

João Batista Santos de Assis

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE  
PAREDES NÃO ARMADAS, SUBMETIDAS À COMPRESSÃO AXIAL,  
CONSTRUÍDAS COM TIJOLITO**

BELO HORIZONTE  
NOVEMBRO / 2001

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO  
ESTRUTURAL DE PAREDES NÃO ARMADAS, SUBMETIDAS À  
COMPRESSÃO AXIAL, CONSTRUÍDAS COM TIJOLITO"**

João Batista Santos de Assis

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

---

Prof. Eduardo Chahud  
DEES/UFMG - (Orientador)

---

Prof. Ney Amorim Silva  
DEES/UFMG

---

Prof. Cláudio Vicente Mitidieri Filho  
IPT

Belo Horizonte, 20 de novembro de 2001

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE  
PAREDES NÃO ARMADAS, SUBMETIDAS À COMPRESSÃO AXIAL,  
CONSTRUÍDAS COM TIJOLITO**



Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

João Batista Santos de Assis

Orientador: Prof. Dr. Eduardo Chahud

BELO HORIZONTE  
NOVEMBRO / 2001

"...dedico este trabalho, na sua totalidade, a Deus, que me deu força e saúde para finalizá-lo, à minha esposa, Anadete, e aos meus filhos, Jean, Ronald e Stéfano, fonte de saber emocional durante toda esta luta".

Para os meus pais “in memoriam”, professores Fábio S. de Assis e Guilherme B. Federman e meus demais irmãos.

“O bom senso é a coisa mais bem repartida deste mundo, porque cada um de nós pensa ser dele tão bem provido, que mesmo aqueles que são mais difíceis de se contentarem com qualquer outra coisa não costumam desejar mais do que o que têm.”

R. Descartes

## **AGRADECIMENTOS**

---

Ao professor Pe. Geraldo Magela Teixeira, da Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, que muito se empenhou, quando nos possibilitou apresentar os primeiros estudos com o tijolito à imprensa mineira.

À Construtora Andrade Gutierrez que acreditou na idéia inicial e têm nos patrocinado até o momento.

Ao engenheiro Paulo Bernardo Torres Borges, da Construtora Andrade Gutierrez, que foi o grande responsável pelo incentivo e patrocínio para o desenvolvimento deste sistema construtivo.

Ao Departamento de Engenharia de Estruturas que nos permitiu e nos apoiou para a consecução deste trabalho.

Ao professor Paulo Santos Assis, da UFOP, que foi a primeira pessoa a acreditar no meu invento e sempre me apoiou nesta nova empreitada.

Ao professor Wagner Brandão de Oliveira, da PUC Minas, que foi o meu principal orientador nos trabalhos iniciais para a criação do Tijolito.

Ao engenheiro Francisco Chagas, da Construtora Andrade Gutierrez, que foi e continua sendo um apaixonado e grande colaborador na pesquisa e desenvolvimento do Tijolito.

Aos professores Abdias Magalhães Gomes, Maria Tereza Paulino, Edgar V. Mantilla Carrasco, da UFMG, que muito me incentivaram a fazer o mestrado no Departamento de Estruturas da EEUFMG.

Ao técnico José Carlos Amorim que me ajudou projetando as primeiras máquinas manual e pneumática para a produção do tijolito.

Ao senhor Armando Nogueira, da Construtora Andrade Gutierrez, que me ajudou na criação da primeira prensa hidráulica para a fabricação do Tijolito.

Ao pessoal técnico dos laboratórios de Materiais de Construção Civil e do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES), José Eustáquio, Machado, Erick, Geraldo, Hidelbrando, Ricardo, Tiago e o estagiário Guilherme.

Ao professor Adélio Pires que, com presteza, fez a leitura e revisão gramatical final deste trabalho.

À senhorita Marta Breda de Melo que, com muita paciência, fez a leitura e o enquadramento do trabalho à norma brasileira.

Um agradecimento especial ao meu orientador, prof. Dr. Eduardo Chahud, pelo apoio técnico e grande incentivo nos momentos difíceis desta caminhada.

Ao meu filho Jean, por ter executado algumas fotografias e a filmagem mais interessante deste trabalho.

Ao meu filho Ronald, que muito me ajudou durante a maior parte dos ensaios e principalmente por ter sempre discutido e colaborado na obtenção dos melhores procedimentos usados.

Ao meu filho Stéfano, que sempre colaborou dentro das suas disponibilidades, auxiliando-me na construção das paredes.

À minha esposa Anadete, cujo trabalho incansável tirou momentos de convívio, porém sempre paciente e orando para que tudo chegasse a um final feliz.

## RESUMO

---

Até o momento, infelizmente, as pesquisas envolvendo o uso de blocos montados com sistema de junta seca e intertravamento são muito reduzidas.

O Tijolito é um bloco de solo-cimento com sistema de encaixe macho e fêmea que permite ser utilizado como componente de uma alvenaria, dispensando o uso de argamassa nas juntas horizontais. A estabilização das paredes é conseguida após o enchimento de furos dispostos de forma ideal para atender a esta finalidade, com argamassa fluida, a qual formará uma série de mini coluna ao longo da parede.

Em virtude do interesse no estudo do comportamento de paredes com Tijolito – Sistema Andrade Gutierrez de Construção Industrializada (SAGCI), relacionando a sua altura com o índice de esbeltez, foram executados 53 ensaios com paredes desde 0,50 m de altura até 2,60 m. Apresentam-se resultados que indicam que a carga de ruptura à compressão em uma parede está relacionada com o índice  $\beta$  (quociente entre a altura e o comprimento da parede). São apresentados os mapas de fissuração das paredes com o objetivo de mostrar a tipologia de sua distribuição. As características dimensionais dos blocos – tijolitos – são mostradas com o intuito de passar para o leitor a qualidade deste material.

Faz-se uma avaliação da segurança estrutural das paredes por métodos de tensões admissíveis e também pelo método dos estados limites últimos segundo a norma inglesa .

Resultados e comentários de ensaios experimentais em paredes com diferentes alturas são também apresentados. Assim, conclui-se que a terra crua produzindo blocos de solo-cimento prensados com sistema de encaixe macho e fêmea apresenta uma alta qualidade, tanto no bloco como nas paredes confeccionadas com ele.

Para finalizar, de acordo com o objetivo proposto, uma avaliação do comportamento estrutural do sistema construtivo é feita, à luz dos resultados dos ensaios e também pela aplicação de normas brasileiras e estrangeiras.

**ABSTRACT**

---

Unfortunately, researches involving the use of blocks set up without mortar and interlock have not been common.

Tijolito is a soil-cement block, which can be used as a masonry component without the use of mortar in the horizontal joints. The wall stabilization is managed after the filling of the holes disposed in a way to fulfill this purpose, with fluid mortar, which will form a series of mini-columns along the wall.

Owing to the interest in the study of the behavior of walls built with "Tijolito – Sistema Andrade Gutierrez de Construção Industrializada", relating their height to their slenderness ratio, fifty-three tests have been carried out with walls from 50 to 260 centimeters high.

Results indicating that the collapsing compression load of a wall is related to the  $\beta$  ratio (ratio between the height and width of the wall) are presented.

Maps showing the cracking of walls are presented with the purpose of showing the typology of their distribution.

The dimensional features of brick – Tijolitos – are shown with the purpose of getting across to readers the quality of this material.

The structural safety of the walls has been evaluated by methods of allowable stresses and methods of ultimate strength according to the British Standards.

Results of experimental tests in wall panels with different heights, and comments on them, are also presented. It can be concluded that crude earth producing pressed soil- cement blocks interlocked as mortise and tenon present high quality, both on the blocks and the walls built with them.

Finally, according to the objective proposed, an evaluation of the structural behavior of the constructive system is carried out, based on the test results and application of Brazilian and foreign standards.

## SUMÁRIO

---

DEDICATÓRIA .....	iii
PENSAMENTO.....	iv
AGRADECIMENTOS .....	v
RESUMO.....	vii
ABSTRACT.....	vii
LISTA DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xvi
NOTAÇÕES .....	xix
1. INTRODUÇÃO .....	1
2. OBJETIVOS .....	4
3. ASPECTOS GERAIS .....	5
4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	8
5. RECOMENDAÇÕES DE NORMAS ESTRANGEIRAS .....	25
6. ESTUDO PARA OBTER A MELHOR ARGAMASSA DE INJEÇÃO .....	34
7. OS BLOCOS (TIJOLITOS) E SUAS CARACTERÍSTICAS .....	60
8. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DE PAREDES .....	72
9. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS .....	73
10. DETERMINAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE $f_{cpa}$ e $\beta$ .....	94
11. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ARGAMASSA, BLOCOS, PRISMAS, e PAREDES. RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	98
12. FATORES QUE INFLUEM NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDES CONSTRUÍDAS COM BLOCOS.....	124
13. MECANISMO DE RUPTURA DA ALVENARIA.....	128
14. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PAREDES DE BLOCOS, NÃO ARMADAS .....	131
15. A INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE ESBELTEZ NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL EM PAREDES DE TIJOLITO .....	136
16. CONCLUSÕES .....	148

**SUMÁRIO**

---

17. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS .....	151
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	152
BIBLIOGRAFIAS .....	157
ANEXO .....	159

**LISTA DE FIGURAS**

---

- 6.1 – TJ 100 – Tijolito<sup>®</sup> padrão. Os furos pequenos sempre recebem argamassa de injeção e os grandes podem ou não recebê-la. Os furos grandes podem ser usados para passagem de rede hidráulica e/ou elétrica, p.34
- 6.2 – Influência do fator  $a/c$  no módulo de elasticidade estático, p.37
- 6.3 – Influência do tamanho máximo do agregado na resistência à compressão, p.39
- 6.4 – Análise granulométrica por peneiramento – areia lavada, p.51
- 6.5 – Análise granulométrica por peneiramento – areia artificial, p.52
- 6.6 – Tensões médias de ruptura para os traços padrão TP1 e TP2, p.58
- 6.7 – Tensões médias de ruptura para os traços especiais TEL 7 e TEL8, p.59
- 7.1 – Vista superior, transversal e corte a-a do Tijolito<sup>®</sup> – TJ 100 versão 7, p.61
- 7.2 – Histograma relacionando a altura e números de tijolitos, p.62
- 7.3 – Corpo-de-prova CP 1 do Tijolito<sup>®</sup> isolado - linhas de ruptura típicas, p.66
- 7.4 – Corpo-de-prova CP 3 do Tijolito<sup>®</sup> isolado - linhas de ruptura típicas, p.66
- 7.5 – Marcação do corte longitudinal do Tijolito<sup>®</sup> para teste do bloco isolado, p.67
- 7.6 – Corte longitudinal do Tijolito<sup>®</sup> para o teste do bloco isolado, p.68
- 7.7 – Corpo-de-prova CP 1 do Tijolito<sup>®</sup> isolado cortado longitudinalmente à meia altura e as linhas de ruptura típicas, p.69
- 7.8 – Corpo-de-prova CP 3 do Tijolito<sup>®</sup> isolado cortado longitudinalmente à meia altura e as linhas de ruptura típicas, p.69
- 9.1 – Prismas com duas fiadas e já injetados, aguardando a data da ruptura, p.74
- 9.2 – Prismas com três fiadas e já injetadas, aguardando a data de ruptura, p.75
- 9.3 – Parede típica com cinco fiadas - em processo de cura, p.76
- 9.4 – Base de argamassa, nivelada, para receber a parede sob o macaco, p.77
- 9.5 – Neoprene sobre a base nivelada, preparada para receber a parede, p.77
- 9.6 – Limpeza da parte inferior do Tijolito<sup>®</sup>, antes de montar a fiada, p.78
- 9.7 – Ajuste da primeira fiada ao centro do macaco, com um prumo de centro, p.78
- 9.8 – Limpeza da parte superior da fiada, antes da colocação da seguinte, p.79
- 9.9 – Ajuste do alinhamento das fiadas, com o auxílio de uma régua, p.80
- 9.10 – Umedecimento das três fiadas, antes da injeção da argamassa, p.80
- 9.11 – Preparação da argamassa de injeção, cimento cal e areia lavada, p.81

**LISTA DE FIGURAS**

---

- 9.12 – Parede com as três primeiras fiadas já injetadas, p.81
- 9.13 – Ajuste do alinhamento em mais três fiadas, antes da aplicação da argamassa nos furos pequenos, p.82
- 9.14 – Colocação de tampões nos furos grandes sob a penúltima fiada, p.82
- 9.15 – Detalhe do acabamento dos furos da última fiada, p.83
- 9.16 – Base usada para o transporte das paredes, p.84
- 9.17 – Dispositivo utilizado para o transporte das paredes, p.85
- 9.18 – Detalhe da viga de aço e anel dinamométrico utilizados entre a parede e o macaco, p.86
- 9.19 – Detalhe do posicionamento dos relógios comparadores, sob a viga, p.86
- 9.20 – Detalhe do posicionamento dos relógios laterais na parede, p.87
- 9.21 – Detalhe da instalação do DT em uma das faces da parede, p.88
- 10.1 – Montagem típica das paredes com altura constante – detalhe da parede com 1,5 TJ x 5 fiadas – vistas lateral e frontal, p.95
- 10.2 – Relacionamento entre o comprimento e carga axial de compressão em paredinhas com altura constante, p.96
- 11.1 – Tensões de ruptura em prismas sem e com argamassa, p.102
- 11.2 – Mapa de fissuração em P1 e 2 de [1x5] – face sul e oeste, p.107
- 11.3 – Mapa de fissuração em P3 e 4 de [1x5] – face sul e oeste, p.107
- 11.4 – Fissuração em P1 de [2x10] – face sul superior, p.108
- 11.5 – Fissuração em P3 de [2x10] – face sul, após a ruptura, p.108
- 11.6 – Fissuração em P3 de [2x10] – face oeste, após a ruptura, p.109
- 11.7 – Fissuração em P3 de [3x15] – face sul superior, p.110
- 11.8 – Fissuração em P4 de [4x20] – face sul central, p.111
- 11.9 – Fissuração em P4 de [4x20] – face leste inferior, p.111
- 11.10 – Fissuração em P2 de [5x24] – face sul central, p.112
- 11.11 – Esquemas utilizados para registradas os deslocamentos horizontais e as deformações verticais das paredes, p.113
- 11.12 – Relacionamento da carga com os deslocamentos horizontais nos pontos E1, E2 e E3 de P1- [2x10], p.114

**LISTA DE FIGURAS**

---

- 11.13 – Relacionamento da carga com os deslocamentos horizontais nos pontos E1, E2 e E3 de P1- [3x15], p.114
- 11.14 – Relacionamento da carga com os deslocamentos horizontais nos pontos E1, E2 e E3 de P1- [4x20], p.115
- 11.15 – Relacionamento da carga com os deslocamentos horizontais nos pontos E1, E2 e E3 de P1- [5x24], p.115
- 11.16 – Relacionamento da carga com os deslocamentos horizontais nos pontos E1, E2 e E3 de P1- [5x26], p.116
- 11.17 – Relacionamento entre as deformações e as tensões em todas as paredes [1x5], p.117
- 11.18 – Relacionamento entre as deformações e as tensões em todas as paredes [2x10], p.117
- 11.19 – Relacionamento entre as deformações e as tensões em todas as paredes [3x15], p.118
- 11.20 – Relacionamento entre as deformações e as tensões em todas as paredes [4x20], p.118
- 11.21 – A queda de uma parede de 2,6 m de altura, após a ruptura dos septos centrais do Tijolito<sup>®</sup>. P1 [5x26], p.119
- 15.1 – Parede típica – face sul , planta baixa e corte a-a, p.137
- 15.2 – Parede típica – face norte, planta baixa e corte a-a, p.138
- 15.3 – Diagrama relacionando o coeficiente de esbeltez e as tensões de ruptura à compressão em paredes de Tijolito<sup>®</sup>, não armadas, com espessura de 110 mm, p.144
- 15.4 – Diagrama relacionando o coeficiente de esbeltez e os fatores de redução das tensões de ruptura à compressão segundo diferentes normas, para paredes de Tijolito<sup>®</sup>, não armadas, com espessura de 110 mm, p.145
- 15.5 – Diagrama dos coeficientes de esbeltez e cargas de ruptura por esmagamento em paredes de Tijolito<sup>®</sup>, com espessura de 110 mm, p.146
- 15.6 – Coeficiente de esbeltez e cargas admissíveis, de cálculo e de ensaio, com um coeficiente de segurança de 5 (cinco), p.147

**LISTA DE FIGURAS**

---

- A1 – Tensões para os traços especiais da argamassa – TEL1 e TEA1, p.166
- A2 – Tensões para os traços especiais da argamassa – TEL2 e TEA2, p.166
- A3 – Tensões para os traços especiais da argamassa – TEL3 e TEA3, p.167
- A4 – Tensões para os traços especiais da argamassa – TEL4 a TEL6, p.167
- A5 – Relacionamento entre o comprimento de paredinhas de altura constante e as cargas médias de fissuração, p.168
- A6 – Relacionamento entre o comprimento de paredinhas de altura constante e as cargas médias de ruptura, p.168
- A7 – Mapa de fissuração das paredinhas com cinco fiadas [1x5], p.169
- A8 – Mapa de fissuração das paredes com 10 fiadas – P1 e P2, p.169
- A9 – Mapa de fissuração das paredes com 15 fiadas – P3 e P4, p.170
- A10 – Mapa de fissuração das paredes com 20 fiadas – P1 e P2, p.171
- A11 – Mapa de fissuração das paredes com 24 fiadas – P1 e P2 - não se conseguiu registrar as fissuras da parede P2, p.172
- A12 – Mapa de fissuração das paredes com 26 fiadas – P1 e P2 - não se conseguiu registrar as fissuras da parede P2, p.173
- A13 – Detalhe da trinca por tração do septo central do tijolito da parede com 10 fiadas, após a carga máxima – P2 face leste, p.174
- A14 – Fissuração da parede com 10 fiadas, após a carga máxima – P2 face sul, p.174
- A15 – Detalhe da ruptura da face leste P4 – 10 fiadas, p.175
- A16 – Fissuração da parede com 10 fiadas, após a carga máxima – P2 face sul, p.175
- A17 – Preparação das bases das paredes P1 e P2 com 15 fiadas, após a injeção da argamassa na três primeiras fiadas, p.176
- A18 – Dispositivo desenvolvido para o transporte das paredes, p.176
- A19 – Parede preparada para ser transportada para a região do teste, p.177
- A20 – Preparação da viga de distribuição de carga, sob o macaco P1 [3x15], p.177
- A21 – Montagem dos relógios comparadores na face sul da parede P1 [3x15], p.177
- A22 – Fissuração na parede P1 com 15 fiadas, na face sul, após a carga máxima, p.178

## **LISTA DE FIGURAS**

---

- A23 – Detalhe da face leste da parede P1 com 15 fiadas, após a carga máxima, p.178
- A24 – Detalhe dos tijolitos da última fiada, sem o macho, injeção dos furos pequenos, p.179
- A25 – Vista geral da parede P2 com 20 fiadas, depois de concluída a última injeção, p.180
- A26 – Detalhe do posicionamento do DT, face norte da parede com 20 fiadas, p.181
- A27 – Detalhe da ruptura da face leste da parede P1 com 20 fiadas. Observe a ruptura do septo central e esmagamento local em um TJ 101, p.182
- A28 – Fissuração da face sul da parede P1 com 20 fiadas, após a aplicação da carga máxima. Os números escritos ao lado das fissuras indicam as cargas que as produziram, em kN, p.183
- A29 – Fissuração da parede P3 com 20 fiadas, face sul parte superior, p.184
- A30 – Fissuração da parede P3 com 20 fiadas, face sul parte inferior, p.185
- A31 – Detalhe do posicionamento dos relógios comparadores na parede P2 com 24 fiadas, face sul, p.186
- A32 – Detalhe da ruptura do septo central na face leste da parede P2 com 24 fiadas. Observe o esmagamento local na parte superior da parede, p.186
- A33 – Fissuração da parede P2 com 24 fiadas, face sul superior, durante a aplicação de carga, p.187
- A34 – Fissuração da parede P2 com 24 fiadas, face sul central, durante a aplicação de carga. Observe um TJ 101 em processo de esmagamento, p.187
- A35 – Fissuração da parede P2 com 24 fiadas, face sul inferior, durante a aplicação de carga, p.187
- A36 – Início da queda da parede P2 com 24 fiadas. Observe o esmagamento em alguns tijolitos e a ruptura do septo central na parte superior da parede, p.188

## **LISTA DE TABELAS**

---

- 5.1 – Fator de redução da resistência da argamassa,  $\psi_m$  – Elementos extraídos da Tabela 15 - BSI 5628, p.30
- 6.1 – Faixa granulométrica recomendável para argamassas, segundo a BSI-5262, p.41
- 6.2 – Traços recomendados por Fiorito, para argamassas, p.48
- 6.3 – Guia para seleção de argamassa para alvenaria – ASTM C 270-82, p.48
- 6.4 – Proporções especificadas para os traços de argamassa – ASTM C 270-82, p.49
- 6.5 – Traços de argamassa para alvenaria não armada – traços em volume, p.49
- 6.6 – Traços padrão para a argamassa de injeção em paredes de Tijolito<sup>®</sup>, p.56
- 6.7 – Traços especiais para a argamassa de injeção em paredes de Tijolito<sup>®</sup>, p.57
- 7.1 – Levantamento dos tijolitos programados para uso neste trabalho, p.60
- 7.2 – Levantamento das dimensões do Tijolitos – TJ 100 V7 – 1<sup>o</sup>. lote, p.62
- 7.3 – Massas seca, saturada, unitária e absorção d'água dos tijolitos do 1<sup>o</sup>. lote , p.64
- 7.4 – Áreas brutas e líquidas, cargas mínimas e máximas e tensões com blocos vazados e cheios dos tijolitos do 1<sup>o</sup>. lote recebido no laboratório, p.65
- 7.5 – Acompanhamento da qualidade da argamassa de injeção usada na Tabela 7.4, p.67
- 7.6 – Resultados dos ensaios de compressão em tijolitos isolados, cortados à meia altura e encaixado macho com fêmea do mesmo bloco, p.70
- 9.1 – Faixas granulométricas para areias, segundo a NBR 7211, p.92
- 10.1 – Informações sobre as paredes com a largura variável e altura constante, p.95
- 10.2 – Valores médios das cargas de fissuração e de esmagamento nas paredinhas com altura de cinco fiadas (500 mm), p.96
- 11.1 – Cargas e tensões em prismas com duas e três fiadas de Tijolito<sup>®</sup> – sem argamassa de injeção, p.101
- 11.2 – Cargas e tensões em prismas com duas e três fiadas – cheios de argamassa , p.101

**LISTA DE TABELAS**

---

- 11.3 – Cargas e tensões de ruptura em corpos-de-prova retirados das três masseiras utilizadas nos prismas com 2 e 3 fiadas, p.103
- 11.4 – Dimensões médias dos tijolitos usados na confecção das paredes, p.104
- 11.5 – Tensões normais médias de compressão em blocos vazios e cheios, com área bruta e líquida, p.104
- 11.6 – Tensões médias das argamassas e das paredes e a forma de ruptura observada nas paredes, p.105
- 11.7 – Tensões médias de compressão por tipo de parede, da argamassa de injeção usada e do painel, p.106
- 14.1 – Relacionamento do coeficiente de esbeltez com as cargas de ruptura nas paredes de Tijolito<sup>®</sup> com 110 mm de espessura, p.132
- 14.2 – Cargas admissíveis ou de cálculo relacionando o valor de norma com o coeficiente de esbeltez da parede de Tijolito<sup>®</sup> – todas as paredes com espessura de 110 mm, p.133
- 15.1 – Cargas de fissuração e ruptura nas paredes [1 x 5], p.139
- 15.2 – Cargas de fissuração e ruptura nas paredes [2 x 10], p.140
- 15.3 – Cargas de fissuração e ruptura nas paredes de [3 x 15], p.140
- 15.4 – Cargas de fissuração e ruptura nas paredes [4 x 20], p.141
- 15.5 – Cargas de fissuração e ruptura nas paredes [5 x 24], p.141
- 15.6 – Cargas de fissuração e ruptura nas paredes [5 x 26], p.142
- 15.7 – Tipo de parede, esbeltez e cargas mínima, média e máxima de ruptura por esmagamento, p.143
- 15.8 – Tensões de ruptura à compressão e esbeltez, em prismas e paredes, com a área bruta, p.143
- A1 – Resultados dos traços de argamassas padrão – TP1 e TP2, p.160
- A2 – Resultados dos traços de argamassas especiais – TEA1 e TEL1, p.161
- A3 – Resultados dos traços de argamassas especiais – TEA2 e TEL2, p.162

**LISTA DE TABELAS**

---

- A4 – Resultados dos traços de argamassas especiais – TEA3 e TEL3, p.163
- A5 – Resultados dos traços de argamassas especiais – TEL4 a TEL6, p.164
- A6 – Resultados dos traços de argamassas especiais – TE7 e TEL8, p.165

## NOTAÇÕES

---

Os símbolos mais usados nesta dissertação têm os significados abaixo:

### Letras romanas

$A_{b,ef}$	área efetiva da seção transversal dos blocos (área com argamassa de contato);
$A_{liq}$	área líquida da seção transversal dos blocos;
$A_{br.}$	área bruta da seção transversal do elemento ou componente, calculada sem desconto das cavidades;
$E$	módulo de deformação;
$E_a$	módulo de deformação da argamassa de assentamento;
$E_b$	módulo de deformação do bloco;
$E_{b,pa}$	módulo de deformação dos blocos obtido dos ensaios de paredes;
$E_{p,c}$	módulo de deformação dos prismas cheios;
$E_{p,v}$	módulo de deformação dos prismas vazios;
$L, l$	comprimento;
$H$	altura;
$a$	massa ou volume de água;
$c$	massa ou volume de cimento;
$e$	excentricidade;
$h$	umidade ou altura
$t$	tempo ou espessura da parede
$f_{b,k}$	resistência característica dos blocos;
$f_{ca}$	resistência à compressão da argamassa;
$f_{cb}$	resistência à compressão dos blocos;
$f_{cp}$	resistência à compressão dos prismas;
$f_{cpc}$	resistência à compressão dos prismas cheios;
$f_{cpm}$	resistência à compressão média dos prismas;
$f_{cpv}$	resistência à compressão dos prismas vazios;
$f_{cpa}$	resistência à compressão das paredes;

## NOTAÇÕES

---

$f_{pa,d}$	resistência de cálculo das paredes;
$f_{pa,br}$	resistência das paredes em relação à área bruta;
$f_{tb}$	resistência à tração dos blocos.

### Letras gregas

$\varepsilon$	deformação específica;
$\sigma_{pa,adm}$	tensão admissível na paredes;
$\sigma_{b(t)}$	tensão nos blocos no tempo t;
$\nu_a$	coeficiente de Poisson da argamassa;
$\nu_b$	coeficiente de Poisson dos blocos;
$\nu_{pa}$	coeficiente de Poisson das paredes;
$\beta$	relação entre a altura e o comprimento de um painel ou parede;
$\lambda$	coeficiente ou índice de esbeltez da parede – relação entre a altura e a espessura da parede.

### Abreviaturas

ASTM	American Society for Testing Materials, Philadelphia (USA);
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro (Brasil);
BSI	British Standard Institution, Londres (Inglaterra);
NCMA	National Concrete Masonry Association (Usa);
UBC	Uniform Building Code (Usa);
CSA	Canadian Standard Association (Canadá);
CSTB	Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, Paris (França);
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa (Portugal);
EN	Euro Code (Europa) ;
a/c	relação água-cimento;

**NOTAÇÕES**

---

AL	Areia lavada;
AA	Areia artificial;
CH	Cal hidratada;
CP	Corpo-de-prova;
TP	Traço padrão;
TE	Traço especial;
TEL	Traço especial com areia lavada de rio;
TEA	Traço especial com areia artificial.

## 1. INTRODUÇÃO

---

Um dos processos mais antigos de construção usados pelo homem é, sem dúvida, a alvenaria, primeiro a de vedação e depois a estrutural. Os elementos que compõem a alvenaria é que mudaram ao longo do tempo.

Quatro das sete maravilhas do mundo foram construídas em alvenaria estrutural, sendo que a pirâmide de Quéops e o Farol de Alexandria marcaram grandiosidade estrutural, destaca CURY (1977).

O uso da alvenaria como elemento estrutural aumentou muito no Brasil, principalmente nas últimas décadas. No momento, as construções em alvenaria estrutural vão ao encontro das necessidades do nosso país, quais sejam, o alto déficit habitacional (algo acima de 10 milhões em 2001, de acordo a 2<sup>a</sup>. Conferência Nacional da Indústria da Construção)<sup>1</sup> e a necessidade da redução nos custos com uma melhoria da qualidade. Deve-se observar que a estimativa apresentada no artigo difere de muitos outros números que são freqüentemente relatados. Acredita-se que este número pode ser de no máximo cinco milhões.

Como o interesse por este assunto tem sido considerado recente, faltam estudos de laboratório no Brasil e mesmo no exterior, principalmente quando se trata de alvenaria com juntas horizontais isentas de argamassa e compostas por blocos em sistema macho e fêmea – sistema Tijolito, proposto neste trabalho.

Pensando em normalização, como é o caso de blocos de concreto, cerâmico e sílico calcário, ainda teremos que caminhar muito, pois ainda não temos domínio no tocante aos materiais e processos ou sistemas construtivos bem elaborados. Neste contexto, este trabalho pretende dar um passo nesta direção.

Embora tratando apenas de paredes de blocos de solo-cimento encaixadas com sistema macho e fêmea, foram estudados aspectos diversos, comuns aos outros materiais.

Inicialmente fez-se uma breve introdução sobre a alvenaria em geral, e no Brasil em particular. No Capítulo 2, serão apresentados os objetivos deste trabalho. O Capítulo 3 apresentará aspectos gerais sobre a alvenaria, desde características básicas até

---

<sup>1</sup> Artigo publicado no Jornal da Associação Nacional da Indústria Cerâmica, Edição 19; Ano 4; p.4.

durabilidade e manutenção. No Capítulo 4, apresentar-se-á a revisão bibliográfica, desde a pré-história até os dias atuais. O Capítulo 5 enfocará a apresentação de normas diversas, sobre o dimensionamento de alvenaria não armada. No Capítulo 6, o objeto principal será a obtenção de uma argamassa mais adequado e comparável com a recomendada pela Construtora Andrade Gutierrez S.A, fabricante e usuária do Tijolito - Sistema Andrade Gutierrez de Construção Industrializada<sup>2</sup>. As características dos blocos usados neste estudo serão apresentadas no Capítulo 7. No Capítulo 8, serão apresentados comentários acerca do módulo de elasticidade em alvenarias e sugestão para a obtenção do módulo no caso em estudo. O Capítulo 9 detalhará os processos experimentais utilizados neste trabalho. No Capítulo 10, será apresentado um estudo relacionando a capacidade de carga de paredinhas com a variação de  $\beta^3$ . Serão mostradas, no Capítulo 11, as características de blocos, prismas, paredes e os resultados dos ensaios efetuados. No Capítulo 12, serão analisados os fatores que influem na resistência à compressão simples, em paredes construídas com blocos. No Capítulo 13, serão apresentados os mecanismos de ruptura de paredes finalizando com comentários sobre o material pesquisado. No Capítulo 14, serão determinadas as resistências à compressão em paredes não armadas, com o Tijolito, componente da alvenaria intertravada de blocos de solo-cimento. O Capítulo 15 apresentará os resultados das resistências à compressão axial em paredes de Tijolito versus índice de esbeltez. No Capítulo 16, serão mostradas as conclusões desta dissertação. Apresentar-se-á, no Capítulo 17, um rol de sugestões para futuros trabalhos sobre alvenaria com blocos do tipo encaixe macho e fêmea.

Durante a redação deste trabalho, notou-se que muitas das bibliografias consultadas utilizam o termo *terra* como o elemento que dá origem aos blocos ou tijolos de adobe, terra compactada, terra empilhada, etc. Na opinião do autor, o termo mais adequado é *solo*, principalmente por indicar uma terminologia mais técnica, pois este deve apresentar algumas características especiais para ser utilizado como constituinte dos componentes da alvenaria, sendo que a terra nos passa uma visão mais prática e leiga do assunto. Mas, apesar disto, usou-se muito o termo *terra* com o objetivo de

---

<sup>2</sup> A sigla SAGCI será usada como simplificação de Sistema Andrade Gutierrez de Construção Industrializada, criado e desenvolvido pelo autor deste trabalho.

<sup>3</sup> Relação entre a altura e o comprimento de uma paredinha ou parede.

manter o texto das referências bibliográficas. Onde se lê *solo*, pode-se ler *terra* e vice-versa.

Estão listadas as referências bibliográficas e as bibliografias que subsidiaram o presente trabalho.

No Anexo, serão apresentados os valores obtidos com um detalhamento maior, desde os estudo das argamassas até os testes nas paredes, onde se mostram as fotos e os mapas de fissuração.

As notações e os símbolos usados ao longo de todo este trabalho procuram atender às normas exigidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

## **2. OBJETIVOS**

---

### 2.1. Geral

Aprimorar o conhecimento de um sistema construtivo conhecido como: Tijolito – Sistema Andrade Gutierrez de Construção Industrializada.

### 2.2. Específico

Avaliar o comportamento estrutural de paredes não armadas, submetidas à compressão axial, construídas com o Tijolito do SAGCI, por meio de ensaios e à luz de normas nacionais e estrangeiras.

### 3. ASPECTOS GERAIS

---

#### 3.1. Características básicas

Para GALLEGOS (1991), a alvenaria é um material estrutural composto que, em sua forma tradicional, está integrado por componentes ligadas por argamassa, exceto no caso em estudo, em que o Tijolito é montado um sobre o outro sem o uso de argamassa de assentamento. Em consequência, os elementos obtidos com os componentes são fracamente unidos. Este fato, confirmado em ensaios e pela experiência, permite afirmar que é um componente heterogêneo e anisotrópico e que tem por natureza uma resistência à compressão elevada, dependente principalmente da própria unidade. Porém a resistência à tração é reduzida e está relacionada diretamente à aderência da argamassa ao componente da alvenaria. Quando a alvenaria é elaborada com baixa resistência, mesmo que a argamassa apresente resistência igual ou superior à da unidade, pode-se dizer que temos uma alvenaria homogênea e isotrópica, porém também se pode dizer que a resistência será muito reduzida. Esta não é a situação que se apresenta com unidades de qualidade razoável. O que se pretende neste trabalho é analisar as características de uma alvenaria com qualidade e não com baixa resistência.

No caso em questão, há que se reconhecer que a resistência à tração entre os componentes é zero, pois não há nenhuma ligação entre uma superfície e a outra.

#### 3.2. Alvenaria e engenharia

Ainda segundo GALLEGOS (1991), é evidente que a alvenaria se constitui numa grande carência da engenharia. Por um lado, a construção de edificações com paredes excessivamente espessas, definidas com base não racional em receitas empíricas, têm conduzido a elevados custos de produção. Por outro lado, a falta de conceitos claros e a utilização de configurações incorretas têm produzido edificações inseguras, com a conseqüente ocorrência de vários desastres, principalmente quando há sismos (acidente de Gibellino, Sicília, Itália, 1968). A engenharia busca, dentro da essência de sua atividade, o equilíbrio entre a segurança e a economia.

Com o objetivo de assegurar o sucesso do mencionado equilíbrio, é indispensável:

- determinar efetivamente, mediante ensaios adequados, as propriedades reais da alvenaria;
- minimizar a variabilidade dessa alvenaria;
- definir configurações arquitetônicas e estruturais apropriadas;
- definir modos de comportamento, conforme as ações aplicadas;
- racionalizar os detalhes construtivos e a integração aos outros sistemas, como por exemplo, aberturas, tubulações, acabamentos, etc. ;
- produzir projetos, planos e normas compatíveis com a realidade da destinação;
- Aplicar conceitos válidos e procedimentos de engenharia em todas as etapas da construção.

### 3.3. Adaptabilidade tecnológica

GALLEGOS (1991) postula que, para muitos materiais estruturais, basta adaptar os projetos, modificando ligeiramente a tecnologia desenvolvida em outros países, aplicando-se os mesmos procedimentos de projeto e construção e as mesmas especificações de materiais para produzir estruturas seguras e econômicas. Isto ocorre, por exemplo, nas estruturas metálicas em aço e nas em concreto armado.

Sem dúvida, este não é o caso da alvenaria. As grandes diferenças que existem, de país para país, entre os componentes da alvenaria (particularmente a unidade de alvenaria), as distintas técnicas construtivas, muitas vezes enraizadas tradicionalmente, e as configurações estruturais próprias da edificação de cada país obrigam que as tecnologias devam ser adaptadas de um país para o outro.

Por estas razões, cada país deve desenvolver a sua própria tecnologia, porém aproveitando os conhecimentos e investigações de outros países, além dos ensaios para definir propriedades e os critérios para melhor entender os sistemas estruturais. A definição de técnicas construtivas e a elaboração de normas e regulamentos devem ser desenvolvidas localmente.

### 3.4. Durabilidade e manutenção

Para GALLEGOS (1991), há uma impressão, certamente equivocada, de que as obras de engenharia civil não necessitam de manutenção, e que são construídas para durar para sempre. Na filosofia de um projeto, há que se considerar, dentro de certos limites, ações externas e até os sismos, porém, mesmo considerando as solicitações e recomendações preconizadas em normas, não se pode esquecer que uma obra necessita de manutenção e às vezes de reparos.

As edificações de alvenaria devem ser projetadas e construídas empregando-se materiais duráveis e compatíveis com as condições de exposição, sendo também necessárias manutenções periódicas. Uma revisão nas obras de alvenaria, por exemplo a cada 5 anos, para detectar e reparar trincas e destruição de componentes, é indispensável para prevenir perdas totais futuras.

## 4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

### 4.1. História da alvenaria

#### 4.1.1. Pré-história

De acordo com CHILDE<sup>4</sup>, citado por GALLEGOS (1991), é provável que a alvenaria tenha sido inventada por um nômade recolhedor de alimentos há quinze mil anos. Pode-se imaginar que, não encontrando um refúgio natural para proteger-se do frio e dos animais selvagens, tenha ele decidido empilhar pedras para formar um lugar para se abrigar. Sem dúvida, como a transmissão de técnicas ou idéias era, nessa época, muito lenta ou não ocorria, a invenção seguramente teve que se repetir por várias vezes.

O próximo passo no processo de desenvolvimento da alvenaria deve ter sido a utilização da argamassa de barro. Esta permitia o ajustamento das pedras e, em consequência, um aumento da altura das paredes. Deste modo, os ambientes formados protegiam seus habitantes das intempéries, além de serem mais resistentes e estáveis.

Segundo GOMES(1994) e NEVES (1995), seguramente, isto ocorreu quando se começou a integração das aldeias. O homem havia descoberto os princípios do cultivo da terra e da criação de gado, marcando a primeira conquista na sua condição de responsável pela sua própria provisão de alimentos e acesso ao início da vida civilizada.

Um sistema construtivo com pedra e barro foi encontrado em Ollantaytambo, Cusco, Peru (século XIV), com indicativos de terem 10.000 anos.

O vestígio mais antigo conhecido de uma unidade de alvenaria foi encontrado em escavações arqueológicas na cidade de Jericó no Oriente Médio, com idade estimada de 9.350, correspondente ao período neolítico.

Esta unidade é uma peça de barro na forma de uma concha, feita a mão e secada ao sol; sua massa aproximada é de quinze quilogramas e são notadas impressões dos dedos do homem neolítico que a produziu.

---

<sup>4</sup> CHILDE, V.G., Man Makes Himself. Pitman Publishing, London, England, 1936.

#### 4.1.2. Início da história: Suméria

Para CHILDE, citado por GALLEGOS (1991) e OPPENHEIMER (1977), as unidades de barro formadas à mão e secadas ao sol e a argamassa de barro constroem o estado da arte da construção com alvenaria no início da história. Esta se inicia 4.000 anos a.C com os sumérios, habitantes de uma vasta área pantanosa, entre os rios Eufrates e Tigre. Nesta área os sumérios iniciaram a civilização, a engenharia, a escrita, os números, a roda e o molde. Com este molde elementar, de madeira rústica, produziram-se os primeiros adobes.

O adobe era e é fundamentalmente uma massa de barro misturada com palha à qual se dá a forma paralelepípedica reta, pressionando-a dentro de um molde de madeira, para logo depois secar-se ao sol. Esta invenção possibilitou uma liberdade de construção e uma arquitetura monumental. Sem dúvida, ao montar paredes com adobes, na forma de abóbadas, algum sumério construiu o falso arco e logo encontrou o princípio verdadeiro. Deste modo, aplicaram-se leis mecânicas de resistência muitos anos antes de elas serem formuladas.

O autor afirma ainda que o primeiro templo de forma suméria foi edificado na cidade de Uruk em 2.900 a.C.

O adobe foi levado ao forno no início do terceiro milênio antes de Cristo para fazer tijolos cerâmicos. Para fazer a alvenaria, os tijolos eram assentados em argamassa com o ligante betume, material abundante no Oriente Médio. Esta alvenaria se transformou em um material fundamental para as construções mais importantes, possibilitando alturas maiores para os zigurates (templo piramidal, de adobe, com diversos andares, da antiguidade mesopotâmia). O zigurat da cidade de Ur (2.125 a.C), com uma base de 62 m por 43 m, tem uma altura de 21 m e forro de alvenaria com 2,4 m de espessura, feito com tijolos cerâmicos assentados em argamassa de betume e fibras de cana.

Há evidências de que o uso da terra na construção data do final do período neolítico. No Antigo Testamento, muitos séculos antes de Cristo, encontram-se referências sobre a fabricação de adobes com os quais os egípcios levantaram, provavelmente, muito dos seus edifícios e monumentos (Êxodo 5:18). Ainda no Egito, blocos de adobe foram usados pela primeira vez para construção de arcos e domos.

#### 4.1.3. Egito e Grécia

Pesquisando-se GALLEGOS (1991) e NEVES (1995), pode-se dizer que a matéria prima para a elaboração de unidades de alvenaria sempre foram determinadas pelas formações e condições geológicas locais onde seriam utilizadas. O tijolo cerâmico iniciou na época Suméria porque havia abundância de argila local e não havia rochas e pedras.

O Egito, na mesma época, preferiu para as suas grandes obras as rochas trazidas das montanhas ao longo do Nilo. Arenitos, granitos, basaltos foram extraídos em pedreiras estatais. Os blocos eram perfurados e logo se introduziam cunhas metálicas para serem desprendidos do maciço. Eles eram desbastados com a ajuda de bolas e martelos, para a formação de blocos de algumas toneladas, como os usados nas pirâmides.

Nas obras comuns, usava-se o adobe. Tijolos cerâmicos raramente eram usados.

A Grécia adotou uma arquitetura de luxo, pois usava as ricas pedreiras egípcias, que possuíam os melhores mármore, os quais serviram para revestir suas grossas alvenarias de pedra (cantaria), assentadas em argamassa de cal.

Tanto no Egito como na Grécia, as construções importantes são em pedra retilínea; o arco era inexistente. Como consequência, a arquitetura ficou limitada em suas possibilidades espaciais interiores, por causa da baixa resistência da pedra à tração. A pedra exigia pequenos vãos para vigas e lajes, e por isto as distancias entre colunas eram reduzidas.

Uma obra marcante e que não deve ficar de fora desta revisão é sem dúvida a grande muralha da China, construída em 210 a.C, com nove metros de altura e 2400 km de comprimento, onde se utilizou uma grande quantidade de tijolos de argila queimados ao sol e em fornos, assentados com argamassa de cal.

#### 4.1.4. Roma

Pela leitura de GALLEGOS (1991), GOMES (1994), NEVES (1995) e WARD (1972), pode-se dizer que em algumas obras dos romanos se utilizaram pedras importadas das melhores pedreiras egípcias e mármore grego; sem dúvida, na maioria

dos casos, empregaram-se pedra de seus depósitos calcários e vulcânicos e a tecnologia suméria da alvenaria de tijolos de argila. A esta tecnologia juntaram-se uma nova racionalização construtiva e a invenção da argamassa de cimento.

A nova racionalidade consistia, principalmente, no desenvolvimento de diferentes sistemas para a construção de paredes, que eram mais econômicos e fáceis de levantar, particularmente quando se emprega a argamassa de cal.

Assim, é notório que para os romanos não existia o cimento como uma substância individual, e sim como uma mistura com agregados para formar a argamassa; tanto é assim que a palavra latina *caementum*, que dá origem a cimento, não significa aglomerante, e sim pedra pequena. É verdade que os romanos não sabiam porque a areia de Putuoli (atualmente Puzzuoli) dava um resultado especial e superior à convencional, mas aplicaram-na em grandes obras portuárias, urbanas e hidráulicas, tanto para montar alvenaria como para produzir concreto.

Segundo os autores, as invenções e inovações romanas revolucionaram a tecnologia das construções e apresentaram os seguintes efeitos marcantes:

- possibilitar construções mais arrojadas com o uso do cimento;
- simplificar a construção de paredes;
- promover liberdade para o desenvolvimento da tecnologia do arco, abóbada e a cúpula, antes restrita a pedras e tijolos;
- possibilitar aberturas totais e parciais em paredes, usando arcos e abóbadas, promovendo assim um grande potencial para projetos de interiores.

O Panteon é um edifício circular de alvenaria e coberto por um domo de concreto, com acabamento de tijolos nas paredes externas e mármore de diversas cores no interior.

