0,2m.

- Para paredes que actuam como suportes finais para pisos o factor de redução  $\phi_s$ , foi determinado pela equação (4-5).

$$\phi_s = 1,13 - \frac{3,69}{8} \rightarrow \phi_s = 0,669 \leq 0,85 \quad (\text{Verifica!})$$

O valor do vão efectivo do piso para o qual a parede actua como suporte final pode ser conferido na Figura 4-5 ou no Anexo A:

Para este trabalho, o projecto apresenta tanto paredes internas quanto paredes que suportam pisos, e o factor de redução  $\phi_s$  mais crítico é considerando o caso de paredes que actuam como suporte final para pisos sendo  $\phi_s = 0,669$ , porém, a verificação da resistência vertical de cálculo será feita com o factor de redução para paredes que actuam como suporte final de pisos  $\phi_s = 0,669$  e para paredes internas  $\phi_s = 0,737$ .

#### 4.2.2.2. Esforço resistente

A definição do coeficiente parcial relativo aos materiais, foi feita com base na norma NP EN 1996-1-1 (2015). O valor de cálculo da resistência a cargas verticais da parede  $N_{Rd}$  pode ser determinado pela equação (4-3).

$$\text{Paredes internas} \quad N_{Rd} = 0,737 \times \frac{1,90 \times 10^3}{2,2} \times 0,2 \rightarrow N_{Rd} = 127,36 \text{ kN}$$

$$\text{Paredes suporte de pisos} \quad N_{Rd} = 0,669 \times \frac{1,90 \times 10^3}{2,2} \times 0,2 \rightarrow N_{Rd} = 115,51 \text{ kN}$$

#### 4.2.2.1. Esforços em paredes

Para Camacho (2004), as reacções em cada apoio/parede são as correspondentes às cargas actuantes nos triângulos ou trapézios determinados através

das juntas plásticas, sendo que estas podem ser, de maneira aproximada, consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio.

- 45° entre apoios do mesmo tipo;
- 60° a partir do apoio considerado encastrado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

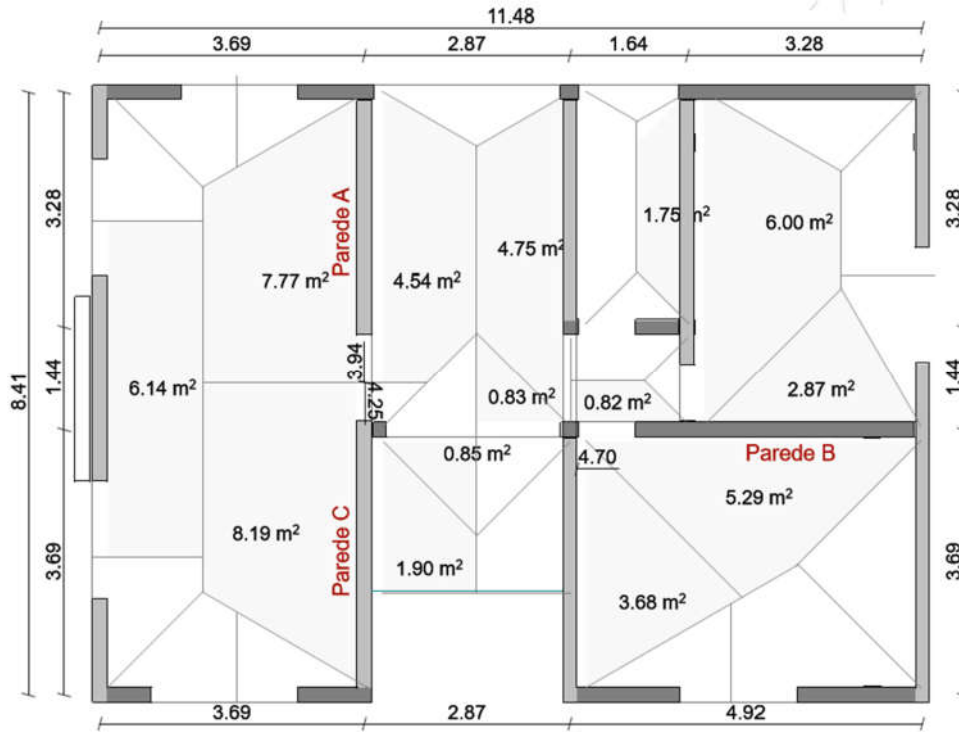


Figura 4-4: Distribuição de carga da laje.

Na quantificação da carga linear das paredes foram considerados os seguintes dados:

$$P_{sd} = 6,75 \text{ kN/m}^2 \quad h_{parede} = 2,83\text{m} \quad h_{laje} = 0,10\text{m} \quad t = 0,20\text{m}$$

Tabela 4-4: Cargas actuantes em paredes

Parede	L [m]	PPparede [kN/m]	Carga parede [kN]	Área de influência [m²]	Carga Laje [kN]	Carga Total [kN]
A	3,94	7,36	28,99	12,31	83,09	112,08
B	4,70	7,36	34,58	8,98	60,62	95,20
C	4,25	7,36	31,27	10,09	68,11	99,38

Nota-se que das 3 paredes mais solicitadas, a parede A apresenta a maior carga concentra,  $Nsd = 112,08kN$  correspondente a 88% do que a parede pode suportar para as paredes internas,  $Nsd = 112,08 kN \leq NRd(127,36 kN)$  ou 97% para paredes que actuam como suporte de pisos  $Nsd = 112,08 kN \leq NRd(115,51 kN)$ .

#### 4.2.3. Resistência característica à flexão

Para este estudo não foi possível realizar o ensaio de flexão da parede por isso adoptam-se as resistências fornecidas na Tabela 2-15 e Tabela 2-16. Foram utilizados blocos de betão de agregados que segundo a norma NP EN 1996-1-1 (2015) apresentam as seguintes resistências características à flexão nas duas direcções:

- $f_{xk1} = 0,10 MPa$  (Plano de rotura paralelo as juntas de assentamento)
- $f_{xk2} = 0,40 MPa$  (Plano de rotura perpendicular as juntas de assentamento)

Com as resistências características à flexão da alvenaria,  $f_{xk1}$  e  $f_{xk2}$  determinou-se a razão  $f_{xk1}/f_{xk2}$ ,  $\mu = 0,25$  que permite determinar o coeficiente de momento flector.

Segundo a norma NP EN 1996-1-1 (2015) no estado limite último, o momento de cálculo aplicado a uma parede, deve ser menor ou igual à resistência de carga de cálculo  $M_{Rd}$ , segundo a equação (4-8).

$$M_d \leq M_{Rd} \quad (4-8)$$

Segundo a norma NP EN 1996 1-3 (1996) os momentos de cálculo aplicado a uma parede tendo em consideração a altura e a comprimento podem ser determinados pelas equações (4-9) e (4-10) respectivamente.

- O momento por unidade de altura da parede.

$$M_{d,1} = \alpha \times W_k \times \gamma_Q \times L^2 \quad (4-9)$$

- Momento por unidade de comprimento da parede.

$$M_{d,2} = \mu \times \alpha \times W_k \times \gamma_Q \times L^2 \quad (4-10)$$

Onde:

$\alpha$  – Coeficiente de momento flector, obtido na tabela 4.1 da NP EN 1996 1-3 (1996);

$\gamma$  – Coeficiente parcial de segurança;

$\mu$  – Razão ortogonal das características à flexão características da alvenaria;

L – Comprimento do painel entre apoios;

$W_k$  – Carga de vento características por unidade de área.

O momento de cálculo de resistência lateral de uma parede de alvenaria  $M_{Rd}$ , por unidade de altura ou comprimento é dada pela equação (4-11).

$$M_{Rd} = \frac{f_{xk} \times Z}{\gamma_M} \quad (4-11)$$

Onde:

$f_{xk}$  – É a resistência à flexão característica em cada direcção;

Z – Módulo de secção de uma unidade de altura ou comprimento da parede;

$\gamma_M$  – Factor de segurança parcial do material.

#### 4.2.3.1. Momento actuante

Ao determinar o momento actuante nas duas direcções foram consideradas como altura  $h=2,83$  m, como visto na Figura 4-7 e comprimentos variados segundo cada parede e também suas condições de apoio. As Designações das paredes são apresentadas na Figura 4-5 e na Tabela 4-6 é apresentada a síntese dos momentos determinados nas duas direcções.

É realizada também a verificação do vão máximo para as paredes solicitadas à flexão, e a Tabela 4-5 fornece os vãos máximos para cada condição de apoio das paredes.

Tabela 4-5: Valores limites para o vão efectivo máximo em paredes sujeitas à flexão.

Condição de apoio da parede	Parede sujeita à flexão fora do plano	vão efectivo [m]
Simplemente apoiada	35	7,0
Contínua	45	9,0
Com flexão em duas direcções	45	9,0
Em consola	18	3,6

Todas paredes sujeitas à flexão verificam aos limites impostos pela (NP EN 1996-1-1 2015).

Na Figura 4-5 é apresentada a planta com a designação das paredes sujeitas a cargas laterias.

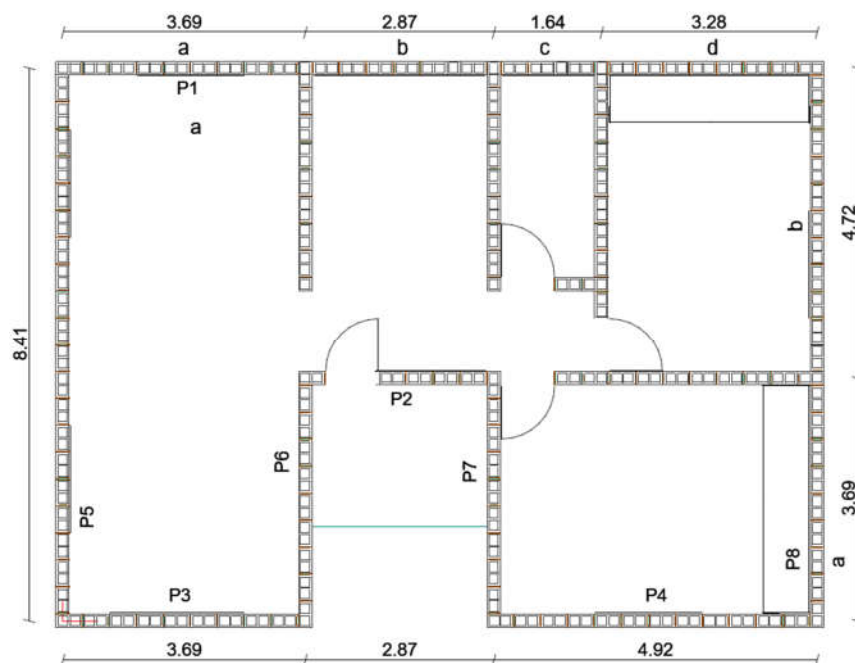


Figura 4-5: Identificação das paredes para cálculo de momento.

Na Tabela 4-6 é apresentada os momentos actuantes nas duas direcções. Considerando a altura e o comprimento. As condições de apoio ou caso de cada parede podem ser verificadas através do Anexo B: ou pela norma (NP EN 1996-1-3 2001). Os dados relativos ao vento podem ser encontrados no Anexo F: e Anexo G:

Tabela 4-6: Determinação do momento flector actuante.

Parede	Comprimento [m]	Condições de apoio	h/L	$\alpha$	Md1 kNm/m	Md2 kNm/m
P1a	3.69	F	0.77	0.055	1.10	0.47
P1b	2.87	G	0.99	0.068	1.35	0.35
P1c	1.64	G	1.73	0.089	<u>1.77</u>	0.15
P1d	3.28	F	0.86	0.068	1.35	0.45
P2	2.87	E	0.99	0.068	1.35	0.35
P3	3.69	E	0.77	0.055	1.10	0.47
P4	4.92	E	0.58	0.041	0.82	0.62
P5	8.41	E	0.34	0.022	0.44	<u>0.97</u>
P6	3.69	E	0.77	0.056	1.11	0.47
P7	3.69	E	0.77	0.056	1.11	0.47
P8a	3.69	F	0.77	0.056	1.11	0.47
P8b	4.72	F	0.60	0.06	1.19	0.83

Após os cálculos constatou-se que tendo em consideração a altura o maior momento se deu na Parede P1c e tendo em conta o comprimento o maior momento se deu na parede P5. Na Figura 4-6 são apresentadas as condições das paredes mais críticas.

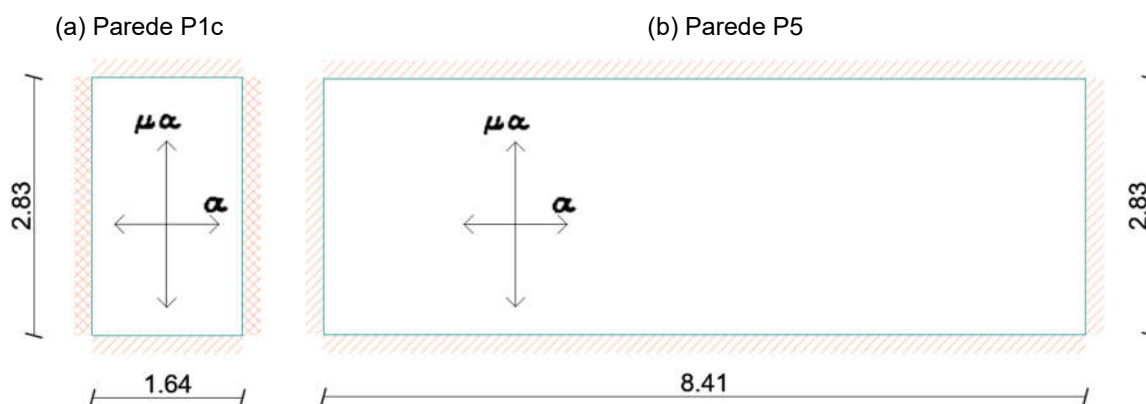


Figura 4-6: Condições de apoio das paredes críticas.