#### 4.1.5. Do século V ao XIX

Segundo GALLEGOS (1991), NEVES (1995) e ZERRY (1960), depois de Roma, o avanço da tecnologia da alvenaria na Europa estabilizou-se por vários séculos. As argamassas de cimento e o concreto, em particular, desaparecem totalmente, perdendo-se a tecnologia. Esta é resgatada três séculos depois por Smeaton, fundador

da engenharia civil, que no ano de 1756 reconhece a necessidade de usar uma mistura de cal e pozzolana italiana para a reconstrução de algumas partes do farol de Eddystone, na Inglaterra.

A rigor, a alvenaria foi importante na Europa ocidental para controlar os desastrosos fogos que destruíam suas cidades medievais. Depois do grande fogo de 1666, Londres deixou de ser uma cidade de madeira para ser uma cidade de alvenaria, exclusivamente para proteger-se do fogo.

Neste contexto, com a revolução industrial que se iniciou na Inglaterra no século XVIII, a construção ampliou a aplicação da alvenaria de tijolos de argila. Os fornos industriais da época não consideravam a eficácia do combustível, mas, no início do século XIX, verificou-se que se gastavam mais de 1 kg de carvão para queimar 1 kg de argila. O salto mais importante chegou com os novos projetos de fornos produzidos em países como a Dinamarca, onde era muito importante economizar combustível. O aperfeiçoamento do forno foi acompanhado por desenvolvimento de maquinarias auxiliares como moinhos, trituradores, misturadores, extrusoras e prensas mecânicas para produção das unidades.

Sem dúvida, para os autores, o mais significativo acontecimento durante a revolução industrial foi a substituição, por métodos científicos, do caminho empírico seguido por incontáveis gerações passadas.

Assim, a alvenaria chegou ao novo mundo trazida pelos europeus. Nas colônias da costa atlântica norte-americana, instalaram-se grandes fábricas artesanais para fabricar tijolos de argila, empregando os mesmos moldes inventados pelos sumérios. Os holandeses, os melhores construtores, utilizaram os tijolos para construir edifícios de alvenaria que dão forma inglesa às partes antigas de muitas cidades norte-americanas. Foram os espanhóis que popularizaram o adobe no sul dos EUA. No norte, a primeira construção com este material aconteceu em 1633, destaca SCHNEIDER (1980).

Nas Américas, os métodos de construção com terra existiam desde épocas remotas, em forma totalmente independente. As ruínas comprovam que a construção com terra era praticada em grande escala nesta parte do mundo, especialmente no Peru, México e sudoeste dos EUA, regiões mais favorecidas por suas características de clima quente e seco. Em El Salvador, foi encontrada uma edificação de taipa que fora coberta de cinzas vulcânicas em 600 d. C, postula VIÑUALES (1994).

Entretanto, na península Ibérica, a técnica de construção com terra introduzida pelos romanos foi enriquecida pelos árabes. Publicações de 1870 descrevem várias estruturas de terra para fortificações na área de Valencia, na Espanha, que haviam sido construídas há dois mil anos, segundo CYTRYN<sup>5</sup>, citado por GALLEGOS (1991).

No final do século XVIII e início do XIX, segundo ZERRY (1960), ocorreram os seguintes avanços:

- 1796, Inglaterra. Parker patenteia o cimento romano, que era, na realidade, uma cal hidratada;
- 1824, Inglaterra. Aspdin inventa e patenteia o cimento portland;
- 1824, Europa. Inventa-se a máquina para extrudar tijolos de argila;
- 1825, Inglaterra. Brunel usa pela primeira vez a alvenaria estrutural;
- 1839, Dinamarca. Inventa-se o forno de produção contínua;
- 1850, Inglaterra. Gibbs inventa e patenteia o bloco de concreto;
- 1850, França. Lambot inventa o concreto armado;
- 1866, Inglaterra. Inventa-se e patenteia-se o tijolo sílico-calcário;
- 1867, França. Monier patenteia o concreto armado;
- 1880, Alemanha. Início da produção industrial do tijolo sílico-calcário;
- 1889, França. Cottancin patenteia a alvenaria armada;

#### 4.1.6. Alvenaria armada

De acordo com PLUMMER (1950), citado por GOMES (1994), Brunel, engenheiro inglês, propôs, em 1813, o reforço de uma chaminé em alvenaria, com barras de ferro forjado. Sem dúvida, este fato está relacionado com a primeira aplicação deste material quando da construção do túnel sob o rio Tamisa em 1825.

Na França, existiam livros como o “Ponts et Ouvrages em Maçonnerie” de Ernest Aragon, de 1909, e o famoso manual “Maçonneries” de Eugène Simonet, de 1897, obrigatórios para os engenheiros da época. Na Itália, o famoso livro de A.F.Jorini, “Teoria e Prática della Costruzione dei Ponti”, de 1918, dedica boa parte ao estudo das pontes em alvenaria. Ensinavam-se não só pontes, como diversos tipos de coberturas,

---

<sup>5</sup> CYTRYN, S. Construcción com Tierra. México, Centro Regional de Ayuda Técnica. Administración de Cooperación Internacional, 1959.

muros de arrimo e barragens. Nos EUA, o livro “Masonry Construction”, de I.O.Becker, era muito conhecido. Já em 1902, o código de obras do Distrito de Colúmbia já determinava padrões incorporados aos códigos existentes até hoje. Os conhecimentos da época permitiram a construção, entre 1889 e 1891, em Chicago, do Monadnock Building, com 16 andares. Segundo SCHNEIDER (1988), a espessura das paredes do andar térreo chegava a 1,8 m. Com as modernas técnicas e produtos de hoje, seria possível a construção de tal prédio com paredes de 30 cm de espessura,. A partir desta época, as construções com alvenaria passaram a ser antieconômicas, e a concorrência do concreto armado e do aço passou a ficar dramática para as estruturas de alvenaria.

Nessa perspectiva, em 1920, uma grande quantidade de ensaios foi realizada e construíram-se várias obras de alvenaria armada em Bihar e em Orissa, na Índia. Foram ensaiados vigas, lajes, colunas e arcos. Este trabalho constitui a primeira investigação organizada de alvenaria armada, e pode-se considerar como marco zero do desenvolvimento moderno da alvenaria estrutural. Estudos finais propuseram procedimentos racionais de projeto.

Seguindo este trabalho da Índia, o Japão, país também acometido por sismos, construiu, nas primeiras décadas do século passado, um total de 300.000 m<sup>2</sup> de paredes de alvenaria armada em edifícios públicos e privados e em outras obras. O engenheiro Kanamori, do gabinete imperial japonês, disse: “Não existe dúvida de que a alvenaria armada deve ser empregada em lugar da alvenaria simples, quando há esforços de tração na estrutura. Deste modo, elas podem ser mais seguras, resistentes e econômicas.”

Para o autor, a investigação iniciada nos EUA em 1913, apoiada pela associação dos fabricantes de tijolos cerâmicos de argila, determinou, mediante ensaios e avaliações teóricas, características muito importantes para a alvenaria armada e criou as bases para as investigações realizadas nas últimas décadas em diversos países do mundo. Isto não impediu que estruturas portantes em alvenaria fossem projetadas empiricamente, frutos da experiência e observação.

As grandes espessuras das paredes estavam diretamente ligadas à sua altura e resistência.

Portanto, na década de 1940, os arquitetos e engenheiros do oeste europeu iniciaram os estudos para o uso de armaduras, diminuindo a lacuna tecnológica entre a

alvenaria autoportante, aço e estruturas de concreto. O resultado foi a utilização de paredes menos espessas para suportarem os altos edifícios.

Em 1943, um edifício de 9 andares foi construído com paredes de 22 cm em Copenhague.

Ainda segundo GOMES (1994), na Inglaterra, em 1948, foi elaborada a primeira norma consistente para cálculo da alvenaria de tijolos. Foi reformulada em 1970 e passou a ser a CP-111, “Structural Recommendations for Load Bearing Walls”, e é baseada nas tensões admissíveis. Atualmente, já existe a BSI 5628 – Part 1:1978 “Structural use for Masonry”, que introduz o método semiprobabilístico, pela primeira vez, no cálculo das estruturas de alvenaria.

Na Alemanha a norma DIN 1053 foi editada em 1952, sendo modificada em 1962 e, posteriormente, em 1974. É mais uma série de recomendações construtivas do que uma norma de cálculo. É mais bem detalhada nas edições do “Mauerwerk Kalender” e seus tópicos são mais bem estudados por diversos especialistas. Na Itália, onde grandes construções foram erguidas no passado, a norma mais completa é de 1980, “Raccomandazioni per la progettazione e calcolo delle costruzioni a muratura portante in laterizio”. Na França, diversas publicações têm sido feitas recentemente tentando estudar os tijolos e blocos cerâmicos. A entidade que estuda tais assuntos é a “Fédération Nationale du Bâtiment”.

Nos EUA, existem normas desde 1953, porém só em 1966 é que foi publicada uma norma mais científica e menos empírica. É deste período a norma “Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry”, publicada pelo “Structural Clay Products Institute”.

Em 1963, o Structural Clay Products Institute (atualmente, The Brick Institute of America) estabeleceu programa nacional de testes de alvenaria.

A National Concrete Masonry Association chegou à constatação de que blocos produzidos com equipamentos adequados alcançavam resistência à compressão de 40 MPa ou mais.

Na década de 70, surgiu a primeira norma que trata especificamente do cálculo da alvenaria de blocos de concreto que é a “Specification for the Design and Construction of Load-bearing Concrete Masonry Design”, sendo esta a norma que mais tem influenciado a evolução da alvenaria de blocos de concreto no Brasil.

CURY (1977) destaca que se associaram BIA<sup>6</sup> e NCMA<sup>7</sup> para executar testes e determinar o comportamento da alvenaria portante, investigando os seguintes efeitos:

- esbeltez nas paredes comprimidas;
- excentricidade de cargas aplicadas;
- tensão transversal ou resistência a cargas laterais de vento;
- cisalhamento;
- cargas permanentes e acidentais; e
- momento fletor nas paredes, resultantes dos esforços laterais de vento e abalos sísmicos, assim como a necessidade de paredes de travamento paralelas à direção dos esforços laterais.

A partir destes dados desenvolveram-se projetos mais racionais de alvenaria autoportante ou resistente.

Em 1966, os arquitetos Hendrick e J.R.Mock projetam o edifício “Hanaley Hotel”, de 8 andares, em alvenaria armada de blocos de concreto, sendo este o primeiro projeto executado nos EUA, acima de três pavimentos, com este processo.

A partir de então, surgem as normas para projetos, cálculos e execuções de alvenaria armada em blocos de concreto nos EUA e Canadá.

Este processo trouxe os seguintes benefícios:

- aumento nas tensões admissíveis;
- espessura mínima determinável e não arbitrária;
- paredes mais altas com travamento intermediário; e
- redução no custo das construções.

Outrossim, na tentativa de comparar as normas de vários países, como Alemanha, Inglaterra, Canadá, Suíça e EUA, foi feita por James Gross e Robert Dickers, em trabalho apresentado durante a conferência sobre Sistemas Estruturais em Alvenaria, no Texas, em 1967. Esta comparação mostrou a falta de uniformidade das várias normas em vários aspectos, existindo omissões em umas e afirmações isoladas em outras, o que dificulta a comparação. O trabalho desses autores não trata de alvenaria de blocos de concreto, mas só da alvenaria de tijolos, conforme GOMES (1994). As Normas mais antigas não faziam distinção entre alvenaria de tijolos e de

---

<sup>6</sup> Brick Institute of América, em substituição ao Structural Clay Products Institute.

<sup>7</sup> National Concrete Masonry Association.

blocos de concreto. Agora, além da norma do NCMA, existem as normas australianas e a nova BSI<sup>8</sup> 5628, da Inglaterra, que tratam mais pormenorizadamente das alvenarias de blocos de concreto. As normas que tratam especificamente dos blocos cerâmicos encontram-se nas “Uniform Building Code Specifications” e nas normas italianas e francesas, as quais possuem indicações sobre o cálculo estrutural, além das características básicas dos blocos cerâmicos. Seria importante ressaltar que todas estas normas são frutos de anos e anos de trabalho de pesquisa nos laboratórios europeus e norte-americanos.

As normas existentes sobre tijolos comuns maciços e furados da ABNT para paredes de alvenaria estrutural, datam de 1985 e para cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto de 1989, a NBR 10837.

Em 1952, chega ao Brasil o primeiro equipamento para produção de blocos de concreto com qualidade garantida, posteriormente adquirido pela construtora Camargo Correa.

O empresário Eugênio de Andrade Martins, em 1967 e 1968, inicia a aplicação do processo em larga escala em conjuntos habitacionais com 4 pavimentos.

O conhecimento adquirido e o intercâmbio com profissionais estadunidenses fizeram surgir no Brasil, em 1972, o conjunto Jorge Nogueira Guimarães, com quatro torres de 12 pavimentos, com área de 15 000 m<sup>2</sup>. Apesar de ser a experiência pioneira no Brasil, toda a estrutura e fechamento da alvenaria foram executados em apenas 180 dias, com custos compensadores.

#### 4.2. Avanços da tecnologia de produtos com terra

De acordo com o Centro Interamericano<sup>9</sup>, citado por NEVES (1995), atualmente, o uso da terra na construção pode ser distinguido em três níveis: em primeiro lugar, pela sobrevivência dos sistemas construtivos mais primitivos gerados pela carência em que vivem algumas populações; em segundo lugar, pelas investigações e incentivos de instituições de pesquisas para o uso de técnicas inovadoras coerentes, caracterizadas pela simplicidade, eficácia e baixo custo; e em terceiro lugar, pelas

---

<sup>8</sup> British Standards Institution.

investigações e incentivos de empresas interessadas no desenvolvimento de novas tecnologias realmente revolucionárias, como é o caso do sistema que o autor apresenta neste trabalho.

Na década de 1950, por exemplo, o Centro Interamericano de Viviendas y Planeamiento da Colômbia realizou um interessante programa de investigação e construção com a terra, desenvolvendo um modelo bastante simples de uma prensa manual para fabricação de blocos de solo-cimento, hoje conhecida pela denominação CINVA-RAM. Além de envolver também atividade de construção comunitária em programas de ajuda mútua, o CINVA publicou “Suelo-cemento: su aplicación en la edificación”, que é um clássico no assunto.

Na década de 1970, a “Pontificia Universidad Católica Del Peru” iniciou um intenso trabalho de investigação sobre o comportamento das construções em adobe frente às solicitações provenientes de abalos sísmicos: desenvolveu técnicas construtivas adequadas, principalmente quanto aos reforços das paredes. Em 1977, o “Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda” incorporava o uso do adobe na regulamentação de construções como parte das Normas de Projeto Sismo-Resistente; em 1987-89, foi construído o prédio para o “Museu de História Natural da Pontificia Universidade Católica de Minas Gerais”, no Campus I de Belo Horizonte, com tijolos de solo-cimento produzidos no próprio local da obra. Foram produzidos aproximadamente 22000 tijolos maciços numa prensa do tipo CINVA-RAM, da Tecmor, com o objetivo de avaliar o comportamento das paredes quanto à insolação, segundo ASSIS (1989).

Para o Instituto Nacional de Investigación<sup>10</sup>, citado por NEVES (1995), o “Ministério de Viviendas y Construcción” aprovava e publicava a norma ADOBE, incorporando-a às Normas Técnicas de Edificações.

Para a Universidad de los Andes<sup>11</sup>, citado por NEVES (1995), além dos importantes trabalhos desenvolvidos em diversas instituições, o “Grupo de Vivienda Rural da Facultad de Arquitectura da Universidad de los Andes” vem elaborando

---

<sup>9</sup> COLÔMBIA, Centro Interamericano de Vivienda y Planeamiento. Suelo-cemento; su aplicación en la edificación, Bogotá, 1963.

<sup>10</sup> INSTITUTO Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda. Adobe. Norma técnica de edificación E-800. Lima, 1987.

projetos rurais adequados às condições climáticas da região e divulgando as técnicas de construção com terra através de publicações de recomendações técnicas para projetos e manuais de autoconstrução.

Ainda de acordo com NEVES (1995), uma importante contribuição vem do Equador com os estudos realizados pela PONTIFÍCIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL EQUADOR (1992), pela ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL (1992) e pela Fundación Ecuatoriana Del Habitat abrangendo métodos de ensaios em laboratórios, recomendações para identificação de solos e processos de fabricação de adobe melhorado com asfalto, além da descrição de técnicas tradicionais da taipa-de-pilão e da taipa-de-sopapo. Um grupo de especialistas elaborou documentos que resumem idéias e métodos de construção com terra, apresentando também os resultados obtidos nos laboratórios, com objetivo de reunir as informações existentes e determinar um guia para elaboração de Normas em terra.

No Brasil, os estudos de construção em terra são dirigidos especialmente ao uso do solo estabilizado. Com o apoio dos institutos de pesquisas, já se dispõe de um volume significativo de conhecimento sobre solo-cimento, solo-cal e solo-borra de carbureto. As técnicas empregadas constituem-se basicamente de tijolos e blocos prensados, em equipamentos manuais ou automáticos, e painéis monolíticos no local. Segundo a publicação “Dez Alternativas Tecnológicas para Habitação”, citada por NEVES (1995), elaborada por diversos especialistas, reúne um número significativo de informações sobre os estudos realizados. Recentemente, uma Comissão de Estudos formada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas revisou as normas para o uso do solo-cimento na construção.

#### 4.3. Sistemas construtivos e o estado da arte para blocos de terra crua

Para ASSIS (1995), existem diversos sistemas construtivos em terra, apropriados às diferentes características climáticas e tradição cultural de cada região. Um levantamento realizado pelos integrantes da Rede Temática HABITERRA registrou, em

---

<sup>11</sup> UNIVERSIDAD de los Andes – Facultad de Arquitectura. Programa vivienda rural. Manuales de auto construcción. Convenio de cooperación para la investigación de la vivienda y los asentamientos rurales. Mérida, 1992.

dez países ibero-americanos, a existência de mais de 50 técnicas em uso ou em fase de investigação.

A rigor, esses sistemas, distribuídos por famílias denominados alvenaria, monolíticos e entramados, foram agrupados pela modalidade de execução.

Na alvenaria, os sistemas levantados foram classificados como adobe, bloco compactado e bloco prensado; em monolíticos, foram classificados como taipa-de-pilão, taipa-de-pilão reforçada e sistemas alternativos; na família dos entramados, em taipa e taipa pré-fabricada.

Entretanto, a alvenaria de bloco prensado é proposta com mais ênfase para emprego na área urbana e é um componente da alvenaria basicamente semi-industrial.

Há equipamentos manuais, pneumáticos e hidráulicos, usados para a sua fabricação. Os equipamentos pneumáticos apresentam duas dificuldades: a) perda elevada de energia; e b) uma limitação na carga de prensagem. Os equipamentos manuais são muito bons para seus fabricantes, pois a relação entre o seu custo e a sua produtividade efetiva é muito elevada. Os que apresentam o melhor custo x benefício são os hidráulicos, porém são muito mais caros que os outros. As indústrias capazes de sobreviver produzindo este material terão que fazer um alto investimento inicial para colher bons frutos no futuro. O Tijolito - Sistema de Andrade Gutierrez de Construção Industrializada (SAGCI) utiliza um bloco de solo-cimento, com sistema macho e fêmea, estudado academicamente desde 1979, na PUC Minas, por ASSIS (1989).

Durante a pesquisa bibliográfica para a redação desta dissertação, o autor só conseguiu um bloco de solo-cimento prensado similar ao aqui apresentado, porém muito longe dos estudos que já foram realizados com o sistema Tijolito.

O bloco mais próximo do “design” do Tijolito foi observado no trabalho desenvolvido no nordeste brasileiro, por técnicos da Facoltà di Architettura – Politécnico di Torino em 1992, (MATSTONE, 1995).

O mesmo bloco, criado pelos arquitetos e pesquisadores italianos, foi usado pelo professor e pesquisador BARBOSA (1996), em seu trabalho “Construção com terra crua, do material à estrutura”, o qual diz:

“Os resultados dos ensaios encorajam a ação prática, para mostrar viabilidade do material. Com os tijolos de melhor performance, aqueles com saliências (tipo macho e fêmea), está-se pois aplicando a tecnologia dos tijolos prensados”.

Os arquitetos R. Mattone e F. Goggi, do Politécnico di Torino, foram os responsáveis pela elaboração do projeto e treinamento da mão-de-obra dos moradores da favela Cuba de Baixo, em João Pessoa -PB, onde foi construído o Centro Comunitário, utilizando-se os tijolos maciços de solo-cimento, com 5% de cimento.

Outrossim, estudos mais apurados com estes tijolos de encaixe foram feitos em Torino – Itália, pelos responsáveis e criadores dos mesmos, no trabalho: *Blocchi in terra stabilizzata: Un'esperienza nel nord-est del Brasile*, destaca MATTONE (1995).

Os testes em laboratório foram: a) compressão simples; e b) compressão diagonal.

Neste contexto, vários trabalhos foram desenvolvidos em parceria entre Andrade Gutierrez, universidades e centros de pesquisa, com o objetivo de se conhecer cada vez mais o comportamento do Tijolito-SAGCI. Estes trabalhos também fizeram parte da revisão bibliografia consultada, conforme resumo estudado em cada relatório:

1. Em maio de 1993, professores do Departamento de Engenharia de Estruturas (DEES) da Escola de Engenharia da UFMG estudaram o “Comportamento estrutural do bloco de solo-cimento”. Neste trabalho determinou-se a unidade padrão representativa da parede e o módulo de deformação longitudinal.
2. Em Junho de 1993, professores do DEES da UFMG estudaram o “Comportamento estrutural do bloco de solo-cimento”. Neste trabalho, determinou-se a capacidade de paredes à compressão axial, sem e com injeção de argamassa. Todas as paredes foram montadas com 11 cm de largura, 110 cm de comprimento e 250 cm de altura.
3. Em Setembro de 1993, os mesmos professores do DEES da UFMG estudaram o “Comportamento estrutural de paredes de blocos de concreto”. Neste trabalho, determinaram-se o processo de fissuração, estabilidade das paredes, carga de ruptura e modo de ruptura. Todas as paredes testadas foram construídas com 10 cm de largura, 100 cm comprimento e 245 cm de altura.
4. Ainda em Setembro de 1993, professores do DEES da UFMG estudaram o “Comportamento estrutural de paredes de tijolos furados cerâmicos”. Nesse trabalho, determinaram-se o processo de fissuração, estabilidade das paredes, carga de ruptura e modo de ruptura. Todas as paredes testadas foram construídas com 8,5 cm de largura, 92,5 cm de comprimento e 246 cm de altura.

5. Em 1995, pesquisadores do IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) fizeram uma “Avaliação de Desempenho do Tijolito - Sistema Construtivo em Blocos de solo-cimento”. Fazem parte desse estudo: absorção da água dos blocos; verificação dimensional; cargas transmitidas por peças suspensas (em laboratório e em casa-protótipo); impacto de corpo mole; impacto de corpo duro (em casa-protótipo); carga horizontal uniformemente distribuída; solicitações transmitidas por portas (em casa-protótipo); resistência ao fogo.
6. Em 1995, pesquisadores do IPT executaram “Medição de isolamento de som aéreo”, no SAGCI.
7. Em 1995, pesquisadores do IPT executaram “Ensaio de resistência ao fogo em parede com função estrutural”, do SAGCI.
8. Em 1995, o IPT desenvolveu “Ensaio de caracterização em blocos”, do SAGCI.
9. Em 1995, “Ensaio mecânicos em casa-protótipo com o SAGCI” foram desenvolvidos por pesquisadores do IPT.
10. Em 1995, o IPT efetuou “Determinação da estanqueidade à água de paredes externas produzidas em laboratório” para o SAGCI.
11. Em 1995, paredes do SAGCI foram ensaiadas pelo IPT, o qual elaborou o relatório “Avaliação do isolamento de som aéreo”.
12. Em 1995, o IPT efetuou estudo em paredes, intitulado: “Verificação do comportamento sob ação do calor e choque térmico”.
13. Em 1995, o IPT desenvolveu um estudo sobre “Avaliação do desempenho térmico do sistema construtivo em blocos de solo-cimento – SAGCI”.
14. Em 1995, o IPT executou estudo com o título: “Avaliação de desempenho quanto à segurança ao fogo do SAGCI”.
15. Ainda em 1995, foi executado estudo pelo IPT, com o título: “Compressão excêntrica em paredes construídas com o SAGCI”.

Portanto, para se ter uma idéia, o Tijolito – SAGCI já foi utilizado para construções de protótipos que estão sendo monitorados até hoje, nos seguintes locais: Belo Horizonte (6 casas – uma é a casa do autor); 1 casa em Brasília-DF; Nova Ponte-MG; Rio de Janeiro-RJ; Cabo Frio-RJ; Palmas-TO; Salvador-BA; Luanda-Angola;

Cape Town-África do sul; La Plata-Argentina. Além de protótipos, construíram-se: 20000 m<sup>2</sup> de escolas de 1o. grau no Estado de Minas Gerais (1992-1993); 807 casas populares em Palmas-TO (1993-1994); Sede de clube de lazer; 6 casas populares em Curitiba-PR (1994); 7 casas populares em Ribeirão Preto-SP; 10 casas em Juiz de Fora-MG (1996); 6 casas de classe média em Sete Lagoas-MG (1997); 450 casas em Contagem-MG (1997-1999); 212 casas de padrão médio e 11 casas de padrão alto, de dois pavimentos, em Luanda-Angola (1994-2000); escolas em Cabinda-Angola (2000-2001); 112 casas geminadas de dois pavimentos, em Duque de Caxias-RJ (2000); 146 casas geminadas de dois pavimentos, em Belo Horizonte-MG (2000-2001), conforme [WWW.tijolito.com.br](http://WWW.tijolito.com.br) (2001).

Desta forma, acredita-se que a alvenaria com o sistema Tijolito, representa um divisor de águas nesta área, pois, além de resgatar o uso da terra crua, prensada e com alta qualidade dimensional, estrutural e durabilidade, possibilitou a utilização de cotas em milímetro em vez de em centímetro, desde o projeto até a execução final da construção. Criou-se uma nova filosofia para os projetos arquitetônicos, pois estes devem encaminhar à obra a indicação de tolerâncias em todas as medidas. Outro grande avanço foi o uso do nível “zero” para lajes e a racionalização como consequência natural do sistema. Com este sistema construtivo, é possível obter uma construção com alto padrão de qualidade, com baixo desperdício e além do mais utilizando uma mão-de-obra com baixa qualificação. Por estas razões já se têm conjuntos habitacionais construídos por mãos de pessoas que nunca executaram uma parede, como donas de casa. O conjunto do Bairro Sapucaias na Cidade de Contagem, grande Belo Horizonte, Minas Gerais, é o maior exemplo do uso de mão-de-obra não qualificada para a construção com o Tijolito. Construíram-se 533 casas para famílias de baixa renda, onde os futuros moradores eram os próprios construtores e mais de 70% deles eram mulheres do lar.

Em Junho de 2000, na 12<sup>a</sup> Conferência Internacional sobre Alvenaria de Blocos e tijolos, SCHAERLAEKENS (2000) apresentou um trabalho muito interessante sobre blocos intertravados. O sistema foi todo desenvolvido com base no EUROCODE 6. Estudos para obter a resistência à compressão  $f_c$ , a resistência ao cisalhamento  $f_v$  e as resistências à flexão foram executados com base em: **pr EN 1052-2** “Métodos de teste para alvenaria – parte 2: determinação da resistência à flexão” e **pr EN 1052-3**

“Métodos de teste para alvenaria – parte 3: determinação da resistência ao cisalhamento inicial”.

Ainda, na 12<sup>a</sup> Conferência Internacional sobre Alvenaria de Blocos e tijolos, MARRERO (2000) apresentou um trabalho, no qual estudou vários blocos para serem utilizados em construções populares na Venezuela. Optou por um bloco que pudesse ser usado em paredes e também em lajes. Este bloco é chamado pelo autor “bloco de múltiplo uso”.

CAPUZZO, V. Neto; CORRÊA, M.R.S e RAMALHO M.A.(2000) apresentaram na 12<sup>a</sup> Conferência Internacional sobre Alvenaria de Blocos e tijolos “Estudo teórico e experimental de paredes unidas, que se cortam sob cargas verticais”.

Esses pesquisadores efetuaram experiências em paredes e compararam com resultados de modelos matemáticos usando elementos finitos. O estudo apresentou resultados sobre o comportamento de painéis quando há painéis adjacentes.

A rigor, a crescente demanda por projeto de edifícios de alvenaria estrutural com pavimentos cada vez mais numerosos tem levado à necessidade de modelos de projeto aperfeiçoados. Um conhecimento melhor da capacidade de carga com o aumento da altura das paredes se faz necessário. Sem tais melhorias, dois erros sérios podem ocorrer, isto é, projetos que são inviáveis em termos de custos e/ou projetos que põem em risco a segurança estrutural da edificação.

Por isto, poucos estudos têm focado o relacionamento entre a altura e a carga por unidade de comprimento ou a tensão normal na parede, principalmente quando se trata de blocos intertravados e com junta horizontal isenta de argamassa.

Como até o momento não se obtiveram estudos sobre a relação entre o coeficiente de esbeltez ( $\lambda$ ) e a tensão de ruptura por esmagamento e/ou instabilidade, em blocos intertravados, de solo-cimento, acredita-se que este estudo deverá trazer um avanço para a alvenaria, prioritariamente para o Tijolito – SAGCI . Além do estudo acima, torna-se mister relacionar os resultados experimentais dos ensaios com paredes de tijolito e os obtidos por meio de normas que se utilizam dos métodos das tensões admissíveis ou dos estados limites últimos.

## 5. RECOMENDAÇÕES DE NORMAS ESTRANGEIRAS

---

### 5.1. Normas estrangeiras e suas recomendações para as alvenarias não armadas

O objetivo deste capítulo é apresentar as recomendações existentes em normas estrangeiras, as quais serviram como elementos orientadores para o estudo em questão, embora não diretamente utilizados. Algumas destas recomendações são comuns a várias normas e a sua utilização não se restringe aos blocos e tijolos de argila, sendo também aplicáveis em alvenaria de blocos de concreto.

Sabe-se que estas normas, a seguir apresentadas, não foram desenvolvidas para alvenaria de blocos intertravados, muito menos para blocos de solo-cimento sem argamassa nas juntas horizontais. Mesmo assim, elas serão utilizadas como elemento de comparação dos resultados obtidos nos ensaios de paredes com o tijolito.

### 5.2. Uniform Building Code – UBC – 1999 – cap. 24

#### 5.2.1. Resistência à compressão das paredes

A expressão básica para avaliar a capacidade de carga nas paredes é:

$$P_{adm} = C_e C_s \sigma_{cp} A_{br} \quad (5.1)$$

em que:

$P_{adm}$  = carga admissível

$C_e$  = coeficiente devido à excentricidade

$C_s$  = coeficiente devido à esbeltez

$f_{cpm}$  = resistência média dos prismas

$\sigma_{cp}$  = tensão básica de cálculo, igual a  $0,20 f_{cpm}$

$A_{br}$  = área bruta da seção transversal

Os valores de  $C_s$  e  $C_e$  podem ser calculados usando-se as expressões:

$$C_s = 1,2 - \frac{h/t}{300} \left[ 5,7 + \left( 1,5 + \frac{e_1}{e_2} \right)^2 \right] \leq 1,0 \quad (5.2)$$

$$\frac{h}{t} \leq 10 \left( 3 - \frac{e_1}{e_2} \right) \quad (5.3)$$

em que:

$h/t$  = índice de esbeltez

$e_1$  = menor excentricidade no topo ou na base da parede

$e_2$  = maior excentricidade no topo ou na base da parede

NOTA: Se a excentricidade calculada ( $e$ ) for igual a ou menor que  $t/20$ , o coeficiente devido à excentricidade será 1,0.

Se:  $\frac{t}{20} < e \leq \frac{t}{6}$  (5.4)

$$C_e = \frac{1,3}{1 + 6 \frac{e}{t}} + \frac{1}{2} \left( \frac{e}{t} - \frac{1}{20} \right) \left( 1 - \frac{e_1}{e_2} \right) \quad (5.5)$$

e se:

$$\frac{t}{6} < e \leq \frac{t}{3} \quad (5.6)$$

$$C_e = 1,95 \left( \frac{1}{2} - \frac{e}{t} \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{e}{t} - \frac{1}{20} \right) \left( 1 - \frac{e_1}{e_2} \right) \quad (5.7)$$

### 5.2.2. Módulo de deformação longitudinal

O módulo de deformação longitudinal:  $E_{pa} = 1.000 f_{cpm} \leq 20.500 \text{ MPa}$

O módulo de deformação transversal:  $G_{pa} = 400 f_{cpm} \leq 8.200 \text{ MPa}$

Com base nestas informações deduz-se que o coeficiente de Poisson máximo da alvenaria é:

$$\nu_a = 0,25$$

### 5.2.3. Resistência da argamassa de assentamento

O capítulo no. 24 da norma UBC<sup>12</sup> não faz referência explícita à argamassa de assentamento. No entanto, na tabela 24-j, que dá  $\sigma_{pa,adm}$  em função dos tijolos e da argamassa de assentamento, verifica-se que, se os blocos de 13,7 MPa de resistência à compressão são assentados com uma argamassa de 5,2 MPa, têm-se a  $\sigma_{pa,adm} = 5,5 \text{ MPa}$ ; o mesmo tijolo, assentado com argamassa de 17,2 MPa, produz uma alvenaria cuja resistência à compressão é de 6,9 MPa. A resistência mínima da argamassa é cerca de 4,1 MPa em cp's de 5 cm x 10 cm.

A argamassa deve ser colocada em todas as faces dos blocos e a sua espessura nas juntas horizontais e verticais não devem ultrapassar 12,7 mm.

Cabe ressaltar que, no sistema ora pesquisado, não se trabalha com argamassa nas juntas horizontais, porém há argamassa em furos próprios do tijolito, na vertical.

## 5.3. Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry – 1969

### 5.3.1. Resistência à compressão das paredes

A expressão básica para avaliar a capacidade de carga das paredes é idêntica à da UBC, bem como a tensão básica a ser usada  $0,20 f_{cpm}$ . Há uma correspondência entre todos os fatores envolvidos.

---

<sup>12</sup> Uniform Building Code.

#### 5.4. Canadian Standard Association S-304-1977

##### 5.4.1. Resistência à compressão das paredes

A carga admissível é calculada como na norma UBC considerando os fatores de redução que levam em consideração a excentricidade da carga e a esbeltez das paredes.

#### 5.5. Specification for design and construction of load bearing concrete – 1970 Norma do NCMA

##### 5.5.1. Resistência à compressão das paredes

A fórmula indicada pela norma para calcular a carga admissível nas paredes é:

$$P_{adm} = 0,20 f_{cpm} \left[ 1 - \left( \frac{h}{40t} \right)^3 \right] \cdot A_{br} \quad (5.8)$$

A tensão básica é de  $0,20 f_{cpm}$ .

Todos os outros itens abordados têm os mesmos valores da norma UBC.

NOTA: A expressão acima, da equação (5.8) é a mesma recomenda pela NBR 10.837 e indicada no seu item 5.1.2, sob o título “Compressão axial em paredes não armadas”.

#### 5.6. Norma inglesa BSI 5628 - British Standard Code of Practice for Structural use of Masonry - part 1 - unreinforced masonry

Esta norma é uma das normas mais completas entre as consultadas, diferindo das anteriores em vários aspectos. As normas NCMA, UBC e CSA orientam o dimensionamento pelo método das tensões admissíveis, porém esta recomenda o uso dos estados limites últimos.

Outros pontos interessantes indicados no texto da BSI são a possibilidade de se utilizar blocos com características dimensionais e materiais diferentes. Há ainda possibilidade de utilizar-se das recomendações para dimensionamento de paredes portantes ou resistentes, com e sem armadura. Caso haja interesse do projetista, ainda é possível fazer o dimensionamento utilizando-se de dados experimentais colhidos em ensaios preestabelecidos pela referida norma. No texto da norma, não houve recomendação para o uso de blocos intertravados como é o caso do tijolito; todavia, no último capítulo far-se-ão comparações entre os resultados experimentais e obtidos nos ensaios com paredes construídas com o tijolito e os resultados obtidos por esta norma.

Cabe ressaltar que todas as paredes ensaiadas para este estudo apresentaram uma espessura de 11 cm. Por esta norma a espessura é limitada pelo índice de esbeltez  $\lambda$ . Por exemplo, para paredes não armadas onde o  $\lambda \leq 20$  a espessura mínima de uma parede com 280 cm de altura será de 14 cm.

#### 5.6.1. Resistência à compressão das paredes

A resistência à compressão característica,  $f_k$ , para a alvenaria, pode ser calculada como:

$$f_k = \frac{F_m \psi_u \psi_m}{1,2A} \quad (5.9)$$

em que:

$F_m$  é a média das cargas máximas suportadas pelos dois painéis de ensaio;

$A$  é a área da seção transversal de cada painel;

$\psi_m$  é o fator de redução da resistência da argamassa, da Tabela 5.1, cujos dados foram extraídos da BSI 5628;

$\psi_u$  é o fator de redução da unidade para unidades estruturais;

NOTA: O fator 1,2 é introduzido para relacionar o valor característico ao valor médio.

Entretanto, nos casos em que a altura da parede entre as extremidades excede 20 vezes a espessura, é possível que haja uma redução significativa dos

resultados dos ensaios, devido a efeitos da esbeltez em relação aos valores esperados para uma parede na faixa de altura recomendada. Este efeito pode ser avaliado aproximadamente através da medida da flecha lateral da parede à meia altura, durante o ensaio. Se  $\gamma_u$  for a flecha medida imediatamente antes da carga máxima, o valor  $F_m/A$  pode ser multiplicado por  $(t/(t-\gamma_u))$ , em que  $t$  é a espessura da parede. Este aumento, no entanto, não deve exceder a 15%.

O fator  $\psi_u$  é obtido pela relação entre a resistência à compressão (especificada pelo fabricante), e a resistência à compressão de uma amostra de unidades estruturais. Este fator deve ser igual o inferior a 1,0.

O fator  $\psi_m$  é determinado pela relação entre a resistência à compressão da argamassa utilizada nos painéis de ensaio e a resistência à compressão da argamassa utilizada na obra.

<b>a/b</b>	<b>Fator de redução <math>\psi_m</math></b>
de 1 a 1,5	1,00
2,0	0,93
2,5	0,88
3,0	0,84
3,5	0,81
4	0,78

Tabela 5.1 - Fator de redução da resistência da argamassa,  $\psi_m$  – Elementos extraídos da Tabela 15 da BSI 5628

NOTA: O **a** da *Tabela 5.1* representa a resistência à compressão da argamassa usada nos painéis de ensaio, e **b** representa a resistência à compressão mínima da argamassa especificada para a obra. Permite-se a interpolação linear entre os valores apresentados.

#### 5.6.2. Resistência de cálculo de paredes com cargas verticais

A resistência de cálculo para carga vertical de uma parede, por unidade de comprimento, é dada por:

$$f_{pa,d} = \frac{\beta \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (5.10)$$

em que:

- $\beta$  é o fator de redução de capacidade resistente proveniente do efeito da esbeltez e da excentricidade, dado pela Tabela 7 da norma;
- $f_k$  é a resistência característica da alvenaria obtida na cláusula 21 da norma ou pela equação (5.9);
- $\gamma_m$  é o coeficiente parcial de segurança para o material obtido na cláusula 25 da norma;
- $t$  é a espessura da parede.

O coeficiente parcial de segurança  $\gamma_m$  depende de duas condições, a primeira esta ligada ao controle de qualidade na construção e a segunda depende da qualidade da fabricação das unidades estruturais. Se o controle nas duas extremidades for especial, o coeficiente será 2,50, se o controle na construção for normal e a fabricação for especial o coeficiente será 3,10, se o controle na construção for especial e a fabricação for normal este coeficiente será 2,80, e se o controle nas pontas for normal o coeficiente será 3,50.

#### 5.7. Segundo o EUROCODE – Projeto de Estruturas de Alvenaria EN 6 – 1996

Esta norma apresenta um corpo bem parecido com a BSI e também recomenda os dimensionamentos pelos estados limites últimos.

Os requisitos fundamentais para se projetar uma edificação, são:

- Definições e classificações;
- Ações;
- Combinações das ações;
- Coeficientes parciais de segurança (para ações e para os materiais);e
- Durabilidade das edificações.

Este código se aplica ao projeto de edifícios e obras de construção civil em alvenaria simples, armada, pré-reforçada e confinada. Trata das exigências relativas à resistência, utilização e durabilidade das estruturas. Exigências relativas ao comportamento térmico ou acústico não são facadas neste código. Os coeficientes redutores devidos à qualidade da obra e da fabricação da unidade da alvenaria são semelhantes aos já comentados para a BSI.

#### 5.7.1. Resistência característica à compressão da alvenaria simples realizada com argamassa convencional.

A resistência característica à compressão da alvenaria simples realizada com argamassa convencional, que obedece ao item 3.2.1 dessa norma, com juntas satisfazendo às exigências do item 5.1.5 do Eurocode, de tal forma que possam ser consideradas como preenchidas, pode ser calculada por meio da expressão:

$$f_k = k \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} (N / mm^2) \quad (5.11)$$

desde que não se considere  $f_m$  superior a 20 MPa e nem a  $2 f_b$ , tomando-se o menor deles.

em que:

$k$  é uma constante em  $(MPa)^{0,1}$ ;

$f_b$  é a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, em MPa, de acordo com a descrição em 3.1.2.1 do Eurocode 6, na direção do efeito da ação aplicada;

$f_m$  é a resistência à compressão da argamassa convencional, em MPa.

#### 5.7.2. Resistência de cálculo da alvenaria

A resistência de cálculo da alvenaria simples para cargas verticais, por unidade de comprimento,  $N_{rd}$ , é dada por:

$$N_{rd} = \frac{\phi_{i,m} \cdot t \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (5.12)$$

em que:

- $\phi_{i,m}$  é o coeficiente de redução da capacidade,  $\phi_i$  ou  $\phi_m$  conforme o caso, função dos efeitos de esbeltez e de excentricidade do carregamento, obtidos em 5.1.3.3 do Eurocode;
- $t$  é a espessura efetiva da parede, levando-se em conta a profundidade do ressalto provocado pelo acabamento das juntas, sempre que este seja superior a 5 mm;
- $f_k$  é a resistência característica à compressão da alvenaria, obtida segundo o item 3.6.2 dessa norma;
- $\gamma_m$  é o coeficiente parcial de segurança do material, obtido pelo item 2.2.2 dessa norma.

## 6. ESTUDO PARA OBTER A MELHOR ARGAMASSA DE INJEÇÃO

---

### 6.1. Introdução

Antes de falar sobre o conceito do material argamassa, faz-se mister explicar porque se utiliza argamassa de injeção na alvenaria de Tijolito<sup>®</sup> e não argamassa de assentamento.

O bloco que será utilizado na confecção das paredes é um bloco de solo-cimento do Tijolito<sup>®</sup> - Sistema Andrade Gutierrez de Construção Industrializada<sup>13</sup>. A *Figura 6.1* mostra um Tijolito<sup>®</sup>, bloco padrão, denominado TJ 100. Todos os demais blocos usados são derivados dele. O TJ 101 é obtido do TJ 100 por meio de corte transversal no seu centro. Ele é o meio bloco, usado para dar o acabamento das paredes retas dos vãos de portas e janelas. Com os blocos TJ 100 e TJ 101, confeccionam-se todas as paredes. A *Figura 9.6* ilustra uma parede típica, destacando-se o sistema de montagem em mata junta.

Assim, no texto, utilizar-se-á a expressão *argamassa de injeção* como sendo aquela que é vertida nos orifícios menores do Tijolito<sup>®</sup> para promover a estabilidade das paredes. A argamassa deve apresentar uma fluidez entre 10s e 20s. Este índice deve ser verificado por meio do cone Marsh, com diâmetro de 12,5 mm.

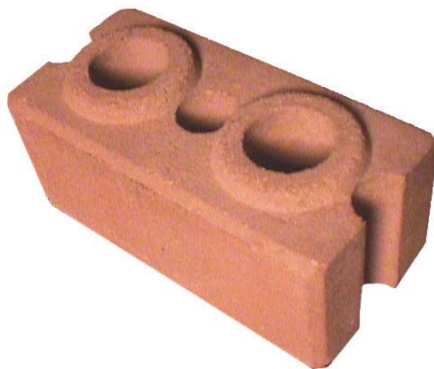


Figura 6.1 – TJ 100 – Tijolito<sup>®</sup> padrão – Os furos pequenos sempre recebem argamassa de injeção e os grandes podem ou não recebê-la. Os furos grandes podem ser usados para passagem de rede hidráulica e/ou elétrica.

---

<sup>13</sup> Este sistema foi por mim desenvolvido, nos laboratórios da Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, e patrocinado pela Construtora Andrade Gutierrez S.A. Atualmente estou aproveitando este trabalho para avançar mais um pouco em relação ao conhecimento deste sistema construtivo.

Intuitivamente, o conceito do material *argamassa* é relacionado mais com a sua constituição do que com as suas propriedades, ao contrário da idéia do material *concreto* que as pessoas ligam imediatamente à sua destinação ou uso estrutural. Esta discrepância entre a associação do termo *argamassa* ao conceito de massa plástica, formada por areia com um ou mais aglomerantes e mais a adição de água, e a do concreto com sendo a expressão ou materialização da resistência, dureza ou durabilidade, deriva do uso tradicional majoritário da argamassa com elemento de revestimento (chapisco, emboço, reboco etc.) ou aglutinação (massa para assentamento ou injeção, para o caso em questão), e do concreto como elemento estrutural.

Entretanto, apenas em algumas aplicações especializadas, as argamassas desempenham um papel fundamentalmente estrutural à semelhança de um micro-concreto, pois, além de apresentar determinadas propriedades no estado fresco inicial, o material também deve responder mediante uma expressiva capacidade de suportar esforços mecânicos impostos externamente ou solicitações de diversas espécies do meio circundante, declara BUCHER (1988).

## 6.2. Propriedades principais das argamassas

A rigor, o conhecimento das propriedades físicas e mecânicas das argamassas estruturais no estado fresco e endurecido é fundamental para determinar a sua composição com base em determinadas especificações. Basicamente, será necessário conhecer o seguinte:

- a. *Reologia* – a necessidade de atender a uma determinada trabalhabilidade, consistência ou a fluidez (no caso da argamassa de injeção para o Tijolito<sup>®</sup>) no estado fresco e sua dependência das características e quantidades relativas dos componentes.
- b. *Resistência* – a capacidade de transmitir esforços mecânicos no estado endurecido (principalmente de compressão e flexão) e como dosar os constituintes para obter uma determinada resistência num caso específico.
- c. *Durabilidade* – avaliação apropriada do meio no qual a estrutura ou uma parte em especial vai ficar exposta, e das solicitações externas que irão atuar sobre ela durante a vida útil prevista, de modo a poder fixar adequadamente os

componentes de uma argamassa estrutural em qualidade e quantidade para garantir a sua serventia. Estes agentes podem ser de origem natural (ciclo de gelo/degelo ou umedecimento / secagem, choques térmicos, sais da água do mar ou do subsolo, gases, microorganismos, etc) ou então provocados ou induzidos (abrasão, radiação, calor, substâncias químicas, correntes elétricas, fumaças, poeiras industriais, deformações por impacto, cavitações, sobrecarga, etc.).

- d. *Retenção de água* – avaliação da capacidade de uma argamassa em reter água. Este índice pode ser muito importante, principalmente no caso da argamassa de injeção, pois o tijolito pode absorvê-la da argamassa e reduzir ainda mais a sua qualidade, em termos de resistência à compressão.
- e. *Ar incorporado* – a avaliação da quantidade de ar incorporado em uma argamassa pode ser um fator preponderante quando se tem a fluidez como elemento de controle da quantidade de água na mistura.

A adequação das características da argamassa às especificações do projeto pode ser resolvida fazendo uma espécie de analogia com o concreto. Esta linha de raciocínio parece lógica, pois, se um determinado concreto atende às solicitações físicas, mecânicas e químicas para as quais foi dosado, a argamassa que forma parte desse concreto tem que ser capaz também de resistir às mesmas solicitações. Entretanto, a dedução não é totalmente correta porque a diluição de mesma quantidade de cimento, em teores diferentes de agregado miúdo (argamassa) e agregado miúdo mais agregado graúdo (concreto) gera no estado endurecido desempenhos físicos, mecânicos, elásticos e químicos diferentes. Desta maneira, para a argamassa estrutural executada com as *mesmas quantidades de ligantes* pode apresentar diferenças no módulo de elasticidade, na resistência mecânica, na retração por secagem, na espessura de carbonatação e, ainda, mudança na permeabilidade, resistência ao desgaste, etc.

#### 6.2.1. Módulo de elasticidade

A argamassa será significativamente mais deformável que o respectivo concreto submetido à mesma solicitação estática. Por exemplo, o módulo de elasticidade de um concreto com um consumo de cimento de  $340 \text{ kg/m}^3$ , fator água/cimento igual a 0,45 e agregado granítico terá um módulo aproximado de 28 GPa, sendo que a argamassa

respectiva apresentará aproximadamente 21 GPa. Esta diferença só poderá ser diminuída através da utilização de um cimento com características muito melhores que o utilizado na confecção do concreto. A *Figura 6.2* ilustra a variação do módulo de elasticidade versus o fator a/c.

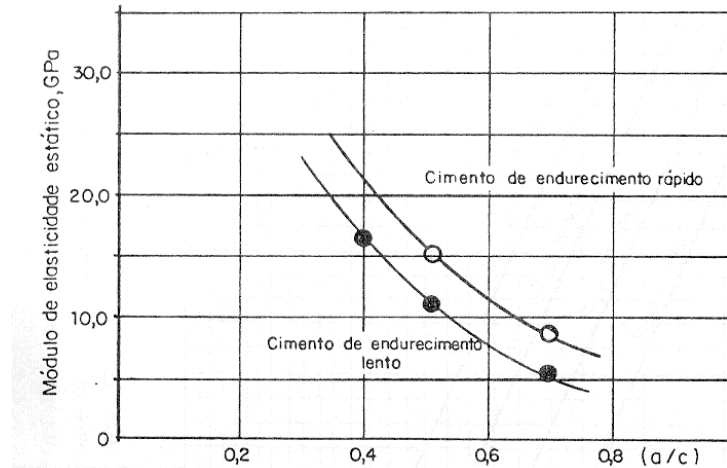


Figura 6.2 – Influência do fator a/c no módulo de elasticidade estático

FONTE: Bucher – Argamassas de cimento, características e composição, p. 10.

### 6.2.2. Resistência mecânica

De acordo com a chamada Lei de Abrams, a resistência mecânica varia com a relação água/cimento (em partes de massa) segundo a relação empírica:

$$f_t = A.B^{-a/c} \quad (6.1)$$

em que:

- $f_t$  é a resistência mecânica no tempo “t”, em MPa;
- A é a constante equivalente à resistência nominal extrapolada para uma porosidade capilar igual a zero, da pasta de cimento hidratada. Valor usual: 96,6 para a resistência à compressão em cilindros com  $\phi=15$  cm e altura de 30 cm;
- B é a constante que caracteriza a porosidade capilar no tempo “t” da pasta de cimento hidratada. O valor numérico de B para “t” inicial é alto e decresce paulatinamente para idades maiores, sendo que o valor usual aos 28 dias está entre 4 e 7 para a resistência à compressão em cilindros com  $\phi=15$  cm e altura de 30 cm;
- a/c é a relação água/cimento, em massa, no instante imediato ao adensamento da mistura fresca.

A relação de Abrams tem implícitas duas condições que geralmente são esquecidas no instante de sua aplicação: a) a dimensão máxima característica do agregado total deve ser a mesma da utilizada na determinação experimental das constantes A e B ; e b) o concreto ou argamassa deve atingir o mesmo grau de compactidade do alcançado na determinação experimental das constantes A e B.

A *Figura 6.3*, que ilustra a variação da resistência à compressão versus o tamanho do agregado, foi extraída do trabalho de CORDON e GILLESPIE<sup>14</sup> citado por BUCHER (1988).

POPOVICS<sup>15</sup>, citado por BUCHER (1988), recomenda uma compensação do efeito da porosidade sobre a resistência mecânica, principalmente em se tratando das argamassas, pois nelas esta propriedade é mais expressiva que nos concretos.

Para se ter uma idéia, nos concretos adensados em obras o teor de ar residual fica entre de 0,5% a 2% do volume. Já nas argamassas que compõem estes mesmos concretos, o volume de ar pode ficar entre 2% e 6%, nas mesmas condições de

<sup>14</sup> CORDON, W.A. & GILLESPIE, H.A. Variables in concrete aggregates and portland cement paste which influence the strength of concrete. American Concrete Institute, Proc., 60 (8): 1029-51, 1963.

<sup>15</sup> POPOVICS, S. New formulas for the prediction of the effect of porosity on concrete strength. American Concrete Institute, 1985.

adensamento. Uma maneira de corrigir a resistência calculada pela equação de Abrams é multiplicar a resistência obtida pelo fator de Popovics, que é  $1,093^{-a}$ .

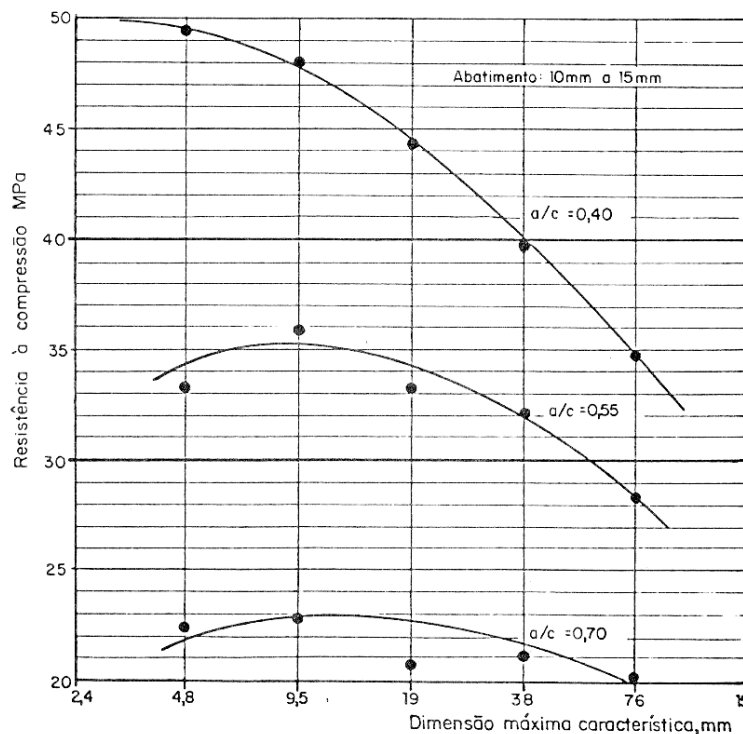


Figura 6.3 – influência do tamanho máximo do agregado na resistência à compressão

FONTE: Bucher – Argamassas de cimento, características e composição, p. 10.

### 6.2.3. Retração por secagem

As mudanças dimensionais e a tendência à fissuração de um corpo de concreto ou argamassa durante a fase plástica e o endurecimento inicial dependem, além das condições de exposição (temperatura, umidade e velocidade do ar circundante), das características intrínsecas do material fresco (relação água/cimento, consumo de cimento e teor de água de amassamento) e de seus constituintes (capacidade de retenção de água em função da finura, da forma e da textura superficial dos grãos), bem como da geometria da peça estrutural (expressa pela área exposta ao ar, por unidade de volume do material moldado).

#### 6.2.4. Propriedades diversas

O fator água/cimento, o tipo e dimensão do agregado e o adensamento da argamassa podem contribuir sobremaneira com a permeabilidade, resistência ao desgaste e a durabilidade das argamassas.

#### 6.3. Composição das argamassas

A composição das argamassas estruturais está limitada apenas aos componentes: cimento portland, cal hidratada, agregado miúdo e água de amassamento. Cabe ressaltar que o processo de mistura, a forma usada para medir os vários elementos e o tipo de adensamento podem contribuir com a enorme variação dos resultados dos corpos de prova ensaiados.

Assim, a argamassa utilizada, por se tratar de um elemento com alta fluidez para ser capaz de descer por gravidade pelo orifício de menor diâmetro do Tijolito<sup>®</sup>, deve ter o fator água/cimento muito alto, acima de 2 (dois). A cal foi introduzida nas misturas para melhorar a fluidez, a retenção e água e reduzir a segregação dos constituintes.

Uma prática comum, quando se busca uma melhoria da plasticidade de argamassas, está relacionada à introdução de aditivos plastificantes e/ou incorporadores de ar. Neste estudo, não se efetuou nenhuma experiência com aditivos, pelo conhecimento antecedente do autor, quando observou que o custo / benefício não é melhor que o das argamassas já utilizadas no sistema construtivo. No futuro, poder-se-á desenvolver trabalhos com o uso de aditivos, objetivando a melhoria da resistência das paredes.

Para se definir a argamassa utilizada nos testes de laboratório, optou-se por estudar a resistência do traço usualmente empregado nas obras que aplicam o sistema Tijolito<sup>®</sup>.

Inicialmente, trabalhou-se com dois parâmetros, quais sejam: a) o traço em volume (1:1:7 – cimento, cal e areia lavada) com areia lavada de rio; e b) a fluidez desejável de 10 s a 20 s.

### 6.3.1. Materiais

#### 6.3.1.1. Inertes

A norma BSI-5262<sup>16</sup> recomenda a utilização de areias nas argamassas de ligantes hidráulicos a serem aplicados nas argamassas de paredes que tenham uma distribuição granulométrica dentro dos limites apontados na *Tabela 6.1*.

<b>Abertura das peneiras de malha quadrada (mm)</b>	<b>% passante acumulado</b>
<b>4,80</b>	100
<b>2,36</b>	90 – 100
<b>1,18</b>	70 – 100
<b>0,60</b>	40 – 80
<b>0,30</b>	5 – 40
<b>0,15</b>	0 - 10

Tabela 6.1 – Faixa granulométrica recomendável para argamassas, segundo a BSI-5262

LUCAS<sup>17</sup> citado por GOMES(1995) alerta para não se “dramatizar ou sobrevalorizar” esta questão da utilização da areia focando muito a granulometria, pois pode-se conseguir bons resultados finais com areias que não se enquadram nos limites impostos pela *Tabela 6.1*. Ele recomenda, nestes casos, a realização de ensaios laboratoriais com argamassas dessas areias antes de se iniciar a sua aplicação.

A NBR-7200 é mais específica e diz que as areias a serem utilizadas nos revestimentos tradicionais, obtidos com argamassas à base de ligantes hidráulicos, devem ser de origem quartzosa e deverão possuir:

<sup>16</sup> British Standards Institution (BSI) – “BSI 5262 – Code of practice. External rendered finishes”, Londres, 1997.

<sup>17</sup> LUCAS, J.A.C.; Classificação e descrição geral de revestimentos para paredes de alvenaria ou de betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 1990.

- diâmetro máximo de 4,80 mm, no caso da execução da camada de chapisco;
- diâmetro máximo de 2,36 mm, no caso da execução das camadas de emboço e reboco (desde que seja o paulista);
- em casos especiais requeridos, pode-se utilizar, na camada de acabamento (reboco), areias de diâmetro máximo igual a 1,20 mm.

É importante ressaltar que é completamente vedada a utilização do “saibro”, que na realidade não é um material inerte. Este material é usualmente aplicado com vista a melhorar a consistência e a trabalhabilidade da argamassa e que apresenta, como efeito colateral, o comprometimento da sua durabilidade face à geração de patologias específicas de desagregação, por causa da expansibilidade e retratibilidade quando recebe umidade.

O CSTB<sup>18</sup>, citado por GOMES (1995), alerta para os cuidados a serem tomados, em relação ao fenômeno do inchamento das areias, que consiste no aumento do seu volume aparente em função do teor de umidade presente.

Este efeito pode ter contribuído enormemente nos resultados das resistências à compressão dos corpos de prova, já que os traços produzidos para este trabalho foram, por opção, tomados em volume. A dispersão nos resultados das resistências dos corpos de prova das argamassas de injeção poderá ser parcialmente justificada por causa deste fenômeno.

#### 6.3.1.2.Cimento

Para GOMES (1995), a utilização do cimento como ligante nas argamassas remonta à sua descoberta.

A norma BSI 5262 menciona que no Reino Unido têm-se notícias da sua utilização já no século XIX, provavelmente utilizando o cimento “Romano” ou “Portland”.

Este material vem sendo mais utilizado pelos construtores, principalmente por causa dos seguintes aspectos:

- é um ligante que proporciona ótimas resistências, associando preliminarmente à idéia de que proporciona uma boa durabilidade;
- não possui os inconvenientes apresentados pela cal aérea, que até há pouco tempo foi muito utilizada em nossas construções. Os riscos mais comuns à saúde durante o manuseio da cal são: inalação do pó fino em suspensão e queimaduras pela cal viva em contato com a pele;
- é um produto mais homogêneo e fácil de manusear.

O cimento utilizado nesta pesquisa, em todos os traços foi o CP II E 32.

### 6.3.1.3.Cales

De acordo com COUTINHO<sup>19</sup>, citado por GOMES (1995), o ligante mais utilizado, antes da descoberta do cimento era a cal, que é o resultado do cozimento dos calcários, rocha das mais abundantes no mundo e que invariavelmente contém quantidade de argila. O cozimento do calcário puro origina o óxido de cálcio, que constitui a cal aérea e, por sua vez, as cales hidráulicas.

A Norma Européia prEN 459-1 adota as seguintes terminologias e definições para as cales<sup>20</sup>:

- Cales de construção: ligantes, cujos principais constituintes são: o óxido e o hidróxido de cálcio,  $\text{CaO}$  e  $\text{Ca(OH)}_2$ ; o óxido e hidróxido de magnésio,  $\text{MgO}$  e  $\text{Mg(OH)}_2$ ; o óxido de silício,  $\text{SiO}_2$ ; o óxido de alumínio e de ferro,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  e  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ;
- Cal aérea: cal constituída, principalmente, de óxido ou hidróxido de cálcio, que se endurece lentamente ao ar, sob o efeito do dióxido de carbono presente no ar e que, geralmente, não entra em pega com a água, pois não tem propriedades hidráulicas;

---

<sup>18</sup> Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) – Enduits aux mortiers de ciment chaux et de mélange plâtre et chaux aérienne”, maio, 1990.

<sup>19</sup> COUTINHO, A.S. – Fabrico e propriedades do betão, Vol. I e II, 2ª. edição, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 1988.

<sup>20</sup> Norma Européia – prEN 459 – parte I – Cal de construção: Definições, especificações e critérios de conformidade , Bruxelas, fevereiro, 1991.

- Cal viva ou cal cozida – cal aérea constituída principalmente por óxido de cálcio e de magnésio, produzida por calcinação do calcário ou dolomita. Tem uma reação exotérmica quando em contato com a água e que pode ser caracterizada segundo a sua dimensão em: cal em torrões; cal granulada; cal moída; cal finamente moída;
- Cal apagada ou cal hidratada: cal aérea constituída principalmente de hidróxido de cálcio, que tem origem na extinção controlada da cal cozida e é produzida sob a forma de pó seco ou como mistura aquosa;
- Cal dolomítica semi-hidratada: cal dolomita constituída principalmente de hidróxido de cálcio e óxido de magnésio;
- Pastas de cal: cales extintas, misturadas com água até se obter a consistência desejada e que contém, principalmente, hidróxido de cálcio com ou sem hidróxido de magnésio. Resultam da extinção de cales cozidas com um excesso de água ou de misturas de cales apagadas em água;
- Cales hidráulicas: cales que contém, principalmente, silicatos de cálcio, aluminatos de cálcio e hidróxido de cálcio. As cales podem ser produzidas por cozimento, extinção e moagem de calcários argilosos e/ou por mistura de materiais convenientes com o hidróxido de cálcio. Tem a propriedade de fazer a pega e endurecer quando em contato com a água. O dióxido de carbono atmosférico contribui para o processo de endurecimento. Contém pelo menos 3% de cal livre. As cales produzidas por cozimento (abaixo de 1250° C), de calcários mais ou menos argilosos, com redução a pó por extinção, com ou sem moagem, são chamadas de *cales hidráulicas naturais*.

Desta forma, os diferentes tipos de cal de construção são chamados de acordo com seu teor de CaO e MgO (%) e, especificamente no caso das cales hidráulicas, em função da sua resistência à compressão na idade de 28 dias, expressa em MPa. Assim sendo, tem-se, segundo a prEN 459-1, a seguinte classificação:

- Cal de cálcio CL 90
- Cal de cálcio CL 80
- Cal de cálcio CL 70
- Cal dolomítica DL 85
- Cal dolomítica DL 80
- Cal hidráulica HL 2
- Cal hidráulica HL 5

Para exemplificar, CL 90 indica uma cal cálcica com o teor superior a 90% de carbonatos de cálcio e magnésio; HL 5 indica uma cal hidráulica, que em um método específico de ensaio normalizado apresente uma resistência à compressão, na idade de 28 dias, igual ou superior a 5 MPa.

No Brasil, as cales são classificadas com a sigla CH, seguida de algarismos romanos I, II e III. Cada algarismo representa a qualidade da cal, em nível de impurezas.

Observou-se, durante os estudos, que qualquer tipo de cal pode ser usada, desde que apresente a qualidade recomendada e comprovada em relação à porcentagem de material inerte incorporada no produto. Há cales no mercado, com uma quantidade de “areia” que impede as melhorias necessárias à argamassa de injeção, principalmente a fluidez e a retenção de água.

#### 6.3.1.4. Águas

No tocante às especificações e, particularmente, quanto aos limites impostos às análises químicas, a norma LNEC E 372<sup>21</sup>, citada por GOMES (1995), recomenda que tenham:

- teor de cloretos .....  $\leq 4500 \text{ mg/dm}^3$ ;
- teor de sulfatos .....  $\leq 2000 \text{ mg/dm}^3$ ;
- pH .....  $\geq 4$ ; resíduo dissolvido  $\leq 35 \text{ g/dm}^3$ ;
- resíduo em suspensão .....  $\leq 35 \text{ g/dm}^3$ ;

<sup>21</sup> Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) – LNEC E 372 – Água de amassaduras para betões – Características e verificação da conformidade, Lisboa, 1980.

- teor de sódio e potássio .....  $\leq 1000\text{mg/dm}^3$ .

### 6.3.2. Traços recomendados para argamassa de alvenaria

Segundo BEALL (1997), tanto tijolos como blocos são geralmente unidos por argamassa. Assim como o concreto, a argamassa da alvenaria contém cimento, areia e água. A diferença é que o concreto também contém areia grossa para aumentar sua durabilidade e resistência à compressão, enquanto a argamassa geralmente contém cal hidratada para melhorar a trabalhabilidade. Numa argamassa, a força de ligação e a trabalhabilidade são mais importantes que a resistência à compressão. Alguns tipos de bloco de concreto, para paredes retentoras, são empilhados a seco, sem o uso de argamassa. Estas unidades são encaixadas mecanicamente com pinos ou simplesmente por meio de macho de fêmea (caso do Tijolito<sup>®</sup>).

A argamassa em uma estrutura de alvenaria representa uma % muito pequena de materiais comparada com o consumo global, mas mesmo assim a sua importância não pode ser desprezada. Uma boa ligação entre a argamassa e o bloco é fundamental para a estabilidade da parede, proporcionando uma capacidade resistente aos esforços de vento e outras cargas laterais, além de impedir a penetração de umidade. Mesmo que a argamassa seja parecida com o concreto, os tipos de misturas que produzem boas ligações nem sempre produzirão boas resistências à compressão, como as encontradas no concreto.

Partindo desse pressuposto, tanto a argamassa quanto o concreto usam o cimento comum como ligante. A cal é adicionada à argamassa para melhorar a sua capacidade de retenção de água, para melhorar a sua trabalhabilidade ou manuseio e para promover o seu endurecimento menos frágil e menos retrátil. A argamassa usada em construções históricas era constituída somente de cal e areia, pois não havia o cimento portland. Estas argamassas de cal curavam-se muito vagarosamente. A invenção do cimento portland, na primeira metade do século XIX, revolucionou a argamassa de alvenaria, acelerando a construção. Quanto maior a quantidade de cimento menor será a plasticidade quando fresca e rígida após a sua cura. Estes efeitos fazem com que a argamassa seja menos trabalhável e um pouco mais propícia ao surgimento de trincas na alvenaria .

A rigor, existem dois tipos de argamassa: para interior e para exterior. A argamassa para o exterior deve ter uma qualidade maior. Recomendam-se as argamassas de cimento, cal e areia, 1:1:6 (medidas em volume) e 1:1/2:4 ½, para as alvenarias tanto internas quanto externas. A cal deve ser hidratada e a areia de boa qualidade, tendo uma faixa granulométrica bem definida. A argamassa é geralmente preparada através de medições, em volume, dos seus constituintes. O recipiente utilizado deve ter uma dimensão e formato adequados para que o traço apresente um resultado final mais preciso. Deve-se sempre utilizar o mesmo recipiente e as mesmas proporções do traço básico para não alterar a qualidade esperada para a argamassa.

Na concepção de FIORITO (1994), as argamassas utilizadas em obras são comumente compostas de areia natural lavada, e os aglomerantes são em geral o cimento portland e a cal hidratada.

A norma brasileira NBR 7200 (argamassa para revestimentos), define que argamassa é uma mistura de aglomerante e agregado e água, possuindo capacidade de aderência e endurecimento.

A destinação das argamassas determina o tipo de aglomerante ou a mistura de tipos diferentes de aglomerantes.

Como exemplo, as argamassas de cimento são utilizadas em alvenaria de alicerces pela resistência exigível e especialmente pela condição favorável de endurecimento. São também utilizadas para chapisco pela sua resistência em curto prazo; nos revestimentos em que as condições de impermeabilização são exigíveis, tais como no interior de reservatórios de água e outras obras hidráulicas; ou em pisos cimentados onde se exige resistência mecânica ao desgaste. As argamassas de cal são utilizadas para emboço e reboco, pela sua plasticidade, condições favoráveis de endurecimento e elasticidade, e porque proporcionam acabamento esmerado, plano e regular. Encontram também aplicação no assentamento de alvenaria de vedação. O traço em massa nos daria uma garantia maior para a resistência do material, porém em obra isto se torna impraticável. Por esta razão, o traço em volume é mais comumente aplicado.

A própria norma NBR 7200 indica traços em volume, informando que, para uma areia com umidade entre 2% e 5%, o seu volume varia por causa do seu inchamento, porém as tabelas não consideram esta correção.

Os traços recomendados por FIORITO (1994) estão apresentados na *Tabela 6.2*.

<b>Cimento</b>	<b>Cal hidratada</b>	<b>Areia lavada (h = 3%)</b>	<b>a/c</b>
<b>1</b>	0	5	0.90
<b>1</b>	0	6	1,05
<b>1</b>	½	5	0.96
<b>1</b>	½	6	1.20
<b>1</b>	1/5	6	1.03

Tabela 6.2 – Traços recomendados por Fiorito para argamassas

FONTE: Fiorito – Manual de Argamassa e Revestimentos, p. 34.

A ASTM – C 270-82, trata de argamassa para alvenaria e indica quatro tipos, a seguir comentados.

A *Tabela 6.3* não indica argamassa especial para fins de chaminés, argamassa armada e nem para argamassas antiácidas.

A argamassa tipo “O” é recomendada para uso em que não há possibilidade de congelamento quando saturada de água ou não há probabilidade de a alvenaria estar sujeita à ação do vento ou outras cargas laterais significativas.

<b>Posição da alvenaria</b>	<b>Função</b>	<b>Tipo de argamassa</b>	
		<b>Recomendada</b>	<b>Alternativa</b>
Exterior, de elevação	Portante	N	S ou M
	Não portante	O	N ou S
	Parapeitos	N	S
Exterior, no nível ou abaixo do nível do solo	Fundações, muro de arrimo, poços, galerias, calçamentos passeios, pátios	S (*)	M ou N (*)
Interior	Portantes	N	S ou M
	Não portantes	O	S ou N

Tabela 6.3 – Guia para seleção de argamassa para alvenaria – ASTM C 270-82

FONTE: Fiorito – Manual de Argamassa e Revestimentos, p. 37.

NOTA: (\*) alvenaria exposta ao tempo, nas superfícies horizontais, é externamente vulnerável às intempéries. A argamassa para tais casos deverá ser especificada com maior atenção.

A mesma ASTM especifica traços de argamassas, identificando-os pelo tipo, conforme a *Tabela 6.4*. Para um dado tipo de argamassa, a quantidade de cimento é fixa, enquanto a de cal e agregado podem assumir valores dentro de uma faixa pré-estabelecida.

<b>Tipo</b>	<b>cimento portland</b>	<b>cal hidratada</b>	<b>agregado medido úmido e solto (*)</b>
<b>M</b>	1	1/4	2,81 a 3,75
<b>S</b>	1	1/4 a 1/2	de (2,81 a 3,75) até (3,38 a 4,50)
<b>N</b>	1	1/2 a 1 1/4	de (3,38 a 4,50) até ( 5,06 a 6,75)
<b>O</b>	1	1 1/4 a 2 1/4	de (5,06 a 6,75) até ( 7,88 a 10,50)

Tabela 6.4 – proporções especificadas para os traços de argamassa – ASTM C 270-82

FONTE: Fiorito – Manual de Argamassa e Revestimentos, p. 38.

NOTA: (\*) O agregado deve ser medido úmido e solto e não ter volume menor que 2,25 vezes nem maior do que três vezes a soma, em separado, dos volumes dos aglomerantes.

A norma BSI 5628<sup>22</sup> recomenda quatro traços para argamassa de alvenaria não armada, como pode ser observado na *Tabela 6.5*.

<b>tipos de argamassa</b>	<b>cimento</b>	<b>cal</b>	<b>areia</b>
<b>i</b>	1	0 a 1/4	3
<b>ii</b>	1	1/2	4 a 4,5
<b>iii</b>	1	1	5 a 6
<b>iv</b>	1	2	8 a 9

Tabela 6.5 – Traços de argamassa para alvenaria não armada – traços em volume

FONTE: Os dados da tabela acima foram extraídos da norma britânica BSI 5628

<sup>22</sup> British Standard Institution (BSI) – BSI 5628 Parte 1-78 – Uso da alvenaria estrutural não armada, Londres, 1978

### 6.3.3. Escolha da argamassa para este trabalho

#### 6.3.3.1.Introdução

Como, durante este trabalho, o LAEES estava com muitos trabalhos de pesquisa em andamento e o seu espaço em relação à demanda era pequeno, foi necessário um planejamento maior para que se pudesse desenvolver esta pesquisa.

Para aumentar a agilidade, definiu-se que as paredes seriam construídas fora da região do pórtico de carregamento, e com 3 dias elas seriam testadas. Numa construção normal, a argamassa é testada aos 28 dias.

Poder-se-ia, com base em todas as recomendações já apresentadas, escolher um traço para a argamassa de injeção da alvenaria, porém optou-se pela indicação do construtor, pois esta já vem sendo largamente aplicada em construções com o Tijolito<sup>®</sup>. Este traço foi considerado o traço padrão.

#### 6.3.3.2.Objetivo

O objetivo específico deste estudo foi o conhecimento de um traço novo que com 3 dias apresentasse a mesma resistência do traço padrão aos 28 dias. O traço padrão utilizado em todas as obras e recomendado pela Construtora Andrade Gutierrez S.A é 1:1:7 (cimento,cal e areia lavada)

#### 6.3.3.3.Materiais e métodos empregados na confecção da argamassa

Os materiais usados foram:

- Areia lavada

Originária dos rios da cidade de Esmeraldas, estado de Minas Gerais.

Da areia encaminhada pela Construtora Andrade Gutierrez, preparou-se uma amostra representativa, utilizando um quarteador de amostras.

Segundo a ASTM C 270-82, quando da transformação do traço em volume para massa, deve-se usar para 1,28 kg/dm<sup>3</sup>, para a massa unitária (massa específica aparente)

úmida solta e  $2,65 \text{ kg/dm}^3$  para a massa específica (massa específica real) e  $1,45 \text{ kg/dm}^3$  para a massa unitária (massa específica aparente) seca.

<b>ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DE AGREGADOS</b>	LAEES-UFMG
--	------------

AUTOR : João Batista Santos de Assis	DATA : 04/12/00
--------------------------------------	-----------------

MATERIAL : Areia lavada	PROCEDÊNCIA : Esmeraldas - MG
-------------------------	-------------------------------

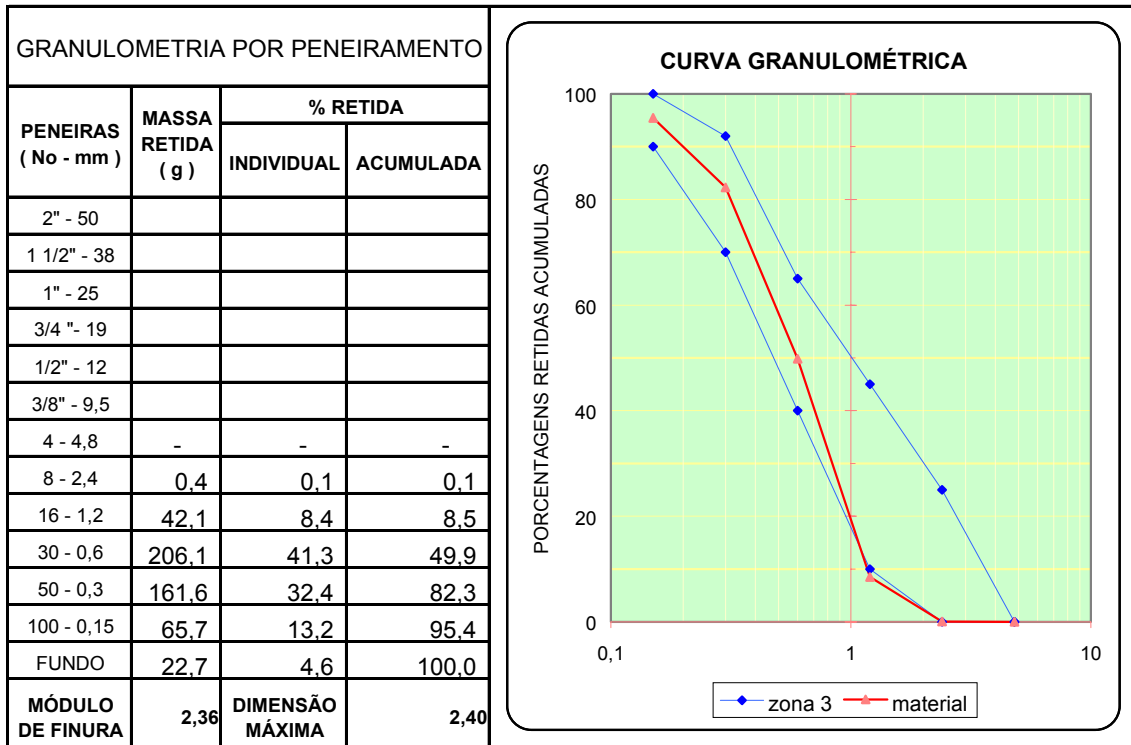


Figura 6.4 – Análise granulométrica por peneiramento – areia lavada

Neste trabalho foram utilizados os seguintes dados:

Granulometria por peneiramento .....	Figura 6.4
Massa específica aparente seca ou massa unitária .....	$1,399 \text{ g/cm}^3$
Massa específica real ou absoluta .....	$2,600 \text{ g/cm}^3$
Zona .....	3
Módulo de finura .....	2,36
Norma de referência .....	NBR 7181

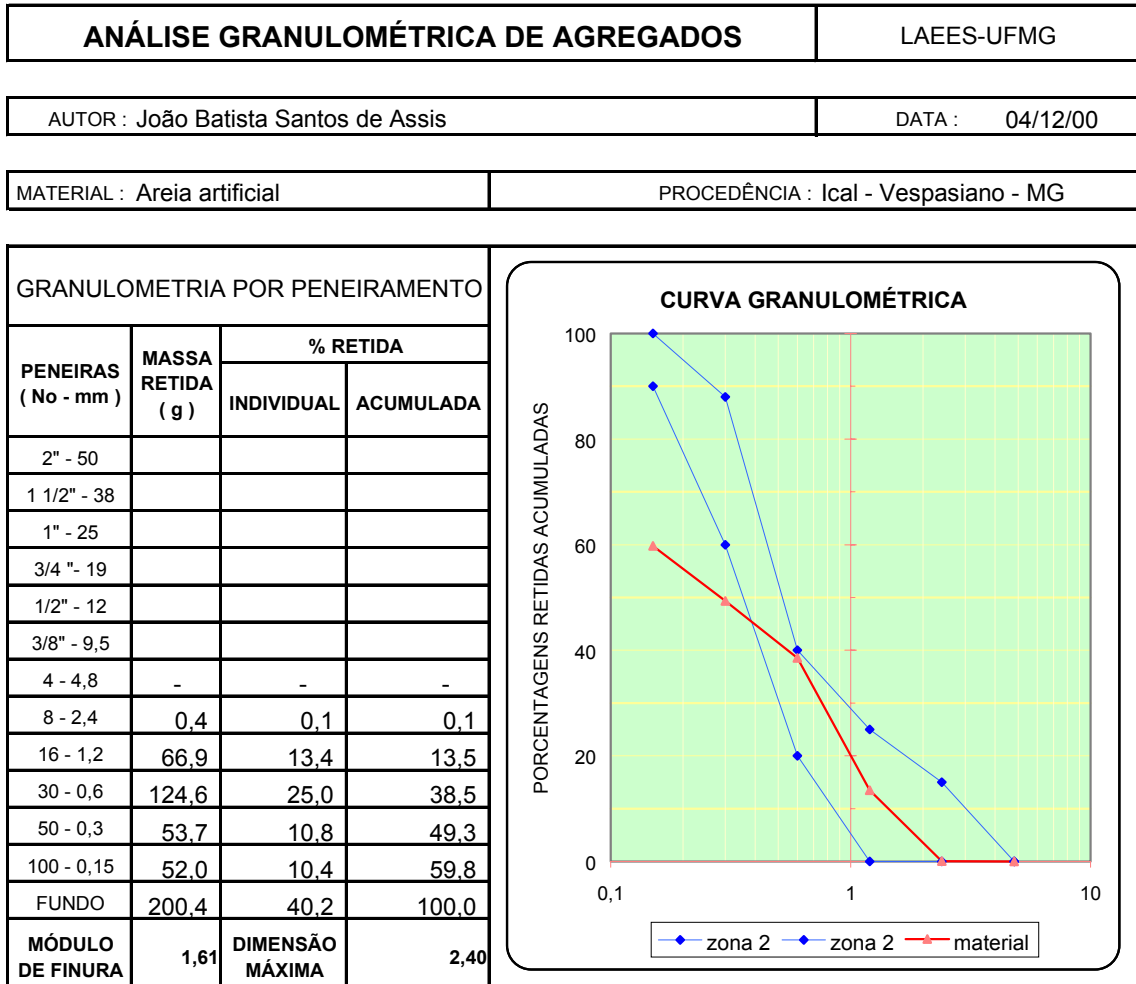


Figura 6.5 – Análise granulométrica por peneiramento – areia artificial

- Areia artificial

Originária de pedreiras de rocha calcária da região de Lagoa Santa, fornecida pela Empresa ICAL. A areia é obtida por britagem, peneiramento e lavagem do material fino passado na peneira # 4, com abertura de 4,76 mm.

A amostra foi retirada do material recebido, após seu quarteamento. Foram executados seis ensaios de granulometria por peneiramento.

Os resultados médios estão apresentados na tabela a seguir.

Granulometria por peneiramento .....	<i>Figura 6.5</i>
Massa específica aparente seca ou massa unitária.....	1,614 kg/dm <sup>3</sup>
Massa específica real ou absoluta.....	2,600 kg/dm <sup>3</sup>
Zona .....	2
Módulo de finura .....	1,61
Norma de referência .....	NBR 7181

- Cimento

Como o cimento mais utilizado nas obras onde o sistema Tijolito<sup>®</sup> está sendo aplicado é o CP II E 32, optou-se por ele. O material foi fornecido em sacos de 50 kg;

Segundo a ASTM C 270-82, deve-se adotar para o cimento portland as seguintes características: a) massa unitária (massa específica aparente), 1,505 kg/dm<sup>3</sup>; e b) massa específica (real ou absoluta), 3,07 kg/dm<sup>3</sup>.

Neste trabalho foram utilizados os seguintes dados:

Finura por peneiramento .....	teste considerado satisfatório
Massa específica aparente ou massa unitária .....	0,796 kg/dm <sup>3</sup>
Massa específica (real ou absoluta).....	3,000 kg/dm <sup>3</sup>

Nota-se que os resultados obtidos para o cimento não atendem a ASTM, o que serve de alerta para as pessoas que fazem uso de dados de normas para definir traços. O que se pode observar é que o cimento usado neste trabalho apresenta uma massa unitária quase a metade da indicada pela ASTM. Esta grande variação irá contribuir enormemente no traço em volume e devendo ser objeto de cuidado mais apurado por parte do responsável pela qualidade final da argamassa.

- Cal hidratada

Este material foi utilizado por recomendação do construtor e principalmente para melhorar dois aspectos importantes na argamassa de injeção que são: a) retenção de água; e b) trabalhabilidade (maior fluidez e menor segregação).

Segundo a ASTM C 270-82, devem-se adotar para a cal as seguintes características: a) massa específica, real ou absoluta  $1,80 \text{ kg/dm}^3$ ; e b) massa específica aparente ou massa unitária,  $0,64 \text{ kg/dm}^3$ .

Neste trabalho foram adotados os valores seguintes valores, obtidos por ensaios:

Massa específica, real ou absoluta .....	2.600 $\text{g/cm}^3$
Massa específica aparente ou massa unitária .....	0.430 $\text{g/cm}^3$

Pode-se notar que os resultados dos ensaios com a cal não atenderam às recomendações da ASTM, indicando que o produto usado neste estudo está mais pesado que o recomendado.

- Processo de mistura

Inicialmente, todas as misturas foram executadas manualmente, mas, como o número de traços estava muito grande, para se obter a fluidez desejada, optou-se por usar um misturador planetário, próprio para misturas em laboratório.

- Equipamentos utilizados nos ensaios
  - Balança – capacidade máxima de 21.100 g, e resolução de 1,0 g;
  - Balança – capacidade máxima de 1.610 g, e resolução de 0,1 g;
  - Vibrador para peneiras;
  - Misturador mecânico planetário com cuba para 5 kg, 1630 rpm e 830 rpm;
  - Proveta com capacidade para 1000 ml e resolução de 10 ml;

- Aparelho cone Marsh, segundo NBR 7682/83 para 1000 ml e  $\phi = \frac{1}{2}$ ”;
- Cronômetro capaz de medir centésimo de segundo;
- Bacia para preparação da mistura, com capacidade para 5 kg;
- Becker com capacidade para 100 ml;
- Espátula, concha, moldes 50 mm x 100 mm;
- Placas de vidro de 60 mm x 6 mm;
- Câmara úmida equipada com condicionador de ar para controlar a temperatura do ambiente em  $24^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ} \text{C}$ ; bicos aspersores capazes de pulverizar água no ambiente de modo a manter a URA igual a  $95\% \pm 5\%$ .; Prensa Amsler com capacidade de 40 toneladas, com dispositivos para trabalhar com 800 kgf; 2.000 kgf; 4.000 kgf; 8.000 kgf; 20.000 kgf e 40.000 kgf;
- Estufa para secagem de material, capaz de trabalhar na faixa de  $105^{\circ} \text{C}$  a  $110^{\circ} \text{C}$ ;

#### 6.3.3.4. Detalhamento do estudo dos traços

Inicialmente, foram preparados traços com duas areias, conforme recomendação da Construtora Andrade Gutierrez S.A. . O primeiro com areia lavada e o segundo com areia artificial. Este estudo prévio teve a finalidade de encontrar o padrão para os traços mais ricos em cimento, que serviriam para a argamassa de injeção nas paredes que foram testadas, todas com idade de 3 dias.

O traço recomendado era 1:1:7<sup>23</sup> (cimento, cal e areia lavada), medido em volume; e a fluidez desejada deveria estar entre 10 e 20 segundos, medida no cone Marsh com furo  $\phi = \frac{1}{2}$ ”.

Testou-se o traço acima recomendado, com a areia lavada, por várias vezes, porém não foi possível atingir a fluidez desejada, mesmo com grande quantidade de água, pois ela não altera a fluidez a partir de um certo fator água-cimento (havia o aparecimento da exsudação e uma segregação brusca do agregado, impedindo a passagem da argamassa pelo cone Marsh).

---

<sup>23</sup> Doravante deve-se entender que os traços de argamassa indicados como por exemplo 1:1:3 representam as proporções, em volume, de cimento, cal e areia lavada; ou 1:4, representam as proporções de cimento e areia.

Para a areia lavada, recomendou-se o traço 1:2:7, o qual apresentou um valor médio de fluidez de 17 segundos e um  $a/c = 4$  (para 6 elementos na amostra). Este traço será doravante chamado TP1 (traço padrão 1).

Para a areia artificial com as características acima referenciadas, o traço pode continuar 1:1:7, o qual apresentou um valor médio de fluidez de 13 segundos e  $a/c = 3,5$  (para 6 elementos na amostra). Este traço será doravante chamado TP2 (traço padrão 2).

A Tabela 6.6 mostra os traços padrão TP que foram estudados.

PREPARAÇÃO DOS TRAÇOS PADRÃO								
Areia	Sigla	Traço	Fluidez (s)	a/c	Moldagem	ruptura (dias)		
						7	14	28
<b>Lavada</b>	TP1	01:02:07	17	4,0	29/11/00	06/12/00	13/12/00	27/12/00
<b>Artificial</b>	TP2	01:01:07	13	3,5	29/11/00	06/12/00	13/12/00	27/12/00

Tabela 6.6 – Traços padrões para a argamassa de injeção em paredes de Tijolito®

Foram executados os traços abaixo, mais ricos que os TP1 e TP2, com o objetivo de se encontrar um TE (traço especial) mais adequado para injetar nas paredes, as quais deveriam estar disponíveis para teste com 3 dias de idade.

Fizeram-se algumas tentativas com os traços 1:3; 1:4; 1:5 e 1:6, todos estes com cimento e areia lavada.

Como um dos pontos fundamentais estava ligado à fluidez entre 10 s e 20 s, e por não se conseguirem tais índices, abandonaram-se todos os traços acima.

Foram testados outros traços, porém com a presença dos ligantes cimento e cal, já que este auxilia sobremaneira a fluidez.

A Tabela 6.7 apresenta os traços TEs (traços especiais), acompanhados da fluidez e do fator  $a/c$  (o qual não auxilia na fluidez, a partir de um certo valor).