#### 4.2.3.2. Momento resistente

Na O momento de cálculo de resistência lateral foi determinado com base na equação (4-11), considerando cada uma das direcções das juntas conforme a Tabela 4-7.

Tabela 4-7: Determinação do momento flector resistente.

Parede	Comprimento [m]	Módulo de secção [m]	Mrd <sub>1</sub> [kNm/m]	MRd <sub>2</sub> [kNm/m]
P1a	3,69	0,454	20,63	82,52
P1b	2,87	0,275	12,48	49,92
P1c	1,64	0,090	<u>4,08</u>	16,30
P1d	3,28	0,359	16,30	65,20
P2	2,87	0,275	12,48	49,92
P3	3,69	0,454	20,63	82,52
P4	4,92	0,807	36,68	146,71
P5	8,41	2,358	107,16	<u>428,66</u>
P6	3,69	0,454	20,63	82,52
P7	3,69	0,454	20,63	82,52
P8a	3,69	0,454	20,63	82,52
P8b	4,72	0,743	33,76	135,02

Pode-se concluir que para as duas direcções, paralelo e perpendicular as juntas de assentamento, o momento de cálculo é menor que o resistente, ou seja:

Momento na direcção paralela as juntas:

$$M_{d,1}(1,77 \text{ kNm/m}) < M_{Rd,1}(4,08 \text{ kNm/m}) \quad (\text{Verifica!})$$

Momento na direcção perpendicular as juntas:

$$M_{d,1}(0,97 \text{ kNm/m}) < M_{Rd,1}(428,66 \text{ kNm/m}) \quad (\text{Verifica!})$$

#### 4.2.4. Geometria dos elementos estruturais

Na Figura 4-7, são apresentadas as geometrias finais de cada um dos elementos estruturais do sistema em AE nomeadamente, laje, vigas, paredes e sapatas.

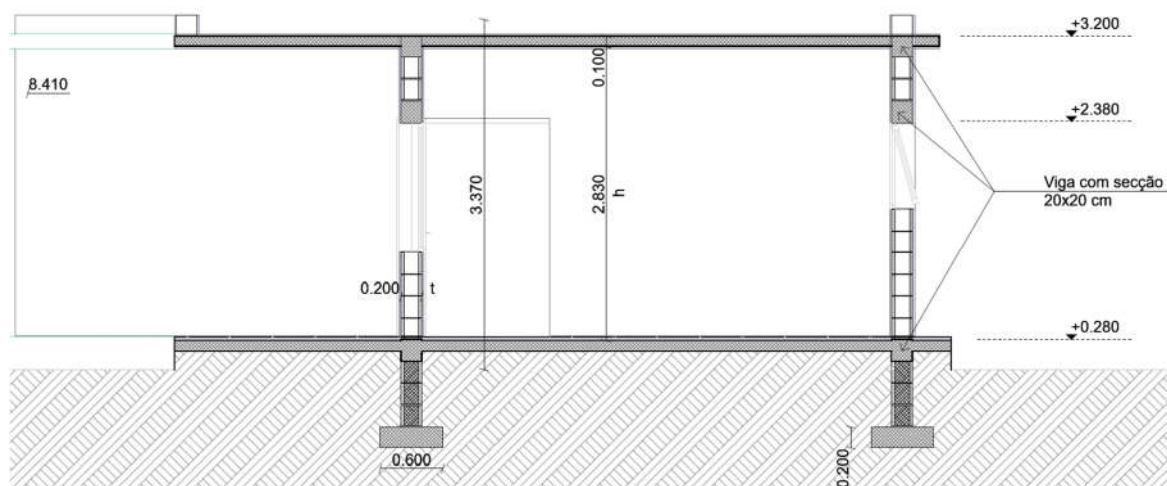


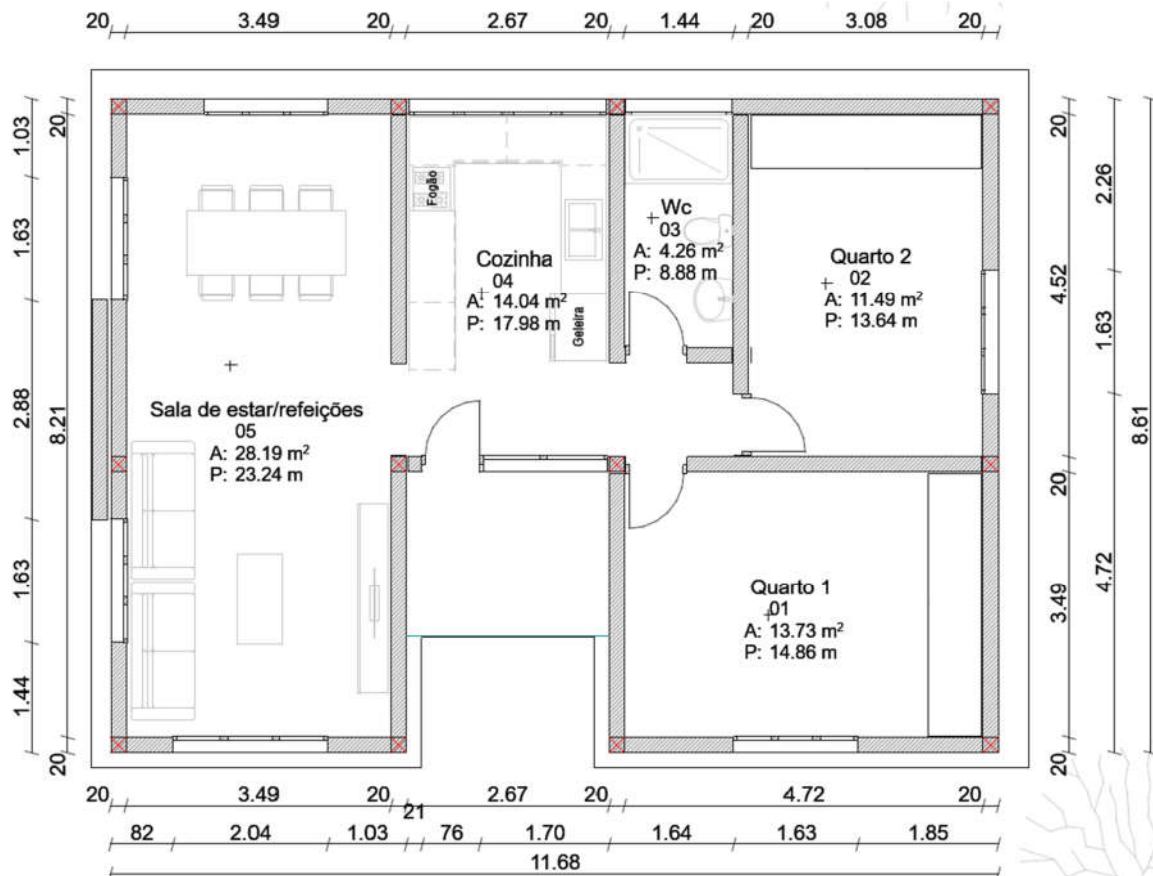
Figura 4-7: Dimensões finais dos elementos estruturais em AE.

### 4.3. Estrutura em Betão Armado

Diferentemente do sistema em AE, a estrutura em BA foi dimensionada com o auxílio do programa de cálculo CYPECAD.

#### 4.3.1. Concepção estrutural

Na Figura 4-5 é apresentada a planta de piso adoptada para o dimensionamento, onde se podem observar as posições dos pilares (a) e a vista 3D do edifício após acabamento (b).



(a) Planta de piso.



(b) Vista 3D do edifício em BA.

Figura 4-8: Estrutura em BA.

Estruturalmente, o edifício compreende: A laje de cobertura é uma laje maciça em betão armado e apresenta uma espessura de 10 cm. Os pilares do sistema em BA

apresentam uma secção de 20 cm x 20 cm. As vigas de pavimento apresentam uma secção de 20x25cm, os lintéis, 20x20 cm e as vigas que recebem a laje de cobertura apresentam uma secção de 20x30 e 20x40. Oito das doze sapatas apresentam uma secção de 80x80x25 cm sendo e as restantes duas sapatas centrais, 100x100x25 cm. Na Figura 4-9 é apresentada o sistema estrutural em betão armado.

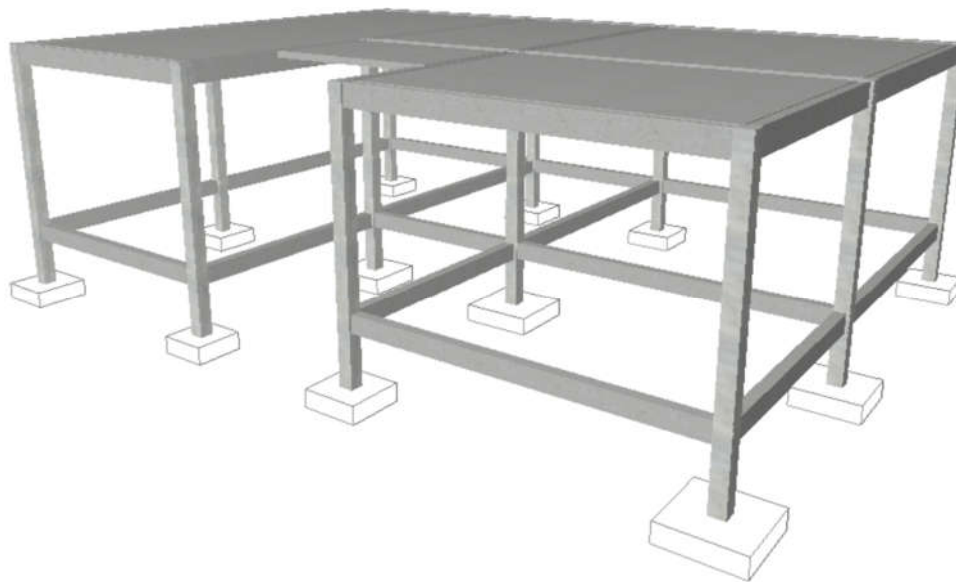
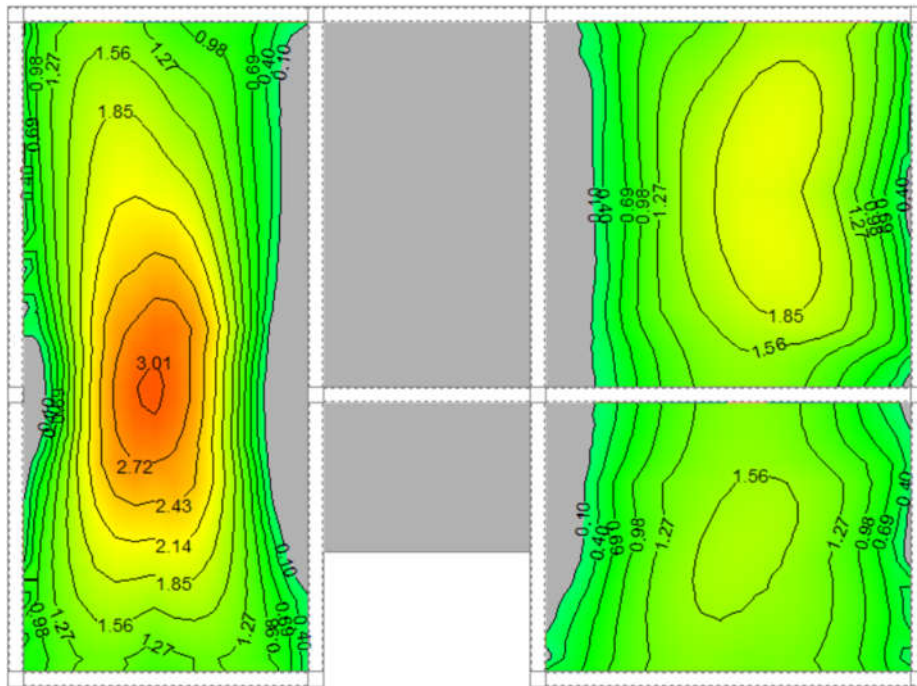


Figura 4-9: Sistema estrutural em BA.

Na Figura 4-10 é apresentada em (a) a taxa de armadura na direcção x e em (b) na direcção y. Com está taxa de armadura adoptou-se  $\phi 8@15cm$  para ambas direcções.

(a)



(b)

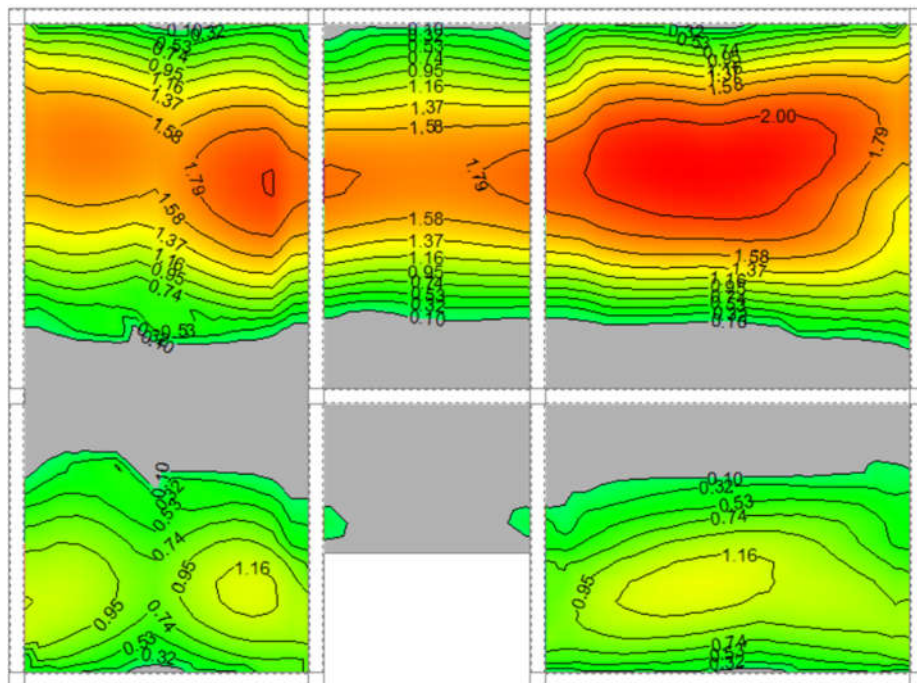


Figura 4-10: Taxa de aço a colocar na laje de cobertura [cm²/m].