$\sigma_{r,m\acute{e}dia}$ (MPa) DOS TRAÇOS ESPECIAIS – No. de cp's = 6 (para cada idade)								
Areia	Sigla	Traço	Fluidez (s)	a/c	Moldagem	ruptura (dias)		
						3	7	28
Lavada	TEL1	01:01:03	18	1,67	01/12/00	04/12/00	08/12/00	29/12/00
Artificial	TEA1	01:01:03	20	1,67	01/12/00	04/12/00	08/12/00	29/12/00

Areia	Sigla	Traço	Fluidez (s)	a/c	Moldagem	ruptura (dias)		
						3	14	29
Lavada	TEL2	01:02:04	15	2,50	04/12/00	07/12/00	14/12/00	02/01/01
Artificial	TEA2	01:02:04	13	2,33	04/12/00	07/12/00	14/12/00	02/01/01

Areia	Sigla	Traço	Fluidez (s)	a/c	Moldagem	ruptura (dias)		
						3	8	28
Lavada	TEL3	01:03:05	14	3,00	05/12/00	08/12/00	13/12/00	02/01/01
Artificial	TEA3	01:01:05	18	2,50	05/12/00	08/12/00	13/12/00	02/01/01

Areia	Sigla	Traço	Fluidez (s)	a/c	Moldagem	ruptura (dias)		
						3	14	28
Lavada	TEL4	01:2,5:4,5	14	3,00	16/01/01	19/01/01	30/01/01	
Lavada	TEL5	01:02:05	14	3,00	16/01/01	19/01/01	30/01/01	
Lavada	TEL6	01:03:4,5	16	3,50	16/01/01	19/01/01	30/01/01	

Areia	Sigla	Traço	Fluidez (s)	a/c	Moldagem	ruptura (dias)		
						3	5	28
Lavada	TEL7	01:2,5:4,0	13	3,00	26/01/01	29/01/01		
Lavada	TEL8	01:2,5:4,0	16	2,60	26/01/01	29/01/01	31/01/01	

Tabela 6.7 – Traços especiais para a argamassa de injeção em paredes de Tijolito<sup>®</sup>

NOTA: Iniciou-se o estudo com uma quantidade de cal idêntica à de cimento, porém, como a fluidez desejada não era atingida, aumentou-se gradativamente a quantidade de cal até a apresentada na *Tabela 6.7*

#### 6.3.3.4.1. Resultados obtidos

Os resultados obtidos estão apresentados no anexo 1, nas *Tabelas A1 até A6*.

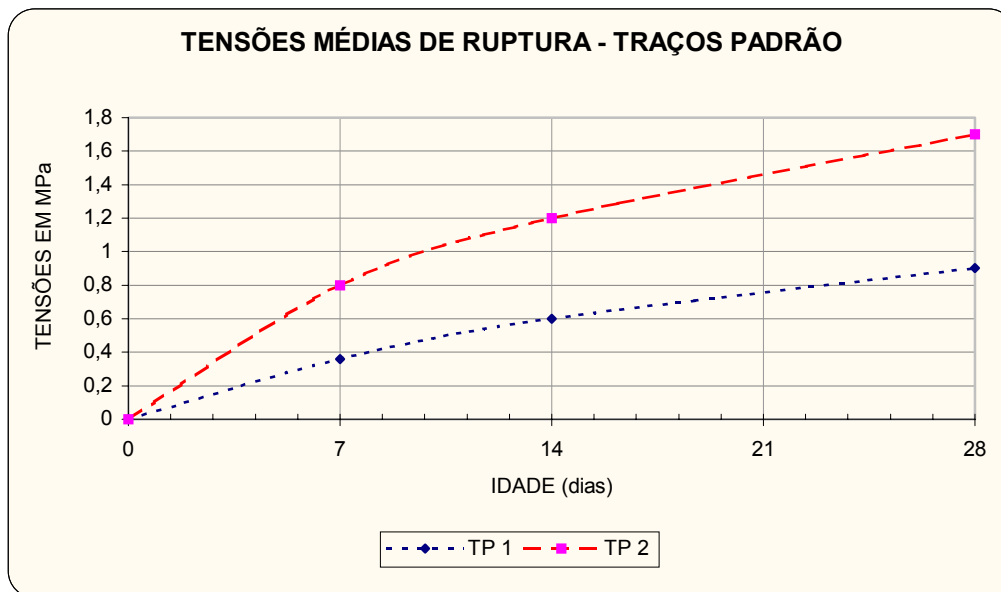


Figura 6.6 – Tensões médias de ruptura para os traços padrão TP1 e TP2

#### 6.3.3.4.2. Discussão dos resultados

Com os resultados apresentados na *Figura 6.6* – Tensões para os traços padrão, obtiveram-se as tensões aos 28 dias, tanto para a areia lavada quanto para a areia artificial.

A partir das tensões definidas em TP1 e TP2, com 1 MPa, aos 28 dias, fez-se uma série de traços de argamassa com cimento, cal e areia lavada, cujo objetivo principal era o de conseguir um traço TE com a resistência de 1 MPa, para idade de três dias. Nas Figuras de A1 até A5, mostradas no anexo 1, pode-se acompanhar os resultados dos estudos dos traços de argamassa.

A Figuras 6.8 mostra o traço que substituiu o TP1, o qual foi usado para estabilizar as paredes que foram construídas, e, pela programação dos ensaios, foram rompidas com a idade de 3 dias.

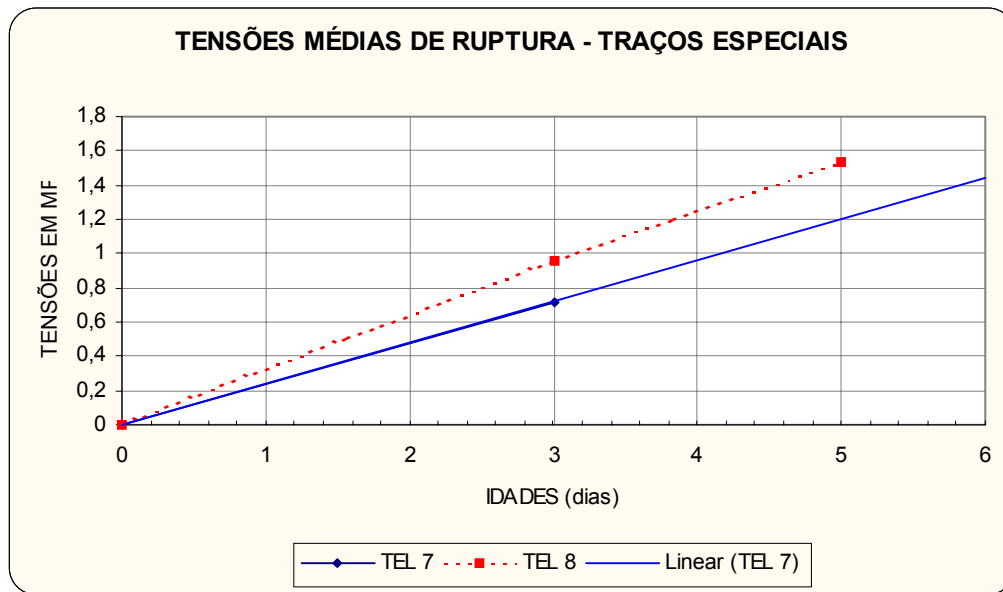


Figura 6.7 – Tensões médias de ruptura para os traços especiais TEL 7 e TEL8

#### 6.3.3.4.3. Conclusão

Poder-se-ia escolher uma das argamassas recomendadas pelas normas e/ou profissionais da área, apresentadas anteriormente, porém, para o desenvolvimento deste trabalho, optou-se por utilizar o traço recomendado pelo construtor e largamente aplicado nas obras com o Tijolito<sup>®</sup>, o qual foi tratado como traço padrão.

O agregado miúdo poderia ser a areia lavada (de rio) – *Figura 6.4* - ou a areia artificial *Figura 6.5* - (produto da britagem de pedra calcária, peneirada e lavada). Nos estudos que foram apresentados, nota-se que a areia artificial apresentou sempre resistências à compressão maiores que as argamassas com a areia lavada. Por esta razão, optou-se pela pior situação, considerando-se ainda que é um material com maior facilidade para ser encontrado. O autor deste trabalho levou em conta que os resultados aqui apresentados serão mais bem aproveitados pelo usuário principal do sistema construtivo. Por todas estas considerações, a argamassa escolhida dentre todos os traços, mostrada na Tabela A6 e *Figura 6.7*, foi: 1:2,5:4 (TEL 8), com o fator água cimento de 2,6 e fluidez dentro dos padrões exigidos para o atendimento do procedimento executivo.

## 7. OS BLOCOS (TIJOLITOS) E SUAS CARACTERÍSTICAS

### 7.1. Número de tijolitos para os testes

Os ensaios a compressão simples com os blocos foram realizados com base na norma NBR 7186 da ABNT, “Blocos vazados de concreto simples para alvenaria com função estrutural”. Por não existir uma norma específica para blocos macho e fêmea, está-se propondo, além da metodologia da ABNT, a execução de compressão simples em um bloco cortado longitudinalmente na metade da sua altura. Os testes aqui apresentados só servirão como comparativo com os resultados dos testes normalizados. Pretende-se oportunamente estudar este método com mais rigor e um maior número de dados, para uma possível proposta de ensaio padrão.

Os blocos foram recebidos em dois lotes, com aproximadamente 50% do total a ser utilizado nas pesquisas em cada lote. O total de blocos recebidos, incluindo o TJ 100 e TJ 101, foi de 3856 unidades, distribuídos conforme *Tabela 7.1*.

DADOS SOBRE AS PAREDES - CP'S						
grupo	dimensões em mm			número de Tijolitos		$\lambda$ - coeficiente de esbeltez (h/e)
	espessura (e)	largura (l)	altura (h)	TJ100	TJ101	
1	110	1.210	500	150	30	4,55
2	110	1.210	1.000	300	60	9,09
3	110	1.210	1.500	450	90	13,64
4	110	1.210	2.000	600	120	18,18
5	110	1.210	2.500	750	150	22,73
6	110	1.210	3.000	900	180	27,27
<b>TOTAL COM PERDA DE 2%</b>				<b>3.213</b>	<b>643</b>	

Nota: Cada grupo (amostra) terá entre 4 e 6 cp's

Tabela 7.1 – Levantamento dos tijolitos programados para uso neste trabalho

Todavia, a verificação de qualidade dos blocos, através dos ensaios de resistência e absorção da água, foi executada somente na primeira remessa recebida, porém, na segunda parte do lote, efetuou-se um novo conjunto de medidas dos blocos para avaliar a permanência da uniformidade dimensional dos mesmos.

## 7.2. Características dimensionais do tijolito

A *Tabela 7.2* apresenta as medidas dos blocos retirados do primeiro lote recebido. A *Figura 7.1* mostra o desenho completo do Tijolito, incluindo planta, vista e corte. As dimensões poderão ser observadas na *Tabela 7.2* logo a seguir.

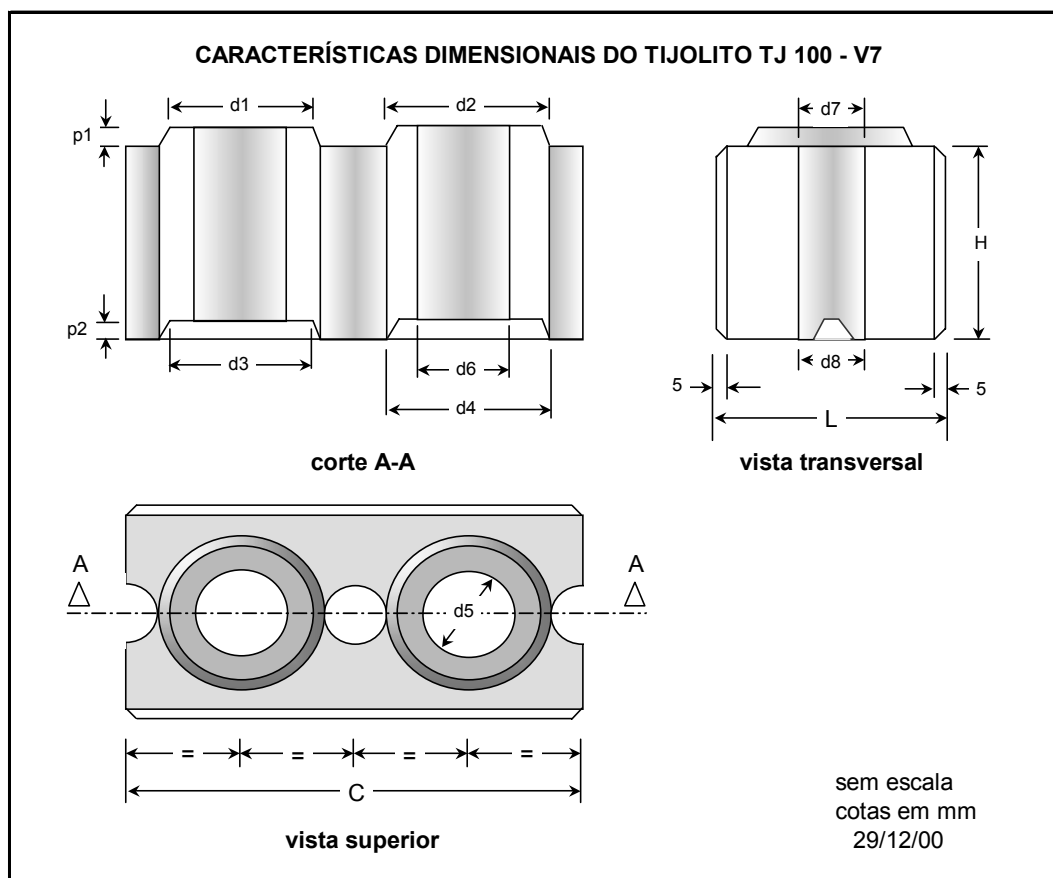


Figura 7.1 – Vista superior, transversal e corte A-A do Tijolito padrão – TJ 100 versão 7

A nomenclatura adotada para as dimensões foi:  $d_1$  é o diâmetro superior do macho;  $d_2$  é diâmetro inferior do macho;  $d_3$  é o diâmetro superior da fêmea;  $d_4$  é diâmetro inferior da fêmea;  $d_5$  é o diâmetro superior do furo grande;  $d_6$  é o diâmetro inferior do furo grande;  $d_7$  é o diâmetro superior do furo pequeno;  $d_8$  é o diâmetro inferior do furo pequeno;  $p_1$  é a altura do macho; e  $p_2$  é a profundidade da fêmea;  $L$  é a largura;  $H$  é a altura; e  $C$  é comprimento do Tijolito padrão TJ 100.

VERIFICAÇÃO DE FORMA E DIMENSÕES DO TIJOLITO TJ100-V7															
Medidas realizadas em:				21/01/01				Mestrando: João Batista Santos de Assis							
cp	Dimensões <sup>24</sup> (mm)														
	L	L <sup>(25)</sup>	H	H <sup>(2)</sup>	C	d1	d2	d3	d4	d5	d6	d7	d8	p1	p2
1	109,9	110,1	100,1	100,4	219,9	68,8	79,0	69,6	79,5	43,8	45,4	31,8	32,7	10,3	11,0
2	110,0	110,3	100,0	100,2	220,5	68,6	79,0	69,3	79,8	44,3	45,3	31,5	32,5	10,1	11,2
3	110,2	110,3	99,9	100,3	219,9	68,6	78,5	69,9	79,4	44,6	45,7	31,8	32,8	10,1	11,3
4	110,5	110,1	100,5	100,5	219,9	69,0	78,7	69,5	79,5	44,5	45,7	31,7	32,9	10,0	11,6
5	110,1	110,2	100,0	100,1	220,1	69,0	79,0	69,8	80,0	44,6	45,6	31,7	33,1	9,9	11,2
6	110,3	110,1	100,4	100,4	219,9	68,9	78,9	69,7	79,5	45,2	45,6	32,2	33,0	10,1	11,3
7	110,1	110,4	100,4	100,4	220,2	68,7	79,1	69,6	80,0	44,5	45,7	31,5	32,8	9,9	11,3
8	110,1	110,5	100,5	100,5	220,2	68,5	79,1	69,7	79,9	44,3	45,6	31,9	32,7	9,7	11,2
9	110,1	110,4	101,5	100,8	220,0	68,0	78,9	68,9	79,9	44,9	45,7	31,7	32,7	9,6	10,7
10	110,1	110,1	99,5	98,8	220,2	68,8	78,6	69,4	80,7	44,0	45,7	31,9	32,8	9,9	10,7
11	110,0	110,0	100,3	100,0	220,1	69,0	78,0	69,5	80,5	44,6	45,8	31,7	32,8	9,7	11,1
12	110,0	110,4	100,2	100,0	220,3	69,4	78,5	69,9	80,0	44,3	45,8	31,8	32,9	9,8	10,8
média	110,1	110,2	100,3	100,2	220,1	68,8	78,8	69,6	79,9	44,5	45,6	31,8	32,8	9,9	11,1
s	0,16	0,16	0,48	0,50	0,19	0,34	0,33	0,28	0,40	0,37	0,15	0,19	0,16	0,21	0,27
cv (%)	0,14	0,15	0,48	0,50	0,09	0,50	0,42	0,40	0,50	0,84	0,33	0,59	0,48	2,07	2,45

Tabela 7.2 – Levantamento das dimensões do Tijolitos – TJ 100 V7 – 1º. lote

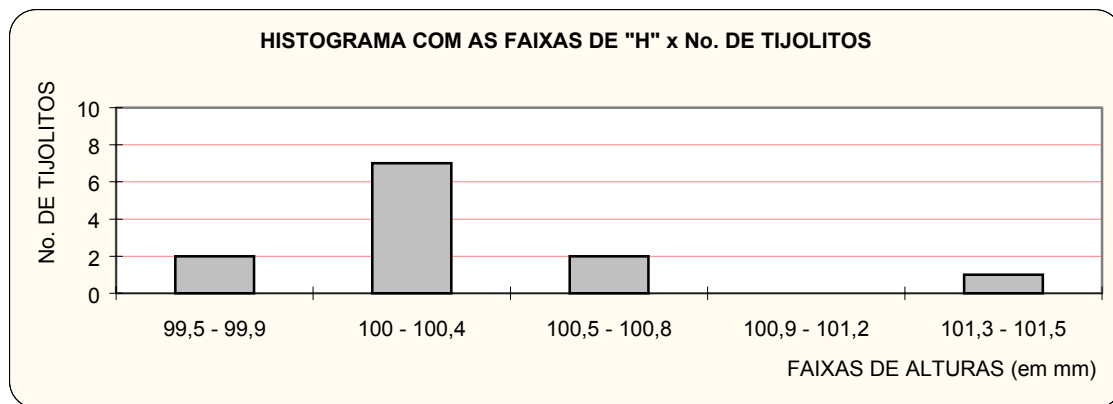


Figura 7.2 - Histograma relacionando a altura e números de tijolitos

Este gráfico foi traçado para verificar a qualidade mais importante para o Tijolito, que é a altura, uma vez que não há argamassa de assentamento para corrigir possíveis falhas no alinhamento horizontal das paredes.

<sup>24</sup> Medidas em corpos-de-prova secos em estufa durante 24 h, com temperatura entre 105° C e 110° C.

<sup>25</sup> Medidas em corpos-de-prova saturados em água durante 72 h, numa temperatura entre de 23° C ± 2° C.

Pode-se observar, na *Figura 7.2*, que 100% dos blocos estão na faixa de  $100,5 \pm 1,0$ , unidades estas tomadas em mm.

Nota-se, na *Tabela 7.1*, que as dimensões levantadas na amostra estão excelentes se a referência for o coeficiente de variação (cv). As maiores variações foram para a saliência do macho com 2,07% e para a profundidade da fêmea com 2,45%. Mesmo com estes valores, pode-se considerar como excelente a qualidade do produto final.

### 7.3. Preparação dos corpos de prova para teste de compressão

Outrossim, foram preparados 12 tijolitos isolados, somente sem os machos; 6 corpos de prova com tijolitos cortados no plano horizontal na metade de sua altura. Durante a preparação dos tijolitos isolados sem os machos, estes foram cortados com cuidado para evitar danos à estrutura dos blocos. Os tijolitos isolados que foram cortados no plano horizontal médio da altura também receberam um cuidado especial na operação de corte, de modo a não afetar os resultados posteriores da compressão. Nos itens seguintes serão apresentadas fotos dos cortes e como os prismas foram testados na compressão.

## 7.4. Características físicas dos blocos

cp	Massa (g)		Áreas (mm <sup>2</sup> )		Massa unitária seca (kg/dm <sup>3</sup> )	Massa unitária saturada (kg/dm <sup>3</sup> )	Absorção d'água <sup>26</sup> (%)
	Seca <sup>27</sup>	Saturada (72h)	Bruta	líquida			
<b>1</b>	3684	4233	24167	10366	1,52	1,75	14,90
<b>2</b>	3498	3958	24255	10394	1,44	1,63	13,15
<b>3</b>	3498	3952	24233	10447	1,44	1,63	12,98
<b>4</b>	3540	3991	24299	10478	1,46	1,64	12,74
<b>5</b>	3522	3975	24233	10264	1,45	1,64	12,86
<b>6</b>	3505	3964	24255	10423	1,45	1,63	13,10
<b>7</b>	3514	3986	24244	10305	1,45	1,64	13,43
<b>8</b>	3591	4048	24244	10340	1,48	1,67	12,73
<b>9</b>	3572	4026	24222	10320	1,47	1,66	12,71
<b>10</b>	3546	3978	24244	10128	1,48	1,64	12,18
<b>11</b>	3683	4092	24211	10147	1,52	1,69	11,11
<b>12</b>	3670	4073	24233	10283	1,51	1,68	10,98
<b>Média</b>	3569	4023	24237	10325	1,47	1,66	12,74
<b>s</b>	72,42	80,60	30,86	109,11	0,03	0,03	1,03
<b>Cv(%)</b>	2,03	2,00	0,13	1,08	2,04	1,81	8,06

Tabela 7.3 – Massas seca, saturada, unitárias e absorção d'água dos tijolitos do 1º. lote

Na Tabela 7.3, são mostradas a massa unitária seca, obtida pela divisão da massa seca pelo volume aparente (LxHxC); a massa unitária saturada, obtida pela divisão da massa saturada pelo volume aparente (LxHxC), e a absorção d'água que poderia ter sido obtida após 24 horas de saturação, mas, com o intuito de conseguir resultados mais rigorosos, optou-se por 72 h de saturação.

Na Tabela 7.4, são mostradas as áreas bruta e líquida de uma amostra de 12 tijolitos, além das cargas de fissuração e de ruptura obtidas no ensaio.

<sup>26</sup> Material saturado em 72 horas de imersão em água numa temperatura entre 23° C ± 2° C.

<sup>27</sup> Material seco em estufa com temperatura variando entre 105° C e 110° C.

A amostra foi dividida em dois grupos com 6 tijolitos cada, o primeiro grupo foi testado com os furos isentos de argamassa (vazios) e o segundo grupo com os furos pequenos cheios de argamassa. As tensões de ruptura foram determinadas com as áreas bruta e líquida, para os tijolitos com e sem argamassa de injeção.

#### 7.5. Características mecânicas da argamassa e dos blocos isolados, sem os machos

cp	Áreas (mm <sup>2</sup> )		Cargas (kgf)		Cargas (kN/m)		Tensões de ruptura à compressão, relativas à área, (MPa)			
	bruta	líquida	de fissuração	de ruptura	de fissuração	de ruptura	bruta		líquida	
							Vazios	Cheios	Vazios	Cheios
1	24167	10366	2200	4700	98,10	209,58	1,91		4,45	
2	24255	10394	2000	4900	89,18	218,50	1,98		4,62	
3	24233	10447	6100	6100	272,00	272,00	2,47		5,73	
4	24299	10478	4100	4100	182,82	182,82	1,66		3,84	
5	24233	10264	1500	4300	66,89	191,74	1,74		4,11	
6	24255	10423	2300	3800	102,56	169,45	1,54		3,58	
7	24244	10305	3000	5200	133,77	231,87		2,10		4,95
8	24244	10340	2500	3700	111,48	164,99		1,50		3,51
9	24222	10320	2500	4000	111,48	178,36		1,62		3,80
10	24244	10128	3000	3950	133,77	176,13		1,60		3,83
11	24211	10147	1800	3500	80,26	156,07		1,42		3,38
12	24233	10283	3000	3950	133,77	176,13		1,60		3,77
<b>Média</b>	24237	10325					1,88	1,64	4,39	3,87
<b>S</b>	30,86	109,11					0,33	0,24	0,76	0,56
<b>Cv(%)</b>	0,13	1,08					17,56	14,69	17,34	14,37

Tabela 7.4 – Áreas brutas e líquidas, cargas mínimas e máximas e tensões com blocos vazios e cheios dos tijolitos da 1<sup>o</sup>. lote recebido no laboratório

Comparando os dados de tensão de compressão acima, observa-se que os tijolitos vazios resistiram aproximadamente 15% a mais que os cheios. Uma das explicações para este fato pode estar ligada à argamassa com baixa resistência, e pelo efeito de Poisson ela irá expandir-se e criar um esforço de tração nos septos, rompendo prematuramente o tijolito.

Quanto ao cálculo das tensões utilizando-se a área líquida e área bruta, somos pelo cálculo da área efetiva, ou seja, a área que realmente recebe os esforços.

#### 7.5.1. Forma característica de ruptura dos blocos isolados



Figura 7.3 – Corpo-de-prova CP 1 do Tijolito isolado - linhas de ruptura típicas



Figura 7.4 – Corpo-de-prova CP 3 do Tijolito isolado - linhas de ruptura típicas

## 7.5.2. Resistência da argamassa utilizada

Cargas e tensões de ruptura à compressão em cp's de argamassa de injeção									
Moldagem: 3/01/01			Rompimento: 31/01/01			Idade: 28 dias			
Cp's	1	2	3	4	5	6	Média	s	cv %
Carga (kgf)	250	270	245	205	200	225	232,5	27,3	11,76
Tensão ( $f_{ca}$ ) (MPa)	1,25	1,35	1,22	1,02	1,00	1,12	1,16	0,14	11,76

Tabela 7.5 – Acompanhamento da qualidade da argamassa de injeção usada na Tabela 7.4

## 7.6. Preparação dos blocos isolados, cortados ao meio, para os testes de compressão



Figura 7.5 – Marcação do corte longitudinal do tijolito para teste do bloco isolado.



Figura 7.6 – Corte longitudinal do tijolito para o teste do bloco isolado

Durante pesquisas anteriores do autor, já se verificava que a resistência em prismas, conforme definem as normas brasileiras, eram maiores que as obtidas quando um único bloco era cortado à meia altura e encaixado macho com fêmea. Os capeamentos das superfícies cortadas eram executados com pasta de cimento ou enxofre e somente aí é que se aplicava a carga de compressão.

7.6.1. Forma característica de ruptura dos blocos cortados à meia altura



Figura 7.7 – Corpo-de-prova CP 1 do Tijolito isolado cortado longitudinalmente à meia altura e as linhas de ruptura típicas



Figura 7.8 – Corpo-de-prova CP 3 do Tijolito isolado cortado longitudinalmente à meia altura e as linhas de ruptura típicas

## 7.6.2. Características mecânicas dos tijolitos cortados ao meio

Cp	Áreas (mm <sup>2</sup> )		Cargas limites (kgf)		Cargas (kN/m)		Tensões de ruptura à compressão, relativas à área (MPa) <sup>28</sup>	
	bruta	líquida	de fissuração	de ruptura	de fissuração	de ruptura	bruta	líquida
1	24167	10366	400	3300	17,84	147,15	1,34	3,12
2	24255	10394	3400	3400	151,61	151,61	1,38	3,21
3	24233	10447	2400	3650	107,02	162,76	1,48	3,43
4	24299	10478	1200	3550	53,51	158,30	1,43	3,32
5	24233	10264	1000	3600	44,59	160,53	1,46	3,44
6	24255	10423	1500	3850	66,89	171,68	1,56	3,62
média	24237	10325					1,44	3,36
s	30,88	109,11					0,08	0,18
cv(%)	0,13	1,06					5,36	5,34

Tabela 7.6 – Resultados dos ensaios de compressão em tijolitos isolados, cortados à meia altura e encaixado macho com fêmea do mesmo bloco

## 7.7. Discussão dos resultados e conclusões

Observando a Tabela 7.4, nota-se que a variação na carga de fissuração foi muito elevada, comparando-se seu coeficiente de variação (cv) com os demais valores da mesma tabela. Se o comparativo for o limite de 25%, nota-se com clareza que estes

<sup>28</sup> Os blocos foram ensaiados sem nenhum enchimento de argamassa nos furos.

dados se mostram muito variados: todavia, a carga limite de ruptura não apresenta variação fora da normalidade, o que é muito positivo para as conclusões futuras. Todos os outros elementos estudados e apresentados na Tabela 7.4 foram bem regulares, tomando-se como referência o coeficiente de variação.

Com relação à absorção d'água, o valor de 12,75%, mostrado na Tabela 7.3, está bem aquém do valor limite recomendado pela norma brasileira para blocos de solo-cimento, que pode chegar até 22%.

O fabricante informou-nos que controla o processo de fabricação para que este valor não ultrapasse 17%. Um dado muito interessante pode ser observado nas últimas colunas, quando se calculou a resistência dos tijolitos isolados com e sem argamassa de injeção. Os tijolitos com argamassa de injeção mostraram-se menos resistentes que os sem argamassa.

Na Tabela 7.4, observa-se que houve uma queda na resistência dos blocos cheios de aproximadamente 15%. Este ponto pode ser favorável, caso se considere que, durante os trabalhos numa obra, poderá haver falhas na injeção da argamassa. Considerando a área líquida, esta redução é um pouco menor. (aproximadamente 13%). Quanto à carga de fissuração (carga que causou a primeira fissura), esta foi de aproximadamente 65% da carga limite de ruptura.

Na Tabela 7.5, verifica-se que a tensão aos vinte e oito dias de idade ficou 16% acima do esperado, que era de 1 MPa. A qualidade da argamassa expressa pelos 6 corpos de prova retirados é satisfatória se o parâmetro de comparação for o coeficiente de variação.

As resistências apresentadas na Tabela 7.4, para blocos isolados em área bruta, são aproximadamente 31% maiores que os valores constantes na Tabela 7.6, para os blocos cortados ao meio.

Conclui-se que, para testes com o tijolito cortado à meia altura, tem-se um resultado mais conservador em relação à segurança.

## 8. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DE PAREDES

---

### 8.1. Generalidades

Ao se estudarem as relações deformação - tensão dos materiais, procura-se uma relação funcional entre as tensões, as deformações e as suas características físicas. Tratando-se de um corpo elástico, estas características físicas são denominadas constantes elásticas do material, as quais podem ser determinadas utilizando-se a lei de Hooke generalizada, após convenientes transformações.

### 8.2. Módulo de deformação das paredes solicitadas à compressão simples

As paredes não armadas são normalmente construídas de blocos e de argamassa de assentamento. No caso em estudo os blocos são montados a seco, ou seja, não há argamassa entre as fiadas.

Pelo processo tradicional, supõe-se que há solidarização entre bloco e argamassa e uma completa aderência entre a argamassa e os blocos e que ambos obedecem à lei de Hooke.

Segundo SAHLIN<sup>29</sup> (1971), citado por GOMES (1994), a expressão que pode ser obtida para a determinação do módulo de deformação de uma parede em função das características do bloco e da argamassa é:

$$E_{pa} = h[(h_b/E_b) + (h_a/E_a)]^{-1} \quad (8.1)$$

No sistema construtivo em estudo não há argamassa, como nas alvenarias tradicionais, sugere-se que sejam pesquisadas expressões semelhantes à mostrada em (8.1), de tal forma a se obter mais rapidamente o módulo de deformação de uma parede construída com o tijolito. Os módulos obtidos neste estudo estão apresentados nas *Figuras 11.18 a 11.20*, no capítulo 11.

---

<sup>29</sup> SAHLIN, Sven, Structural Masonry, Prentice-Hall, 1a. Edição, 1971.

## 9. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

---

Os procedimentos experimentais foram utilizados para preparar os blocos isolados, os blocos cortados ao meio, os prismas com duas e três fiadas e as paredes.

### 9.1. Blocos

Os blocos isolados foram preparados por meio dos seguintes procedimentos:

- a. corte dos machos, com lixa ou por meio de disco diamantado;
- b. injeção de argamassa nos furos pequenos;
- c. manutenção dos blocos em local abrigado, dentro do laboratório, até o 25º dia após sua preparação;
- d. colocação dos blocos em tanque com água, para saturação, por um período de 72 horas;
- e. retirada dos blocos do tanque de saturação e sua secagem superficial;
- f. colocação dos blocos na prensa, tomando-se os cuidados com centralização da carga, prumo e nível da superfície de aplicação da carga;
- g. para ajustar pequenas irregularidades nas superfícies inferior e superior do elemento a ser testado, são dispostas placas de neoprene nas duas superfícies.

Os blocos cortados ao meio foram serrados como mostram as *Figura 7.5 e 7.6* e os demais procedimentos foram idênticos aos apresentados acima.

### 9.2. Prismas

Os prismas foram preparados para os testes de compressão por meio dos seguintes procedimentos:

- a. limpeza das superfícies de contato entre os blocos, por meio de um escova ou trincha dura;
- b. montagem dos tijolitos para produzir o prisma de dois ou três fiadas;

- c. Injeção de argamassa nos furos pequenos, quando os prismas forem montados com argamassa;
- d. manutenção dos prismas em local abrigado, dentro do laboratório, até o 28º. dia após sua preparação;
- e. colocação dos prismas na prensa, tomando-se os cuidados com centro do prisma, prumo e nível da superfície de aplicação da carga; e
- f. para ajustar pequenas irregularidades nas superfícies inferior e superior do elemento a ser testado, são dispostas placas de neoprene nas duas superfícies.



Figura 9.1 – Prismas com duas fiadas e já injetados, aguardando a data da ruptura



Figura 9.2 – Prismas com três fiadas e já injetadas, aguardando a data de ruptura

### 9.3. Paredes

#### 9.3.1. Montagem

As paredes com menor altura foram executadas quatro a quatro, permanecendo sem carregamento por um período de três dias, para a cura da argamassa, e no terceiro dia todas elas foram carregadas até a ruptura.

A *Figura 9.3* mostra uma parede típica em processo de cura.



Figura 9.3 - Parede típica com cinco fiadas - em processo de cura

As paredes com altura igual ou superior a dez fiadas foram executadas de duas em duas, próximo ao pórtico do ensaio e transportadas por um sistema especialmente desenvolvido para esta finalidade. Este sistema de transporte está apresentado logo à frente, nas *Figuras 9.16 e 9.17*.



Figura 9.4 – Base de argamassa, nivelada, para receber a parede sob o macaco



Figura 9.5 – Neoprene sobre a base nivelada, preparada para receber a parede

O neoprene foi usado para auxiliar na regularização das superfícies da base e da parte superior da parede testada.



Figura 9.6 – Limpeza da parte inferior do tijolito, antes de montar a fiada

A limpeza faz parte do procedimento construtivo e favorece a retirada de grãos de areia aderidos ao tijolito.



Figura 9.7 – Ajuste da primeira fiada ao centro do macaco, com um prumo de centro

A montagem da primeira fiada, conforme a *Figura 9.7*, ajustada pelo prumo de centro, é realizada para evitar que a carga seja aplicada excentricamente na parede, modificando a proposta de trabalho.



Figura 9.8 – Limpeza da parte superior da fiada, antes da colocação da seguinte

A limpeza da parte superior, mostrada na *Figura 9.8*, deve ser executada antes da montagem da próxima fiada, com o objetivo de retirar grãos aderidos na superfície do tijolito evitando o favorecimento de pontos de concentração de cargas e indução de fissuração.



*Figura 9.9* – Ajuste do alinhamento das fiadas, com o auxílio de uma régua

Este alinhamento, mostrado na *Figura 9.9*, deve ser feito nas três fiadas preparadas para receber a argamassa de injeção, com o objetivo de evitar que a parede fique desalinhada e possa alterar os resultados dos testes.



*Figura 9.10* – Umedecimento das três fiadas, antes da injeção da argamassa

A operação mostrada na *Figura 9.10*, deve ser efetuada antes da aplicação da argamassa de injeção com o objetivo de minimizar a perda de água da argamassa e reduzir a sua resistência à compressão.



Figura 9.11 – Preparação da argamassa de injeção, cimento cal e areia lavada

A argamassa é preparada inicialmente a seco, como na *Figura 9.11*, e depois de bem homogeneizada recebe a quantidade de água definida para o traço.



Figura 9.12 – Parede com as três primeiras fiadas já injetadas

A argamassa é injetada nos furos grandes e pequenos somente na três primeiras fiadas, como *Figura 9.12*, norma esta recomendada nas construções, com o objetivo de estabilizar a parede e dar prosseguimento imediato à montagem das demais fiadas.



Figura 9.13 – Ajuste do alinhamento em mais três fiadas, antes da aplicação da argamassa nos furos pequenos



Figura 9.14 – Colocação de tampões nos furos grandes sob a penúltima fiada

As paredes são montadas de fiada em fiada, alinhadas, e o prumo é verificado a cada três fiadas. A seguir são umedecidas para receber a argamassa de injeção somente nos furos de menor diâmetro.



Figura 9.15 – Detalhe do acabamento dos furos da última fiada.

Os furos grandes são fechados com o auxílio de copos plásticos de 50 ml, conforme a *Figura 9.14*, na antepenúltima fiada, preparando para a finalização da parede. Após a montagem das duas últimas fiadas, todos os furos são injetados com a mesma argamassa utilizada anteriormente, com pode ser visto na *Figura 9.15*. O objetivo dos tampões da *Figura 9.14*, é impedir que a argamassa das duas últimas fiadas desçam pelos furos grandes até a quarta fiada, aumentando sobremaneira o consumo de argamassa e o peso do painel. Para o trabalho em pauta, todos os machos dos tijolitos da última fiada foram retirados, como mostrado na *Figura 9.15*, para proporcionar o nivelamento da superfície onde se aplicou a carga vertical axial. Mesmo considerando que a superfície final é bastante plana, decidiu-se utilizar uma placa de neoprene para melhorar a regularidade da superfície e somente após esta placa é que se posicionou a viga de transição de aço.

### 9.3.2. Instrumentação

Todas as paredes foram ajustadas dentro do pórtico de ensaio, sob um cilindro hidráulico com capacidade de até 300 kN. Como foi utilizado somente um cilindro para aplicar a carga distribuída sobre a parede, utilizou-se uma viga de aço, *Figura 9.18*, com uma rigidez elevada. As cargas foram registradas em microcomputador, a partir de célula de carga e os deslocamentos através de DT's (transdutores de deslocamentos). Além destes registros informatizados, utilizaram-se, para os deslocamentos horizontais e verticais, relógios comparadores, como mostra a *Figura 9.19 e 9.20*, com resolução de 0,01 mm. Foram instalados três relógios nas laterais e dois sob a viga, em cada parede, como os mostrados nas *Figuras 9.19 e 9.20*. Todas as primeiras paredes foram construídas sob o cilíndrico hidráulico e as três para completar quatro, foram construídas fora da região e posteriormente transportadas com dispositivo exclusivamente desenvolvido para este trabalho, como detalha a *Figura 9.16, 9.17, A 18 e A 19*.

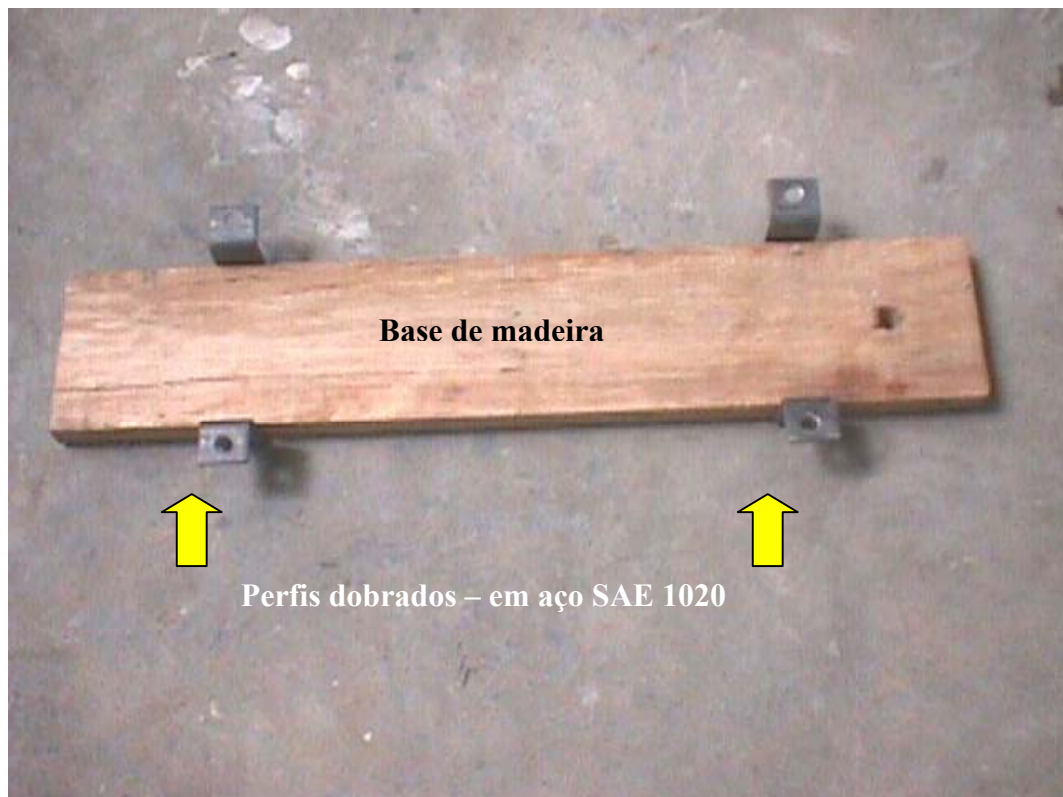


Figura 9.16 – Base usada para o transportar das paredes

Os perfis em chapa dobrada, utilizados no transporte das paredes funcionaram como alças, como pode ser visto na *Figura 9.16*.

Este dispositivo para transporte é composto de quatro partes: a) base em madeira aplainada, *Figura 9.19*; b) perfis metálicos colocados na parte inferior, *Figura 9.19*, e superior; c) madeira aplainada na parte superior da parede, para permitir a estabilização e transporte dela; e d) quatro parafusos, como os da *Figura 9.20*, para prensar a parede e impedi-la de sofrer danos na montagem.

Após a prensada da parede, por meio dos tirantes, *Figura 9.20*, ela foi transportada com o auxílio de uma talha fixada em uma ponte rolante. O içamento da parede foi executado com uma cinta de lona ou por meio de um olhal instalado na placa superior, de madeira, de modo a não danificá-la, como mostra a *Figura A 18*.



*Figura 9.17* – Dispositivo utilizado para o transporte das paredes



Figura 9.18 – Detalhe da viga de aço e anel dinamométrico utilizados entre a parede e o cilindro hidráulico

Na parte inferior e superior da parede foi utilizada uma placa de borracha de neoprene com o objetivo de ajuste de possíveis irregularidades das duas superfícies.

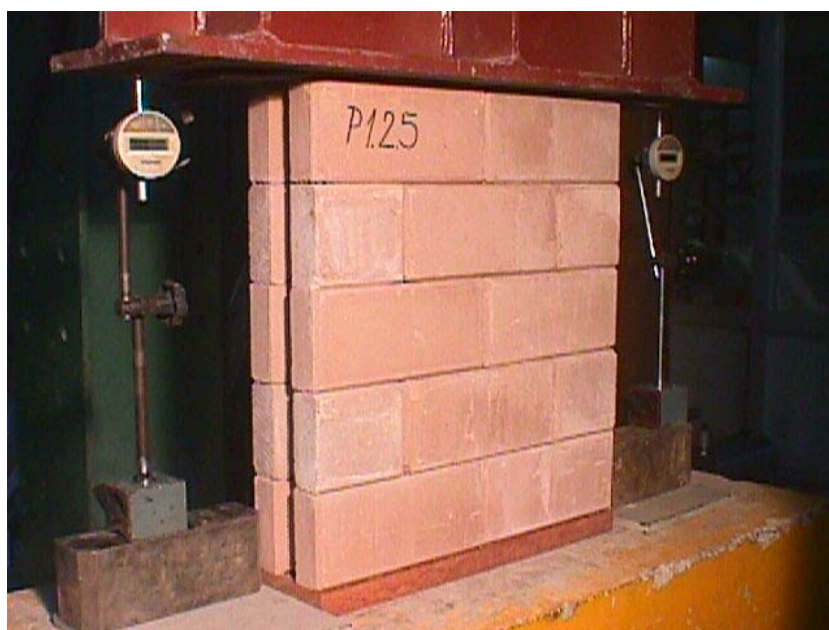


Figura 9.19 – Detalhe do posicionamento dos relógios comparadores sob a viga

Estes relógios da *Figura 9.19*, foram utilizados para medir os deslocamentos verticais das paredes, substituindo os DT's.

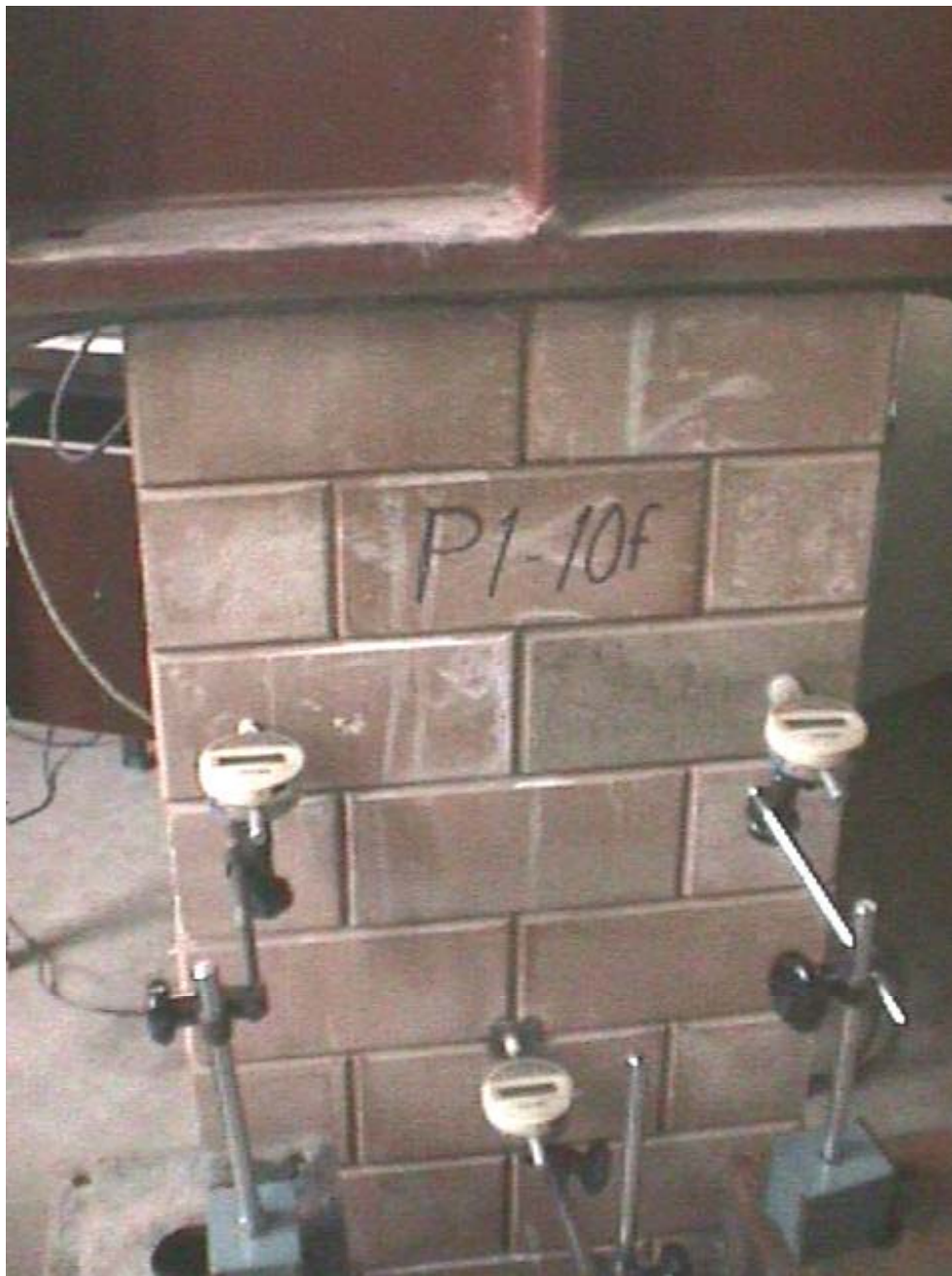


Figura 9.20 – Detalhe do posicionamento dos relógios laterais na parede

O relógio comparador da esquerda superior, n°.1, foi instalado 250 mm abaixo do topo e 55 mm da face esquerda da parede. O da direita superior, de n°. 2, foi instalado 250 mm abaixo do topo e 55 mm da face direita da parede, e o de n° 3, colocado no

centro da parede. Todos estes instrumentos, mostrados na *Figura 9.20*, apresentaram uma resolução de 0,01 mm.



Figura 9.21 – Detalhe da instalação do DT em uma das faces da parede

O suporte superior do DT foi sempre instalado na terceira fiada de cima para baixo, a uma distância de 60 mm abaixo da face inferior da penúltima fiada. A distância entre os parafusos dos suportes foi sempre de 975 mm. Os resultados dos DT's foram todos registrados pelo microcomputador utilizado no ensaio. Estes instrumentos

registraram 5 (cinco) medidas para cada segundo de ensaio. Foram instalados no início do ensaio e retirados antes do término do teste para evitar danos na fase final dos ensaios. A retirada dos DT's ocorreu com o carregamento entre 50% e 70% da carga máxima estimada.

#### 9.4. Argamassa de injeção

Houve uma grande preocupação no trato desta argamassa, portanto reservou-se um capítulo exclusivo para o seu estudo e uma escolha consciente e consistente do traço e da resistência à compressão. Inicialmente, quando se observa a resistência de ruptura encontrada, pode-se prematuramente concluir que resultados tão baixos poderão afetar enormemente as resistências finais das paredes; todavia, teve-se o cuidado, no início dos trabalhos, de construir paredinhas com e sem argamassa de injeção, com o objetivo de avaliar e comparar os resultados.

Esta argamassa poderia ser chamada, neste trabalho, de graute, mas, como o produto não apresenta uma alta resistência à compressão e o seu preparo é efetuado exatamente como uma argamassa tradicional, optou-se por não alterar o termo utilizado.

##### 9.4.1. Características dos materiais

O objetivo é conhecer as características dos materiais, que têm grande influência nos processo de dosagem da argamassa. Outros parâmetros dos materiais, ligados à tecnologia da argamassa mas de abordagem diferente, tal como durabilidade, não serão comentados.

###### 9.4.1.1. Cimento

###### a) Finura

É um fator que governa a velocidade da reação de hidratação. O aumento da finura melhora a resistência, particularmente a das primeiras idades, diminui a exsudação e outros tipos de segregação, reduz a permeabilidade, aumenta a trabalhabilidade e a coesão da argamassa. Em contrapartida, ocorre liberação de maior

quantidade de calor e uma retração maior, sendo as argamassas mais sensíveis à fissuração.

Os testes de finura foram executados com base na norma NBR 5732.

#### b) Resistência à compressão

Por meio desta verificação, foi possível conhecer previamente o comportamento mecânico do cimento. Verificou-se a resistência à compressão do CP II E 32 pela norma NBR 5739.

#### 9.4.1.2. Agregado miúdo

As características de maior influência deste material na dosagem da argamassa são:

##### a) Granulometria

A composição granulométrica, isto é, a proporção relativa expressa em forma de porcentagem (%) em que se encontram os grãos de um certo agregado, tem uma importante influência sobre a qualidade da argamassa, agindo na compacidade, resistência e fluidez. Verificou-se a granulometria pela norma NBR 7217 da ABNT.

##### b) Módulo de finura

Está relacionado com a área superficial do agregado e, conseqüentemente, altera a água de molhagem para uma certa consistência. Deve ser mantido constante dentro de certos limites para evitar a alteração do traço. Verificou-se o módulo de finura pela norma NBR 7217 da ABNT.

c) Massa unitária (também conhecida como massa específica aparente)

É a relação entre a massa total de um certo volume de agregado e esse volume, considerando-se os vazios existentes entre os grãos do agregado. Por meio da massa unitária é que são realizadas as transformações dos traços em massa para volume e vice-versa. Verificou-se a massa unitária da areia pela norma NBR 7251 da ABNT.

d) Massa específica (também conhecida como massa específica real ou absoluta)

É a relação entre a massa e o volume de cheios, isto é, o volume dos grãos dos agregados. Verificou-se a massa específica da areia pela norma NBR 9776.

e) Inchamento

É definido como o aumento de volume de uma determinada massa de agregados, causado pela absorção de água. É de fundamental importância na dosagem dos materiais em volume, pois, dependendo da umidade, obtêm-se diferentes massas de agregados para um mesmo volume de dosagem, sendo necessária a correção do traço. Verificaram-se os índices de inchamento para as areias testadas pela norma NBR 6467 da ABNT; todavia, optou-se por secar toda a areia que foi utilizada na preparação da argamassa e minimizar o erro na dosagem final de cada traço, pois todos foram em volume.

f) Faixas granulométricas normalizadas

São quatro as zonas granulométricas normalizadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 7211.

As areias lavadas e artificiais utilizadas na grande BH apresentam uma variação muito grande na sua granulometria. As areias que compuseram as argamassas estudadas foram: a) **a lavada de rio**, procedente da cidade de Esmeraldas, com uma granulometria enquadrada na Zona 3 e podendo ser classificada como areia média fina por apresentar a curva bem próxima da parte inferior da Zona; b) **a areia artificial** (produto derivado da britagem de pedra calcária), procedente da Cidade de Vespasiano e da empresa ICAL,

com granulometria enquadrada parcialmente na Zona 2 e podendo ser classificada como areia fina média. A *Tabela 9.1* foi extraída da NBR 7211 – agregados miúdos.

Peneira (mm)	Porcentagens acumuladas em massa			
	zona 1 (muito fina)	zona 2 (fina)	zona 3 (média)	zona 4 (grossa)
<b>6,3</b>	0 a 3	0 a 7	0 a 7	0 a 7
<b>4,8</b>	0 a 5(A)	0 a 10	0 a 11	0 a 12
<b>2,4</b>	0 a 5(A)	0 a 15(A)	0 a 25(A)	5(A) a 40
<b>1,2</b>	0 a 10(A)	0 a 25(A)	10(A) a 45(A)	30(A) a 70
<b>0,6</b>	0 a 20	21 a 40	41 a 65	66 a 85
<b>0,3</b>	50 a 85(A)	60(A) a 88(A)	70(A) a 92(A)	80(A) a 95
<b>0,15</b>	85(B) a 100	90(B) a 100	90(B) a 100	90(B) a 100

Tabela 9.1 – Faixas granulométricas para areias, segundo a NBR 7211

NOTAS:

- (A) a *Tabela 9.1* indica que pode haver uma tolerância de no máximo cinco unidades percentuais em um só dos limites marcados com a letra A ou distribuídos em vários deles.
- (B) para agregado miúdo resultante de britagem, este limite poderá ser de 80.

g) Classificação de areias pelo módulo de finura

O módulo de finura do agregado miúdo cuja granulometria cumpre qualquer uma das zonas indicadas na *Tabela 9.1* da NBR 7211 não deve variar mais que 0,2 para um material da mesma procedência. A areia utilizada e mostrada na *Figura 6.4* não apresentou variação superior ao referido acima.

#### 9.4.1.3. Estudo teórico

A relação água/cimento é o parâmetro mais importante na argamassa quando se trata da busca da melhor resistência. Para o caso em questão, este parâmetro é importante porque será o grande responsável pela fluidez que se necessita.

Definida a relação água/cimento e uma certa quantidade de agregado miúdo, a resistência e durabilidade passam a ser únicos.

Sabe-se que o custo de uma argamassa está ligado diretamente ao seu consumo de cimento, porém, neste caso, há um outro fator muito importante, que é a fluidez.

Se a argamassa apresentar os parâmetros a/c e areia ideais para uma boa argamassa de assentamento, isto pode não ser verdade para uma argamassa de injeção, pois há que se determinar o parâmetro fluidez, caso contrário não se consegue verter o material nos furos do tijolito.

Poder-se-ia buscar estes parâmetros utilizando leis de comportamento como a de Abrams e outras; todavia, a opção foi partir para um estudo empírico como se mostra a seguir.

#### 9.4.1.4. Estudo empírico

Para iniciar esta fase, partiu-se do princípio de que seriam necessários no mínimo três pontos para a identificação do traço ideal.

Para uma melhor consistência dos resultados aqui obtidos, definiram-se os materiais e determinaram-se suas características. Um fator muito importante na qualidade final da argamassa está ligado ao processo de mistura. Optou-se por executar todos os traços em misturador planetário.

O detalhamento deste estudo está apresentado no Capítulo 6 - Estudo para obtenção do melhor traço da argamassa de injeção.

## 10. DETERMINAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE $f_{cpa}$ e $\beta$

---

### 10.1. Introdução

Na fase de preparação e estudos bibliográficos para o desenvolvimento deste trabalho, uma pergunta ficou sem resposta: variando-se o comprimento e mantendo-se constante a altura de uma parede, a carga de compressão axial por unidade de comprimento pode variar?

Como não se encontrou resposta para esta pergunta e mais, como se está trabalhando com um bloco cujo comportamento ainda é desconhecido, efetuaram-se testes que pudessem gerar subsídios para a continuidade dos trabalhos.

Inicialmente, planejou-se testar seis alturas: 50 cm; 100 cm; 150 cm; 200 cm; 250 cm; e 300 cm.

### 10.2. Paredes com altura constante

Com o intuito de verificar se o comprimento de uma parede pode contribuir para a variação da carga de compressão por unidade de comprimento, preparou-se um conjunto de 12 (doze) paredes com os comprimentos de 220 mm, 330 mm, 440 mm, 550 mm e 660 mm e altura total aproximada de 500 mm. Essas paredes foram construídas e ensaiadas seguindo-se este procedimento: a) montagem de quatro paredes para cada comprimento; b) quando se atingia a última fiada, vertia-se argamassa nos furos menores; c) as paredes eram deixadas em repouso por 3 dias; e d) no terceiro dia, aplicava-se carga axial de compressão nas paredes, até a ruptura.

A *Figura 10.1* mostra como ocorreu a montagem dos dispositivos para a leitura das deformações verticais. Um computador recebeu todas as informações relativas às cargas aplicadas, desde o início até a ruína da parede.

Registros fotográficos foram feitos para posterior avaliação das fissuras nas faces de cada parede.

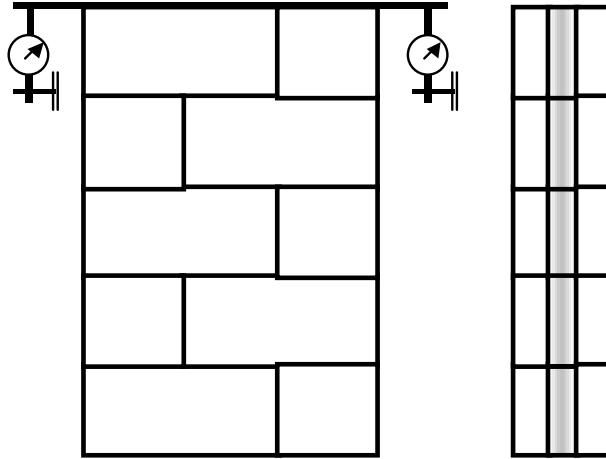


Figura 10.1 – Montagem típica das paredes com altura constante – detalhe da parede com 1,5 TJ x 5 fiadas – vistas lateral e frontal

De cada lado da parede, sob a viga para distribuição da carga, foi colocado um relógio comparador com resolução de 0,01 (um centésimo de mm).

Dimensões	TJ x fiada				
	1 x 5	1,5 x 5	2 x 5	2,5 x 5	3 x 5
<b>C (mm)</b>	220	330	440	550	660
<b><math>\lambda</math> (h/t)</b>	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55
<b><math>\beta</math> (h/C)</b>	2,27	1,52	1,14	0,91	0,76

Tabela 10.1 – Informações sobre as paredes com o comprimento variável e altura constante

- C representa o comprimento da parede.
- $\lambda$  indica o coeficiente de esbeltez - relação entre altura e espessura.
- $\beta$  indica a relação entre altura e o comprimento da parede.

<b>CARGAS NAS PAREDINHAS COM ALTURA CONSTANTE (kN/m)</b>					
<b>C(mm)</b>	220	330	440	550	660
<b>1ª. fissura</b>	95,71	88,71	68,01	66,24	79,52
<b>Ruptura por esmagamento</b>	249,91	188,08	192,84	184,97	191,93

Tabela 10.2 – Valores médios das cargas de fissuração e de esmagamento nas paredinhas com altura de cinco fiadas (500 mm)

A Tabela 10.2 mostra as cargas de fissuração e de esmagamento nas paredinhas de mesma altura e comprimento variável.

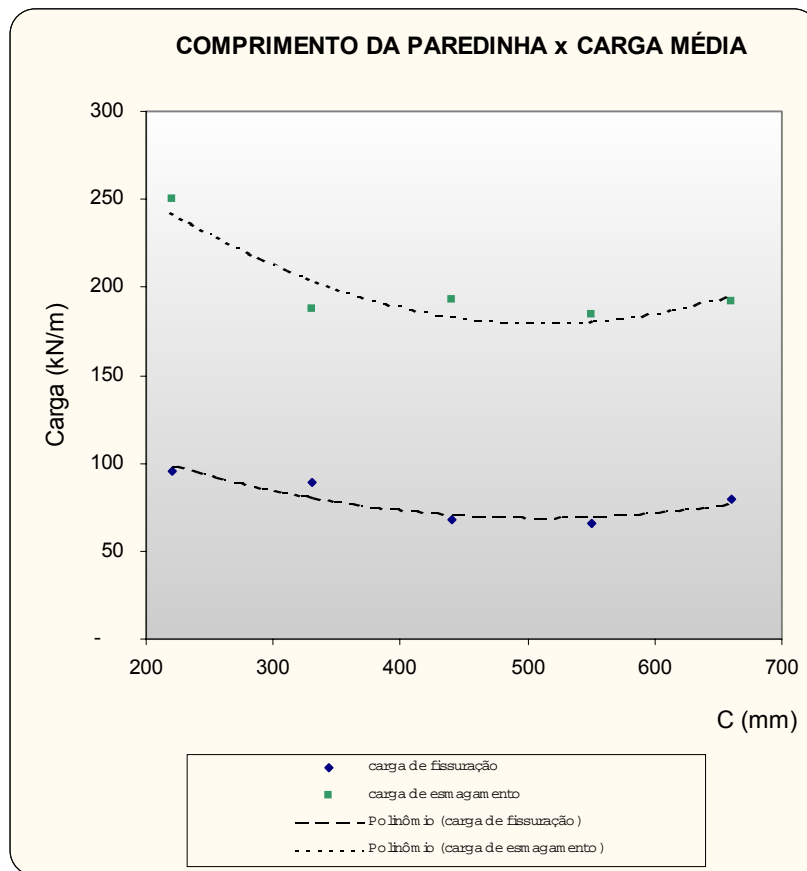


Figura 10.2 – Relacionamento entre o comprimento e carga axial de compressão em paredinhas com altura constante

### 10.3. Discussão dos resultados e conclusões

A *Figura 10.2* mostra, com clareza, que há variação entre as cargas por unidade de comprimento quando as paredes mudam a relação entre altura e o comprimento.

Tanto as cargas de fissuração quanto as cargas de ruptura por esmagamento sofrem variação, quando ocorre alteração de  $\beta$ .

Como a dúvida inicial era exatamente esta, a partir destes resultados poder-se-á construir as paredes dos estudos principais, variando-se a altura e mantendo-se constante a relação entre a altura e o comprimento.

*Pode-se dizer que, para relacionar a carga axial de ruptura ou de instabilidade com  $\lambda$  (coeficiente de esbeltez), deve-se manter  $\beta$  constante, de modo a não introduzir um novo parâmetro nos resultados procurados para as cargas.*

## 11. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ARGAMASSA, BLOCOS, PRISMAS E PAREDES. RESULTADOS DOS ENSAIOS

---

### 11.1. Argamassa de injeção

A argamassa de injeção foi estudada em 13 traços, utilizando-se areia lavada de rio e areia artificial (produzida por britagem de rocha calcária). Os dados relativos a este estudo foram apresentados no Capítulo 6. No estudo ora apresentado tomou-se o cuidado de se verificarem dois aspectos importantes, quais sejam: a) a resistência à compressão do traço utilizado teria que apresentar o valor, em 3 dias, igual ou próximo do obtido aos 28 dias; b) a fluidez do traço deveria estar entre 10 s e 20 s. O ensaio para verificação desta fluidez seguiu a NBR 7682 de 1983, em cone Marsh com diâmetro de ½”.

O traço TEL<sup>30</sup> 8, 1:2,5:4 (cimento:cal:areia) com um fator água cimento de 2,6, foi o escolhido e utilizado durante todos os estudos aqui apresentados. Este traço foi executado em volume e com areia seca. A mistura foi efetuada manualmente e, para melhorar o controle de qualidade do processo de homogeneidade, utilizou-se o cone de Marsh para a verificação da fluidez. A argamassa utilizada nas paredes foi produzida em três estágios (três traços), o primeiro para a base, o segundo para a parte central e o terceiro para a parte superior. Para cada traço colheram-se dois corpos-de-prova de 50 mm x 100 mm, os quais foram rompidos no mesmo dia que as paredes.

Foram executados os traços abaixo, mais ricos que os TP1 e TP2, mostrados na *Tabela 6.6*, com o objetivo de se encontrar um TE mais adequado para injetar nas paredes, as quais deveriam estar disponíveis para teste com 3 dias de idade.

Fizeram-se algumas tentativas com os traços 1:3; 1:4; 1:5 e 1:6, todos estes com cimento e areia lavada.

Um dos pontos fundamentais estava ligado à fluidez entre 10 s e 20 s. Por não se conseguirem tais índices, abandonaram-se todos os traços acima.

Foram testados outros traços, porém com a presença dos ligantes cimento e cal, já que estes auxiliam sobremaneira a fluidez.

---

<sup>30</sup> Traço especial produzido com areia lavada de rio.

A *Tabela 6.7* apresenta os traços especiais de argamassa (TE), acompanhados da fluidez e do fator a/c (o qual não auxilia a fluidez, a partir de certo valor).

#### 11.1.1. Resultados obtidos

Os resultados obtidos estão apresentados no anexo, nas *Tabelas A1 até A6*.

A *Figura 6.6* apresenta a evolução da resistência à compressão com a idade, para traços padrões, produzidos com areia lavada e areia artificial. TP 1 é o traço padrão com areia lavada de rio e TP 2 é o traço padrão com areia artificial.

#### 11.1.2. Discussão dos resultados

Com os resultados apresentados na *Figura 6.6*– Tensões médias de ruptura para os traços padrão, obtiveram-se as tensões aos 28 dias, tanto para a areia lavada quanto para a areia artificial.

A partir das tensões definidas em TP1 e TP2, com 1 MPa, aos 28 dias, fez-se uma série de traços de argamassa com cimento, cal e areia lavada, cujo objetivo principal era o de conseguir um traço TE com a resistência de 1 MPa, para idade de três dias. Nas *Figuras de A1 até A6*, mostradas no *Anexo*, pode-se acompanhar os resultados dos estudos dos traços de argamassa.

A *Figura 6.7* mostra o traço que substituiu o TP1, o qual foi usado para estabilizar as paredes que foram construídas e, pela programação dos ensaios, foram rompidas com a idade de 3 dias.

#### 11.2. Características dos blocos e prismas

Os ensaios de prismas, para a determinação da resistência à compressão axial, teor de umidade e absorção d'água foram realizados com base na NBR 8215 – Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural e na NBR 7186 – Bloco vazado de concreto simples para alvenaria com função estrutural.

Além dos prismas recomendados nos item 3.1 e 3.2 da NBR 8215, foram executados: a) testes em blocos isolados após a retirada dos machos; b) em blocos

isolados após encaixe do macho à fêmea, das partes obtidas por um corte horizontal central num mesmo elemento; e c) em prismas compostos de três fiadas.

Todos os testes de compressão axial foram executados em blocos saturados por imersão em água, num período de 72 horas.

### 11.2.1. Blocos

#### 11.2.1.1. Resultados dos testes em blocos isolados

A *Tabela 7.3* apresenta os resultados obtidos numa amostra com 12 tijolitos, tais como a massa seca, massa saturada em 72 horas, áreas bruta e líquida, massa unitária seca, massa unitária saturada e absorção d'água.

A massa unitária seca foi obtida dividindo-se a massa seca pelo volume aparente ( $L \times H \times C$ ). A massa unitária saturada foi obtida pela divisão da massa saturada pelo volume aparente ( $L \times H \times C$ ). A área bruta foi obtida multiplicando-se a largura pelo comprimento do tijolito. A área líquida foi obtida pela redução das áreas dos furos pequenos e grandes da área bruta.

Na *Tabela 7.4* são apresentadas as áreas brutas e líquidas, as cargas de fissuração (carga equivalente ao aparecimento da primeira fissura) e de ruptura (carga equivalente ao esmagamento do bloco), tensões de ruptura à compressão considerando as áreas bruta e líquida, em blocos com e sem argamassa nos furos pequenos.

### 11.2.2. Prismas

#### 11.2.2.1. Prismas com duas e três fiadas – sem argamassa de injeção

Estes ensaios foram realizados com o objetivo de se verificar a situação real deste sistema, o qual propõe somente o contato entre os dois blocos. Como não se encontraram normas específicas para este ensaio, utilizou-se a norma brasileira para blocos de concreto, ou seja, os blocos tradicionais que são assentados sobre argamassa.

Os resultados mostrados na *Tabela 11.1* serão comparados com os constantes na *Tabela 11.2*.

PRISMAS MONTADOS SEM ARGAMASSA DE INJEÇÃO							
PRISMAS COM DOIS TIJOLITOS				PRISMAS COM TRÊS TIJOLITOS			
prisma	carga (kgf)		tensão* limite máximo (MPa)	prisma	carga de ruptura (kgf)		tensão* limite máximo (MPa)
	de fissuração	limite de ruptura			de fissuração	limite de ruptura	
1	5.000	5.500	2,27	1	2.600	2.700	1,12
2	<b>5.000</b>	<b>5.200</b>	2,15	2	<b>2.500</b>	<b>3.800</b>	1,57
3	1.500	2.700	1,12	3	3.000	3.000	1,24
4	<b>3.000</b>	<b>2.700</b>	1,12	4	<b>5.500</b>	<b>5.500</b>	2,27
5	4.500	4.400	1,82	5	3.000	4.000	1,65
6	<b>4.500</b>	<b>4.200</b>	1,74	6	<b>2.800</b>	<b>2.800</b>	1,16
7	1.000	4.600	1,90	7	2.700	4.000	1,65
8	<b>4.000</b>	<b>4.000</b>	1,65	8	<b>3.000</b>	<b>3.700</b>	1,53
9	4.500	4.500	1,86	9	1.800	4.800	1,98
10	<b>4.000</b>	<b>4.500</b>	1,86	10	<b>4.000</b>	<b>4.000</b>	1,65
11	4.000	4.500	1,86	11	2.500	3.000	1,24
12	<b>3.500</b>	<b>3.500</b>	1,45	12	<b>1.200</b>	<b>3.600</b>	1,49
média	<b>3.708</b>	<b>4.192</b>	<b>1,73</b>	média	<b>2.883</b>	<b>3.742</b>	<b>1,55</b>
s	<b>1.287</b>	<b>863</b>	<b>0,36</b>	s	<b>1.068</b>	<b>826</b>	<b>0,34</b>
cv (%)	<b>35</b>	<b>21</b>	<b>21</b>	cv (%)	<b>37</b>	<b>22</b>	<b>22</b>

\* tensão obtida com a área bruta

Data do teste: 29/12/00

*Tabela 11.1* – Cargas e tensões em prismas com duas e três fiadas de tijolito – sem argamassa de injeção

PRISMAS MONTADOS COM ARGAMASSA DE INJEÇÃO							
PRISMAS COM 2 FIADAS				PRISMAS COM 3 FIADAS			
prisma	cargas (kgf)		tensão* limite de ruptura(MPa)	prisma	cargas (kgf)		tensão* limite de ruptura(MPa)
	carga de fissuração	limite de ruptura			carga de fissuração	limite de ruptura	
2f-1	4.500	6.200	2,56	3f-1	2.200	5.800	2,40
2f-2	<b>3.200</b>	<b>4.800</b>	1,98	3f-2	<b>2.500</b>	<b>5.100</b>	2,11
2f-3	3.500	4.500	1,86	3f-3	4.500	4.800	1,98
2f-4	<b>3.000</b>	<b>7.000</b>	2,89	3f-4	<b>6.000</b>	<b>6.900</b>	2,85
2f-5	4.000	6.600	2,73	3f-5	4.800	5.200	2,15
2f-6	<b>5.100</b>	<b>5.500</b>	2,27	3f-6	<b>4.400</b>	<b>5.900</b>	2,44
2f-7	1.800	5.100	2,11	3f-7	6.400	7.100	2,93
2f-8	<b>3.500</b>	<b>5.400</b>	2,23	3f-8	<b>4.000</b>	<b>6.200</b>	2,56
2f-9	3.000	5.000	2,07	3f-9	3.200	6.100	2,52
2f-10	<b>5.700</b>	<b>6.100</b>	2,52	3f-10	<b>3.200</b>	<b>4.900</b>	2,02
2f-11	2.400	7.400	3,06	3f-11	5.300	6.100	2,52
2f-12	<b>4.700</b>	<b>6.200</b>	2,56	3f-12	<b>3.000</b>	<b>5.400</b>	2,23
média	<b>3.700</b>	<b>5.817</b>	<b>2,40</b>	média	<b>4.125</b>	<b>5.792</b>	<b>2,39</b>
s	<b>1.140</b>	<b>910</b>	<b>0,38</b>	s	<b>1.351</b>	<b>743</b>	<b>0,31</b>
cv (%)	<b>31</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	cv (%)	<b>33</b>	<b>13</b>	<b>13</b>

\* tensão obtida com a área bruta

Data do teste: 23/01/01

*Tabela 11.2* – Cargas e tensões em prismas com duas e três fiadas – cheios de argamassa

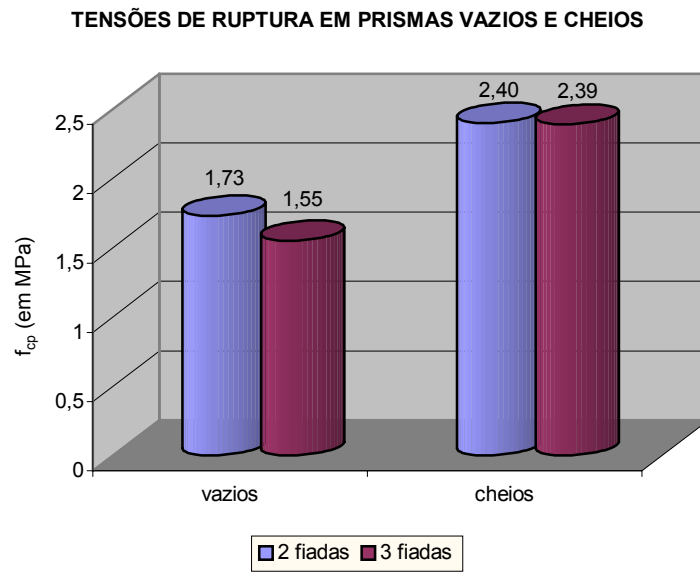


Figura 11.1 – Tensões de ruptura em prismas sem e com argamassa

#### 11.2.2.2. Prismas com duas e três fiadas – com argamassa de injeção

Com o objetivo de uniformizar melhor os resultados dos ensaios apresentados na *Tabela 11.3*, prepararam-se três traços de argamassa, idênticos, os quais foram utilizados para injetar em 12 prismas montados. Durante o processo de montagem dos prismas, preparou-se um conjunto de corpos-de-prova destas argamassas, os quais foram rompidas posteriormente.

## 11.2.2.3. Argamassa de injeção utilizada e sua qualidade

Cargas e tensões de ruptura à compressão em cp's da argamassa de injeção									
moldagem: 26/12/00			ruptura:			idade: 28 dias			
<b>cp</b>	<b>prisma</b>	<b>mistura</b>	<b>carga(kgf)</b>	<b>tensão(MPa)</b>	<b>cp</b>	<b>prisma</b>	<b>mistura</b>	<b>carga(kgf)</b>	<b>tensão(MPa)</b>
1		1 e 2	250	1,25	7		3 e 4	220	1,10
2	2f-1; 2f-2;		220	1,10	8	2f-3; 2f-4;		200	1,00
3	2f-7; 2f-8;		150	0,75	9	2f-9;2f-10;		220	1,10
4	3f-1; 3f-2;		200	1,00	10	3f-3; 3f-4;		210	1,05
5	3f-7; 3f-8		250	1,25	11	3f-9;3f-10		215	1,07
6			200	1,00	12			225	1,12
<b>média aritmética</b>			211,67	1,06	<b>média aritmética</b>			215	1,07
<b>s</b>			37,64	0,19	<b>s</b>			8,94	0,04
<b>cv(%)</b>			17,78	17,78	<b>cv(%)</b>			4,16	4,16
<b>Considerando um só traço e 18 cp's os resultados estatísticos foram os seguintes:</b>									
<b>cp</b>	<b>prisma</b>	<b>mistura</b>	<b>carga(kgf)</b>	<b>tensão(MPa)</b>	<b>Resumo</b>		<b>carga(kgf)</b>	<b>tensão(MPa)</b>	
13	2f-5; 2f-6;	5 e 6	220	1,10					
14	2f-11;2f-		185	0,92					
15	12; 3f-5;		225	1,12					
16	3f-6; 3f-		250	1,25					
17	11;3f-12		240	1,20					
18			265	1,32					
<b>média aritmética</b>			230,83	1,15	<b>média aritmética</b>		221	1,10	
<b>s</b>			27,82	0,14	<b>desvio padrão</b>		28,16	0,14	
<b>cv(%)</b>			12,05	12,05	<b>coef. de variação(%)</b>		12,73	12,43	

Tabela 11.3 – Cargas e tensões de ruptura em corpos-de-prova retirados das três masseiras utilizadas nos prismas com 2 e 3 fiadas

## 11.3. Paredes

A seguir, serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compressão das paredes. Para facilitar o desenvolvimento dos trabalhos, optou-se por efetuar *ensaios preliminares* com o objetivo específico de saber se a relação largura da parede versus altura interferia na carga por unidade de comprimento na parede. Sabendo-se que há uma interferência entre  $\beta$  e a carga por unidade de comprimento na parede, escolheu-se uma largura para a primeira parede nos *ensaios principais* e daí em diante mantiveram-se os  $\beta$ 's até a altura de 2,0 m. Como as paredes seguintes a serem ensaiadas não permitiriam manter o  $\beta$  escolhido, decidiu-se utilizar uma largura múltipla de 110 mm para evitar o corte no tijolito e um  $\beta$  o mais próximo possível dos anteriores.

### 11.3.1. Resumo das dimensões e resistências à compressão dos blocos

O valor médio das dimensões<sup>31</sup> dos blocos está apresentado na *Tabela 11.4*.

<b>h = altura (mm)</b>	<b>b = espessura (mm)</b>	<b>l = comprimento (mm)</b>
<b>100,3</b>	110,1	220,1

Tabela 11.4 – Dimensões médias dos tijolitos usados na confecção das paredes

A idade dos blocos não foi declarada pelo fabricante.

<b>f<sub>cb,br</sub></b>		<b>f<sub>cb,liq</sub></b>	
<b>f<sub>cbv</sub></b>	<b>f<sub>cbc</sub></b>	<b>f<sub>cbv</sub></b>	<b>f<sub>cbc</sub></b>
<b>1,91</b>	2,10	4,50	4,95
<b>1,98</b>	1,50	4,62	3,51
<b>2,47</b>	1,62	5,73	3,80
<b>1,66</b>	1,60	3,84	3,83
<b>1,74</b>	1,42	4,11	3,38
<b>1,54</b>	1,60	3,58	3,77

*Tabela*<sup>32</sup> 11.5 – Tensões normais médias de compressão em blocos vazios e cheios, com área bruta e líquida

Os dados apresentados na *Tabela 11.5* referem-se às tensões normais médias de compressão máximas, em blocos vazios e cheios de argamassa, além de considerar áreas bruta e líquida.

### 11.3.2. Resumo dos testes de compressão nas paredes

A *Tabela 11.6* apresenta um resumo das áreas brutas ( $A_{br}$ ), tensões de compressão da argamassa de injeção usada na parede ( $f_{ca}$ ), a tensão na parede ( $\sigma_{pa,br}$ ), relativa à área bruta e a forma de ruptura observada durante os testes.

<sup>31</sup> Segundo a NBR 7186/1982, as dimensões devem ser apresentadas em mm, porém resolveu-se trabalhar com décimo de mm porque a variabilidade notada nestes blocos permite tal modificação.

<sup>32</sup> Todos os blocos foram ensaiados após saturação em água, por 72 horas.

Conseguiu-se montar até quatro paredes por dia, dependendo das suas dimensões. Nestes casos a preparação da argamassa e o seu controle de qualidade foram bem mais simples, pois só houve uma mistura para todas as paredes; portanto, na *Tabela 11.6* há somente um resultado que expressa a resistência média dos cp's da argamassa de injeção usada.

Paredes		$A_{br}$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{ca}$ (MPa)	$\sigma_{pa,br}$ (MPa)	Forma de ruptura <sup>33</sup>
1x5	P1	24200	0,80	2,12	Por esmagamento
	P2		0,80	2,67	Por esmagamento
	P3		0,80	1,91	Por esmagamento
	P4		0,80	2,39	Por esmagamento
2x10	P1	48400	0,93	2,08	Por esmagamento
	P2		0,95	2,10	Por esmagamento
	P3		0,94	1,89	Por esmagamento
	P4		0,98	2,24	Por esmagamento
3x15	P1	72600	0,75	2,05	Por esmagamento
	P2		0,75	2,04	Por esmagamento
	P3		1,03	1,94	Por esmagamento
	P4		1,03	1,19	Por esmagamento <sup>34</sup>
4x20	P1	96800	0,72	1,98	Por esmagamento
	P2		0,86	2,20	Por esmagamento
	P3		1,54	2,04	Por esmagamento
	P4		0,85	2,36	Por esmagamento
5x24	P1	121000	1,03	2,01	Por esmagamento
	P2		1,15	1,82	Por esmagamento
5x26	P1	121000	0,98	1,92	Por esmagamento
	P2		1,08	1,98	Por esmagamento

*Tabela 11.6* – Tensões médias das argamassas e das paredes e a forma de ruptura observada nas paredes

A especificação 1x5 indica que a parede foi construída com um tijolito na base e cinco fiadas. Neste caso, por ser um tijolito, não houve amarração entre as fiadas e somente o furo central recebeu argamassa. As paredes 2x10 têm dois tijolitos na base e dez tijolitos na vertical. Fiadas alternadas têm o tijolito TJ 101 (meio tijolito), fazendo

<sup>33</sup> Notou-se que o esmagamento do bloco é precedido por uma ruptura por tração dos septos do tijolito. As cargas foram sempre crescentes até ocorrer a ruptura dos septos.

<sup>34</sup> Este resultado foi expurgado, por ser considerado muito baixo em relação aos outros dados.

amarração em todas as fiadas. Nas paredes 3x15, há três tijolitos na base e quinze fiadas de altura. Em fiadas alternadas há dois TJ 101, nas extremidades, portanto todas as fiadas são amarradas. Nas paredes 4x20, há quatro tijolitos na base e vinte fiadas de altura. Para obter amarração em todas as fiadas, as extremidades de fiadas alternadas receberam meio tijolito (TJ 101).

A intenção desde o início dos trabalhos seria construir as paredes de 2,5 m e 3,0 m de altura, porém por causa da limitação da altura dos pórticos existentes no laboratório somente foi possível atingir 2,6 m para a mais alta parede. A NBR 8.949/1985 indica esta altura para testes em laboratório.

Com o intuito de obter mais dois pontos para o traçado do gráfico tensão de ruptura por esmagamento ou instabilidade versus coeficiente de esbeltez, optou-se por construir paredes com 2,4 m e 2,6 m de altura e finalizar os ensaios principais.

Como pode ser observado na *Tabela 11.6*, em todas as paredes foram verificadas as resistências das argamassas de injeção.

As tensões registradas na *Tabela 11.6* foram obtidas pela divisão das **cargas máximas de ruptura por esmagamento** pela **área bruta da seção transversal da parede** (*área bruta é o produto da espessura pelo comprimento da parede*).

A *Tabela 11.7* mostra um resumo das tensões médias por tipo de parede, ocorridas no painel e também na argamassa usada para injeção dos furos pequenos dos tijolitos.

<b>Parede tipo</b>	<b><math>f_{ca}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{pa,br}</math> (MPa)</b>
<b>1x5</b>	0,80	2,27
<b>2x10</b>	0,95	2,08
<b>3x15</b>	0,89	2,01
<b>4x20</b>	0,99	2,15
<b>5x24</b>	1,09	1,92
<b>5x26</b>	1,03	1,95

Tabela 11.7 – Tensões médias de compressão por tipo de parede, da argamassa de injeção usada e do painel.

## 11.3.2.1. Fissuração das paredes

Apresentar-se-ão somente algumas fotos ou desenhos das fissuras nas paredes, porém uma complementação do material produzido nos ensaios estará no Anexo.

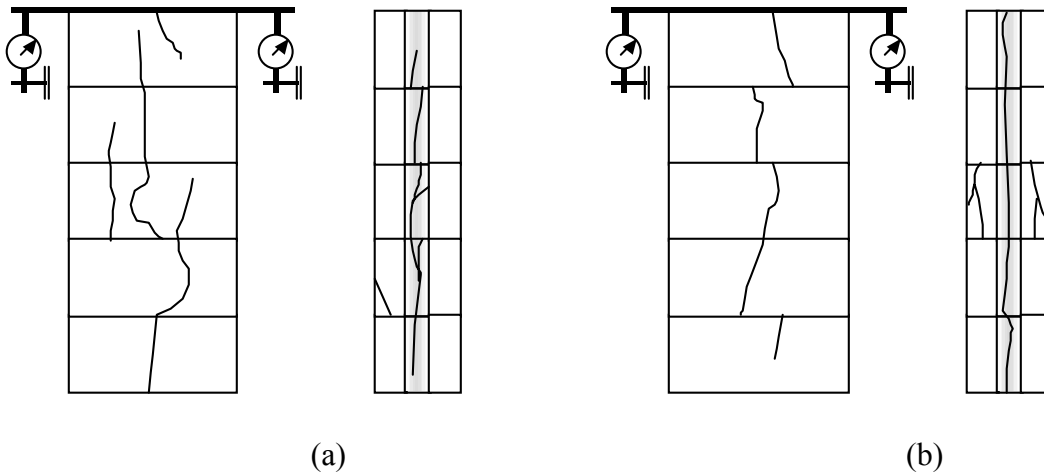


Figura 11.2 – Mapa da fissuração em P1 e 2 de [1x5] – face sul e oeste

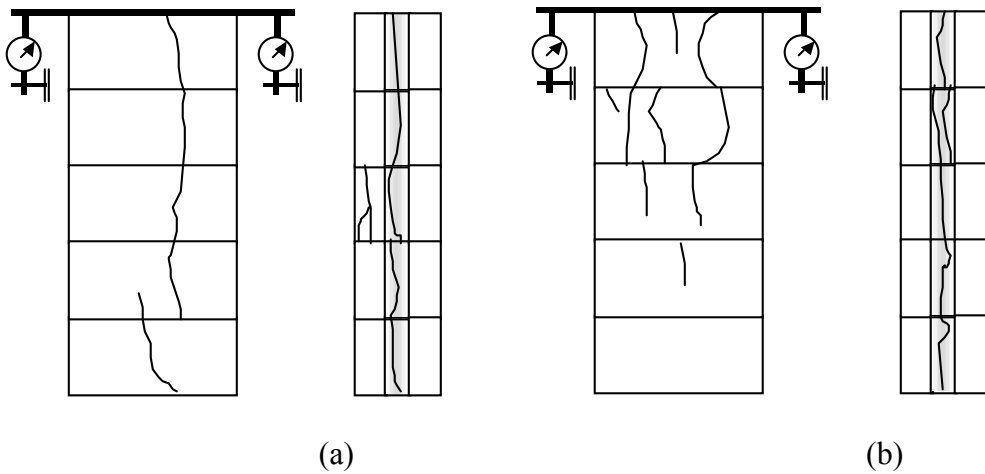


Figura 11.3 – Mapa da fissuração em P3 e 4 de [1x5] – face sul e oeste



Figura 11.4 – Fissuração em P1 de [2x10] – face sul superior



Figura 11.5 – Fissuração em P3 de [2x10] – face sul, após a ruptura



Figura 11.6 – Fissuração em P3 de [2x10] – face oeste, após a ruptura



Figura 11.7 – Fissuração em P3 de [3x15] – face sul superior

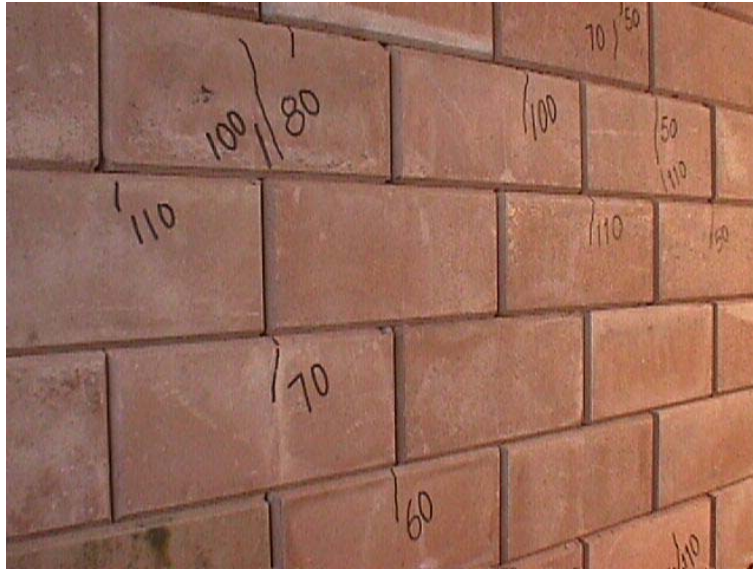


Figura 11.8 – Fissuração em P4 de [4x20] – face sul central



Figura 11.9 – Fissuração em P4 de [4x20] – face leste inferior



Figura 11.10 – Fissuração em P2 de [5x24] – face sul central

### 11.3.2.2. Deslocamentos horizontais dos painéis

Estes deslocamentos foram medidos por meio de relógios comparadores, instalados na face sul da parede. Optou-se por medir deslocamentos horizontais somente em paredes com altura acima ou igual a 10 (dez) fiadas. Estes deslocamentos foram obtidos por leituras dos relógios comparadores digitais [E1, E2 e E3], mostrados na *Figura 11.11(b)*. Na *Figura 11.11(a)*, pode ser visto o esquema utilizado e o posicionamento dos relógios comparadores utilizados para deslocamentos verticais [E1 e E2] e o E3 para medir os deslocamentos horizontais. Os DT's mostrados na *Figura 11.11* foram posicionados nas duas faces das paredes com altura acima de 15 fiadas, com o objetivo de corrigir pela média dos valores o giro das paredes, produzido pelo deslocamento horizontal.