## CAPÍTULO V

### 5. APRESENTAÇÃO E DISCUÇÃO DOS RESULTADOS

Para os dois modelos de construção, alvenaria estrutural e betão armado, serão apresentados os quantitativos e o orçamento da estrutura sem inclusão da mão de obra e elementos secundários como caixilharia, hidráulica e electricidade. Serão apresentados para os dois modelos, o resumo de aço, betão, cofragem e alvenaria.

#### 5.1. Apresentação dos Resultados

##### 5.1.1. Movimento de terras

A Tabela 5-1 apresenta o volume escavado de solo para materialização da fundação.

Tabela 5-1: Volume escavado.

<b>Estrutura</b>	<b>Volume escavado [m<sup>3</sup>]</b>
Alvenaria estrutural	30,9
Betão armado	37,0

##### 5.1.2. Quantificação de aço

Nas Tabela 5-2 e Tabela 5-3 são apresentadas as quantidades calculadas de aço e seus respectivos custos para os dois sistemas de construção, betão armado e alvenaria estrutural.

Tabela 5-2: Resumo de aço do sistema em BA.

Elemento	Diâmetro [mm]	Peso [kg]	Varão	Custo unitário [MT]	Custo Total [MT]
Sapata	6	4	4	95.00	380.00
	10	147	42	180.00	7,560.00
Vigas	6	214	167	95.00	15,865.00
	8	48	21	120.00	2,520.00
	10	324	91	180.00	16,380.00
	12	64	13	280.00	3,640.00
Lintel	6	34.8	27	95.00	2,565.00
	8	52.7	23	120.00	2,760.00
Pilares	6	56	44	95.00	4,180.00
	10	84	24	180.00	4,320.00
	12	11	3	280.00	840.00
Total				-	<b>61,010.00</b>

Tabela 5-3: Quantidade de aço do sistema em AE

Elemento	Diâmetro [mm]	Peso [kg]	Varão	Custo unitário [MT]	Custo Total [MT]
Sapata	10	209	59	180	10,620.00
Vigas	6	158	123	95	11,685.00
	8	254	111	120	13,320.00
Lintel	6	35	27	95	2,565.00
	8	53	23	120	2,760.00
Total				-	<b>40,950.00</b>

### 5.1.3. Quantificação de betão e cofragem

Nas Tabela 5-4 e Tabela 5-6 são apresentados os resumos da quantidade de betão e cofragem com seus respectivos custos para os dois sistemas de construção, nomeadamente, betão armado e alvenaria estrutural.

Foi considerado betão da classe C20/25 para a estrutura em betão armado e C15/20 para estruturas em alvenaria estrutural incluindo os blocos maciços utilizados no sistema em betão armado. O custo por m<sup>3</sup> de cada uma das classes de betão a utilizar foram obtidos pela central de betão RibMoz, localizada na Av. Joaquim Chissano sendo, 5,517.00MT/m<sup>3</sup> para a classe C15/20 e 6,350.00MT/m<sup>3</sup> para a classe C20/25.

As chapas de cofragem apresentam um custo unitário de 950/tabua de 6x23cm ou seja, 950Mt/1.38m<sup>2</sup> ou 688,41MT/m<sup>2</sup>

Tabela 5-4: Resumo de betão do sistema em BA.

Elemento	Volume [m³]	Custo unitário [MT]	Custo do betão [MT]
Sapatas isoladas	5,60	6,350.00	35,560.00
Vigas	7,10	6,350.00	45,085.00
Pilares	1,56	6,350.00	9,906.00
Blocos maciços	3,62	5,517.00	19,947.60
Total	15,66	-	110,498.60

Tabela 5-5: Resumo de cofragem do sistema em BA.

Elemento	Cofragem [m²]	Superfície [m²]	Custo unitário [MT/m²]	Custo cofragem [MT]
Sapatas isoladas	24,29	-	688,41	16,720.00
Vigas	58,63	17,73	688,41	40,361.23
Pilares	31,28	-	688,41	21,533.33
Blocos maciços	-	-	688,41	-
Total	114,20	105,40	688,41s	78,614.57

Tabela 5-6: Resumo de betão do sistema em AE.

Elemento	Volume [m³]	Custo unitário [MT]	Custo do betão [MT]
Sapata corrida	6,70	5,517.00	36,963.90
Vigas	5,31	5,517.00	29,295.27
Graut	1,13	5,517.00	6,222.19
Blocos maciços	4,07	5,517.00	22,463.93
Total	13,14	-	94,945.28

Tabela 5-7: Resumo de cofragem do sistema em AE.

Elemento	Cofragem [m²]	Superfície [m²]	Custo unitário [MT/m²]	Custo cofragem [MT]
Sapata corrida	13.89	-	688,41	9,560.58
Vigas	10,02	67,87	688,41	6,895.07
Graut	-	-	688,41	-
Blocos maciços	-	-	688,41	-
Total	23,90	155,54	-	16,455.65

### 5.1.4. Quantificação de alvenaria

De igual forma, são apresentados os resumos da quantidade de alvenaria e seu devido custo para os dois sistemas de construção nomeadamente na Tabela 5-8 e Tabela 5-10. Os custos unitários dos blocos e argamassa são apresentados a seguir:

- Bloco de 20cm para sistema em betão armado 24Mt/bloco
- Bloco de 20cm para sistema em alvenaria estrutural 37.96Mt/bloco
- A argamassa de assentamento 4,085.11Mt/m<sup>3</sup> conforme a Tabela 3-11

Tabela 5-8: Resumo de alvenaria do sistema em BA.

Descrição	Área [m <sup>2</sup> ]	Bloco [un]	Custo unitário [MT/bloco]	Custo bloco [MT]
Fundação	40,24	436	24.00	10,464.00
Parede	132,12	1430	24.00	34,320.00
TOTAL				46,214.00

Tabela 5-9: Resumo de argamassa para alvenaria do sistema em BA.

Descrição	Argamassa [m <sup>3</sup> ]	Custo unitário [MT]	Custo argamassa [MT]
Fundação	0,81	4,085.11	3,309.05
Parede	2,66	4,085.11	10,864.59
TOTAL	3,47	4,085.11	14,173.63

Tabela 5-10: Resumo de alvenaria do sistema em AE.

Descrição	Área [m <sup>2</sup> ]	Bloco [un]	Custo unitário [MT/bloco]	Custo bloco [MT]
Fundação	-	491	37.96	18,640.25
Parede	-	1657	37.96	62,906.11
TOTAL	-			81,546.36

Tabela 5-11: Resumo de alvenaria do sistema em AE.

Descrição	Argamassa [m <sup>3</sup> ]	Custo unitário [MT]	Custo argamassa [MT]
Fundação	0,72	4,085.11	2,941.28
Parede	2,54	4,085.11	10,376.18
TOTAL	-	-	13,317.46

### 5.1.5. Comparação entre os dois sistemas AE e BA

Os custos de construção do edifício em betão armado e em alvenaria estrutural tendo em consideração o movimento de terra, aço, betão, cofragem e alvenaria são apresentados na Figura 5-1 e Figura 5-2.

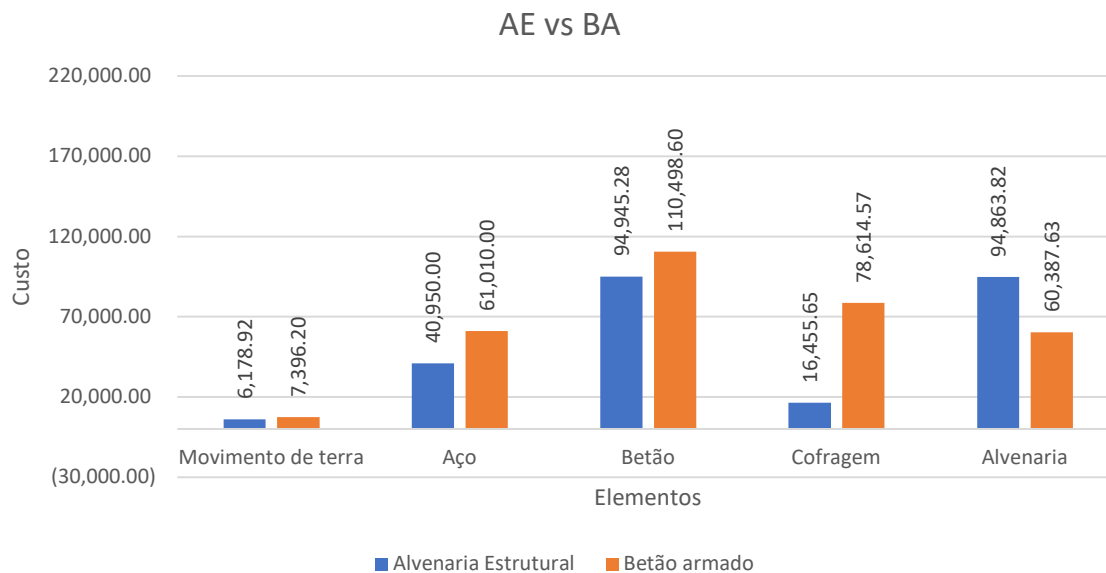


Figura 5-1: Resumo parcial de custos dois sistemas.

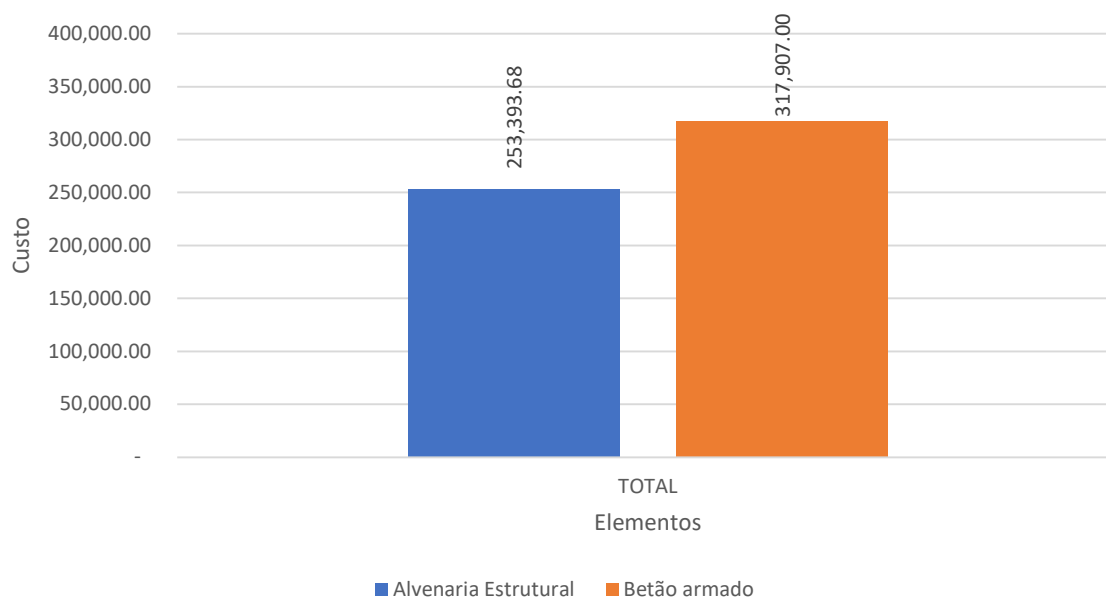


Figura 5-2: Custo total entre os sistemas.

A estimativa de construção de cada sistema estrutural, isto é, betão armado e alvenaria estrutural é apresentada na Tabela 5-12

Tabela 5-12: Resumo do custo total entre os sistemas.

Elementos	Alvenaria Estrutural [MT]	Betão armado [MT]	Diferença [MT]	
Movimento de terra	6,178.92	7,396.20	16%	1,217.28
Aço	40,950.00	61,010.00	33%	20,060.00
Betão	94,945.28	110,498.60	14%	15,553.32
Cofragem	16,455.65	78,614.57	79%	62,158.91
Alvenaria	94,863.82	60,387.63	-57%	(34,476.19)
Total s/laje	253,393.68	317,907.00	20%	64,513.32

## 5.2. Discussão dos Resultados

Realizada a campanha experimental junto do dimensionamento dos dois sistemas de construção, isto é, em alvenaria estrutural e em betão armado, foi possível observar que:

Quanto aos blocos de betão, produzidos nos últimos anos, a qualidade dos mesmos tende a baixar pelo menos na cidade de Maputo, pois, realizado ensaio de pelo menos das 54 amostras no LEM, IP entre os anos de 2019 à 2024, observa-se que a tendência é da qualidade reduzir consideravelmente, e realizados os ensaios de absorção e resistência a compressão dos mesmos, constatou-se que para o estaleiro identificado e escolhido pelo autor para estudo, os blocos não apresentavam requisitos mínimos exigido pelas normas, comprovando que a tendência da qualidade dos blocos é de reduzir.

O bloco proposto pelo autor, apresentou requisitos mínimos para o uso em estruturas tanto de betão armado quanto de alvenaria estrutural sendo classificado da classe C com um aumento do custo de produção do bloco de até 58%, mostrando-se como uma desvantagem para o sistema em alvenaria estrutural.

Para a argamassa de assentamento fez-se o estudo de 4 traços distintos, sendo escolhido o traço TR1, pois apresentou como factor determinante a boa resistência a compressão, e o custo do betão por m<sup>3</sup>.