A seguir, serão apresentados gráficos de algumas paredes. No Anexo, gráficos e fotos complementares.

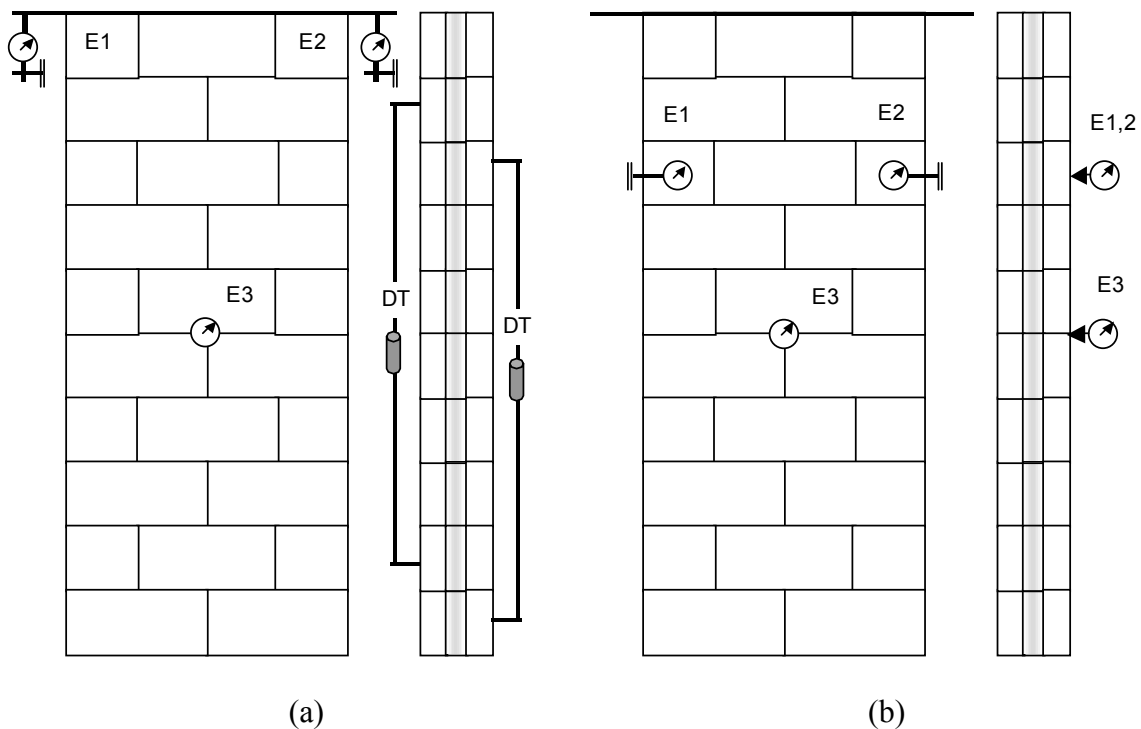


Figura 11.11 – Esquemas utilizados para registrar os deslocamentos horizontais e verticais das paredes.

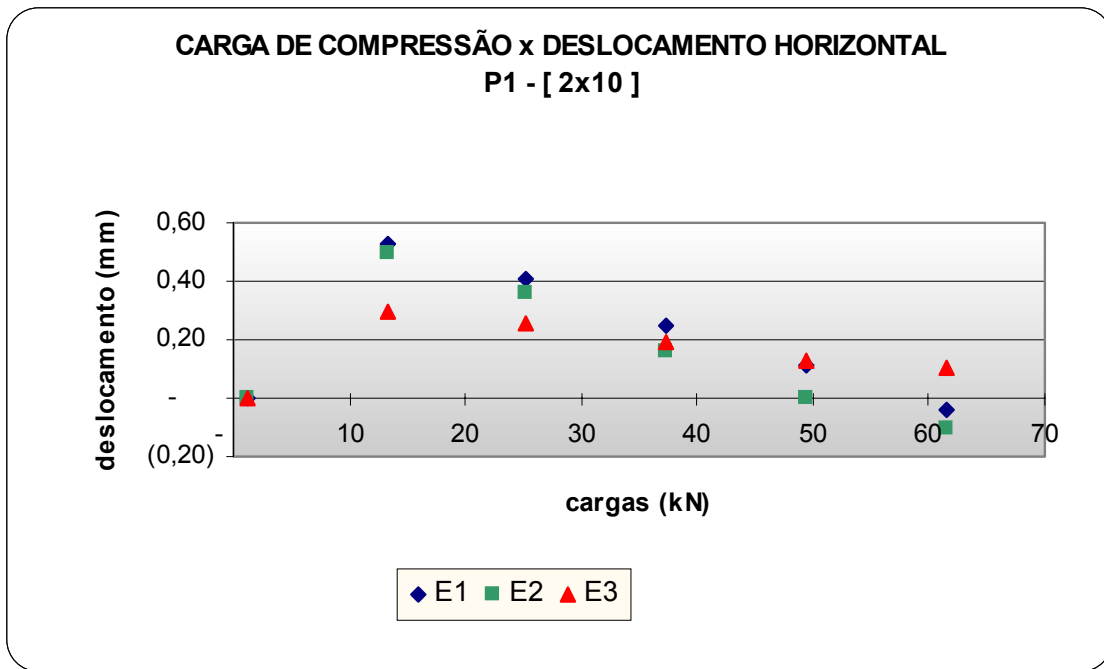


Figura 11.12 – Relacionamento da carga com os deslocamentos horizontais nos pontos E1, E2 e E3 de P1- [ 2x10 ]

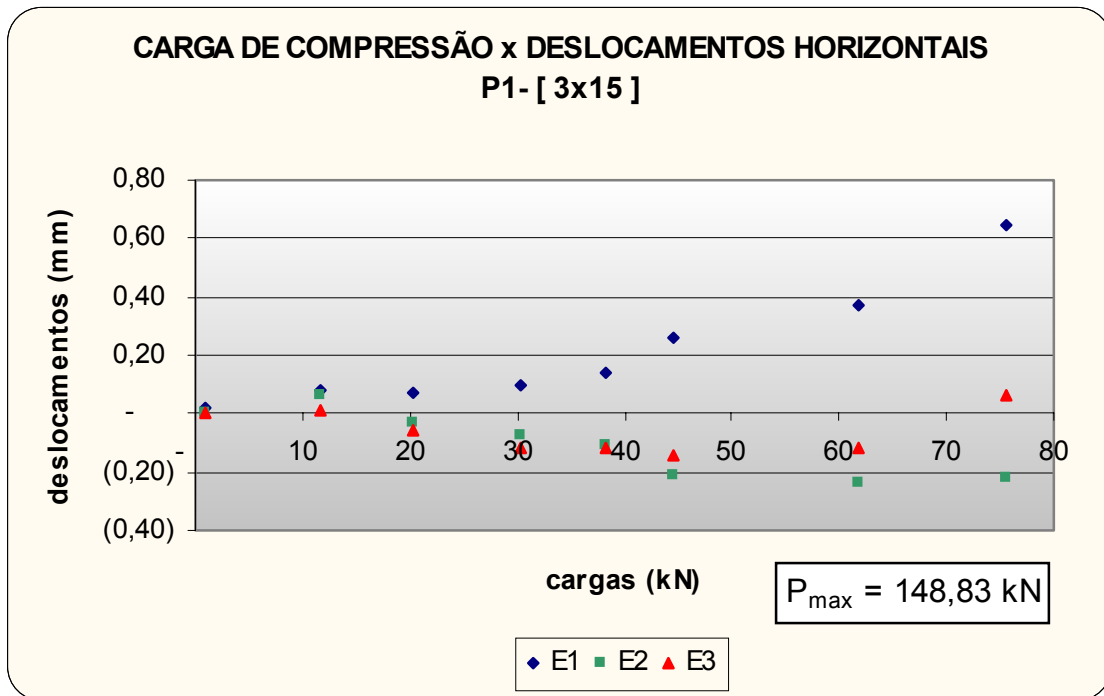


Figura 11.13 – Relacionamento da carga com os deslocamentos horizontais nos pontos E1, E2 e E3 de P1- [3x15]

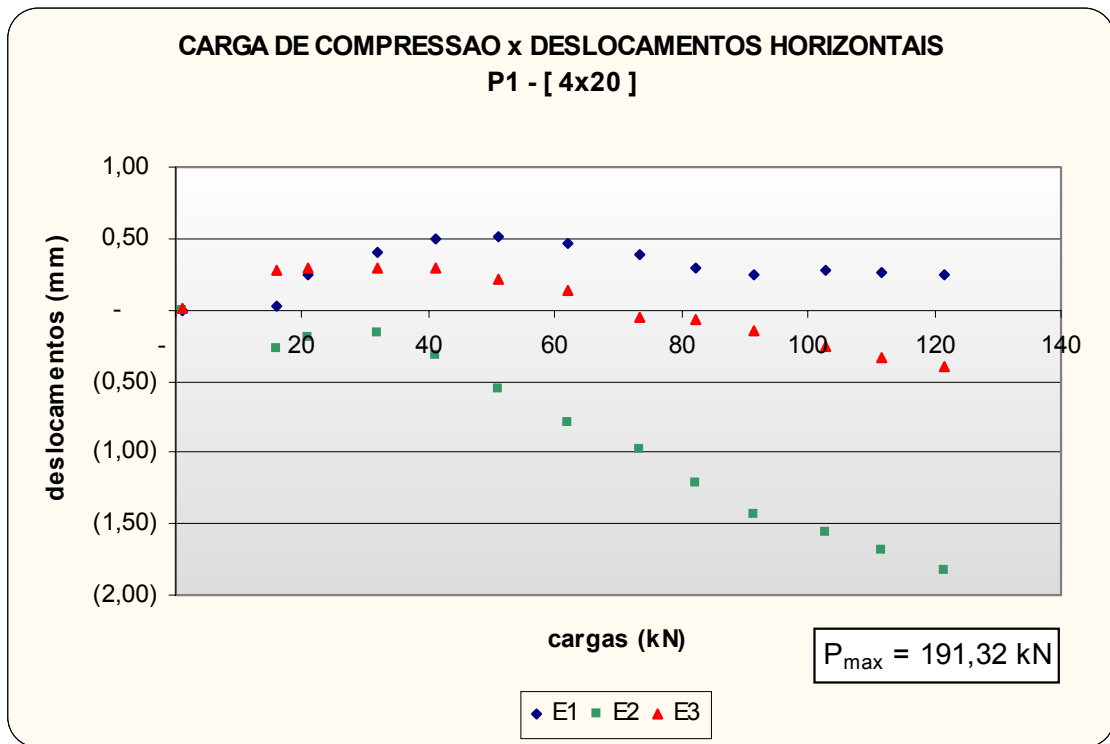


Figura 11.14 – Relacionamento da carga com os deslocamentos horizontais nos pontos E1, E2 e E3 de P1- [4x20]

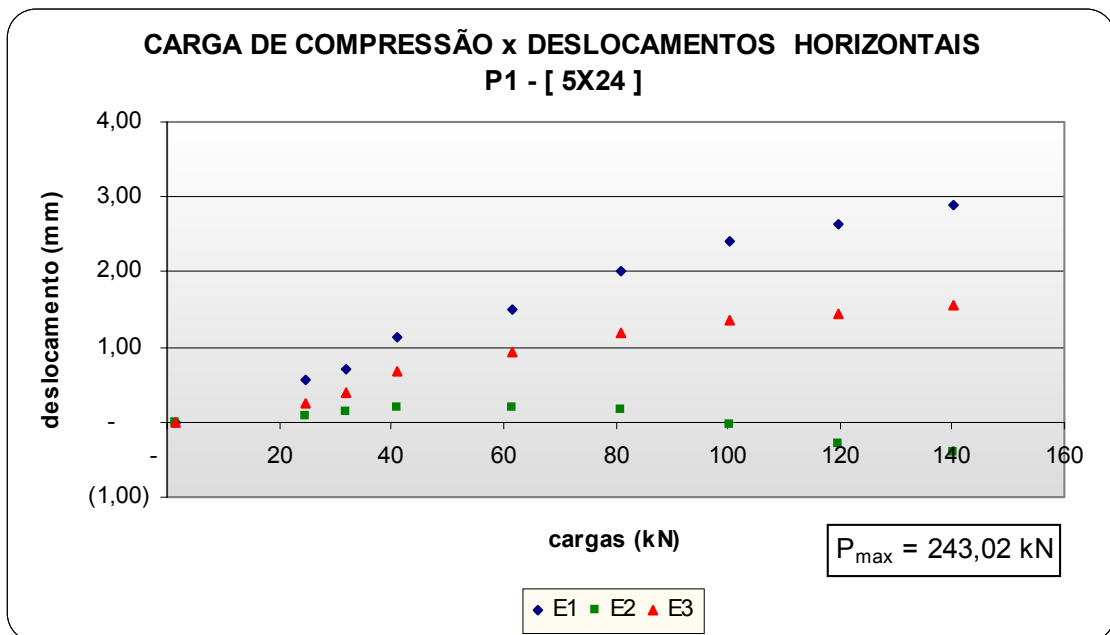


Figura 11.15 – Relacionamento da carga com os deslocamentos horizontais nos pontos E1, E2 e E3 de P1- [ 5x24 ]

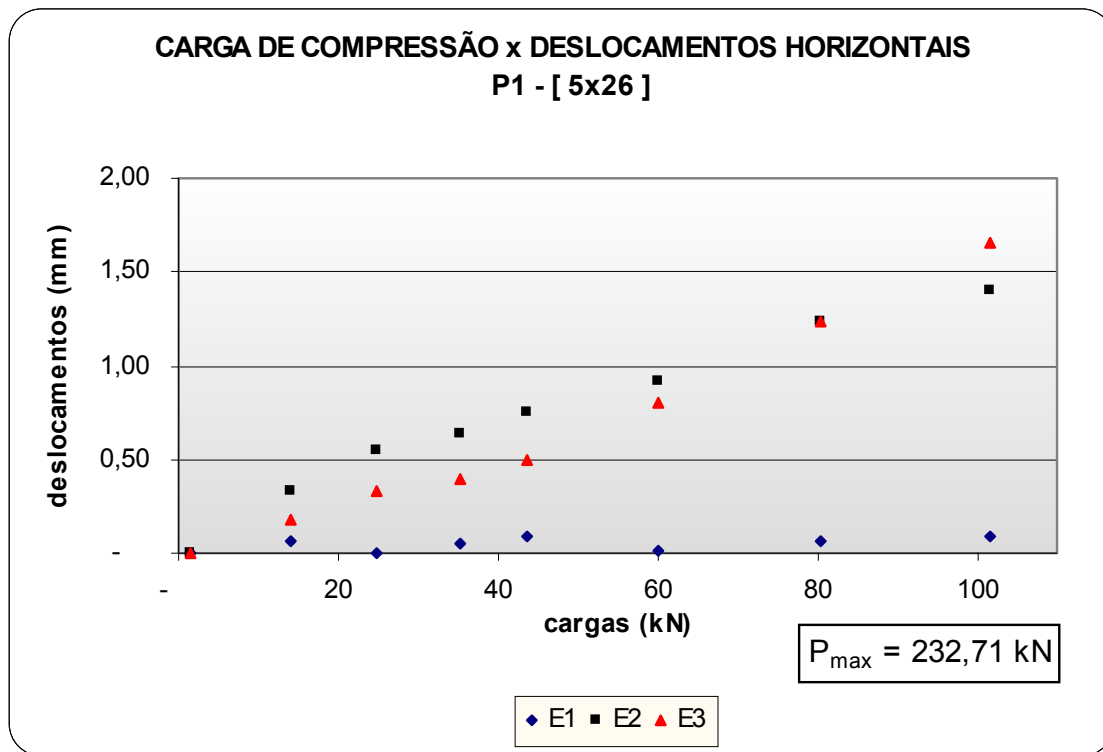


Figura 11.16 – Relacionamento da carga com os deslocamentos horizontais nos pontos E1, E2 e E3 de P1- [ 5x26 ]

### 11.3.2.3. Deformações verticais - tensões de ruptura

Os deslocamentos verticais das paredes foram obtidos por meio de relógios comparadores digitais [E1 e E2] como mostra o esquema da *Figura 11.11 (a)*, para paredes com altura até 10 (dez) fiadas. Nas paredes com altura acima de 15 (quinze) fiadas, as medições foram colhidas por DT's instalados nas faces sul e norte da parede e registrados em um microcomputador. Posteriormente, estes dados foram filtrados e serão a seguir apresentados de forma compacta.

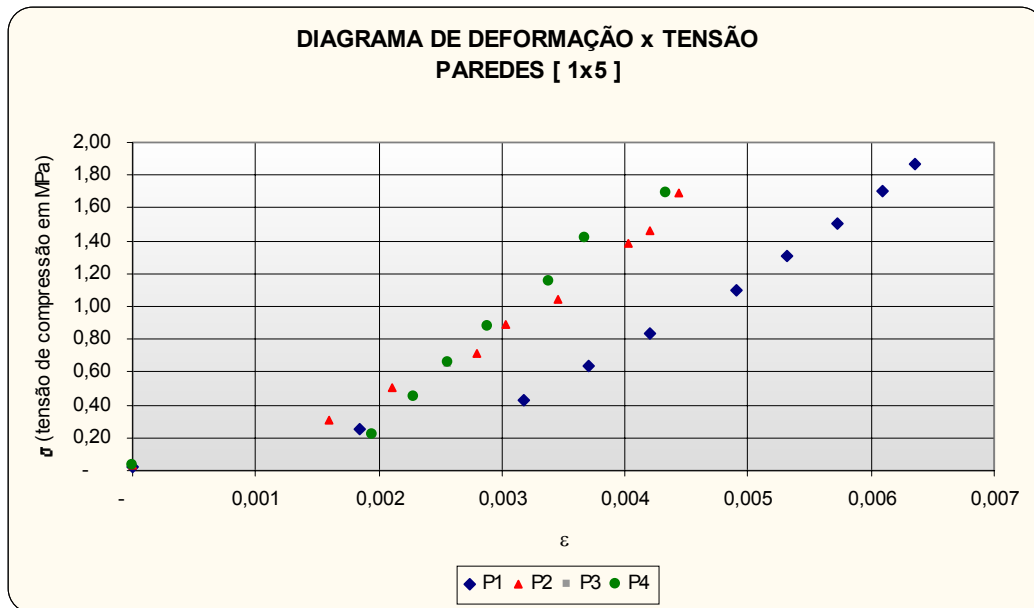


Figura 11.17 – Relacionamento entre as deformações e as tensões em todas as paredes [1x5]

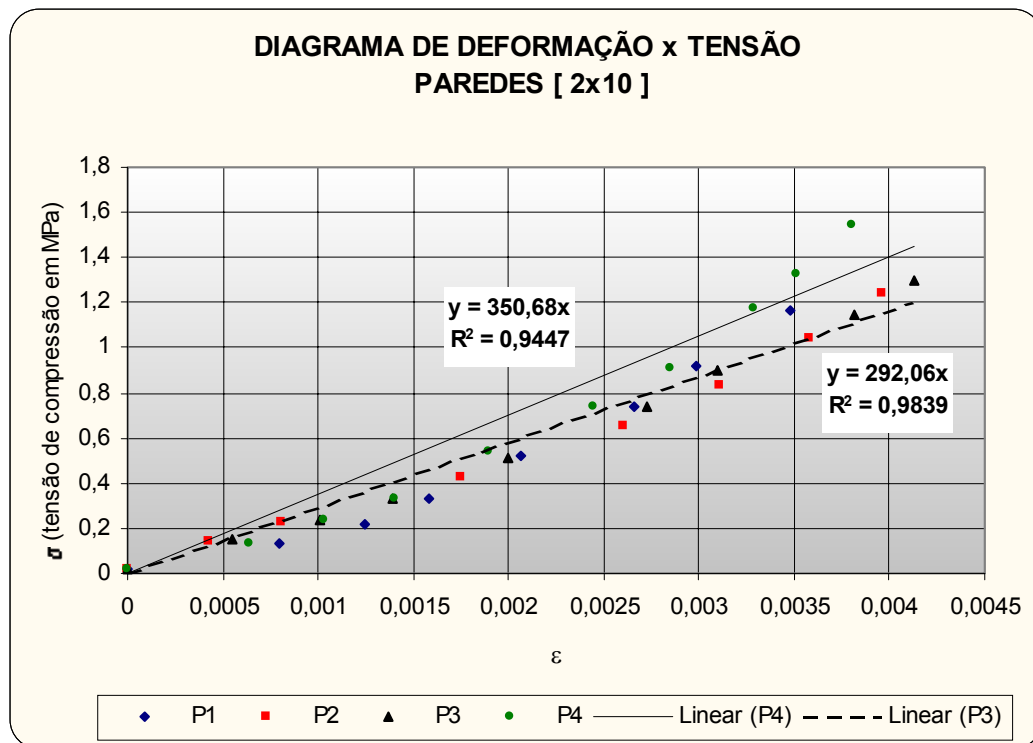


Figura 11.18 – Relacionamento entre as deformações e as tensões em todas as paredes [2x10]

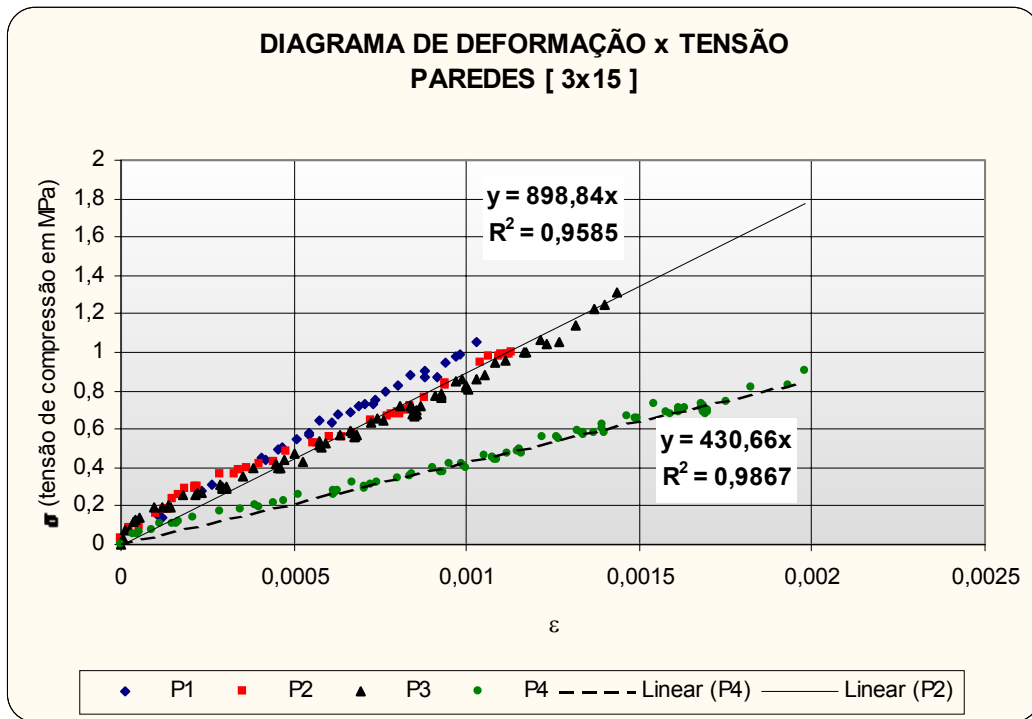


Figura 11.19 – Relacionamento entre as deformações e as tensões em todas as paredes [3x15]

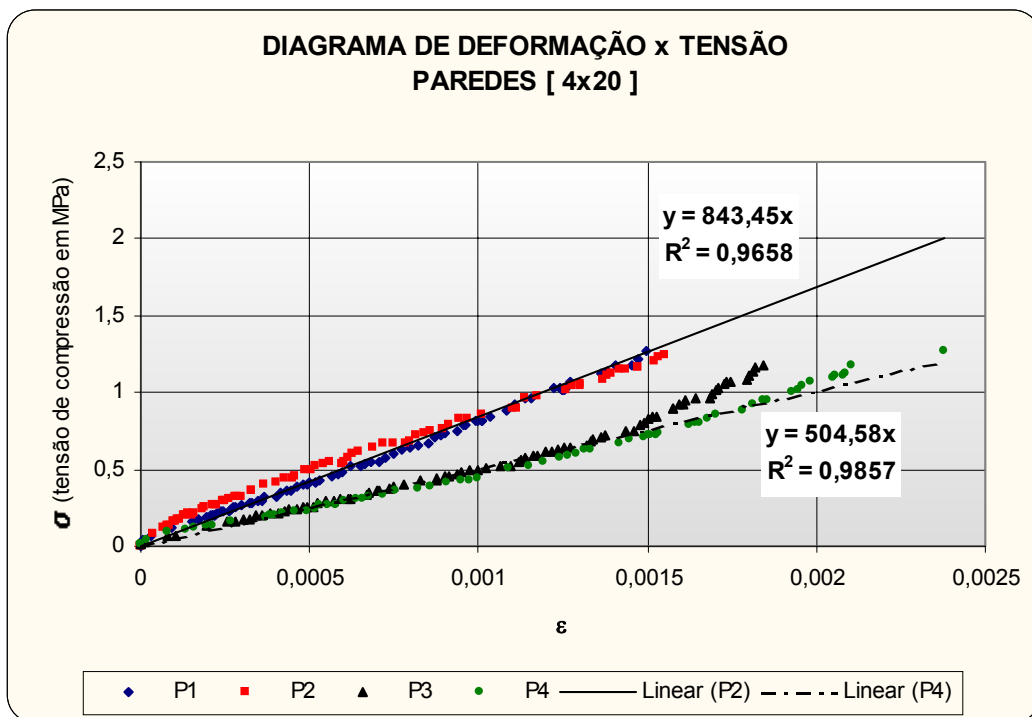


Figura 11.20 – Relacionamento entre as deformações e as tensões em todas as paredes [4x20]

### 11.3.3. Ruptura das paredes

A *Figura 11.21* mostra o momento da queda de uma das paredes ensaiadas. Algumas paredes caíram sem ser possível registrar fotograficamente a sua queda. Na maioria das paredes não se aplicou carga até a queda, pois optou-se por parar o processo tão logo foi verificada a carga limite de compressão. As fissuras sempre iniciaram nas faces sul e norte. Quando as fissuras atingiam os canais das faces leste e/ou oeste, na parte inferior ou superior a parede suportava pouco esforço até atingir a carga limite.



Figura 11.21 – Foto mostrando a queda de uma parede de 2,6 m de altura, após a ruptura dos septos centrais do tijolito. P1 [5x26]

#### 11.3.4. Discussão dos resultados e conclusões

Segundo o item 3.2.3.2 da NBR 7186/82, a absorção d'água pode ser obtida após 24 horas de saturação, mas optou-se por 72 horas de imersão em água.

Tal procedimento é mais rigoroso que o indicado e por esta razão deverá minimizar as tensões obtidas. Na *Tabela 7.4*, pode-se observar que a variação na carga de fissuração foi muito elevada, se se comparar seu coeficiente de variação (cv) com os dos outros valores na mesma tabela. Se o limite aceitável para o coeficiente de variação for de 25%, nota-se com clareza que os resultados estão fora, pois apresentaram o índice de 55,53%. Todavia, a carga limite de ruptura não apresenta variação fora do aceitável. Todos os outros elementos estudados e apresentados na *Tabela 7.4* foram bem regulares, tomando-se sempre como referência o coeficiente de variação. Com relação à absorção d'água, o valor de 12,75% está bem aquém do valor limite recomendado pela norma brasileira para blocos de solo-cimento, a qual indica um limite máximo de 22%.

O fabricante informou-nos que controla o processo de fabricação para que este valor não ultrapasse 17%. Um dado muito interessante pode ser observado nas últimas colunas da *Tabela 7.4*, onde se pode ler a resistência dos tijolitos isolados com e sem argamassa de injeção. Os tijolitos com argamassa de injeção mostraram-se menos resistentes que os sem argamassa. Houve uma queda na resistência de aproximadamente 14,6%. Este ponto pode ser favorável dentro do estudo das paredes porque os resultados que serão utilizados no futuro serão sempre com argamassa nos furos. Uma explicação para este fenômeno pode estar vinculada ao efeito de Poisson, pois o furo com argamassa de baixa resistência por expandir durante seu encurtamento e produzir a ruptura dos septos do tijolito, causando uma ruptura precoce.

Considerando a área líquida, esta redução é um pouco menor (aproximadamente 13,4%). A carga de fissuração (quando ocorreu a primeira fissura) foi de aproximadamente 61% da carga limite de ruptura.

Na *Tabela 7.5*, verifica-se que a tensão de ruptura à compressão para cp's da argamassa, aos três dias de idade ficou 12% acima do necessário. A qualidade da argamassa expressada pelos 6 corpos de prova, retirados do traço usado para enchimento dos blocos, foi satisfatória se o parâmetro de comparação for o coeficiente de variação.

A resistência da argamassa utilizada nas paredes variou de 0,72 MPa a 1,54 MPa, com uma média aritmética de 0,94 MPa, desvio padrão de 0,19 MPa e um coeficiente de variação de 20%. Esta discrepância nos valores pode assustar-nos, porém a literatura indica que a variabilidade pode atingir níveis de 25%.

Se se considerarem as médias obtidas por tipo de parede, a média passa para 0,96 MPa, o desvio padrão reduz-se para 0,10 MPa e o coeficiente de variação atinge 10%. Deste modo, a dispersão nos resultados da resistência à compressão da argamassa pode ser considerada de bom nível.

Durante estudos do autor, anteriores aos apresentados neste trabalho, já se verificava que a resistência em prismas, conforme definem as normas brasileiras, eram maiores que as obtidas quando um único bloco era cortado à meia altura e encaixado macho com fêmea. Para minimizar possíveis desvios de planicidade nas superfícies inferior e superior do bloco em processo de teste, optou-se por capeamentos de enxofre, das superfícies cortados.

Comparando os resultados da resistência à compressão mostrados nas *Tabela 7.4 e 7.6*, para blocos isolados, vazios, e área bruta, nota-se que os isolados cortados a meia altura, resistem aproximadamente 77% em relação aos blocos isolados, sem apenas os machos. Pode-se concluir que, para testes com o tijolito cortado à meia altura, se tem um resultado mais conservador se o comparativo for o bloco inteiro sem os machos.

As *Tabela 11.1 e 11.2* mostram com clareza que, tanto para os prismas com duas fiadas quanto para os com três fiadas, há uma variabilidade grande nas cargas de fissuração. Isto já não ocorre com os resultados das cargas limites de ruptura por compressão. Mais uma vez, pode-se notar que, se o paradigma for o coeficiente de variação de 25%, os resultados para as tensões máximas de ruptura à compressão são aceitáveis. As tensões de compressão máximas caem de duas para três fiadas em aproximadamente 12%. A carga de fissuração é aproximadamente 88% da de ruptura, no caso de duas fiadas, e 77% para três fiadas, resultados estes encontrados nos prismas vazios.

As tensões nos prismas cheios mantiveram-se praticamente constantes, independentemente do número de fiadas. Nos prismas sem argamassa, as tensões foram menores que as dos prismas com argamassa. Nos prismas vazios com duas fiadas a tensão média foi 39% menor que nos cheios. Nos prismas vazios com três fiadas a

tensão média foi 54% menor que nos cheios. A carga de ruptura para os prismas de duas fiadas, vazios, ficou em torno de 13% acima da carga de fissuração, e 57% no caso de os mesmos estarem cheios. A carga de fissuração para os prismas com três fiadas está em torno de 77% da de ruptura para os vazios e de 71% para os cheios.

Comparando as tensões nos prismas com três fiadas, nota-se que os que receberam argamassa apresentaram 54% de acréscimo em relação aos que não receberam. Fazendo a mesma comparação entre os prismas de duas fiadas, o acréscimo atingiu aproximadamente 39% a favor dos que receberam argamassa.

Observando a *Tabela 11.3* nota-se que a resistência da argamassa ficou acima do valor solicitado, variando de 6% no mínimo a 15% no máximo. Considerando os resultados agrupados em 18 corpos de prova, nota-se que a resistência média ficou 10% acima do valor requerido, que foi de 1 MPa, e que o coeficiente de variação global foi de 12,43%, considerado bom para o controle de qualidade da argamassa.

Nota-se pela *Tabela 11.7* que não há uma correlação entre a resistência à compressão da argamassa e a resistência à compressão da parede.

Na *Tabela 11.6*, está claro que até um coeficiente de esbeltez de 23,64 não há ruptura por instabilidade da parede e sim por esmagamento.

Observando-se os deslocamentos horizontais de E1 a E3, mostrados na *Figura 11.12*, verifica-se que a parede se deslocou horizontalmente até aproximadamente 0,5 mm e depois, com um maior carregamento, ela voltou à verticalidade. Isto pode ser explicado pela falta de argamassa nas juntas horizontais que poderiam impedir este movimento.

Na *Figura 11.13*, os deslocamentos mostrados em E1 e E2 indicam que houve uma torção da parede e que os valores de E3 permaneceram estáveis durante todo o ensaio. A torção notada pode contribuir para a ruptura dos septos e conduzir a uma redução na carga máxima da parede.

Na *Figura 11.14*, os deslocamentos mostram o mesmo que ocorreu na *Figura 11.13*, porém com o agravante de que os valores foram mais acentuados entre o E1 e E2.

Na *Figura 11.15*, os deslocamentos horizontais foram os maiores comparando-se com os resultados das outras paredes e, mais uma vez, pode-se notar que houve torção na parede, induzida pelos deslocamentos diferentes entre E1 e E2. Mesmo com um

deslocamento horizontal aproximado de 1,5 mm no centro da parede, ela não rompeu por instabilidade.

Na *Figura 11.16* pode-se notar que o maior deslocamento ocorreu no centro da parede, porém relativamente à altura este acréscimo foi pequeno se comparado com as paredes de 2,4 m de altura. Mais uma vez, nota-se a torção devida à movimentação variável dos relógios comparadores E1 e E2.

Para evitar que a parte superior apresente deslocamentos horizontais diferentes e por esta razão introduzindo esforços de torção na parede, sugere-se que dispositivos sejam criados na parte superior, de tal modo a impedir esta movimentação diferenciada.

No caso em estudo, a variabilidade nas dimensões dos blocos pode contribuir ainda mais com este giro, pois não há argamassa de regularização na horizontal, o que poderia minimizar este efeito.

Notou-se, durante os ensaios, que a queda da parede só ocorreu depois da ruptura por tração dos septos do tijolito. Na *Figura 11.21* (parede 1 com 2,6 m de altura) vê-se como as duas partes da parede se afastam devido à ruptura do septo.

## 12. FATORES QUE INFLUEM NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDES CONSTRUÍDAS COM BLOCOS

---

Neste Capítulo serão analisados os principais fatores que influenciam na resistência das paredes de alvenaria em geral e comentados alguns fatores das paredes não armadas construídas com tijolitos, tomando-se como base os ensaios realizados.

### 12.1. Influência da resistência à compressão dos blocos

Sabe-se pela literatura técnica que a resistência das paredes aumenta com o aumento da resistência dos blocos ou tijolos. Entre todos os componentes das paredes, os blocos são os elementos mais importantes na sua resistência.

No estudo das paredes de alvenaria, denomina-se “fator de eficiência” o quociente da divisão da resistência à compressão da parede ( $f_{pa}$ ) pela resistência à compressão dos blocos ( $f_{cb}$ ).

Após a análise de ensaios com tijolos de vários países, SAHLIN<sup>35</sup>, citado por GOMES (1994), concluiu que a resistência da alvenaria é cerca de 25% a 50% da resistência dos tijolos, sendo o limite inferior para os ensaios realizados com argamassa de baixa resistência à compressão, e o limite superior para os ensaios com argamassa de alta resistência. Esta proporção também tende a decrescer com o aumento da resistência dos tijolos ou blocos e assume valores diferentes para outros materiais.

Assim, as informações a respeito dos fatores de eficiência dos blocos cerâmicos são escassas, e para blocos de solo-cimento são praticamente inexistentes. Os ensaios realizados pelo National Bureau of Standards (NBS), em 1925, revelaram um fator de eficiência de 0,05 a 1,00 para blocos cerâmicos da época. Nestes ensaios foram utilizadas argamassas de cal:areia e cimento:cal:areia.

Os ensaios de Johnson, realizados em 1973, também nos EUA, determinaram um fator de eficiência de aproximadamente de 0,18, segundo GOMES (1994).

De acordo com ensaios realizados pelo IPT, foi possível demonstrar que este fator de eficiência para os blocos cerâmicos ensaiados pode variar, em média, de 0,16 a 0,39, dependendo da resistência dos blocos e da argamassa de assentamento utilizada nas paredes.

Nos estudos realizados, para blocos de solo-cimento do SAGCI, notou-se que o fator de eficiência<sup>36</sup> está acima de 1,00. Os 6 tijolitos ensaiados foram saturados em 72 horas de imersão em água, e todas as paredes foram ensaiadas com uma umidade em torno de 5%, portanto não saturadas. Deve-se questionar este fator de eficiência, pois os materiais foram testados em condições diferentes. Acredito que esta divergência entre os fatores possa estar relacionada com as condições diferentes em cada tipo de ensaio. O solo-cimento pode apresentar uma diferença muito grande entre as tensões no estado seco ao ar e no saturado. Sugere-se que sejam feitos estudos com os vários materiais de tal forma a descobrir porque isto ocorre no solo-cimento.

## 12.2. Influência da resistência à compressão da argamassa

Na prática é usual especificar-se a resistência à compressão da argamassa como igual ou superior à resistência dos blocos em 20% ou 30%. Este fato leva em conta uma redução na resistência da argamassa de assentamento, seja por falha de execução ou da dosagem, de modo que a resistência mínima da argamassa resulte igual à resistência dos blocos.

Como, no caso em estudo, não se tem argamassa de assentamento e não se obtiveram estudos para comparar os resultados, resolveu-se concluir somente com base nos dados colhidos. As tensões mostradas na *Tabela 11.7* estão bem abaixo do que se recomendaria para uma alvenaria tradicional, construída com blocos sobre argamassa.

Como no caso do SAGCI se dispensa o uso de argamassa entre as fiadas, pode-se concluir que não há relevância na resistência de uma parede quando a argamassa é modificada.

---

<sup>35</sup>SAHLIN, Sven – Structural Masonry, Prentice-Hall, Inc., 1a. Edição, 1971.

### 12.3. Influência da geometria dos blocos

Genericamente, o desempenho global das paredes depende da geometria dos blocos. Neste trabalho não se cogitou de estudar este aspecto do problema, pois os ensaios foram realizados com blocos de mesma geometria.

Em todos os testes realizados notaram-se em primeiro lugar fissuras nas faces sul e norte das paredes e precedendo a carga limite de resistência rupturas nos septos dos tijolitos. Caso haja variabilidade geométrica dos blocos, acredita-se que poderá ocorrer modificação nos resultados das cargas limites de resistência.

### 12.4. Influência do módulo de deformação das paredes ( $E_{pa}$ )

Relacionando-se o módulo de deformação no bloco  $E_b$  (obtido nos estudos da EEUFMG, mostrados no 3º relatório – Estudo do Comportamento Estrutural do Tijolito de maio de 1993) com os  $E_{pa}$  obtidos nas paredes de 1,0 m de altura até 2,6 m, chegou-se a valores entre 7 e 13 vezes menores que aqueles.

O menor módulo médio, tangente na origem, obtido para as paredes, ficou em torno de 292 MPa, conforme *Figura 11.18* e o maior em torno de 899 MPa, conforme *Figura 11.19*. O módulo do bloco de solo-cimento, pesquisado por professores da EEUFMG, ficou entre 4000 MPa e 6000 MPa.

O que está indicado teoricamente no capítulo 8 não se aplica às paredes de blocos do SAGCI, pois o uso das expressões indica que o módulo da parede é igual ao dos blocos, o que não foi provado no caso em estudo. Cabe ressaltar que os estudos mostrados no capítulo 8 consideram informações retiradas em paredes com tijolos ou blocos em paredes convencionais, que usam argamassa nas juntas horizontal e vertical.

### 12.5. Influência da mão-de-obra na construção das paredes

Não se considerou neste estudo a influência deste fator porque todas as paredes foram executadas por uma mesma pessoa, a qual foi assistida pelo autor por todo o

---

<sup>36</sup> O fator de eficiência é  $F_{ef} = f_{cpa}/f_{cb}$ .

tempo. No entanto, a influência da mão-de-obra é um fator importante na resistência das paredes.

Notou-se que a queda de algumas paredes ocorreu quando um ou alguns tijolitos, provavelmente com menor resistência, se romperam por esmagamento. Este fato pode estar ligado à não-seleção dos blocos que foram utilizados na montagem da parede ou imperícia do operador na verificação do desnível entre blocos.

### **13. MECANISMO DE RUPTURA DA ALVENARIA**

---

#### 13.1. Alvenaria tradicional

DUARTE (1999) postula que uma parede que se rompe por compressão simples, sem flambagem, geralmente apresenta fissuras antes de ocorrer o colapso. As primeiras fissuras verticais finas podem ser visíveis num intervalo entre 50% e 80% da carga última de ruptura. As razões dessa fissuração vertical são as seguintes: a) módulo de deformação da argamassa é inferior ao do tijolo ou bloco, porém o seu coeficiente de Poisson é maior; b) devido às diferenças nestas propriedades, a alvenaria sob compressão vertical tende a deformar-se mais na junta da argamassa do que nos blocos ou tijolos; c) como a junta está fortemente restringida pelo atrito com a superfície dos tijolos, a deformação longitudinal da junta passa a tracionar os tijolos na direção horizontal; d) como a resistência à tração dos tijolos e blocos é bastante baixa, ocorre a ruptura por tração no plano horizontal; e e) tanto o tijolo como a junta de argamassa ao ser comprimidos ficam sujeitos a um estado tri-axial de tensões, devido ao atrito entre ambos que restringe as deformações.

As diferentes possibilidades de ocorrer a ruptura do material ficam mais bem compreendidas quando os dois componentes da alvenaria são analisados separadamente.

##### 13.1.1. Resistência bi-axial do tijolo

Assim, ao serem submetidos ao ensaio de compressão, os tijolos rompem-se por tração. Os pratos da prensa exercem uma restrição à deformação do tijolo fazendo com que o mecanismo de ruptura seja por tensões transversais de tração. Quando um corpo-de-prova de tijolo é ensaiado sob um esforço de compressão centrado, a sua ruptura é análoga ao que ocorre num ensaio de tração simples. Utilizando-se os eixos cartesianos e marcando no eixo das abscissas as tensões de tração, e no eixo das ordenadas as tensões de compressão, o critério de ruptura bi-axial do tijolo pode ser representado por uma reta. Basta ligar o ponto da resistência última na compressão ao ponto da resistência última à tração do tijolo.

A equação da reta que une ambos os pontos representa a tensão transversal que surge em decorrência do atrito do tijolo com a argamassa.

### 13.1.2. Resistência biaxial da argamassa

Os ensaios de ruptura por compressão de corpos-de-prova de argamassa também não reproduzem o estado multiaxial de tensões em que se encontra a junta de argamassa. Assim, a resistência uniaxial à compressão da argamassa é inferior a sua resistência tri-axial sob compressão, devido ao confinamento que o atrito entre as superfícies de argamassa e tijolos possuem na região. Ao se observar a junta de argamassa, constata-se que a maior área da junta está em contato íntimo com os tijolos, que impedem sua deformação lateral quando o carregamento vertical é aplicado. Como a tensão de ruptura da argamassa testada é na realidade uniaxial e a da junta é biaxial, aquela deverá ser majorada por uma tensão lateral de compressão.

### 13.1.3. Possibilidades de ruptura da alvenaria

São três as possibilidades de ruptura de uma alvenaria: a) a primeira está ligada à ruptura da argamassa de assentamento; b) a segunda está ligada à ruptura do tijolo ou bloco; e c) a terceira está ligada à ruptura simultânea do tijolo e argamassa.

Vários pesquisadores, como Hilsdorf e Lencsner, estabeleceram correlações entre as resistências das unidades de alvenaria e da argamassa, com a finalidade de estimar a resistência à compressão da alvenaria.

Estas expressões são numerosas e têm um valor apenas empírico, devendo ser empregadas com reservas, porque refletem apenas os valores obtidos em cada experimento.

## 13.2. Alvenaria com tijolito

Como o mecanismo de ruptura da alvenaria não faz parte deste trabalho de dissertação, far-se-ão simplesmente alguns comentários acerca do que foi notado durante os ensaios.

Como no SAGCI não há argamassa de assentamento e sim argamassa de injeção nos furos menores, acredita-se que os trabalhos até hoje desenvolvidos por Hilsdorf e Lencsner poderão servir de orientação para melhorar o conhecimento desse sistema.

Considerando os mapas de fissuração das paredes, apresentados em anexo, pode-se dizer que não há uma uniformidade das fissuras, porém há uma tendência de: a) em primeiro lugar, aparecerem as fissuras verticais ou com pequena inclinação, no centro dos tijolitos, próximas às juntas verticais; b) em segundo, aparecerem outras fissuras verticais ou inclinadas no corpo do bloco, próximas ao centro dos furos grandes; c) em terceiro, surgirem fissuras nos septos dos tijolitos; d) por último, antes do colapso, possível ocorrência de esmagamentos localizados.

## 14. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PAREDES DE BLOCOS, NÃO ARMADAS

---

### 14.1. Generalidades

Os mais antigos ensaios em alvenaria nos EUA foram desenvolvidos no “Watertown Arsenal”, em Massachussets. Aí foram desenvolvidos estudos desde 1880. Antes desta data, os ensaios de tijolos e argamassas eram os únicos realizados.

Até o início do século, o “Watertown Arsenal” possuía a única máquina capaz de ensaiar grandes painéis de alvenaria até a ruína.

Apesar de serem *um ou dois ensaios* por variável pesquisada, na maioria dos casos estes ensaios deram resultados significativos sobre a influência da argamassa, resistência e esbeltez de painéis ou pilares.

A importância dos ensaios de compressão nas paredes de alvenaria é evidente. Com base nos estudos teóricos e principalmente experimentais, foram desenvolvidas as primeiras fórmulas empíricas para a determinação da resistência à compressão das paredes e pilares de alvenaria.

O uso crescente da alvenaria de blocos de concreto ou cerâmico apresenta o problema de não se saber qual a parcela de carga que vai para cada componente da alvenaria.

No caso específico deste trabalho, como a proposta não está ligada à avaliação dos quinhões de carga de cada componente da alvenaria, neste capítulo far-se-á somente uma comparação entre os valores obtidos por normas e os obtidos experimentalmente.

### 14.2. Resistências das paredes não armadas segundo normas e ensaios

As fórmulas semi-empíricas existentes nas normas estrangeiras e citadas no Capítulo 5 foram usadas com os dados colhidos nas experiências desenvolvidas para este trabalho. As cargas obtidas nos testes encontram-se na *Tabela 14.1*. Nota-se globalmente que o valor da tensão admissível resultante destas normas se aproxima do valor que se obtém ao se dividir a tensão de ruptura em relação à área bruta ( $f_{pa,br}$ ) por 3,92, porém o coeficiente usual entre todas as normas consultadas é 5 (cinco).

Parede	$\lambda = h/t$	$P_R$ na parede (kN)		
		Pmin	Pméd	Pmáx
1x5	4,55	46,14	55,01	64,82
2x10	9,09	91,33	100,63	108,54
3x15	13,64	85,70	130,92	148,83
4x20	18,18	191,32	207,82	228,02
5x24	21,82	220,85	231,93	243,02
5x26	23,64	232,71	235,90	239,09

*Tabela 14.1* – Relacionamento do coeficiente de esbeltez com as cargas de ruptura nas paredes de tijolito com 110 mm de espessura

As normas do Uniform Building Code (U.B.C), Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry (S.C.P.I) e Canadian Standard Association S-304 (CSA) tratam das paredes não armadas do mesmo modo, e por isto dão os mesmos resultados e estes se revelam mais conservadores do que os obtidos pela norma “Specification for the design and construction of load-bearing concrete – (N.C.M.A)”.

A norma brasileira NBR 10.837/89 recomenda a mesma expressão da NCMA, no tocante à tensão admissível, porém, quando indica como obter a carga admissível, utiliza-se a área líquida. Por conseqüência, a carga final ficará menor que a obtida na norma estadunidense.

A norma inglesa BSI 5.628 não trabalha com tensões admissíveis e sim com tensões de cálculo. Por esta norma, a menor excentricidade possível é de 5% da espessura da parede.

Para favorecer o entendimento, a *Tabela 14.2* mostra todas as cargas admissíveis (UBC, SCPI, CSA, NCMA, NBR) ou de cálculo (BSI) por unidade de comprimento. Com esta apresentação far-se-ão comentários entre os resultados obtidos em cada norma.

Acredita-se que estas fórmulas não devem ser utilizadas para comparação com os resultados obtidos neste trabalho, porque provavelmente elas nasceram de pesquisas com paredes tradicionais, ou seja, paredes cujas fiadas são separadas por juntas de argamassa.

Optou-se por utilizar os resultados das normas citadas simplesmente para servirem de paradigma aos dados deste trabalho.

Observa-se que as normas do U.B.C, S.C.P.I e a Canadense apresentam um modo de calcular as paredes não armadas de blocos cerâmicos, o que é compatível com os resultados dos ensaios e que já considera a redução das tensões devidas ao coeficiente de esbeltez, ou melhor, à relação entre a altura e a espessura da parede.

<b>CARGAS ADMISSÍVEIS OU DE CÁLCULO POR NORMAS E PELOS ENSAIOS (kN/m)</b>						
$\lambda = h/t$	UBC SCPI CSA	NCMA	NBR 10837/89	BSI - 5628		CARGA DE ENSAIO (x0,2)
				máximo	mínimo	
4,55	57,00	52,72	45,48	92,92	66,37	50,01
9,09	50,64	52,18	45,02	78,51	56,08	45,74
13,64	44,28	50,71	43,75	67,27	48,05	39,67
18,18	37,92	47,84	41,27	63,90	45,65	47,23
21,82	32,83	44,23	38,16	44,07	31,48	42,17
23,64	30,29	41,91	36,15	39,03	27,88	42,89

*Tabela 14.2* – Cargas admissíveis ou de cálculo relacionando o valor de norma com o coeficiente de esbeltez da parede de tijolito – paredes com espessura de 110 mm

#### 14.3. Discussão dos resultados e conclusões

Nas cargas obtidas pelas normas UBC, SCPI e CSA, o coeficiente relativo à esbeltez reduz bastante os resultados, porque o coeficiente de esbeltez foi considerado igual a 1 (um). Estas normas utilizam-se das tensões médias dos prismas.

A norma NCMA considera um fator de redução das tensões que depende do coeficiente de esbeltez. Esta norma trabalha com coeficiente de segurança de 5 sobre as tensões médias dos prismas.

A norma brasileira é mais conservadora que as demais, pois considera a área líquida da seção transversal carregada e a mesma expressão da NCMA.

A norma inglesa BSI 5.628 é a mais abrangente de todas, pois, além de se poder utilizar a resistência dos blocos dependendo do tipo de argamassa, é possível obter cargas de cálculo com base em ensaios de paredes, que é exatamente o caso em estudo.

Outro ponto muito importante para se ressaltar está ligado às possibilidades de reduzir ou aumentar as cargas de cálculo, dependendo da qualidade do fabricante das unidades estruturais e da categoria de controle da construção.

O coeficiente  $\gamma_m$  pode variar desde 2,5, no caso de controle especial tanto para a construção quanto para a fabricação, até 3,5 no caso de controle normal tanto para a construção quanto para a fabricação. Na Tabela 14.2 optou-se por apresentar somente a carga máxima e a mínima, utilizando-se esses coeficientes. Nota-se, com clareza que se pode tirar partido da qualidade da obra, caso se tenham estudos de ruptura de paredes, como é o caso em questão. Outro ponto favorável pode estar ligado à segurança para o calculista, pois, se o controle de qualidade da construção e da fabricação das unidades for normal, as cargas caem bastante. Além destes coeficientes já indicados, há outros que corrigem a falta de qualidade na fabricação dos blocos e argamassa.

A última coluna da Tabela 14.2 apresenta os resultados médios obtidos nos ensaios das paredes construídas com o tijolito, porém divididos por 5 (cinco), consoante índice utilizado por todas as normas que compõem essa tabela.

Com base na *Tabela 14.2* conclui-se que:

- é possível utilizar as expressões das normas acima apresentadas, mesmo para paredes de tijolito;
- a norma brasileira é conservadora, se se compararem os resultados nela obtidos com os dos ensaios, os quais já têm embutidos um fator de segurança de 5 (cinco);
- todas as normas são muito rigorosas quanto à esbeltez, reduzindo muito as cargas de cálculo ou admissíveis;
- a norma mais equilibrada e que apresenta várias alternativas de maiores ou menores cargas é a BSI 5.628. Esta norma privilegia as paredes com alturas menores que 2 m e é tão rigorosa quanto às outras acima deste valor;
- com base em todos os resultados apresentados na *Tabela 14.2*, propõe-se um coeficiente de segurança inferior ao utilizado pelas normas, que é de 3,92, ou no máximo 4 (quatro), pois este valor permitirá que todas as paredes recebam cargas em torno das de fissuração. Esta proposta deve ser utilizada com prudência para outros blocos de mesma natureza, pois o

volume de ensaios pode ser considerado pequeno não espelhando de forma generalizada qualquer tipo de tijolito ou bloco intertravado. Este coeficiente proposto é um mero referencial, não devendo ser utilizado para paredes que apresentem excentricidade e/ou cargas horizontais, pois todos os ensaios foram executados com carga axial e sem excentricidade de construção.

## **15. A INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE ESBELTEZ NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL EM PAREDES DE TIJOLITO**

---

Como o objetivo deste trabalho é buscar o comportamento de paredes de blocos de solo-cimento, do Sistema Andrade Gutierrez de Construção Industrializada, e obter a lei que regula a relação da resistência à compressão axial nelas e a sua esbeltez, neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios efetuados e o gráfico da tensão de compressão x esbeltez.

### 15.1. Testes nas paredes ou painéis

Como foi dito anteriormente, e com base no objetivo, foram testadas paredes com espessura constante de 110 mm, comprimento e altura variáveis conforme o  $\beta$  escolhido.

As *Figuras 15.1 e 15.2* mostram um painel de parede típico, com as faces sul e norte, planta e um corte, além das posições dos relógios comparadores e DT's utilizados.

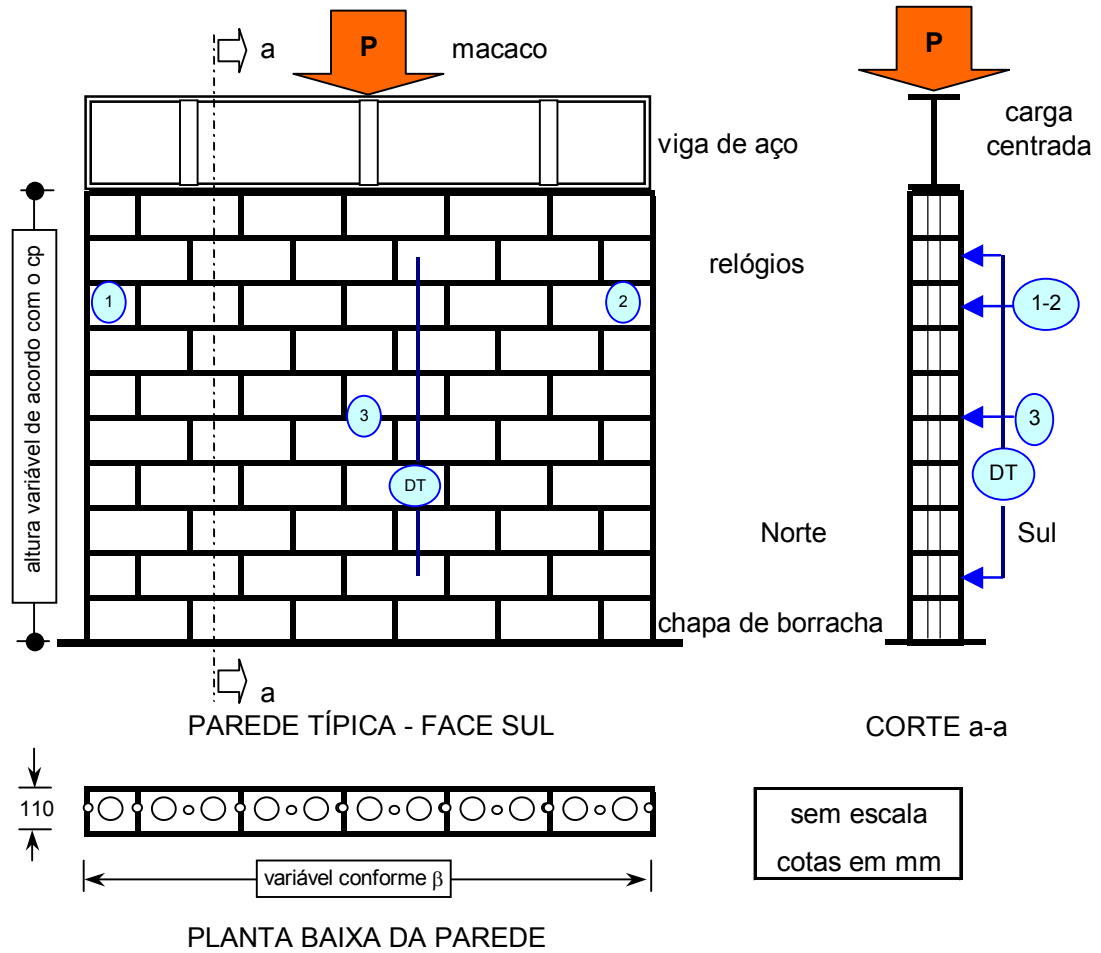


Figura 15.1 – Parede típica – face sul , planta baixa e corte a-a

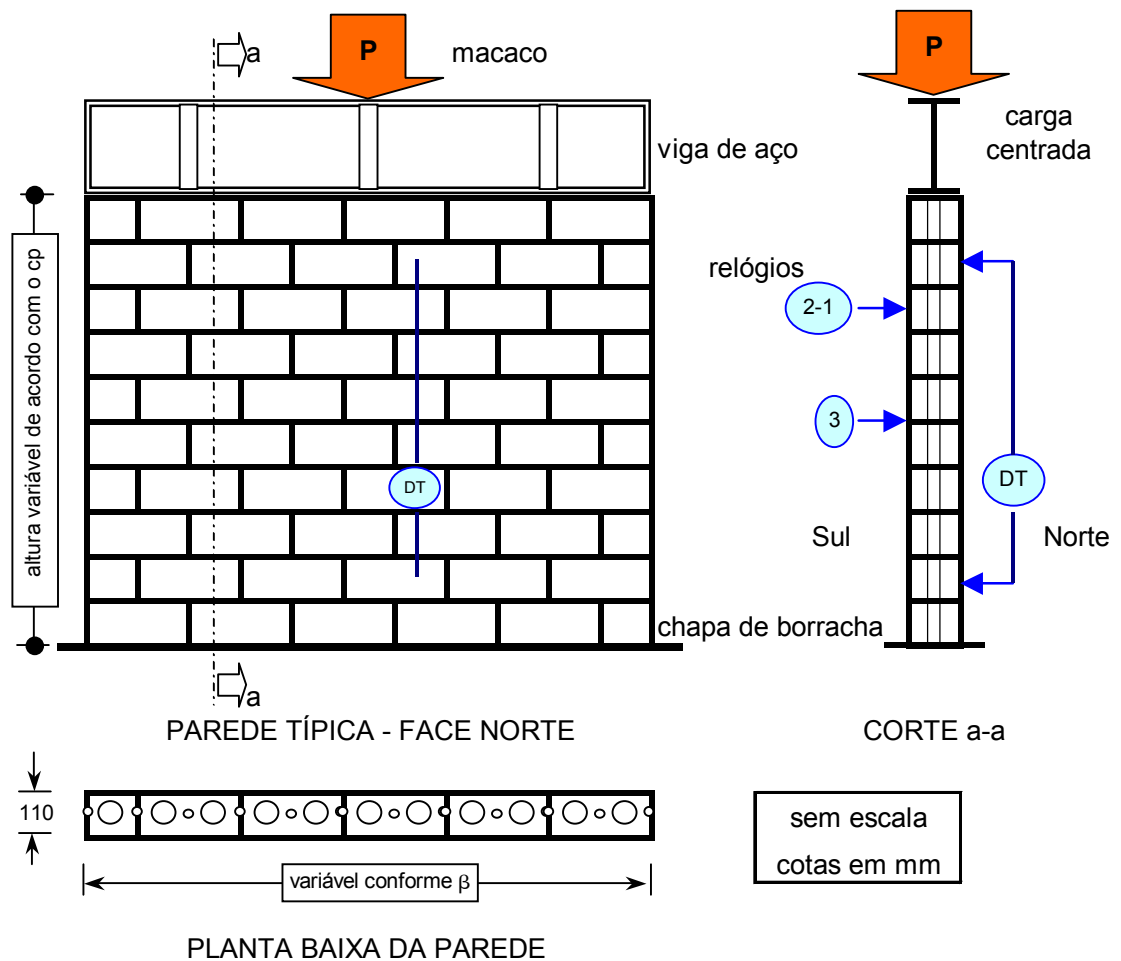


Figura 15.2 – Parede típica – face norte, planta baixa e corte a-a

#### 15.1.1.1. Paredes de tijolitos com altura de 500 mm

O comprimento de todas as paredes foi 220 mm e a altura de 500 mm.

A *Tabela 15.1* apresenta os resultados dos testes de compressão nos quatro painéis testados.

Foram ensaiadas quatro paredinhas, conforme os dados acima, porém notou-se uma grande irregularidade nos resultados finais nas cargas de ruptura. Por esta razão, todos os procedimentos de montagem foram avaliados e concluiu-se que a causa fundamental na variabilidade dos resultados foi a falta de prumo devido ao plano da primeira fiada. Constatada esta causa fundamental provável, testaram-se novamente outros painéis efetuando as correções que se julgavam necessárias. Os resultados

apresentados na *Tabela 15.1* foram considerados satisfatórios e obtidos após as correções referidas acima.

<b>Cargas nas paredes 1x5 ( kN )</b>				
Paredes - cp's				
<b>cargas de:</b>	P1	P2	P3	P4
<b>Fissuração</b>	10,34	17,40	34,41	22,17
<b>esmagamento</b>	51,26	64,82	46,14	57,83

Tabela 15.1 – Cargas de fissuração e ruptura nas paredes [1 x 5]

A média das cargas de ruptura por esmagamento foi 55,01 kN, com um coeficiente de variação de 15%.

A carga média de fissuração é de aproximadamente 38% da carga média de ruptura por esmagamento.

#### 15.1.2. Paredes de tijolitos com altura de 1000 mm

O comprimento de todas as paredes foi 440 mm e a altura de 1000 mm. A *Tabela 15.2* apresenta os resultados dos testes de compressão nos quatro painéis testados.

Foram ensaiadas quatro paredes com os dados acima, notando-se uma grande regularidade nos resultados finais nas cargas de ruptura. Por esta razão, todos os procedimentos de montagem foram avaliados e concluiu-se que a uniformidade dos resultados poderia ser devida ao anel dinamométrico utilizado, pois este não passava de certo valor. Constatada esta causa provável, testaram-se novamente outros painéis, utilizando um novo equipamento e efetuando as correções que se julgavam necessárias. Como se comprovou que os resultados anteriores estavam incoerentes, comparados com os atuais, optou-se por descartar todos os resultados anteriores e apresentar os novos na *Tabela 15.2*.

<b>Cargas nas paredes 2x10 ( kN )</b>				
paredes - cp's				
<b>cargas de:</b>	P1	P2	P3	P4
<b>Fissuração</b>	35,80	31,49	35,80	16,18
<b>esmagamento</b>	100,79	101,87	91,33	108,54

Tabela 15.2 – Cargas de fissuração e ruptura nas paredes [2 x 10]

A média das cargas de ruptura por esmagamento foi 100,63 kN, com um coeficiente de variação de 7%.

A carga média de fissuração é de aproximadamente 30% da carga média de ruptura por esmagamento.

### 15.1.3. Paredes de tijolitos com altura de 1500 mm

O comprimento de todas as paredes foi 660 mm e a altura de 1500 mm. A *Tabela 15.3* apresenta os resultados dos testes de compressão nos quatro painéis testados.

<b>Cargas nas paredes 3x15 ( kN )</b>				
paredes - cp's				
<b>cargas de:</b>	P1	P2	P3	P4
<b>Fissuração</b>	61,88	50,38	61,28	62,00
<b>esmagamento</b>	148,83	148,13	141,03	86,44

Tabela 15.3 - Cargas de fissuração e ruptura nas paredes de [3 x 15]

A média das cargas de ruptura por esmagamento foi 131,11 kN, com um coeficiente de variação de 23%.

A carga média de fissuração é de aproximadamente 45% da carga média de ruptura por esmagamento.

Como os resultados obtidos nas paredes de 1 a 3 foram bem regulares, optou-se por excluir o resultado da quarta parede. Sendo assim, a carga média de ruptura por esmagamento passa a ser 146,00 kN e um coeficiente de variação de 3%. A carga de fissuração média após esta correção é de aproximadamente 58% da carga média de ruptura por esmagamento.

#### 15.1.4. Paredes de tijolitos com altura de 2000 mm

O comprimento de todas as paredes foi 880 mm e a altura de 2000 mm. A *Tabela 15.4* apresenta os resultados dos testes de compressão nos quatro painéis testados.

<b>Cargas nas paredes 4x20 ( kN )</b>				
	paredes - cp's			
<b>cargas de:</b>	P1	P2	P3	P4
<b>fissuração</b>	73,47	70,62	71,86	61,32
<b>esmagamento</b>	191,32	213,62	198,32	228,02

Tabela 15.4 – Cargas de fissuração e ruptura nas paredes [4 x 20]

A média das cargas de ruptura por esmagamento foi 207,82 kN, com um coeficiente de variação de 8%.

A carga média de fissuração é de aproximadamente 33% da carga média de ruptura por esmagamento.

#### 15.1.5. Paredes de tijolitos com altura de 2400 mm

Como paredes mais altas são mais difíceis de serem construídas, transportadas e ensaiadas, e com base nas recomendações de normas como a NBR 10837 e BSI 5628, optou-se por ensaiar somente dois exemplares por amostra.

O comprimento de todas as paredes foi 1100 mm e a altura de 2400 mm. A *Tabela 15.5* apresenta os resultados dos testes de compressão nos quatro painéis testados.

<b>Cargas nas paredes 5x24 ( kN )</b>		
	paredes - cp's	
<b>cargas de:</b>	P1	P2
fissuração	100,18	59,87
esmagamento	243,02	220,85

Tabela 15.5 - Cargas de fissuração e ruptura nas paredes [5 x 24]

A média das cargas de ruptura por esmagamento foi 231,93 kN, com um coeficiente de variação de 7%.

A carga média de fissuração é de aproximadamente 35% da carga média de ruptura por esmagamento.

#### 15.1.6. Paredes de tijolitos com altura de 2600 mm

Como paredes mais altas são mais difíceis de serem construídas, transportadas e ensaiadas, e com base nas recomendações de normas como a NBR 10837 e BSI 5628, optou-se por ensaiar somente dois exemplares de painéis.

O comprimento de todas as paredes foi 1100 mm e a altura de 2600 mm. A *Tabela 15.6* apresenta os resultados dos testes de compressão nos quatro painéis testados.

<b>Cargas nas paredes 5x26 ( kN )</b>		
	<b>paredes - cp's</b>	
<b>cargas de:</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>
<b>fissuração</b>	<b>59,95</b>	<b>55,06</b>
<b>esmagamento</b>	<b>232,71</b>	<b>239,09</b>

Tabela 15.6 – Cargas de fissuração e ruptura nas paredes [5 x 26]

A média das cargas de ruptura por esmagamento foi de 235,90 kN, com um coeficiente de variação de 2%.

A carga média de fissuração é de aproximadamente 24% da carga média de ruptura por esmagamento.

#### 15.2. Resistência à compressão versus coeficiente de esbeltez

Na *Tabela 14.1* são apresentadas as cargas mínima, média e máxima de ruptura por esmagamento, bem como o tipo de parede e o seu coeficiente de esbeltez.

Para a parede tipo 3x15, optou-se por excluir a carga mínima de 85,70 kN, considerando a regularidade entre as outras três já testadas. Sendo assim, a *Tabela 14.1*, com esta correção, fica de acordo com a *Tabela 15.7*.

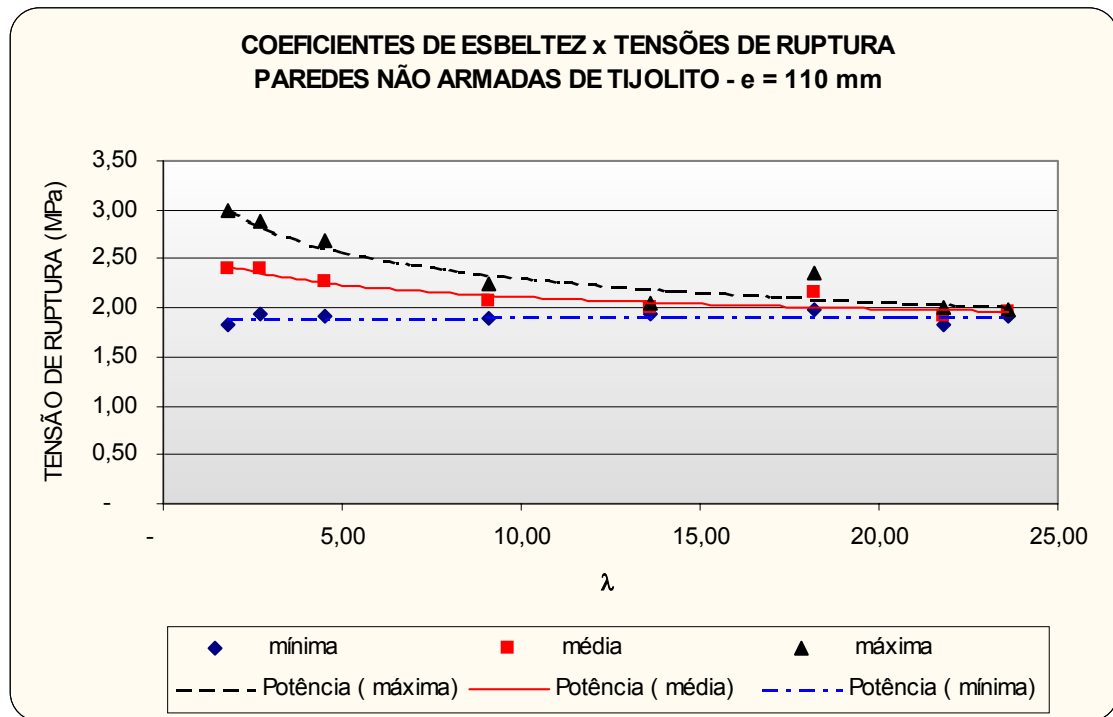
<b>CARGAS EM PAREDES NÃO ARMADAS DE TIJOLITO (kN)</b>				
<b>parede tipo</b>	$\lambda = h/t$	carga mínima	carga média	carga máxima
<b>1x5</b>	4,55	46,14	55,01	64,82
<b>2x10</b>	9,09	91,33	100,63	108,54
<b>3x15</b>	13,64	141,03	146,00	148,83
<b>4x20</b>	18,18	191,32	207,82	228,02
<b>5x24</b>	21,82	220,85	231,93	243,02
<b>5x26</b>	23,64	232,71	235,90	239,09

Tabela 15.7 - Tipo de parede, esbeltez e cargas mínima, média e máxima de ruptura por esmagamento

A *Tabela 15.8* mostra as tensões normais de ruptura à compressão, em prismas e paredes com alturas de 0,50 m até 2,60 m, além dos seus coeficientes de esbeltez. Todas as tensões foram obtidas a partir da área bruta da seção transversal do prisma ou parede.

<b>TENSÕES DE RUPTURA À COMPRESSÃO - <math>f_{pa,br}</math> - (MPa)</b>				
<b>tipo</b>	$\lambda = h/t$	mínima	média	máxima
<b>1x2</b>	1,82	1,82	2,40	3,00
<b>1x3</b>	2,73	1,95	2,39	2,88
<b>1x5</b>	4,55	1,91	2,27	2,68
<b>2x10</b>	9,09	1,89	2,08	2,24
<b>3x15</b>	13,64	1,94	2,01	2,05
<b>4x20</b>	18,18	1,98	2,15	2,36
<b>5x24</b>	21,82	1,83	1,92	2,01
<b>5x26</b>	23,64	1,92	1,95	1,98

Tabela 15.8 – Tensões de ruptura à compressão e esbeltez, em prismas e paredes, com a área bruta



*Figura 15.3* – Diagrama relacionando o coeficiente de esbelteza e as tensões de ruptura à compressão em paredes não armadas de tijolito – paredes com espessura de 110 mm

A *Figura 15.3* mostra o comportamento de paredes não armadas de tijolito, bloco de solo-cimento intertravado, relacionando o coeficiente de esbelteza com as tensões normais de ruptura à compressão. Mesmo sabendo que, estatisticamente, não se devem unir os pontos obtidos em ensaios de elementos diferentes, optou-se por construir linhas de tendência, com o objetivo único de favorecer a visualização do fenômeno físico.

A *Figura 15.4* mostra um diagrama relacionando o coeficiente de esbelteza das paredes com o fator redutor das tensões de ruptura à compressão. As três linhas de tendência foram criadas com o objetivo de comparar os estudos em paredes não armadas de tijolito com os resultados obtidos nas normas brasileira NBR 10.837 e britânica BSI 5.628. Sabe-se que elas trabalham de forma diferente: a brasileira NBR 10.837 recomenda dimensionar com as tensões admissíveis, e a britânica BSI 5628 recomenda dimensionar pelo método dos estados limites últimos, além de não utilizar blocos ou tijolos de encaixe como é o caso em questão.

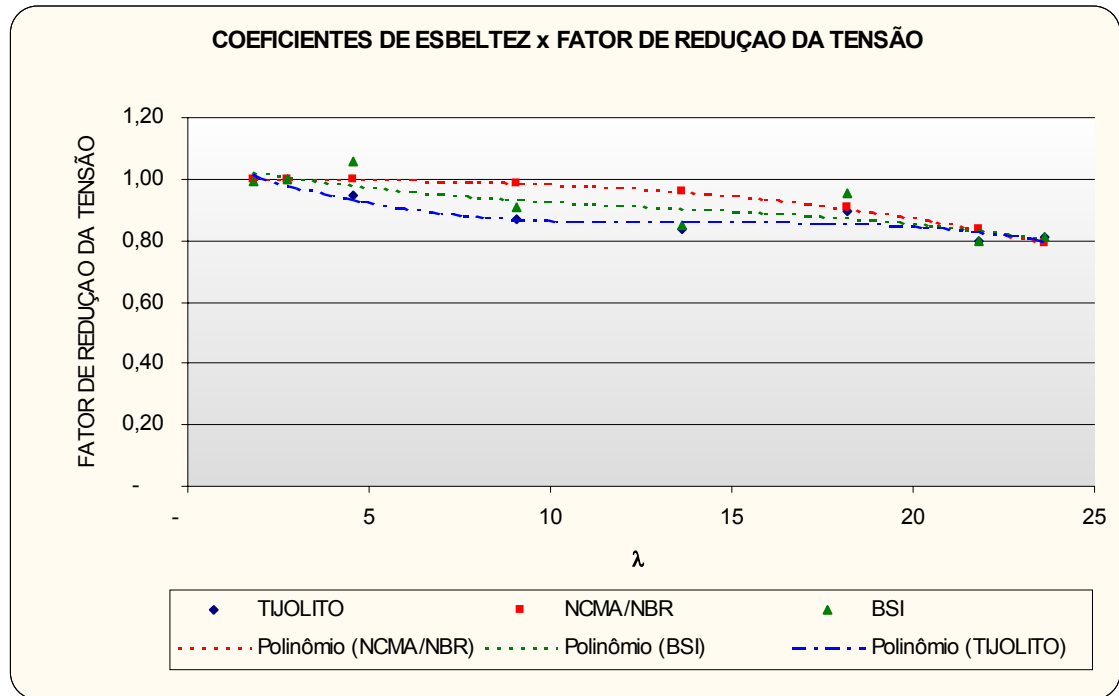


Figura 15.4 - Diagrama relacionando o coeficiente de esbeltez e os fatores de redução das tensões de ruptura à compressão, segundo diferentes normas, para paredes não armadas de tijolito, com espessura de 110 mm

O gráfico da *Figura 15.4*, foi possível somente após a divisão das tensões pela tensão de maior valor, obtido nos prismas com duas fiadas e com os furos cheios, conforme é o uso corrente deste sistema construtivo. Tomando-se as tensões médias de ruptura dos prismas com duas fiadas como referência, o fator de redução obtido foi 1 (um). Conseqüentemente, quando esse fator for multiplicado pela tensão, não haverá nenhuma modificação nos resultados. À medida que a esbeltez cresce, o multiplicador decresce e, portanto, a tensão obtida será menor.

As normas NCMA e NBR utilizam um mesmo redutor para chegar à tensão admissível nas paredes. Este coeficiente redutor é obtido por uma expressão que leva em conta a relação altura e espessura da parede. Esta expressão dada pelas normas é :  $\{1 - [h \cdot (40t)^{-1}]^3\}$ . Para obter o coeficiente redutor da norma BSI, determinaram-se inicialmente as tensões  $f_k$ , as quais representam a resistência característica da alvenaria. Posteriormente, dividiram-se todas as tensões pela tensão obtida para um prisma com duas fiadas.

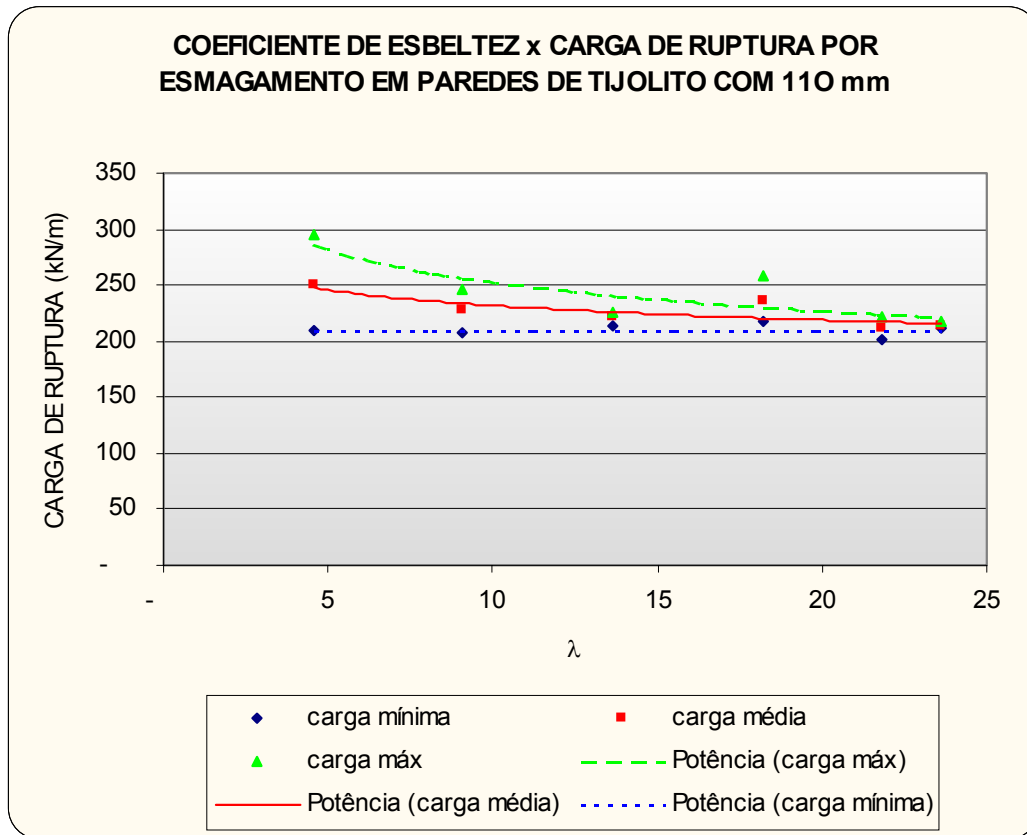


Figura 15.5 – Diagrama dos coeficientes de esbeltez e cargas de ruptura por esmagamento em paredes de tijolito com espessura de 110 mm

A *Figura 15.6* mostra linhas de tendência representativas das cargas admissíveis, (UBC, SCPI, CNA, NCMA, NBR) ou de cálculo da BSI, construídas a partir da *Tabela 14.2*. Como, pela BSI, há um coeficiente de minoração da resistência dos materiais a ser aplicado ao conjunto, dependendo do controle da construção e da fabricação das unidades estruturais, foram construídas duas linhas de tendência, a mínima e a máxima.

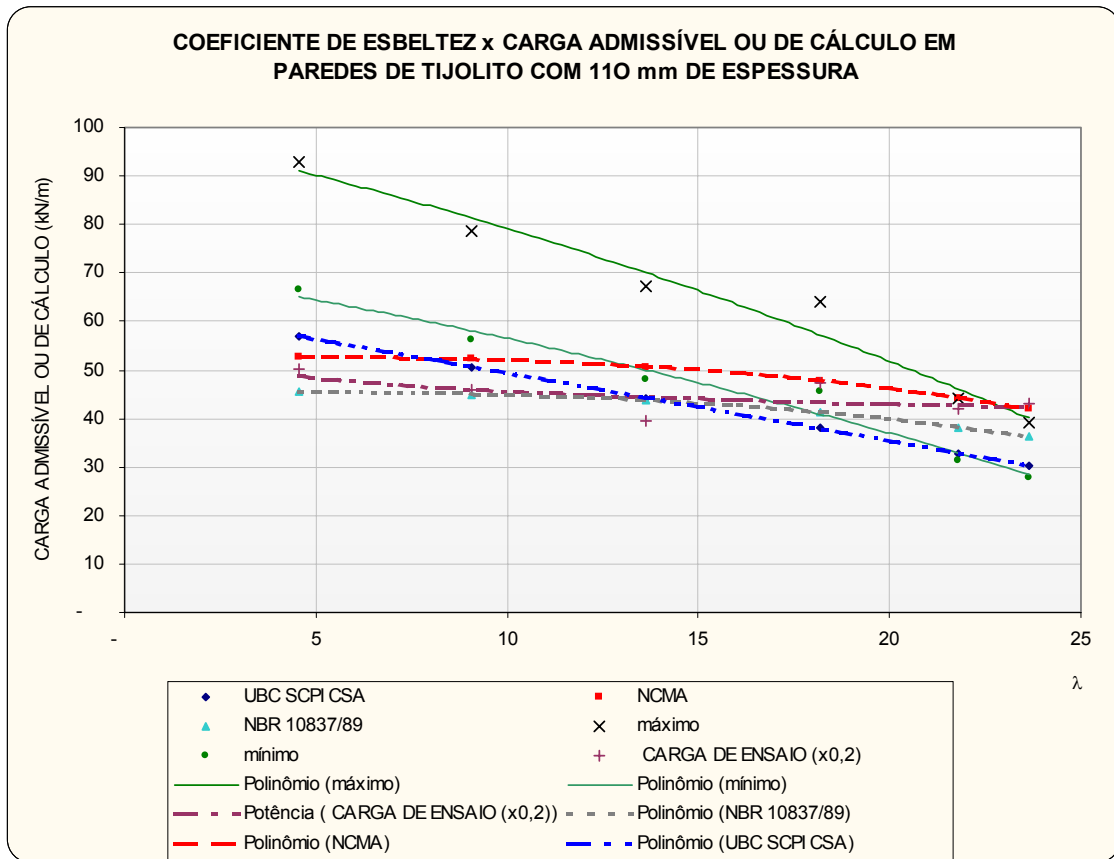


Figura 15.6 - Coeficiente de esbelteza e cargas admissíveis, de cálculo e de ensaio, com um coeficiente de segurança de 5 (cinco)

## 16. CONCLUSÕES

---

Neste capítulo resumir-se-ão algumas das principais conclusões que podem ser tiradas do presente trabalho.

- 16.1. Nos ensaios dos blocos, prismas e paredes, observou-se que a ruptura se inicia nas faces e posteriormente atinge os septos centrais dos tijolitos;
- 16.2. A argamassa de injeção utilizada apresentou uma resistência mínima de 6% acima da resistência da argamassa recomendada pelo sistema construtivo, de 1 MPa, e é bem baixa, comparada com as várias argamassas indicadas pelas normas. Mesmo assim, aparentemente, não houve perda da resistência das paredes;
- 16.3. Os ensaios das paredes permitiram determinar o módulo de deformação  $E_{pa}$ . O valor medido foi menor do que os valores calculados por expressões teóricas, apresentados no Capítulo 8. Notou-se que o  $E_{pa}$  está entre  $122 f_{cpm}$  e  $371 f_{cpm}$ , sendo  $f_{cpm}$  a tensão média dos prismas com duas fiadas. O estudo revela que os fatores sugeridos não devem ser utilizados para obter os valores de  $E_{pa}$ ;
- 16.4. O modo de ruptura mais comum observado nas paredes submetidas a compressão axial caracterizou-se pela ruptura dos tijolitos. Inicialmente, há rupturas nos blocos, normalmente iniciada na região vertical próxima às juntas verticais. Posteriormente, há rupturas inclinadas e também verticais nas faces externas dos tijolitos. Quando as fissuras atingem os septos dos blocos as cargas estão próximas da final. Não se observou instabilidade lateral nas paredes testadas. As quedas registradas ocorreram após ruptura local de um ou mais tijolitos e/ou após a separação central das paredes na região dos septos;
- 16.5. Examinando as paredes após a ruína, observou-se que a argamassa se apresentava intacta, porém vários cilindros foram retirados dos furos com facilidade, demonstrando que não houve aderência da argamassa ao bloco;
- 16.6. Como foi apresentado no Capítulo 15, das várias normas citadas é possível verificar que as cargas admissíveis mais elevadas foram obtidas pela NCMA. A UBC e a CSA são as mais conservadoras, pois produzem as menores cargas. A NBR é intermediária entre a NCMA e a UBC;

- 16.7. A deformação específica convencional máxima foi de aproximadamente 4 ‰ nas menores paredes e de 2,5‰ nas paredes maiores;
- 16.8. Em nenhum dos ensaios se notou qualquer instabilidade lateral, porém, pela *Figura 15.5*, é possível notar a influência da esbeltez das paredes. Nota-se ainda que os resultados obtidos em paredes com o tijolito guardam uma similaridade com os das outras normas;
- 16.9. Foi observado que é possível obter fatores de redução para cálculo das tensões, conforme está mostrado no Capítulo 15. No gráfico mostrado na *Figura 15.2* do Capítulo 15, fica fácil comparar as várias normas tanto as que trabalham com as tensões admissíveis quanto a que usa o estado limite último. Este fator pela NCMA/NBR é praticamente 1(um) até o coeficiente de esbeltez de 10, descendo rapidamente até 0,8 com o coeficiente de esbeltez de 24. Pela BSI 5628, a queda é aproximadamente constante desde 1 até 0,8. A curva para o tijolito apresenta uma queda acentuada nas paredes mais baixas e se mantém mais uniforme entre os coeficientes de esbeltez de 10 a 24;
- 16.10. Na *Figura 15.3* do Capítulo 15, nota-se que as linhas de tendência do *coeficiente de esbeltez - carga de ruptura*, desde o máximo ao mínimo, mostram uma convergência do menor coeficiente de esbeltez para o maior. Isto pode estar ligado à qualidade dos ensaios, ou seja, à medida que se aprendeu a lidar com o material, os resultados ficaram menos dispersos. Neste mesmo gráfico, pode-se verificar que a *linha de tendência* média apresenta uma leve declividade do menor coeficiente de esbeltez para o maior, ficando esta redução máxima em torno de 20%;
- 16.11. Avaliando o comportamento estrutural de paredes construídas com o tijolito, com base nos resultados dos ensaios apresentados, pode-se propor que os prismas compostos de duas fiadas sejam os que melhor representam a resistência de referência para cálculo das tensões finais admissíveis em paredes.
- 16.12. As conclusões deste trabalho, para fins de dimensionamento de paredes portantes ou resistentes, poderão ser usadas com reservas, pois todo o estudo foi embasado em poucos ensaios e desenvolvido em paredes sem cargas horizontais (caso de vento ou impacto) e excentricidade. Tomando-se estes

cuidados, o coeficiente de segurança 5(cinco), recomendado pelas normas que serviram de referência, pode ser utilizado.

- 16.13. Pelo que foi apresentado nos capítulos anteriores e atendendo aos itens 16.11 e 16.12, é possível utilizar as normas NBR 10.837 e NCMA se o cálculo for com base nas tensões admissíveis, e a BSI 5628 se a opção for pelos estados limites últimos. O mais prudente, todavia será, dimensionar com base em norma brasileira específica (quando existir) para este sistema pois até o momento o conhecimento do comportamento estrutural deste tipo de parede é muito restrito.

## **17. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS**

---

A seguir, serão apresentadas sugestões para estudos futuros visando melhor conhecer o comportamento estrutural de alvenarias com blocos de encaixe macho e fêmea, conforme o Tijolito do Sistema Andrade Gutierrez de Construção Industrializada.