Das 6 parede moldadas, sendo 3 maciças e 3 vazadas, apos o ensaio, constatou-se que existe um aumento significativo de tensão ao duplicar e triplicar a altura da parede até um ponto em que a tensão volta a reduzir, devendo com isto, limitar a altura da parede até 5x a altura da mesma, utilizando módulos de 20cm para o caso em específico.

A construção do edifício em AE para a casa modelo, apresenta menos volume de escavação de solo para execução das fundações, sendo que foram consideradas sapatas isoladas e corridas para os dois modelos, AE e BA.

Quanto ao consumo de aço, a construção em AE apresenta uma economia de cerca de 33%. Em outros casos, este ganho irá variar muito de acordo com a tipologia do edifício, número de pisos e localização.

O consumo de betão não difere tanto para os dois sistemas, contudo, a construção em AE apresenta um ganho de cerca de 14%.

O maior ganho de economia na construção em AE se dá na cofragem, pois requer muito pouco de cofragem. Os próprios blocos servem de cofragem excepto na laje de cobertura e para este caso o projecto apresenta um ganho de cerca de 79%.

E por fim, o ponto mais desfavorável para o sistema em AE é o consumo e custo total dos blocos de betão. Pois por se tratar de blocos estruturais o custo das unidades tendem a ser maior, o que reduz bastante a economia total da construção. No caso específico do projecto as alvenarias apresentam uma perda de economia de cerca de 57% em relação a construção em BA. Pois nesse sistema as alvenarias são apenas divisórias, ou seja, não tem função estrutural.

## CAPÍTULO VI

### 6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

#### 6.1. Conclusões

O trabalho de pesquisa que consistiu na comparação de modelos em alvenaria estrutural e em betão armado tendo como foco a redução de economia na construção de habitações em Moçambique, foi necessário realizar o dimensionamento de uma habitação unifamiliar. Findo trabalho, pode-se chegar as seguintes conclusões:

- Das amostras de blocos analisadas, constatou-se que a nível da cidade de Maputo a produção de blocos estruturais tem vindo a decrescer, pois a qualidade dos mesmos tende a baixar;
- Diferentemente do sistema em betão armado, no sistema em alvenaria estrutural, factores como resistência das unidades e da argamassa bem como a qualidade da mão-de-obra influenciam muito para a resistência e estabilidade final das alvenarias. Com isto, é necessário garantir uma resistência característica das unidades e da argamassa de acordo com o projecto e os mínimos apresentados pela norma, realizando ensaio de compressão dos blocos e da argamassa de assentamento para AE e também garantindo a espessura de assentamento de 1cm, pois ao passar dessa espessura cria-se problemas com a modulação horizontal;
- Os blocos produzidos em Moçambique não apresentam a melhor configuração das dimensões de geometria para a construção de edifícios em alvenaria estrutural, devido a modulação inadequada das unidades. Para unidades de bloco de betão, as paredes interiores e exteriores dos blocos não se encaixam de forma perfeita na modulação entre as fiadas pares e ímpares, causando uma distribuição inadequada das tensões;
- É comum desprezar-se a fase de cálculo de edifícios de pequeno porte em alvenaria estrutural por ser um sistema mais simplificado em relação ao sistema de betão armado. Com isto, notou-se que é imprescindível fazer o projecto de alvenaria estrutural, verificando a modulação horizontal, vertical e a estabilidade das paredes.

- Para a habitação residencial proposta pelo autor, constatou-se um ganho de economia na ordem dos 20% relativamente a estrutura, sem inclusão; Porém, para zonas onde a população tem a possibilidade de produzir tijolos maciços sem custos adicionais altos, esta economia pode duplicar, pois como mostrou-se no capítulo anterior os blocos estruturais são muito caros. Com isto é possível sim construir com o sistema estrutural em alvenaria estrutural com segurança e mais acessível.

## 6.2. Desenvolvimentos Futuros

A realização do estudo da construção em alvenaria estrutural em Moçambique permitiu conhecer melhor o funcionamento das estruturas em alvenaria estrutural. Porém foram encontradas algumas dificuldades no sistema que fazem com que haja baixo aproveitamento do sistema. Sendo assim, são apresentados os seguintes desenvolvimentos para o futuro:

- Definir traços específicos para produção de blocos de todas as classes;
- Produzir um modelo de bloco estrutural que garanta a melhor modulação horizontal e vertical e que a transmissão das tensões seja adequada;
- Avaliar a contribuição do tempo de construção e revestimentos no orçamento total da edificação, pois a construção em AE demanda de menos profissionais e a sua construção é mais rápida justamente por apresentar as paredes como principal elemento de suporte, descartando cofragem e tempo de cura do betão em alguns casos;
- Realizar o estudo de edifícios de diversos pisos e tipologias em alvenaria estrutural armada ou simples, com o objectivo de definir as percentagens de economia na construção das habitações no contexto nacional.
- Realizar um estudo comparativo entre sistema de construção em alvenaria estrutural de bloco de betão, tijolo solo-cimento e tijolo queimado.

**BIBLIOGRAFIA**

- Referências bibliográficas ASTM. 2012. «Standard Specification for Mortar for Unit Masonry: C270-14a». *ASTM International* July: 1–2. doi:10.1520/C0270-14A. Copyright.
- BS 5628-1. 1992. «Código de boas práticas para a utilização de alvenaria. Parte 1: Utilização estrutural de alvenaria não armada».
- BS EN 1996-2. 2006. «Eurocódigo 6 – Projeto de estruturas de alvenaria». [www.ipq.pt](http://www.ipq.pt).
- Camacho, Jefferson Sidney. 2004. «Curso de betão armado (NBR 6118/2003): Estudo das lajes». Ilha Solteira - São Paulo: Universidade Estadual Paulista «Júlio de Mesquita Filho».
- . 2006. «Projecto de edifícios de alvenaria estrutural». Ilha Solteira - São Paulo: Universidade Estadual Paulista «Júlio de Mesquita Filho».
- Casali, Juliana Machado. 2008. «Estudo da interação entre a argamassa de assentamento e o bloco de betão para alvenaria estrutural: Transporte de água e aderência». Florianópolis.
- EN 1015-3. 1999. «EN 1015-3 Métodos de ensaio para argamassa para alvenaria. Parte 3: Determinação da consistência da argamassa fresca.pdf».
- EN 1996-3. 2006. «Eurocódigo 6 - Projecto de estruturas de alvenarias parte 3: Métodos de cálculo simplificado para estruturas de alvenaria não reforçadas».
- Filho, José Américo Alves Salvador. 2007. «Blocos de betão para alvenaria em construções industrializadas». São Carlos. <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-29012009-104204/>.
- Gil, Antonio Carlos. 2008. *Métodos e Técnicas de Pesquisa Social*. Editado por Atlas S.A. *Annals of Ophthalmology*. 6 Edição. São Paulo.
- Hashiguti, Akemy Alyne. 2018. «Estudo sobre Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto». Campo Mourão: Universidade Tecnológica Federal Do Paraná.
- Holz, Evandro. 2018. *Moçambique Perfil de Habitação*. Editado por Housing Unit. 1ª Edição.

- Jacoby, Pablo Cardoso, e Fernando Pelisser. 2011. «Comparação de custos de um edifício residencial executado em alvenaria estrutural e em betão armado».
- Martins, João Guerra. 2008. «Análise de Estruturas. Acção do vento».
- Mohamad, Gihad. 2013. «Construções em alvenaria estrutural. Materiais, projeto e desempenho».
- MOPHRH. 2020. «Guião de construção de habitação resiliente».
- MOPHRH, e MINEDH. 2021. «Directrizes Sobre Resiliência às Ameaças Naturais , Salvaguardas Ambientais e Sociais para as Edificações Escolares».
- Moresi, Eduardo. 2003. «Metodologia de pesquisa». *Jornal de Pneumologia*. Universidade Católica de Brasília.
- NBR 12118. 2013. «Associação Brasileira de Normas Técnicas: Blocos de betão simples para alvenaria - Métodos de ensaio».
- NBR 13276. 2005. «Associação Brasileira de Normas Técnicas: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência».
- NBR 13281. 2005. «Associação Brasileira de Normas Técnicas: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos — Requisitos».
- NBR 6136. 2014. «Associação Brasileira de Normas Técnicas: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos». added.
- NM 354. 2011. «Blocos vazados de betão simples para alvenaria - Requisitos».
- NM 355. 2011. «NM 355:2011 - Blocos vazados de betão simples para alvenaria - Métodos de ensaio».
- NP 955. 1973. «Inertes para argamassas e betões: Determinação da baridade».
- NP EN 1052-1. 2002. «Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 1 - Determinação da resistência à compressão».
- NP EN 1052-2. 2002. «Norma Portuguesa. Métodos de ensaio para alvenaria-Parte 2 - Determinação da resistência a flexão».
- NP EN 1052-3. 2005. «Norma Portuguesa. Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 3:

Determinação da resistência inicial ao corte», 6.

NP EN 1097-3. 2002. «Norma Portuguesa - Ensaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 3: Determinação da baridade e do volume de vazios».

NP EN 12350-2. 2009. «Norma Portuguesa. Ensaios do betão fresco. Parte 2: Ensaio de abaixamento» 2002.

NP EN 12350-8. 2010. «Norma Portuguesa. Ensaios do betão fresco. Parte 8: Betão autocompactável. Ensaio de espalhamento», 12.

NP EN 196-1. 2017. «Norma Portuguesa. Métodos de ensaio de cimentos Parte1: Determinação das resistências mecânicas». [www.ipq.pt](http://www.ipq.pt).

NP EN 1991-1-1. 2009. «Norma Portuguesa - Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios». Portugal.

NP EN 1992-1-1. 2010. «Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios». *Library*. Vol. 2001.

NP EN 1996-1-1. 2015. «Eurocódigo 6 - Projecto de estruturas de alvenaria Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada».

NP EN 1996-1-3. 2001. «Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria. Parte 1.3: Regras gerais para edifícios - Regras pormenorizadas sobre cargas laterais».

NP EN 1996 1-3. 1996. «Projecto de estrutura de alvenaria. Parte 1.3 - Regras gerais para edifícios - Regras pormenorizadas sobre cargas laterais».

NP EN 771-3. 2010. «Especificações para unidades de alvenaria. Parte 3: Blocos de betão de agregados (agregados correntes e leves)».

Pastro, Rodrigo Zambotto. 2007. «Sistema Construtivo de Alvenaria Estrutural». Itatiba: Universidade de São Francisco.

Pestana, Eloi, Kindersley Mascarenhas, Luís Pinheiro, Maikon Queiroz, e Wellington Sousa. 2014. «A Alvenaria Estrutural e seu desenvolvimento histórico».

Ramalho, Marcio A., e Márcio R. S. Corrêa. 2003. «Projecto de edifícios de alvenaria estrutural». São Paulo: Pini, Ltda.

Saraiva, Paulo Jorge Rodrigues. 2013. «Estudo comparativo de soluções em alvenaria

estrutural e de betão armado». Coimbra.

Tauil, Carlos Alberto, e Flávio José Martins Nese. 2010. «Alvenaria Estrutural». São Paulo: Pini Ltda.

### Normas

1. ASTM. 2012. «Standard Specification for Mortar for Unit Masonry: C270-14a». *ASTM International* July: 1–2. doi:10.1520/C0270-14A.Copyright.
2. BS 5628-1. 1992. «Código de boas práticas para a utilização de alvenaria. Parte 1: Utilização estrutural de alvenaria não armada».
3. BS EN 1996-2. 2006. «Eurocódigo 6 – Projeto de estruturas de alvenaria». [www.ipq.pt](http://www.ipq.pt).
4. EN 1015-3. 1999. «EN 1015-3 Métodos de ensaio para argamassa para alvenaria. Parte 3: Determinação da consistência da argamassa fresca.pdf».
5. EN 1996-3. 2006. «Eurocódigo 6 - Projecto de estruturas de alvenarias parte 3: Métodos de cálculo simplificado para estruturas de alvenaria não reforçadas».
6. NBR 12118. 2013. «Associação Brasileira de Normas Técnicas: Blocos de betão simples para alvenaria - Métodos de ensaio».
7. NBR 13276. 2005. «Associação Brasileira de Normas Técnicas: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência».
8. NBR 13281. 2005. «Associação Brasileira de Normas Técnicas: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos — Requisitos».
9. NBR 6136. 2014. «Associação Brasileira de Normas Técnicas: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos». added.
10. NM 354. 2011. «Blocos vazados de betão simples para alvenaria - Requisitos».
11. NM 355. 2011. «NM 355:2011 - Blocos vazados de betão simples para alvenaria - Métodos de ensaio».
12. NP 955. 1973. «Inertes para argamassas e betões: Determinação da baridade».
13. NP EN 1052-1. 2002. «Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 1 - Determinação da resistência à compressão».
14. NP EN 1052-2. 2002. «Norma Portuguesa. Métodos de ensaio para alvenaria- Parte 2 - Determinação da resistência a flexão».
15. NP EN 1052-3. 2005. «Norma Portuguesa. Métodos de ensaio para alvenaria. Parte

- 3: Determinação da resistência inicial ao corte», 6.
16. NP EN 1097-3. 2002. «Norma Portuguesa - Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 3: Determinação da baridade e do volume de vazios».
17. NP EN 12350-2. 2009. «Norma Portuguesa. Ensaio do betão fresco. Parte 2: Ensaio de abaixamento» 2002.
18. NP EN 12350-8. 2010. «Norma Portuguesa. Ensaio do betão fresco. Parte 8: Betão autocompactável. Ensaio de espalhamento», 12.
19. NP EN 196-1. 2017. «Norma Portuguesa. Métodos de ensaio de cimentos Parte 1: Determinação das resistências mecânicas». [www.ipq.pt](http://www.ipq.pt).
20. NP EN 1991-1-1. 2009. «Norma Portuguesa - Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios». Portugal.
21. NP EN 1992-1-1. 2010. «Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios». *Library*. Vol. 2001.
22. NP EN 1996-1-1. 2015. «Eurocódigo 6 - Projecto de estruturas de alvenaria Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada».
23. NP EN 1996-1-3. 2001. «Eurocódigo 6: Projecto de estruturas de alvenaria. Parte 1.3: Regras gerais para edifícios - Regras pormenorizadas sobre cargas laterais».
24. NP EN 1996 1-3. 1996. «Projecto de estrutura de alvenaria. Parte 1.3 - Regras gerais para edifícios - Regras pormenorizadas sobre cargas laterais».
25. NP EN 771-3. 2010. «Especificações para unidades de alvenaria. Parte 3: Blocos de betão de agregados (agregados correntes e leves)».

### Outras referências

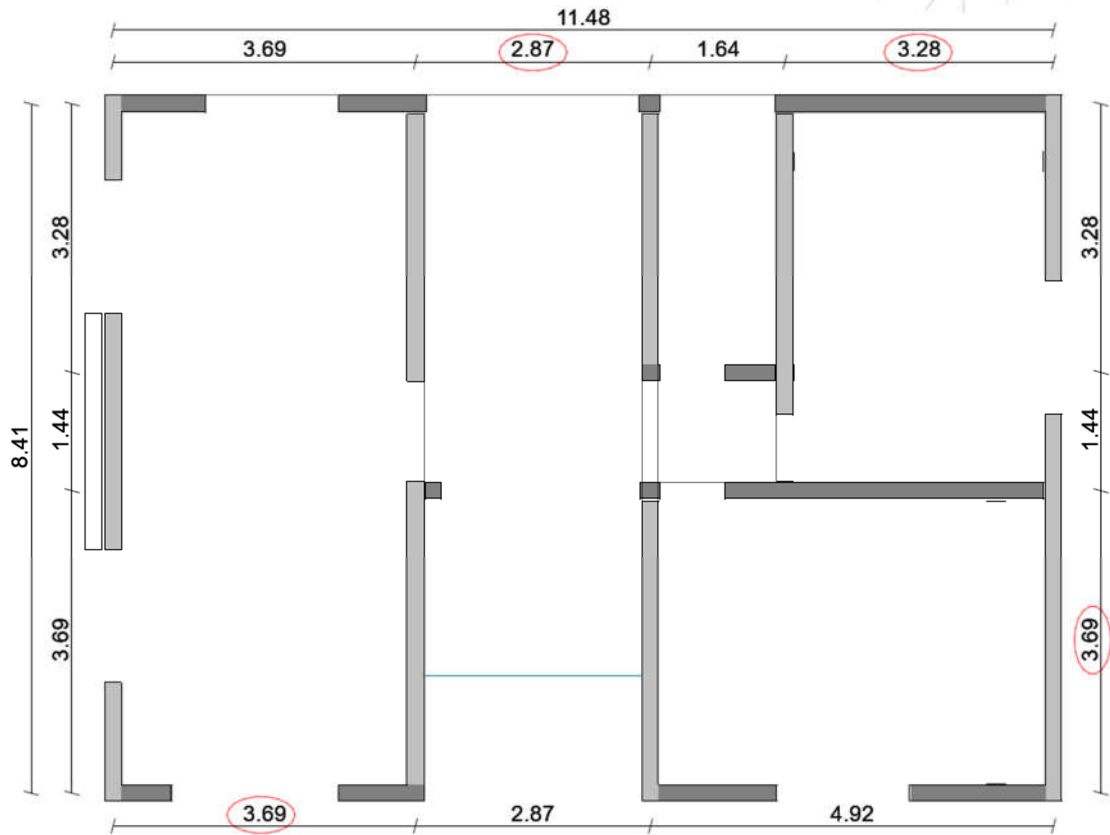
26. Filho, José Américo Alves Salvador. 2007. «Blocos de betão para alvenaria em construções industrializadas». São Carlos. <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-29012009-104204/>.
27. Gil, Antonio Carlos. 2008. *Métodos e Técnicas de Pesquisa Social*. Editado por Atlas S.A. *Annals of Ophthalmology*. 6 Edição. São Paulo.
28. Hashiguti, Akemy Alyne. 2018. «Estudo sobre Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto». Campo Mourão: Universidade Tecnológica Federal Do Paraná.
29. Holz, Evandro. 2018. *Moçambique Perfil de Habitação*. Editado por Housing Unit. 1ª Edição.

30. Jacoby, Pablo Cardoso, e Fernando Pelisser. 2011. «Comparação de custos de um edifício residencial executado em alvenaria estrutural e em betão armado».
31. Moresi, Eduardo. 2003. «Metodologia de pesquisa». *Jornal de Pneumologia*. Universidade Católica de Brasília. doi:10.1590/s0102-35862000000500011.

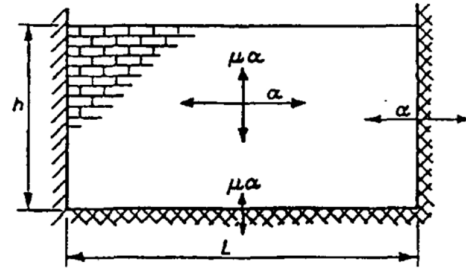
**ANEXOS****Lista de anexo de cálculo**

Anexo A: Valores de vão de pavimento $lf$ .....	A-1
Anexo B: Determinação do coeficiente de momento flector $\alpha$ .....	B-2
Anexo C: Planta de piso da 2ª Fiada e vistas 3D do sistema em AE .....	C-3
Anexo D: Caracterização de amostras de blocos de betão .....	D-4
Anexo E: Determinação do custo da argamassa por m <sup>3</sup> .....	E-5
Anexo F: Mapa de vento .....	F-6
Anexo G: Quantificação de vento .....	G-7
Anexo H: Planta de piso da segunda fiada .....	H-9
Anexo I: Verificação da aplicação do método simplificado para o dimensionamento de paredes sujeitas a cargas verticais e de vento .....	I-10
Anexo J: Desenhos de estrutura do sistema em BA .....	J-11
Anexo K: Detalhes para o sistema de construção em AE .....	K-16

Anexo A: Valores de vão de pavimento  $l_f$

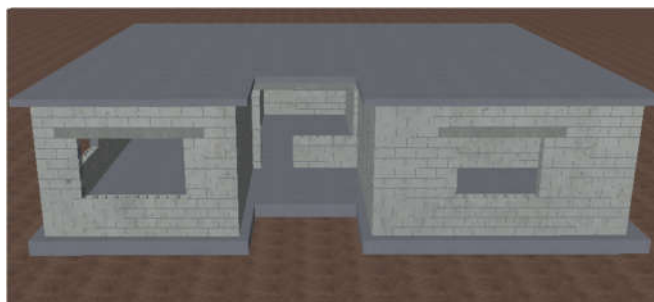
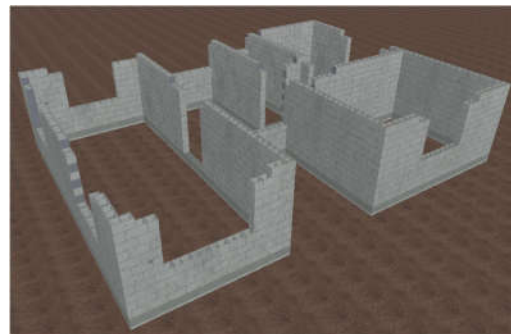
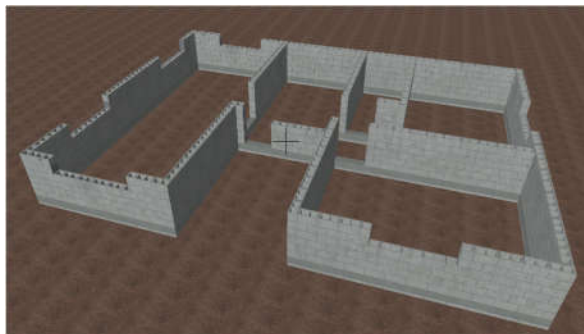
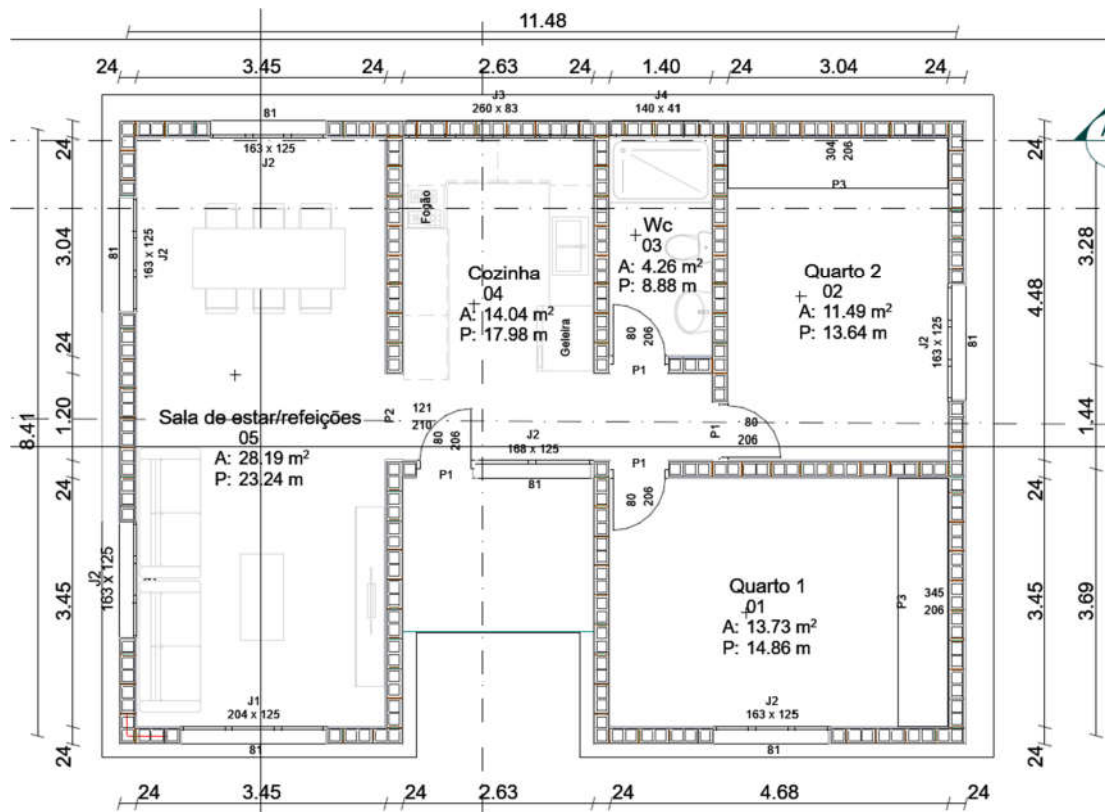


Anexo B: Determinação do coeficiente de momento flector  $\alpha$



	$\mu$	Values of $\alpha$							
		$h/L$							
		0.30	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
 E	1.00	0.008	0.018	0.030	0.042	0.051	0.059	0.066	0.071
	0.90	0.009	0.019	0.032	0.044	0.054	0.062	0.068	0.074
	0.80	0.010	0.021	0.035	0.046	0.056	0.064	0.071	0.076
	0.70	0.011	0.023	0.037	0.049	0.059	0.067	0.073	0.078
	0.60	0.012	0.025	0.040	0.053	0.062	0.070	0.076	0.081
	0.50	0.014	0.028	0.044	0.057	0.066	0.074	0.080	0.085
	0.40	0.017	0.032	0.049	0.062	0.071	0.078	0.084	0.088
	0.35	0.018	0.035	0.052	0.064	0.074	0.081	0.086	0.090
	0.30	0.020	0.038	0.055	0.068	0.077	0.083	0.089	0.093
	 F	1.00	0.008	0.016	0.026	0.034	0.041	0.046	0.051
0.90		0.008	0.017	0.027	0.036	0.042	0.048	0.052	0.055
0.80		0.009	0.018	0.029	0.037	0.044	0.049	0.054	0.057
0.70		0.010	0.020	0.031	0.039	0.046	0.051	0.055	0.058
0.60		0.011	0.022	0.033	0.042	0.048	0.053	0.057	0.060
0.50		0.013	0.024	0.036	0.044	0.051	0.056	0.059	0.062
0.40		0.015	0.027	0.039	0.048	0.054	0.058	0.062	0.064
0.35		0.016	0.029	0.041	0.050	0.055	0.060	0.063	0.066
0.30		0.018	0.031	0.044	0.052	0.057	0.062	0.065	0.067
 G		1.00	0.007	0.014	0.022	0.028	0.033	0.037	0.040
	0.90	0.008	0.015	0.023	0.029	0.034	0.038	0.041	0.043
	0.80	0.008	0.016	0.024	0.031	0.035	0.039	0.042	0.044
	0.70	0.009	0.017	0.026	0.032	0.037	0.040	0.043	0.045
	0.60	0.010	0.019	0.028	0.034	0.038	0.042	0.044	0.046
	0.50	0.011	0.021	0.030	0.036	0.040	0.043	0.046	0.048
	0.40	0.013	0.023	0.032	0.038	0.042	0.045	0.047	0.049
	0.35	0.014	0.025	0.033	0.039	0.043	0.046	0.048	0.050
	0.30	0.016	0.026	0.035	0.041	0.044	0.047	0.049	0.051

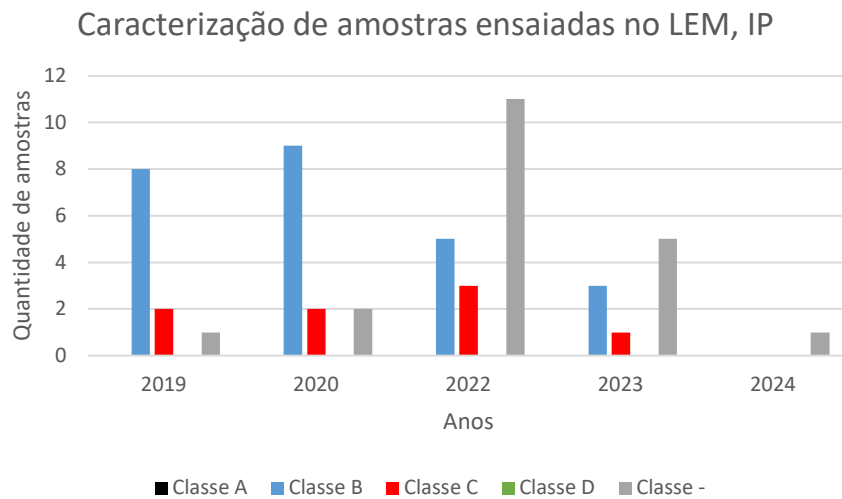
Anexo C: Planta de piso da 2ª Fiada e vistas 3D do sistema em AE



**Anexo D: Caracterização de amostras de blocos de betão**

Classe	Classe					Total
	A	B	C	D	-	
Ano	A	B	C	D	-	53
2019	5	3	2	0	1	11
2020	7	2	2	1	1	13
2022	2	3	3	4	7	19
2023	1	2	1	2	3	9
2024	0	0	0	0	1	1

Na figura abaixo,



## Anexo E: Determinação do custo da argamassa por m<sup>3</sup>

Para o TR1,

$$\begin{aligned} \text{Traço } 1:3 \\ \text{Cimento} &= 1 \\ \text{Areia} &= 3 \\ \text{Areia} + \text{cimento} &= 4 \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cimento} = 455\text{Mt/saco} \\ \text{Areia} = 1250\text{Mt/m}^3 \\ \text{Água} = 50\text{Mt/m}^3 \end{array} \right.$$

As baridades do cimento e areia são determinadas no ponto 3.2.1

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Vol cimento} = \frac{1}{4} = 0.25\text{m}^3 \\ \text{Vol areia} = \frac{3}{4} = 0.75\text{m}^3 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Peso cimento} = \text{Vol} \times \text{baridade} = 0.25 \times 1150 = 287.5\text{kg} \approx 5.8\text{sacos} \\ \text{Peso areia} = \text{Vol} \times \text{baridade} = 0.75 \times 1620 = 1215\text{kg} \approx 1.215\text{m}^3 \end{array} \right.$$

A relação água ligante é determinada no ponto 3.2.5.

$$\text{Vol água} = 0.76 \times 287.5 = 218.5\text{l} \approx 0.2185\text{m}^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cimento} = 5.8\text{sacos} \times 455 = 2616.25\text{Mt/m}^3 \\ \text{Areia} = 1.215 \times 1200 = 1458\text{Mt/m}^3 \\ \text{Água} = 0.2185 \times 50 = 10.93\text{Mt/m}^3 \end{array} \right. \rightarrow \text{Total} = 4085.11\text{Mt/m}^3$$

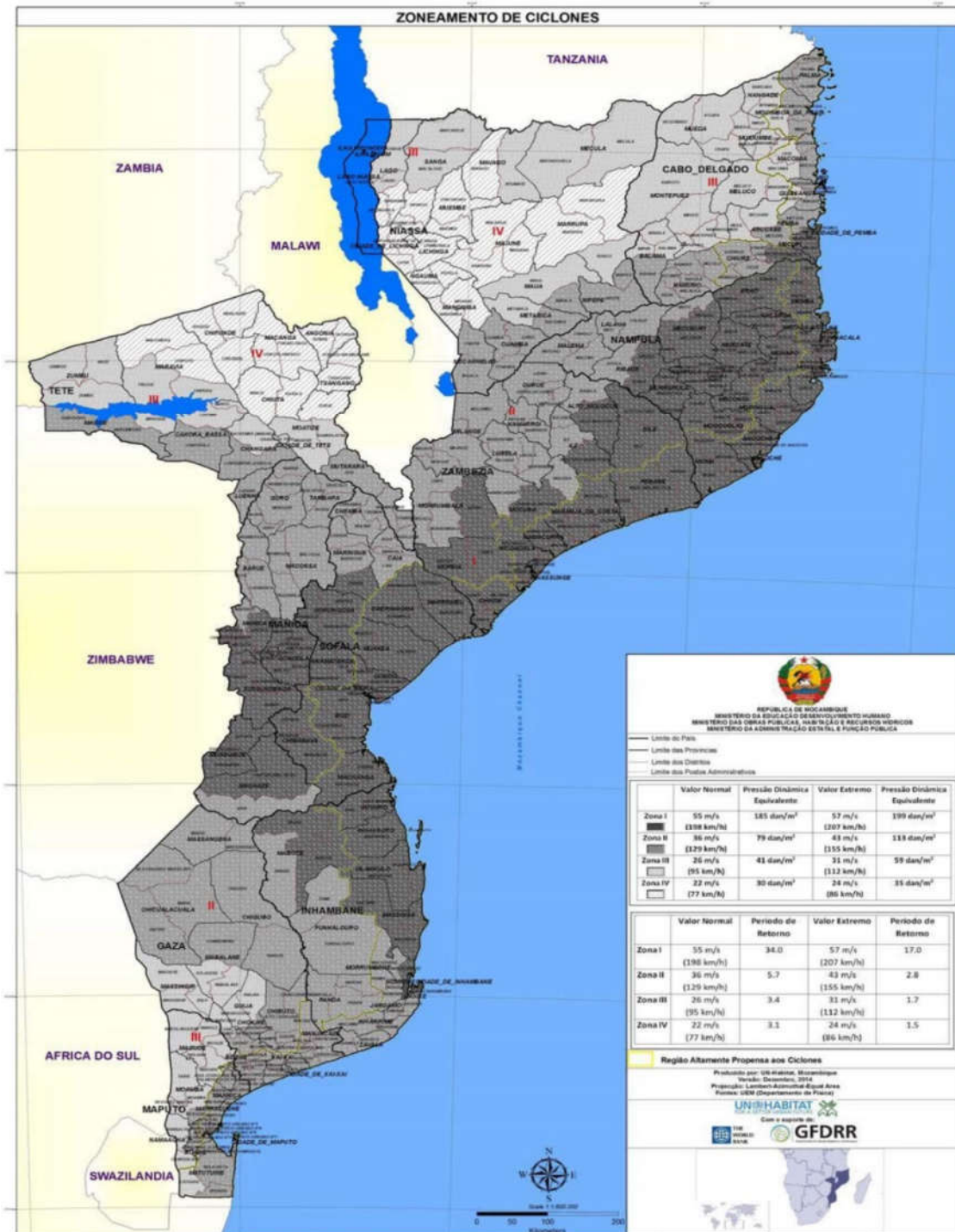
Os traços TR2, TR3 e TR4 apresentam o mesmo roteiro de cálculo

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{TR1} = 4,085.11\text{Mt/m}^3 \\ \text{TR2} = 5,609.72\text{Mt/m}^3 \\ \text{TR3} = 5,712.61\text{Mt/m}^3 \\ \text{TR4} = 3,659.64\text{Mt/m}^3 \end{array} \right.$$

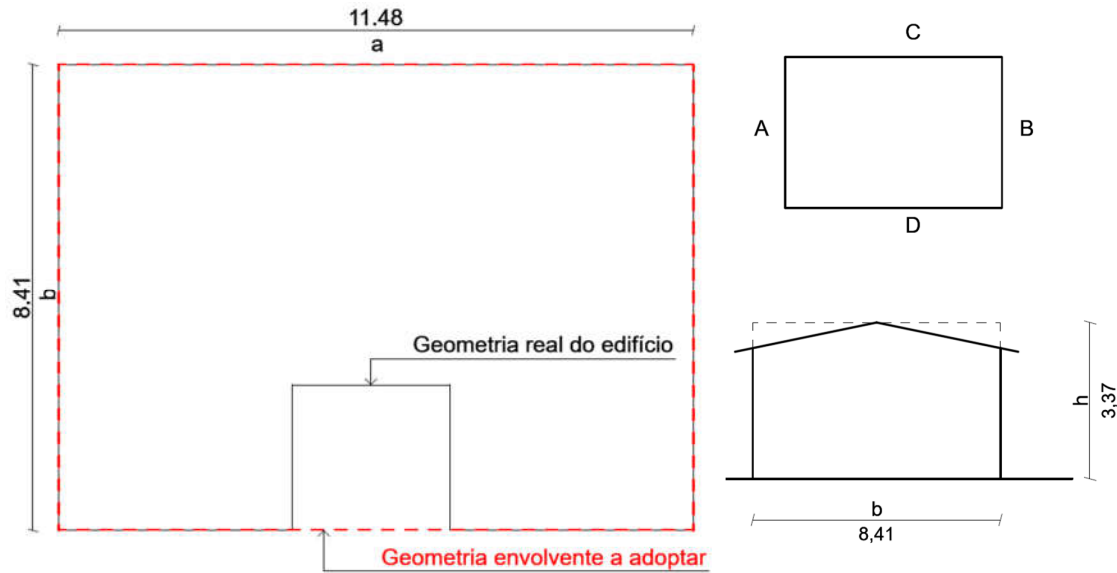
# Anexo F: Mapa de vento



Mapa de Ventos  
carta.pdf



## Anexo G: Quantificação de vento



Nas paredes os coeficientes de pressão externa foram determinados tendo em conta a geometria do edifício. Estes parâmetros foram determinados de acordo com (Martins 2008).

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 0,394 \\ \frac{a}{b} = 1,352 \end{cases}$$

Com estas relações se obtém os coeficientes de pressão externa nas paredes.

$\alpha$	A	B	C	D
0°	0,7	-0,2	-0,5	-0,5
90°	-0,5	-0,5	0,7	-0,2

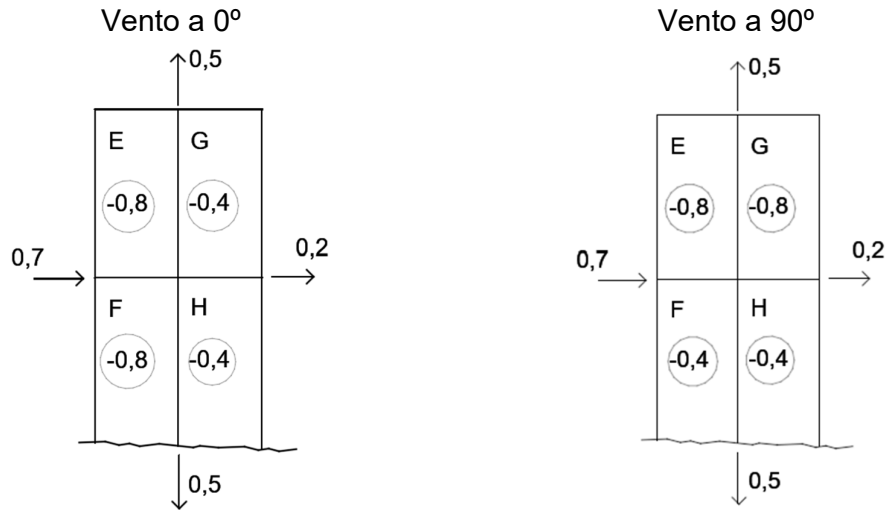
Para a cobertura o processo foi semelhante. Através da relação entre o comprimento e a largura do edifício obtém-se os coeficientes de pressão externa na cobertura.

$$\frac{h}{b} = 0,394 < 0,5 \text{ logo, obtem-se os coeficientes na cobertura}$$

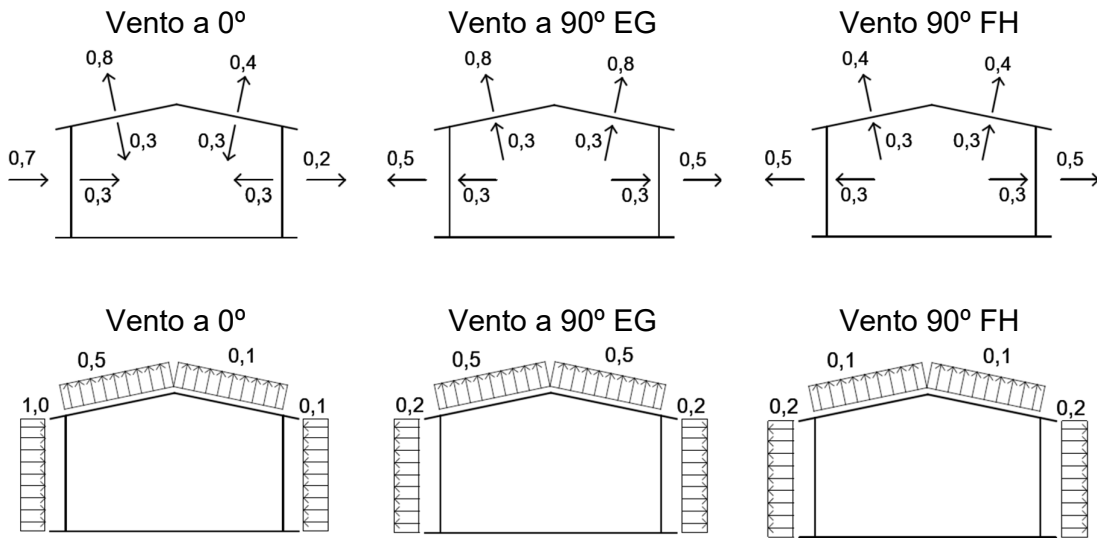
$\alpha = 0^\circ$		$\alpha = 90^\circ$	
E, F	G, H	E, G	F, H
-0,8	-0,4	-0,8	-0,4

O coeficiente de pressão final se dá pela soma da pressão externa menos a pressão interna.

$$\delta_P = \delta_{Pe} - \delta_{Pi}$$

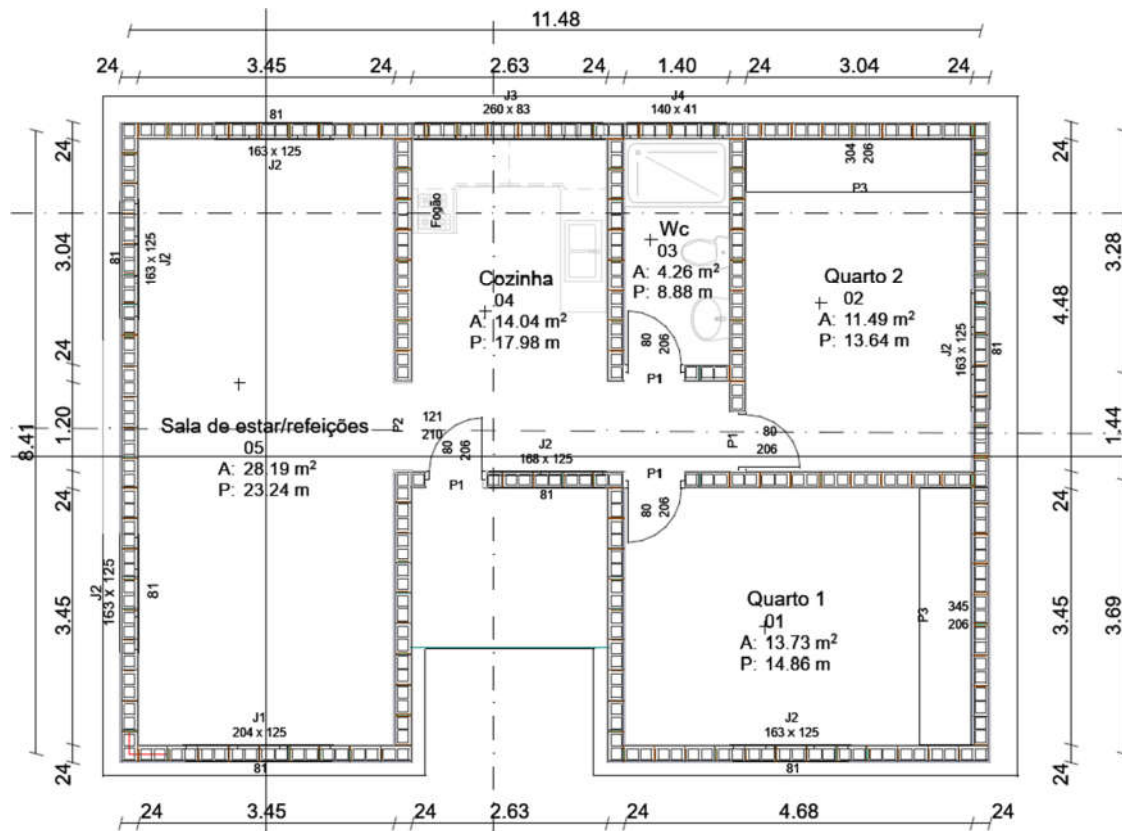


Considerando coeficiente de pressão interna  $\delta_{Pi} = -0,3$  quando se tem permeabilidade idêntica nas 4 (quatro) fachadas ter-se-ia:



A pressão dinâmica do vento considerada foi de 1,13 kN/m<sup>2</sup> com isto, tem-se como carga máxima de vento na cobertura igual a 0,565 kN/m<sup>2</sup> e em paredes iguais a 1,00 kN/m<sup>2</sup>

## Anexo H: Planta de piso da segunda fiada



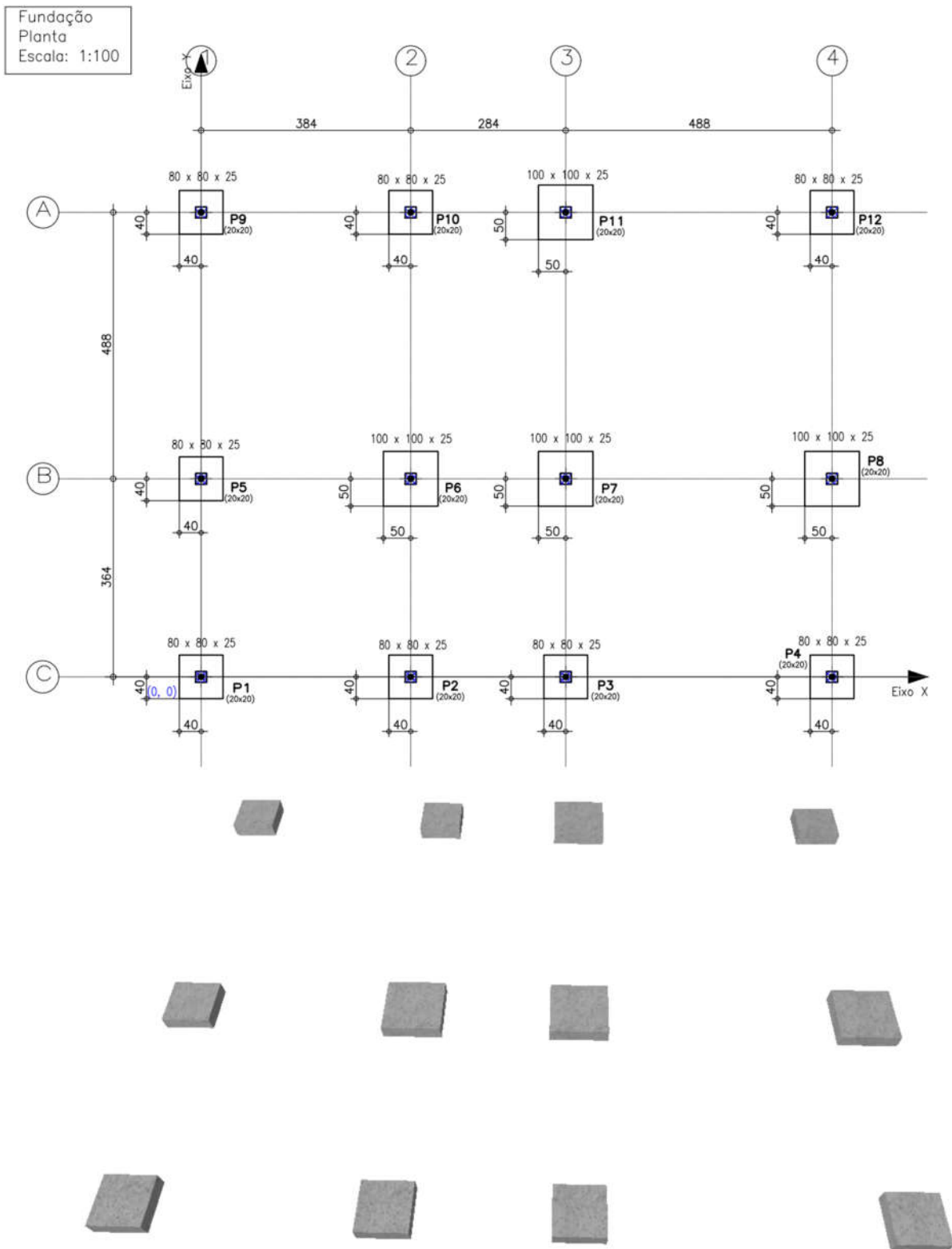
**Anexo I: Verificação da aplicação do método simplificado para o dimensionamento de paredes sujeitas a cargas verticais e de vento**

A verificação da aplicação do método foi feita com base no ponto 2.10.

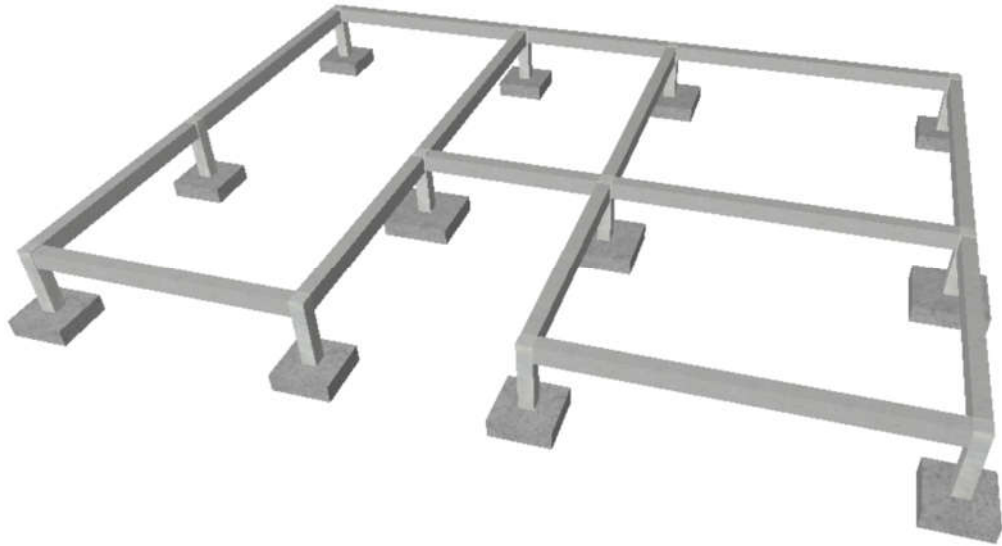
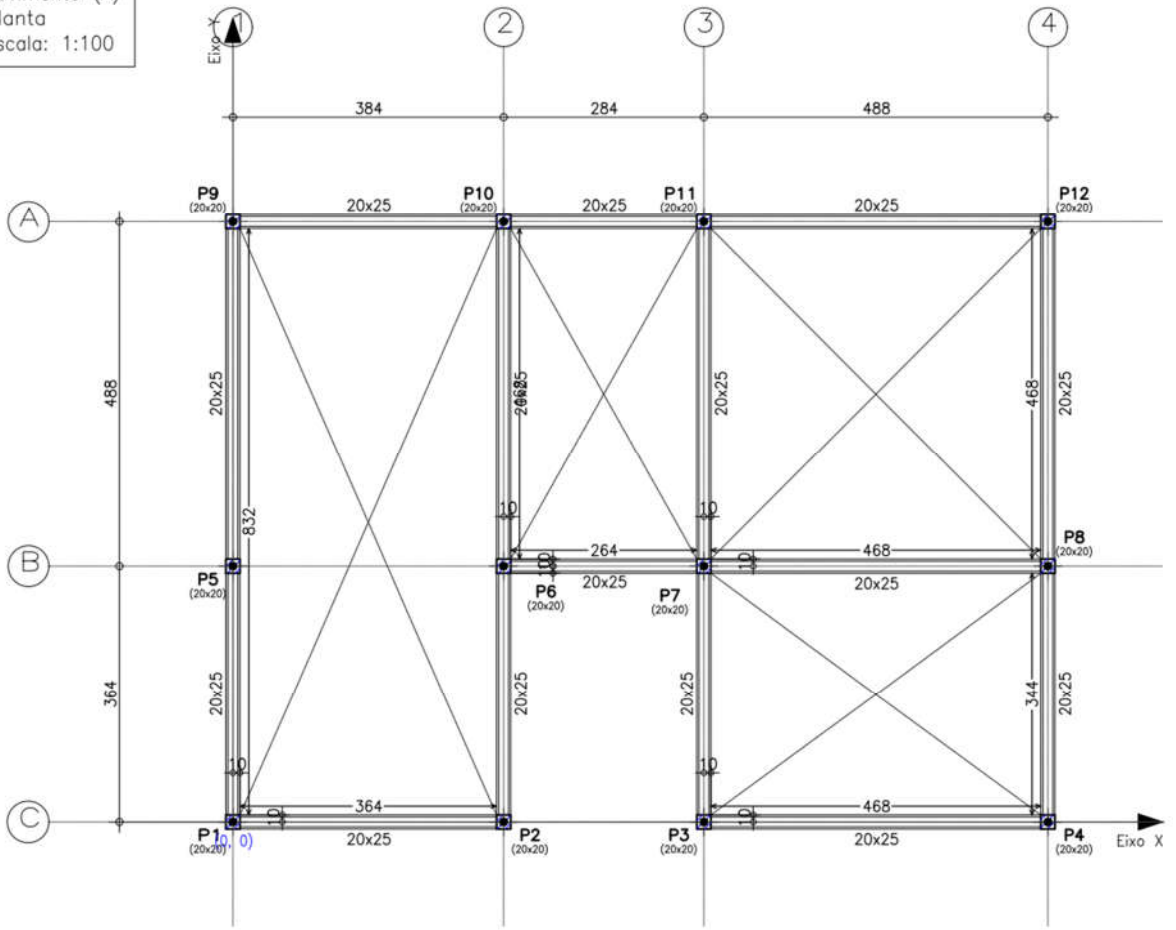
a)	$3,49\text{m} < 7\text{m}$
b)	$3,49\text{m} < 7\text{m}$
c)	$2,93\text{m} < 3,20\text{m}$
d)	$1\text{kN/m}^2 < 5\text{kN/m}^2$
e)	Sim
f)	-
g)	Sim
h)	$3,49\text{m} < 6\text{m}$
i)	$0,20\text{m} < 0.095\text{m}$

# Anexo J: Desenhos de estrutura do sistema em BA

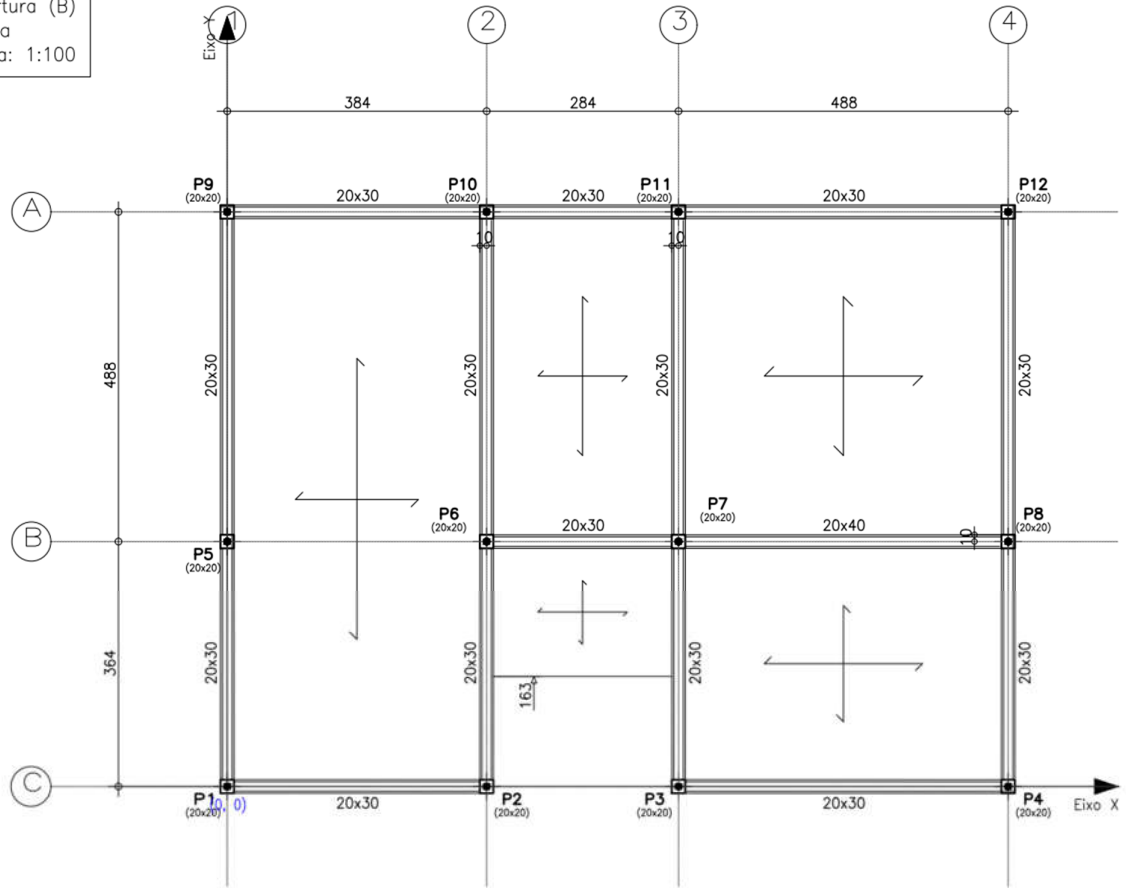
## Plantas cotadas



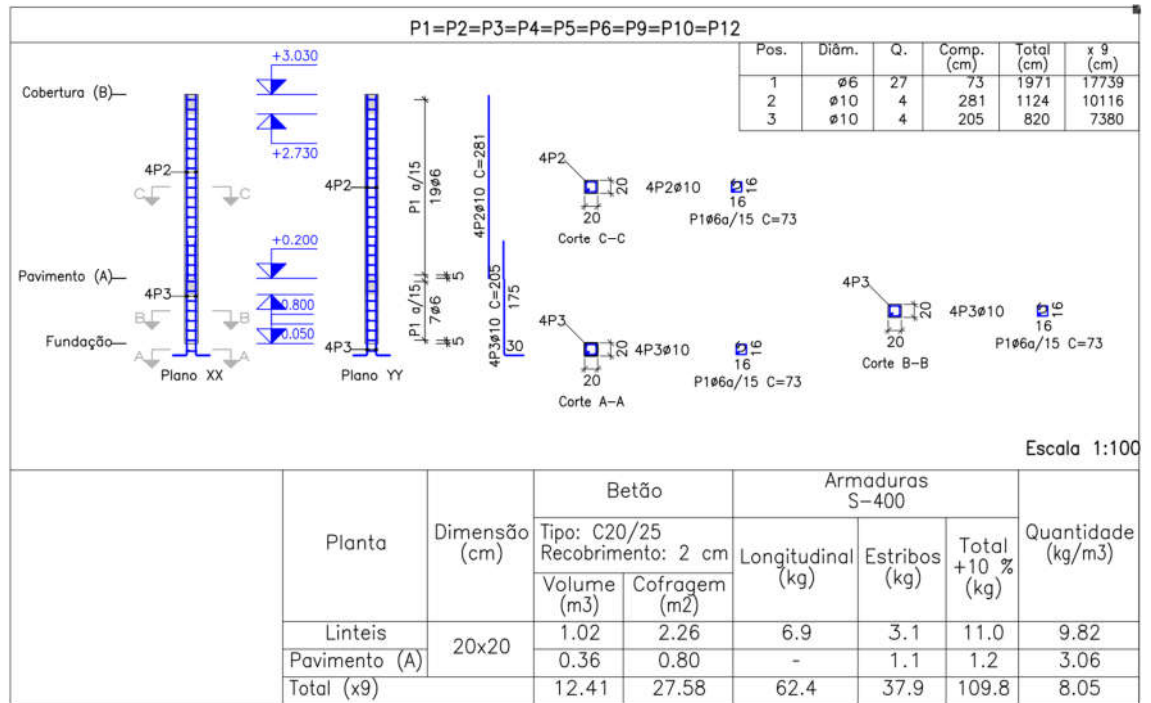
Pavimento (A)  
 Planta  
 Escala: 1:100



Cobertura (B)  
 Planta  
 Escala: 1:100



## Pormenor de pilares

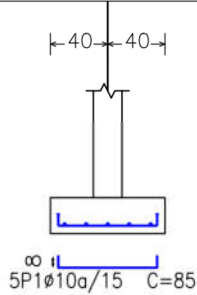


## Pormenor de fundação

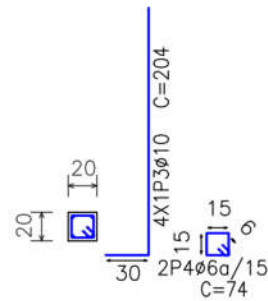
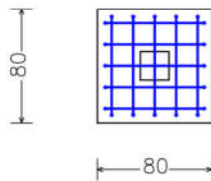
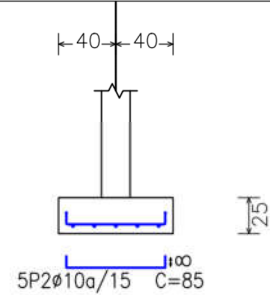
Fundação  
Pormenor fundação  
Betão: C20/25  
Escala: 1:100

P1, P2, P3, P4, P5, P9, P10 e P12

(P1, P2, P3, P4, P5, P9, P10 e P12)



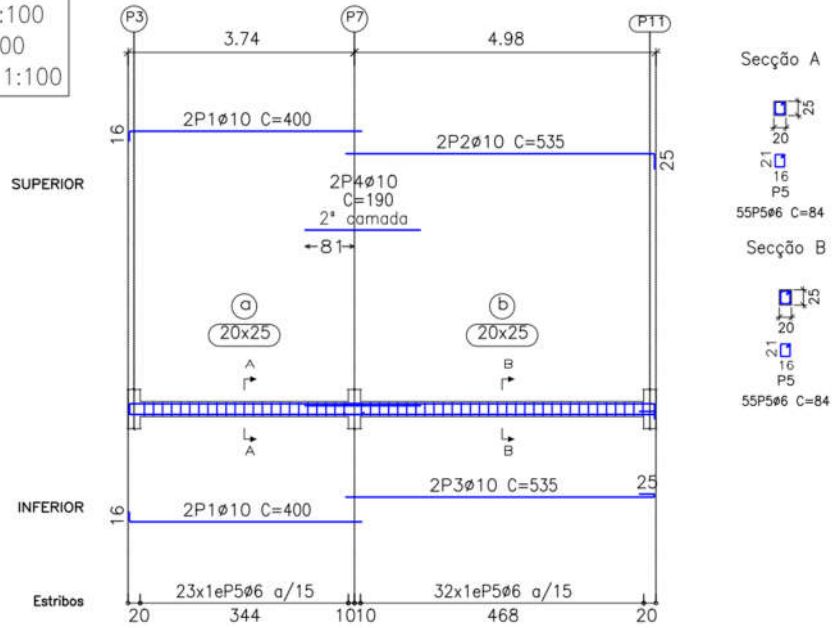
(P1, P2, P3, P4, P5, P9, P10 e P12)



# Pormenor de vigas

Pavimento (A)  
 Desenho de vigas  
 Betão: C20/25  
 Aço em varões: S-400  
 Aço em estribos: S-400  
 Escala pórticos 1:100  
 Escala cortes 1:100  
 Escala aberturas 1:100

VA-7  
 Escala 1:100

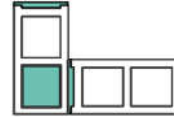


## Anexo K: Detalhes para o sistema de construção em AE

### Esquema de fiadas para cantos

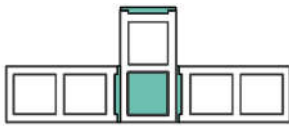


Fiada par

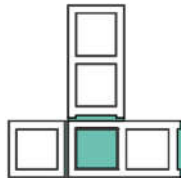


Fiada ímpar

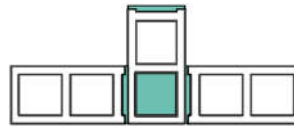
### Esquema de fiadas para bordos



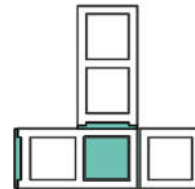
1ª Fiada



2ª Fiada

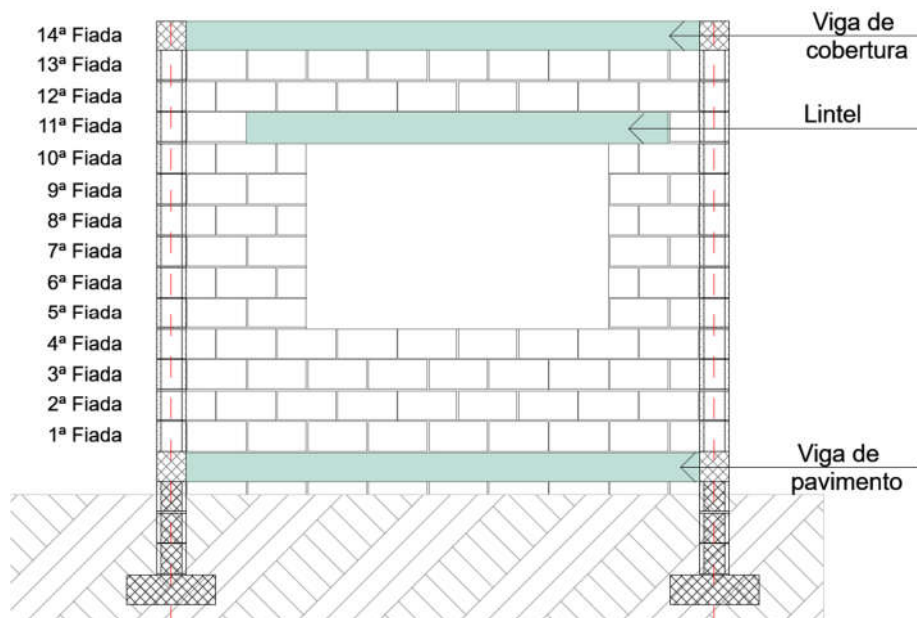


3ª Fiada

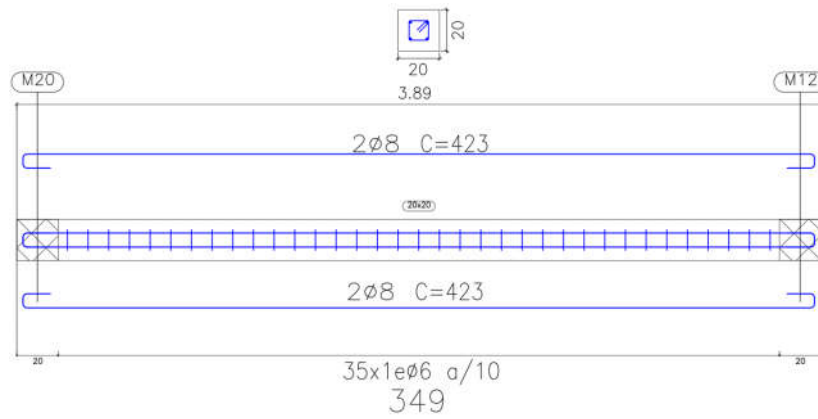


4ª Fiada

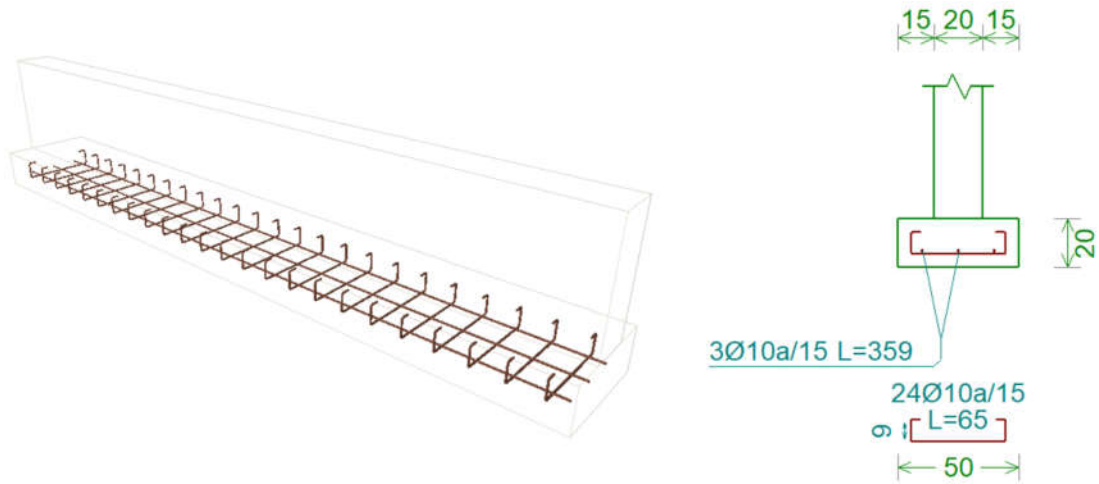
### Representação da parede em alçado



## Exemplo de pormenor de vigas em AE



## Pormenores da fundação



## Vista 3D da fundação em AE