- 17.1. Estudar a resistência de paredes confeccionadas com o Tijolito, variando as resistências dos blocos e da argamassa;
- 17.2. Estudar a variabilidade da resistência da parede quando varia a mão-de-obra;
- 17.3. Pesquisar o  $\beta$  recomendado para se obterem os menores valores de carga de ruptura quando se modifica a altura da parede;
- 17.4. Estudar a ruptura de paredes confeccionadas com o Tijolito, baseando nos critérios de Hilsdorf e Lenczner;
- 17.5. Pesquisar os quinhões da carga aplicada na argamassa e no bloco, em paredes construídas com o tijolito;
- 17.6. Determinar os módulos de elasticidade longitudinal, transversal e o coeficiente de Poisson do bloco e das paredes;
- 17.7. Pesquisar a relação entre a resistência à compressão da parede e a resistência à tração do Tijolito;
- 17.8. Determinar a resistência à compressão de paredes armadas construídas com o Tijolito, e identificar os quinhões de carga para cada componente da alvenaria;
- 17.9. Determinar o comportamento estrutural de paredes resistentes à compressão axial e excêntrica, quando varia a altura e se mantém o  $\beta$ ;
- 17.10. Estudar o desempenho de paredes considerando a excentricidade e/ou cargas vertical e horizontal aplicadas concomitantemente.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

---

- ASSIS, João Batista Santos de. A influência da insolação, em paredes de solo-cimento, nas fissuras e trincas devidas à retração por secagem. Dissertação de trabalho financiado pelo FIP-PUCMinas. Belo Horizonte, 1989.
- \_\_\_\_\_. Manual de Uso e Manutenção da Vila Tecnológica de Juiz de Fora. Construtora Andrade Gutierrez S.A. Belo Horizonte, 1996.
- \_\_\_\_\_. Manual de Construção com o Tijolito. Construtora Andrade Gutierrez S.A. Belo Horizonte, 1997.
- \_\_\_\_\_. Bloco Intertravado de Solo-cimento “Tijolito”, in Workshop Arquitetura de Terra. Fausp. São Paulo, 1995. p. 149-160.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Bloco vazado de concreto simples para alvenaria com função estrutural. ABNT, NBR 7186. Rio de Janeiro, 1982.
- \_\_\_\_\_. Revestimento de paredes e tetos com argamassas. Materiais, preparo, aplicação, manutenção, procedimento. ABNT, NBR 7200. Rio de Janeiro, 1992.
- \_\_\_\_\_. Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, procedimento. ABNT, NBR 10837. Rio de Janeiro, 1989.
- \_\_\_\_\_. Paredes de alvenaria estrutural. Ensaio à compressão simples, método de ensaio. ABNT, NBR 8949. Rio de Janeiro, 1985.
- \_\_\_\_\_. Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural, preparo e ensaio à compressão, método de ensaio. ABNT, NBR 8215. Rio de Janeiro, 1983.
- BARBOSA, Normando Perazzo. Construção com terra crua, do material à estrutura. Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 1996.
- BEALL, Christine. Quick Guide : Masonry Walls, Creative Homeowner Press, Upper Saddle River. New Jersey 07458, 1997. 80 p.
- BRITISH STANDARD CODE OF PRATICE FOR STRUCTURAL USE OF MASONRY, PART 1. Unreinforced masonry, BSI 5628. Londres, 1986.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION, Code of Praticce. External rendered finishes, BSI 5262. Londres, 1997.

- \_\_\_\_\_. BSI 5628, Parte 1/78. Uso da alvenaria estrutural não armada, Londres, 1978.
- BUCHER, Hans Roman Edmundo. Argamassas de Cimento: Características e Composição. ABCP. São Paulo, 1988. 21p.
- CARRASCO, Edgar V. Mantilla. Análise experimental de tensões, módulo I, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2001.p. 2-40.
- COUTINHO, A.S. Fabrico e propriedades do betão, Vol. I e II, 2a. edição, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC. Lisboa, 1988.
- CURY, Fuad Jorge. Visão Histórica Nacional e Internacional, Colóquio sobre alvenaria estrutural de blocos de concreto, promovido pelo Ibracon. São Paulo, 1977. 5p.
- d'EÇA, Almeida J.M.T. Aspectos gerais na construção de paredes de alvenaria, Paredes de Edifícios. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 1988. p1-15.
- DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS DA EE.UFMG, Laboratório de Análise Experimental de Estruturas, LAEES, (3o. relatório), Estudo do Comportamento Estrutural de Paredes de Blocos de Concreto. Belo Horizonte, Setembro de 1993.
- \_\_\_\_\_. (4o. relatório). Estudo do Comportamento Estrutural de Paredes de Tijolos Furados Cerâmicos. Belo Horizonte, Setembro de 1993.
- \_\_\_\_\_. (2o. relatório). Estudo do Comportamento Estrutural do Tijolito. Belo Horizonte, Junho de 1993.
- \_\_\_\_\_. (1o. relatório). Estudo do Comportamento Estrutural do Tijolito. Belo Horizonte, Maio de 1993.
- DUARTE, Ronaldo Bastos. Recomendações para o projeto e execução de edifícios de alvenaria estrutural. Anicer. Porto Alegre, 1999. p. 11–25.
- ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL. Facultad de Ingeniería Civil. Mamposteria. Equador, 1992.
- FIORITO, Antônio J. S. I. Manual de argamassas e revestimentos: Estudos e procedimentos de execução. Editora Pini. São Paulo, 1994. p. 23-46
- GALLEGOS, Hector. Albañileria Estructural. Pontificia Universidad Católica del Peru. 2ª. Edição. Lima, 1991. p. 21- 86.

- GOMES, Abdias Magalhães. Caracterização de Argamassas Tradicionais Utilizadas nos Revestimentos Exteriores dos Edifícios. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico. Lisboa, 1995. p. 32-43.
- GOMES, Nelson dos Santos. Dissertação de Mestrado apresentada à EPUSP, A Resistência das Paredes de Alvenaria. Escola Politécnica da Universidade de São Carlos. São Paulo, 1994. p. 8-10.
- \_\_\_\_\_. A Resistência das Paredes de Alvenaria. Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, 1994. p. 28.
- HELENE, Paulo R. L., Paulo Tersian. Manual de Dosagem e Controle do Concreto. Editora Pini. 1a. Edição. São Paulo, 1993 – p. 226.
- \_\_\_\_\_. Controle de qualidade do concreto. In II Simpósio de Desempenho de Materiais e Componentes de Construção Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, setembro de 1989. p. 45-60.
- HENDRY, A.W.; SINHÁ, B.P. e DAVIES, S.R. An introduction to load bearing brickwork design. New York, 1981. p. 180-184.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO, IPT. Medição de isolamento de som aéreo. Relatório Técnico 830.629. São Paulo, 1995.
- \_\_\_\_\_. Ensaio de resistência ao fogo em parede com função estrutural. Relatório Técnico 832.288. São Paulo, 1995.
- \_\_\_\_\_. Ensaios de caracterização em blocos do SAGCI. Relatório Técnico 832.499. São Paulo, 1995.
- \_\_\_\_\_. Determinação da estanqueidade à água de paredes externas produzidas em laboratório. Relatório Técnico 832.500. São Paulo, 1995.
- \_\_\_\_\_. Avaliação do isolamento de som aéreo. Relatório Técnico 33.712. São Paulo, 1995.
- \_\_\_\_\_. Verificação do comportamento sob ação do calor e choque térmico. Relatório Técnico 832.498. São Paulo, 1995.
- \_\_\_\_\_. Avaliação do desempenho térmico do sistema construtivo em blocos de solo-cimento – SAGCI. Relatório Técnico 33.820. São Paulo, 1995.

- \_\_\_\_\_. Avaliação de desempenho quanto à segurança ao fogo do SAGCI - Relatório Técnico 33.819. São Paulo, 1995.
- \_\_\_\_\_. Compressão excêntrica em paredes construídas com o SAGCI - Relatório Técnico 33.570. São Paulo, 1995.
- \_\_\_\_\_. Avaliação de Desempenho de Sistema Construtivo em Blocos de Solo-cimento, Tijolito. Relatório Técnico 33.905. São Paulo, 1995.
- LEITÃO, Gerônimo; ROCHA, Ariston. Tecnologias construtivas, alternativas e programas de interesse social: O uso do solo-cimento em assentamentos rurais no Estado do Rio de Janeiro, In Workshop Arquitetura da Terra. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. FAUSP. São Paulo, 1995. p. 95-106.
- MARRERO, M. Omniblock: Genesis of a proposal, 12th Internacional Brick/block Masonry Conference. Madrid, junho de 2000. p. 1143 -1157.
- MASSETTO, L. T.; SABBATINI, F. H. Estudo comparativo da resistência das alvenarias de vedação de blocos utilizados na região de São Paulo, em Congresso Latino-Americano, Tecnologia e gestão na produção de edifícios. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, novembro de 1998. p.79-85.
- MATTONE, Roberto, GOGGI, Fabrizio e PASERO, Gloria. Facoltà di Architettura, Politécnico di Torino Viale Mattioli, In Workshop Arquitetura da Terra, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. FAUSP. São Paulo, 1995. p. 115-124.
- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, Paulo J.M. Concreto: Estrutura, propriedades e materiais. Editora Pini. São Paulo, 1994. p. 263-270.
- NETO, V. Capuzzo; M.R.S. Corrêa e M.A.Ramalho. A theoretical and experimental study of intersecting bonded walls under vertical loads, 12th Internacional Brick/block Masonry Conference. Madrid, junho de 2000. p. 1494 – 1508.
- NEVES, Célia Maria Martins. Inovações Tecnológicas em Construção com terra na Ibero-América, In Workshop Arquitetura da Terra. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. FAUSP. São Paulo, 1995. p. 49-60.

- NORMA EUROPÉIA – Eurocode 6, Parte 1-1. Projeto de Estruturas de Alvenaria. Bruxelas, 1996.
- SCHAERLAEKENS, S. Innovative dry masonry system for large walls, 12th Internacional Brick/block Masonry Conference. Madrid, junho de 2000. p.1603 - 1613.
- VILATÓ, R.R.; FRANCO, L.S. Estudo da metodologia do projeto para edifícios em alvenaria estrutural não armada, in Congresso Latino-Americano. Tecnologia e gestão na produção de edifícios. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, 1998. p. 103-110.
- Belo Horizonte, Prefeitura de. Conjunto Popular Granja de Freitas III. [on line] – Acesso: [http:// www.tijolito.com.br](http://www.tijolito.com.br).
- ZERRY, T. K. e WILLIAMS, T. L. A Short History of Technolgy. Oxford University Press. England. 1960.

**BIBLIOGRAFIA**

---

- BARROS, Mércia Maria S. Bottura. O processo de produção das alvenarias racionalizadas - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, julho de 1998. p. 21-40.
- FEDERMAN Guilherme B.; CAMARGOS Ubirajara A.; ASSIS, João Batista S. de; GOMES Abdias Magalhães. "Balança-mas-não-cai" Implode ou não implode? Trabalho apresentado no XI COBREAP - Congresso Brasileiro de Engenharia de Avaliações e Perícias. Gurapari, 2001.
- HAKIMI A.; YAMANI N.; OUISSI H. Résultats d'essais de résistance mécanique sur échantillon de terre comprimée. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, Vol. 29. December 1996. p. 600-608.
- INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIÓN Y NORMALIZACIÓN DE LA VIVIENDA. Adobe. Norma técnica de edificación E-800. Lima, 1987.
- LORDSLEEM JÚNIOR, Alberto Casado. O processo de produção das paredes maciças, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, julho de 1998. p. 49-60.
- LUCAS, J.A.C. Classificação e descrição geral de revestimentos para paredes de alvenaria ou de betão. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. LNEC, 1990.
- MINKE, Gernot. *Earth Construction Handbook, The Building Material Earth in Modern Architecture*. Witpress. Boston, 2000. p. 9-55.
- MITIDIERI FILHO, Cláudio Vicente. Avaliação do desempenho de sistemas construtivos inovadores destinados a habitações térreas unifamiliares – desempenho estrutural, Dissertação apresentada à Escola Politécnica da USP para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1988. p.127-170.
- OLIVIER, M.; MESBAH A. Earth, as a building material. Introduction to the researches and publications of the Laboratory Géomatériaux ENTPE, URA du CNRS, no. 1652, France, maio de 1994. p. 1-6.

- ROMAN, Humberto Ramos. Resistência à compressão de elementos de alvenaria. Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil. Florianópolis, 1998.
- SILVA, Hélio Dias da. Construção com terra crua: As técnicas construtivas, os modos de produção e a tipologia arquitetural decorrente, In Workshop Arquitetura da Terra, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. FAUSP. São Paulo, 1995. p. 31-60.
- SOUZA, Roberto de. Melhoria da qualidade, racionalização e inovação tecnológica: instrumentos de modernização da indústria da construção civil, In II Simpósio de Desempenho de Materiais e Componentes de Construção Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, setembro de 1989. p. 131-147.
- TAUIL, Carlos Alberto. Projeto em alvenaria armada, Curso sobre alvenaria estrutural com blocos vazados de concreto, Reago pré-fabricados. São Paulo, 1993. p. 11-13.
- THOMAZ, Ercio. Trincas em Edificações: Causas e Mecanismos de formação, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. São Paulo, 1985. p. 5-22.

**ANEXO**

---

A seguir serão apresentadas tabelas e figuras para melhor elucidar as informações mostradas no corpo principal deste trabalho.

traço	sigla	cp's	datas de:				dados na ruptura à compressão dos cp's em 7 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 14 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 28 dias		
			moldagem	rupturas			carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)
1	TP1	1	29/ 11/ 2000	6/ 12/ 2000	13/ 12/ 2000	27/ 12/ 2000	62	0,31	0,36	115	0,57	0,60	174	0,87	0,90
		2					65	0,32		117	0,58		175	0,87	
		3					70	0,35		120	0,60		180	0,90	
		4					72	0,36		120	0,60		180	0,90	
		5					73	0,36		121	0,60		185	0,92	
		6					90	0,45		127	0,63		186	0,93	
2	TP2	1	29/ 11/ 2000	6/ 12/ 2000	13/ 12/ 2000	27/ 12/ 2000	140	0,70	0,80	220	1,10	1,20	320	1,60	1,70
		2					155	0,77		236	1,18		330	1,65	
		3					160	0,80		237	1,18		335	1,67	
		4					161	0,80		240	1,20		345	1,72	
		5					163	0,81		251	1,25		350	1,75	
		6					177	0,88		256	1,28		360	1,80	

Tabela A1 – Resultados dos traços de argamassas padrão – TP1 e TP2

traço	sigla	cp's	datas de:				dados na ruptura à compressão dos cp's em 3 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 7 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 28 dias		
			moldagem	rupturas			carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)
3	TEL1	1		1/ 12/ 2000	4/ 12/ 2000	8/ 12/ 2000	29/ 12/ 2000	510	2,55	2,62	580	2,90	3,00	680	3,40
		2	520					2,60	584		2,92	685		3,42	
		3	521					2,60	591		2,95	690		3,45	
		4	523					2,61	608		3,04	710		3,55	
		5	536					2,68	617		3,08	715		3,57	
		6	540					2,70	620		3,10	720		3,60	
4	TEA1	1	1/ 12/ 2000	4/ 12/ 2000	8/ 12/ 2000	29/ 12/ 2000	534	2,67	2,82	600	3,00	3,10	798	3,99	4,10
		2					550	2,75		604	3,02		800	4,00	
		3					575	2,87		615	3,07		820	4,10	
		4					572	2,86		618	3,09		831	4,15	
		5					579	2,89		630	3,15		835	4,17	
		6					580	2,90		650	3,25		836	4,18	

Tabela A2 – Resultados dos traços de argamassas especiais – TEA1 e TEL1

traço	sigla	cp's	datas de:				dados na ruptura à compressão dos cp's em 3 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 14 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 29 dias		
			moldagem		rupturas		carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)
5	TEL2	1	4/ 12/ 2000	7/ 12/ 2000	18/ 12/ 2000	2/ 01/ 2001	440	2,20	2,30	473	2,36	2,50	620	3,10	3,30
		2					447	2,23		481	2,40		633	3,16	
		4					458	2,29		506	2,53		642	3,21	
		5					464	2,32		508	2,54		675	3,37	
		6					471	2,35		512	2,56		685	3,42	
		6					480	2,40		520	2,60		705	3,52	
6	TEA2	1	4/ 12/ 2000	7/ 12/ 2000	18/ 12/ 2000	2/ 01/ 2001	500	2,50	2,70	760	3,80	4,00	920	4,60	4,70
		2					516	2,58		772	3,86		925	4,62	
		3					536	2,68		787	3,93		931	4,65	
		4					550	2,75		805	4,02		949	4,74	
		5					558	2,79		836	4,18		955	4,77	
		6					580	2,90		840	4,20		960	4,80	

Tabela A3 – Resultados dos traços de argamassas especiais – TEA2 e TEL 2

traço	sigla	cp's	datas de:				dados na ruptura à compressão dos cp's em 3 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 8 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 28 dias		
			moldagem	rupturas			carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)
7	TEL3	1	5/ 12/ 2000	8/ 12/ 2000	13/ 12/ 2000	2/ 01/ 2001	105	0,52	0,60	203	1,01	1,10	255,0	1,27	1,40
		2					110	0,55		208	1,04		273,0	1,36	
		3					124	0,62		212	1,06		279,0	1,39	
		4					125	0,62		220	1,10		285,0	1,42	
		5					126	0,63		237	1,18		288,0	1,44	
		6					130	0,65		240	1,20		300,0	1,50	
8	TEA3	1	5/ 12/ 2000	8/ 12/ 2000	13/ 12/ 2000	2/ 01/ 2001	240	1,20	1,30	360	1,80	1,90	478,0	2,39	2,50
		2					244	1,22		363	1,81		482,0	2,41	
		3					250	1,25		378	1,89		491,0	2,45	
		4					259	1,29		384	1,92		503,0	2,51	
		5					282	1,41		395	1,97		517,0	2,58	
		6					285	1,42		400	2,00		529,0	2,64	

Tabela A4 – Resultados dos traços de argamassas especiais – TEA3 e TEL3

traço	sigla	cp's	datas de:			dados na ruptura à compressão dos cp's em 3 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 14 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 28 dias		
			moldagem	rupturas		carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)
9	TEL4	1	16/01/2001			125	0,62	0,77	310	1,55	1,78		-	-
		2				145	0,72		330	1,65			-	
		3				155	0,77		350	1,75			-	
		4				165	0,82		380	1,90			-	
		5				165	0,82		385	1,92			-	
		6				175	0,87		385	1,92			-	
10	TEL5	1	16/01/2001	19/01/2001	30/01/2001	105	0,52	0,57	210	1,05	1,32		-	-
		2				110	0,55		240	1,20			-	
		3				110	0,55		270	1,35			-	
		4				115	0,57		275	1,37			-	
		5				120	0,60		290	1,45			-	
		6				120	0,60		295	1,47			-	
11	TEL6	1	16/01/2001	19/01/2001	30/01/2001	100	0,50	0,56	210	1,05	1,21		-	-
		2				110	0,55		225	1,12			-	
		3				110	0,55		235	1,17			-	
		4				115	0,57		235	1,17			-	
		5				120	0,60		265	1,32			-	
		6				120	0,60		280	1,40			-	

Tabela A5– Resultados dos traços de argamassas especiais – TEL4 a TEL6

traço	sigla	cp's	datas de:			dados na ruptura à compressão dos cp's em 3 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 5 dias			dados na ruptura à compressão dos cp's em 28 dias			
			moldagem	rupturas		carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	carga (kgf)	tensão (MPa)	tensão média (MPa)	
12	TEL7	1	26/01/2001	29/01/2001			110	0,55	0,72	-	-	-	-	-	-
		2					120	0,60		-	-		-	-	
		3					130	0,65		-	-		-	-	
		4					145	0,72		-	-		-	-	
		5					145	0,72		-	-		-	-	
		6					220	1,10		-	-		-	-	
13	TEL8	1	26/01/2001	29/01/2001			145	0,72	0,96	315	1,57	1,54	-	-	-
		2					160	0,80		320	1,60		-	-	
		3					215	1,07		320	1,60		-	-	
		4					230	1,15		280	1,40		-	-	
		5					195	0,97		320	1,60		-	-	
		6					210	1,05		290	1,45		-	-	

Tabela A6 – Resultados dos traços de argamassas especiais – TEL7 e TEL8

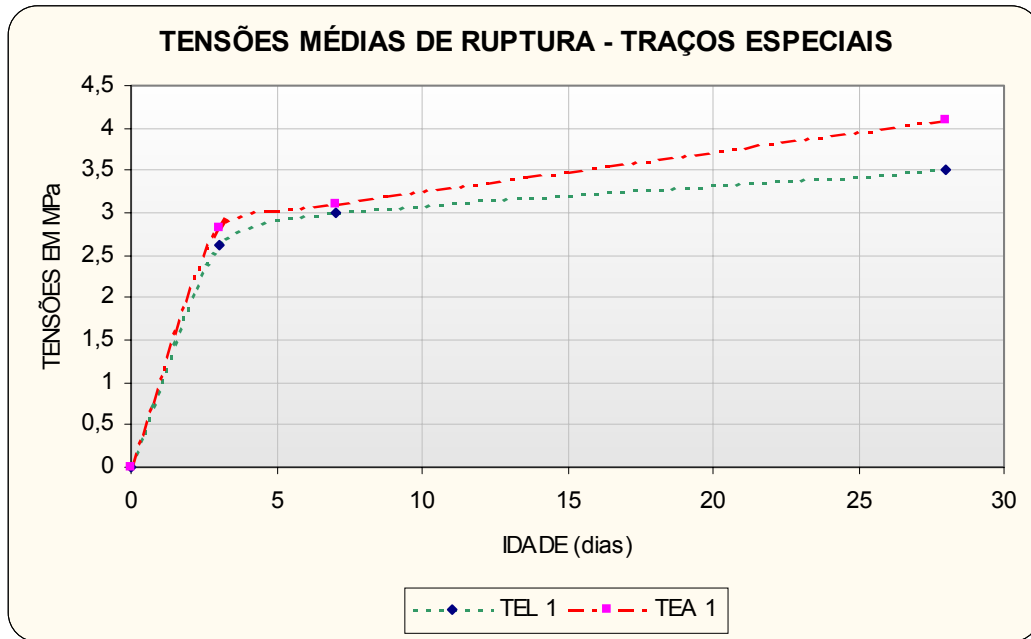


Figura A1 – Tensões para os traços especiais TEL1 e TEA1

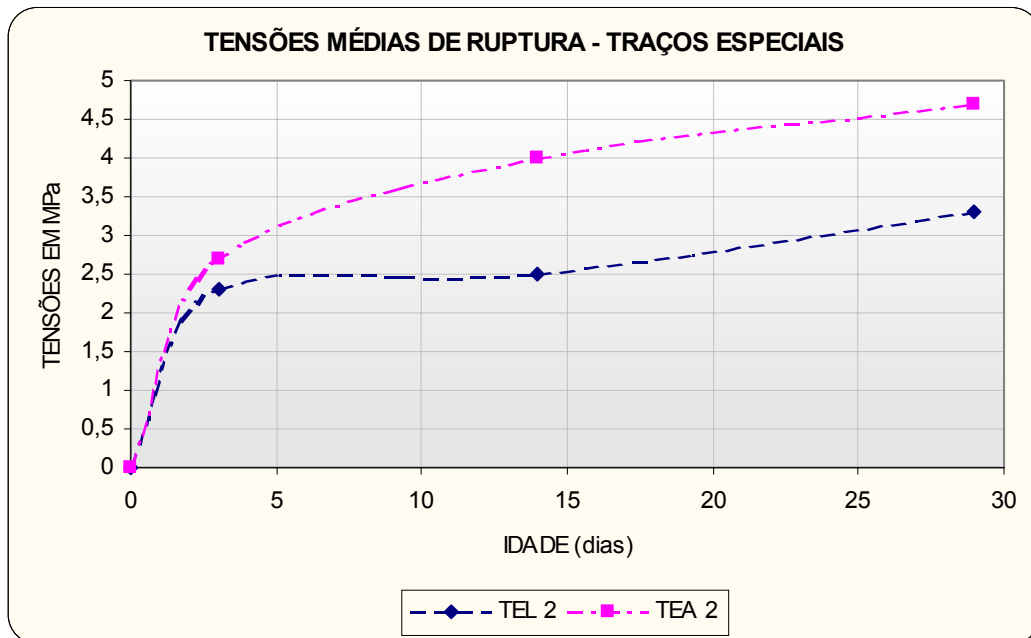


Figura A2 – Tensões para os traços especiais TEL2 e TEA2

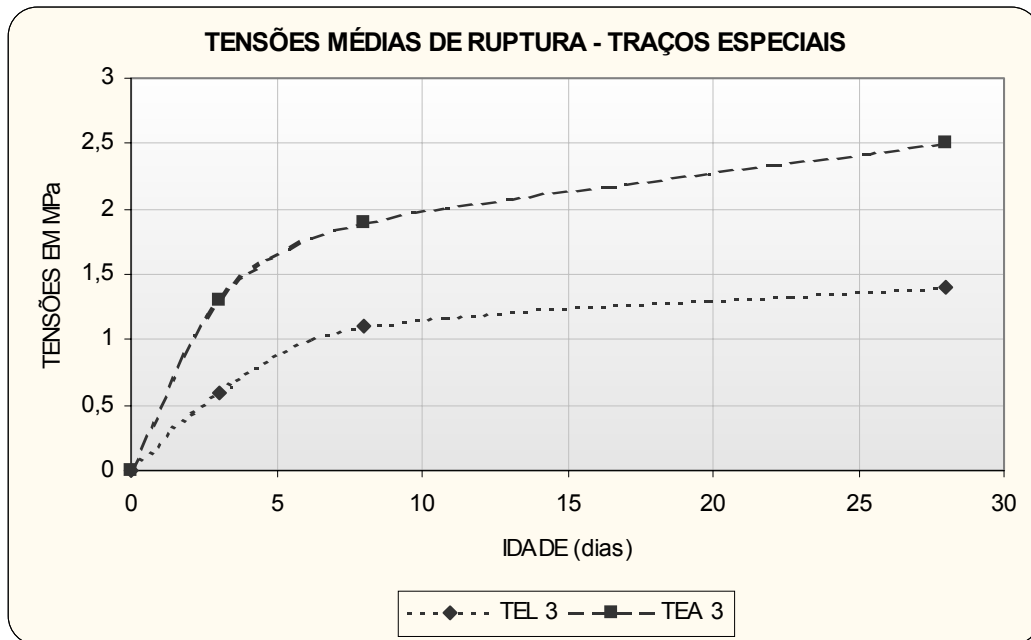


Figura A3 – Tensões para os traços especiais – TEL3 e TEA3

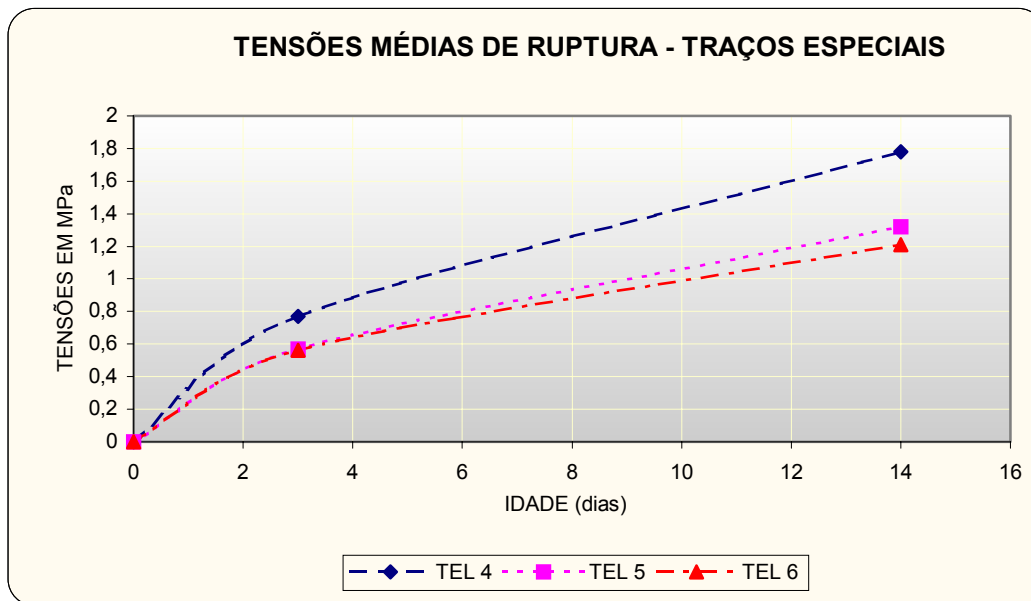


Figura A4 – Tensões para os traços especiais – TEL4 a TEL6

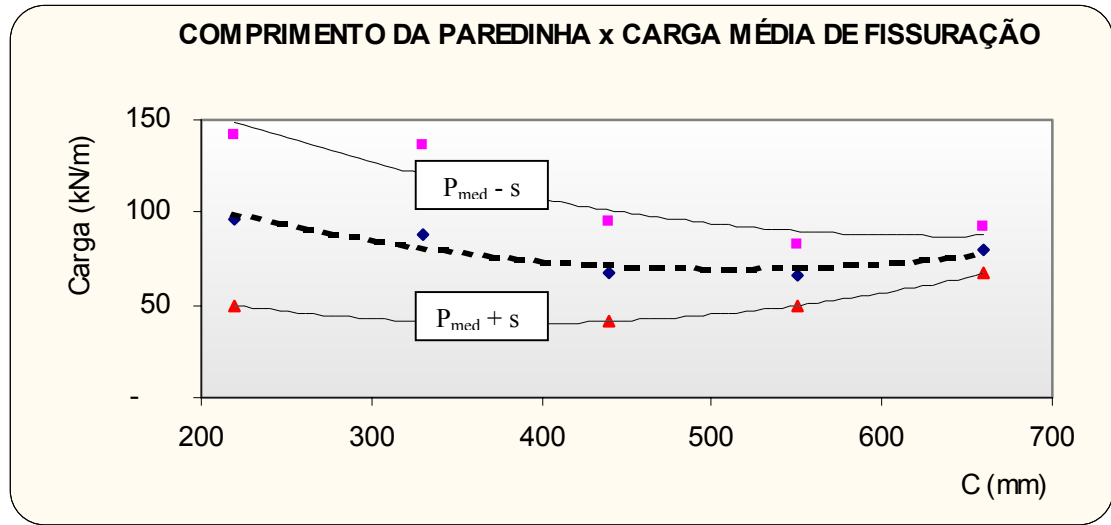


Figura A5 – Relacionamento entre o comprimento de paredinhas de altura constante e as cargas médias de fissuração

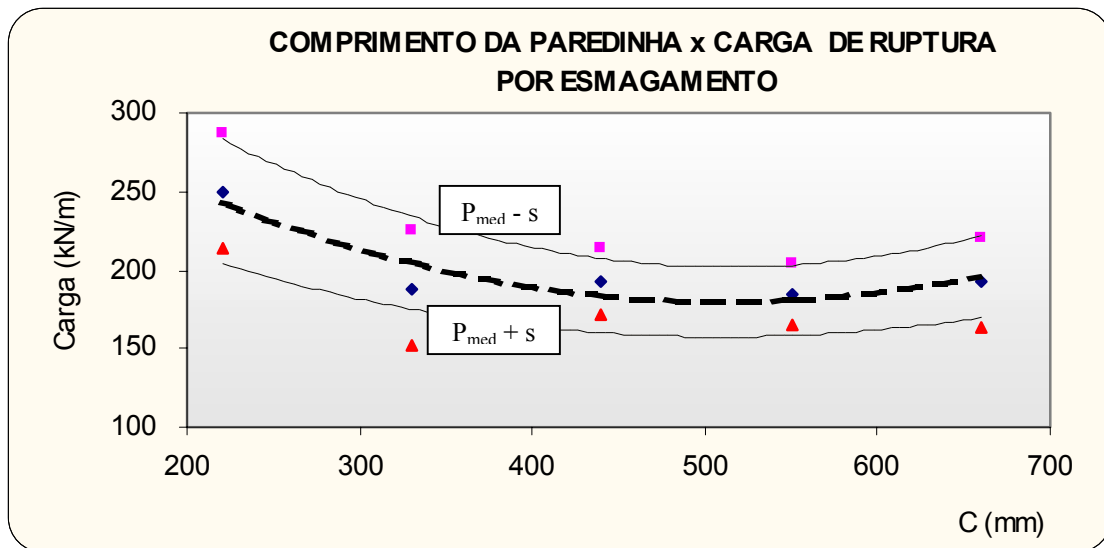


Figura A6 – Relacionamento entre o comprimento de paredinhas de altura constante e as cargas médias de ruptura

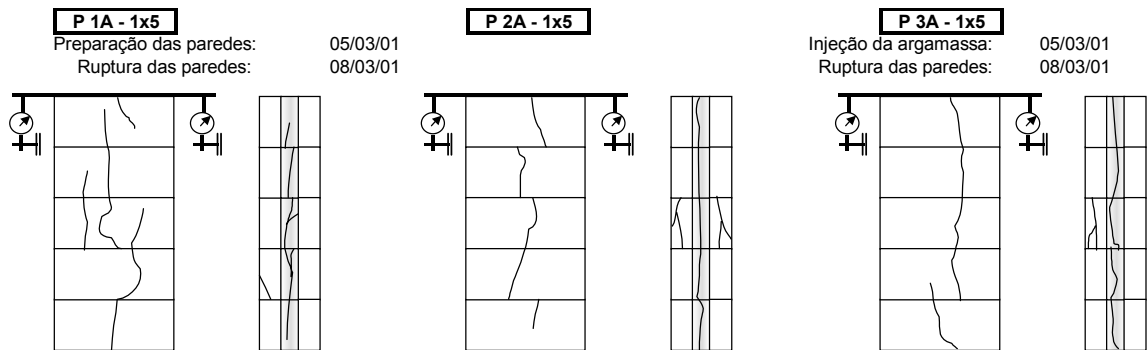


Figura A7 – Mapa de fissuração das paredinhas com cinco fiadas [1x5]

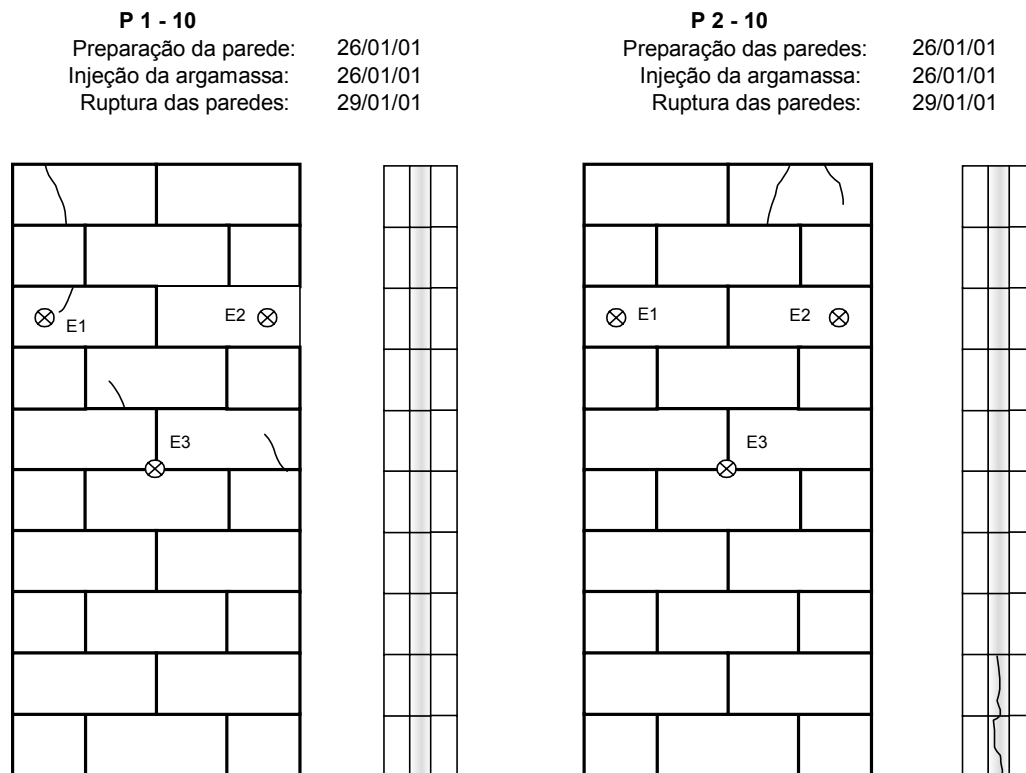


Figura A8 – Mapa de fissuração das paredes com 10 fiadas – P1 e P2

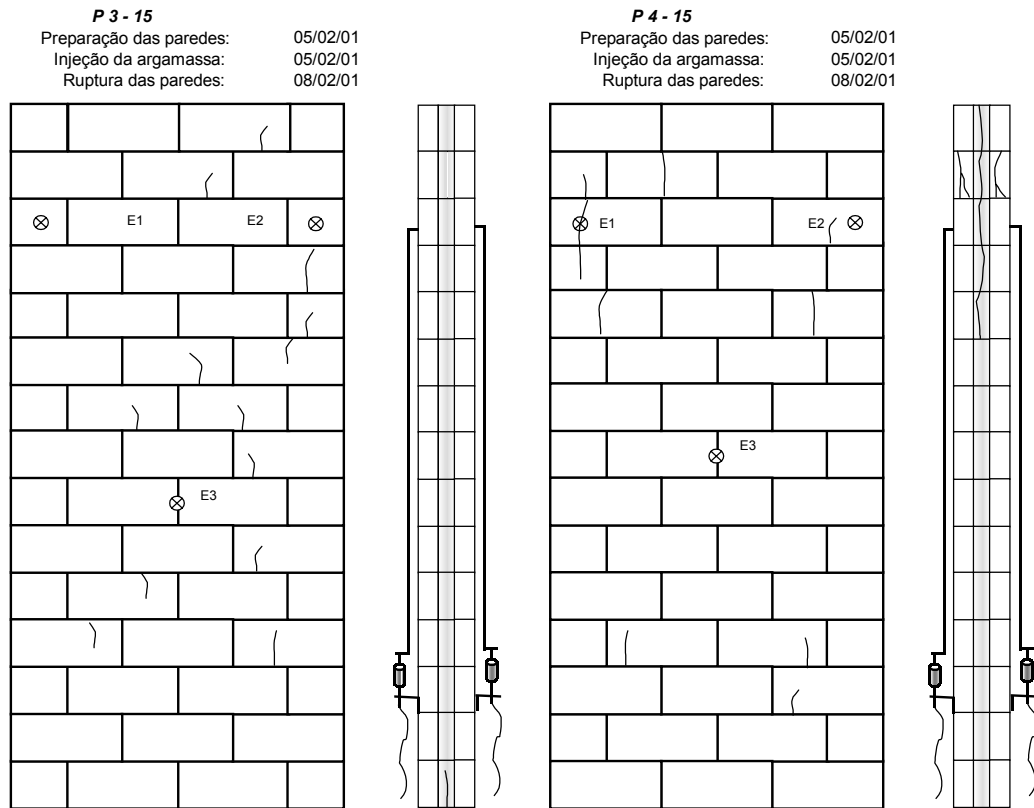


Figura A 9 – Mapa de fissuração das paredes com 15 fiadas – P3 e P4

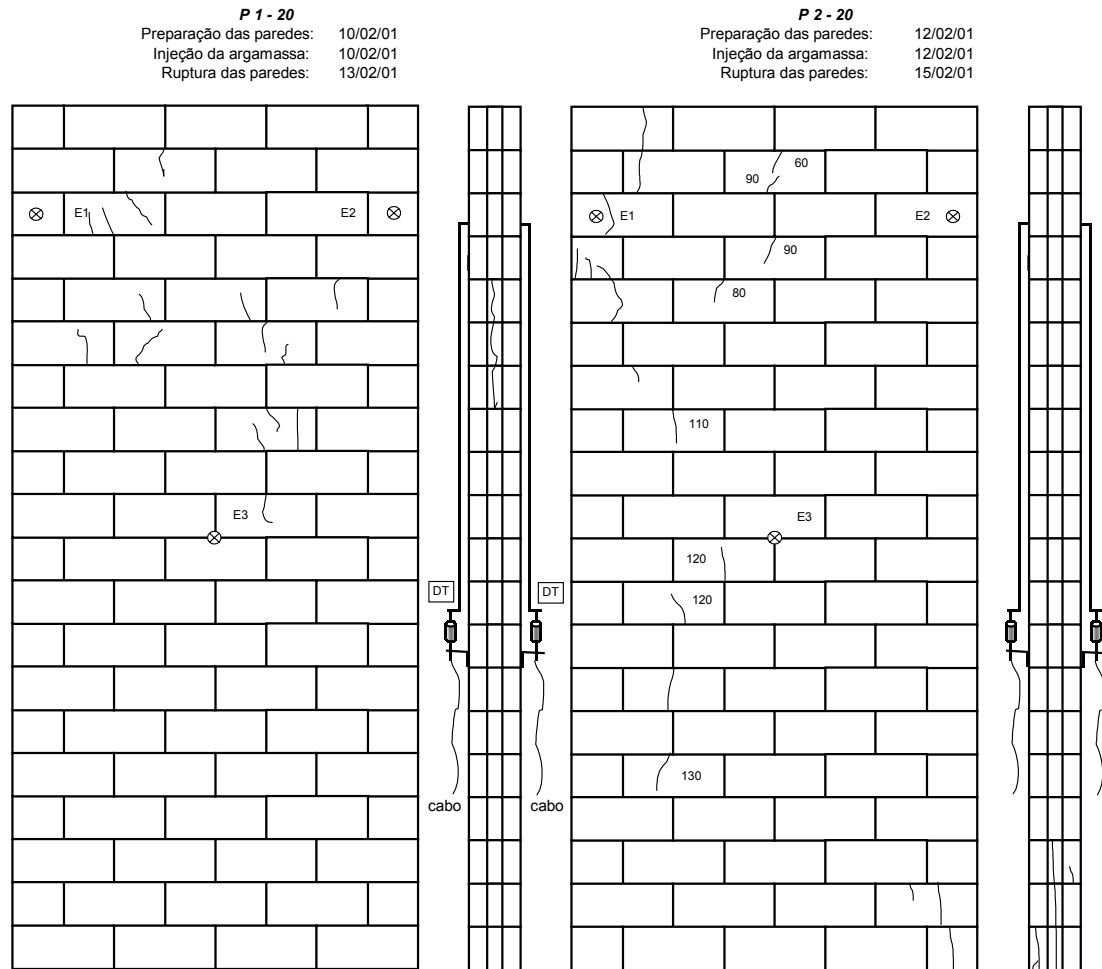


Figura A10 – Mapa de fissuração das paredes com 20 fiadas – P1 e P2

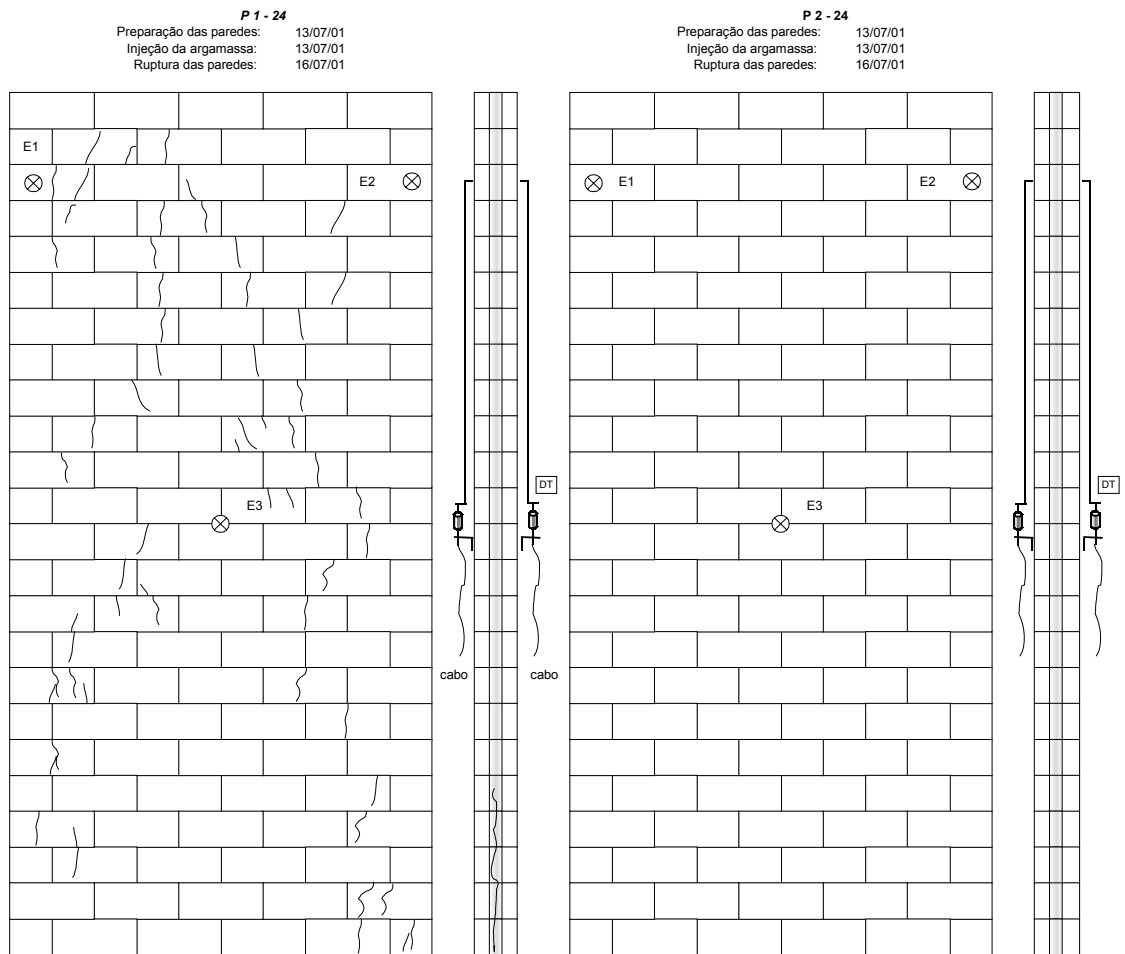


Figura A11 – Mapa de fissuração das paredes com 24 fiadas – P1 e P2 - não se conseguiu registrar as fissuras da parede P2

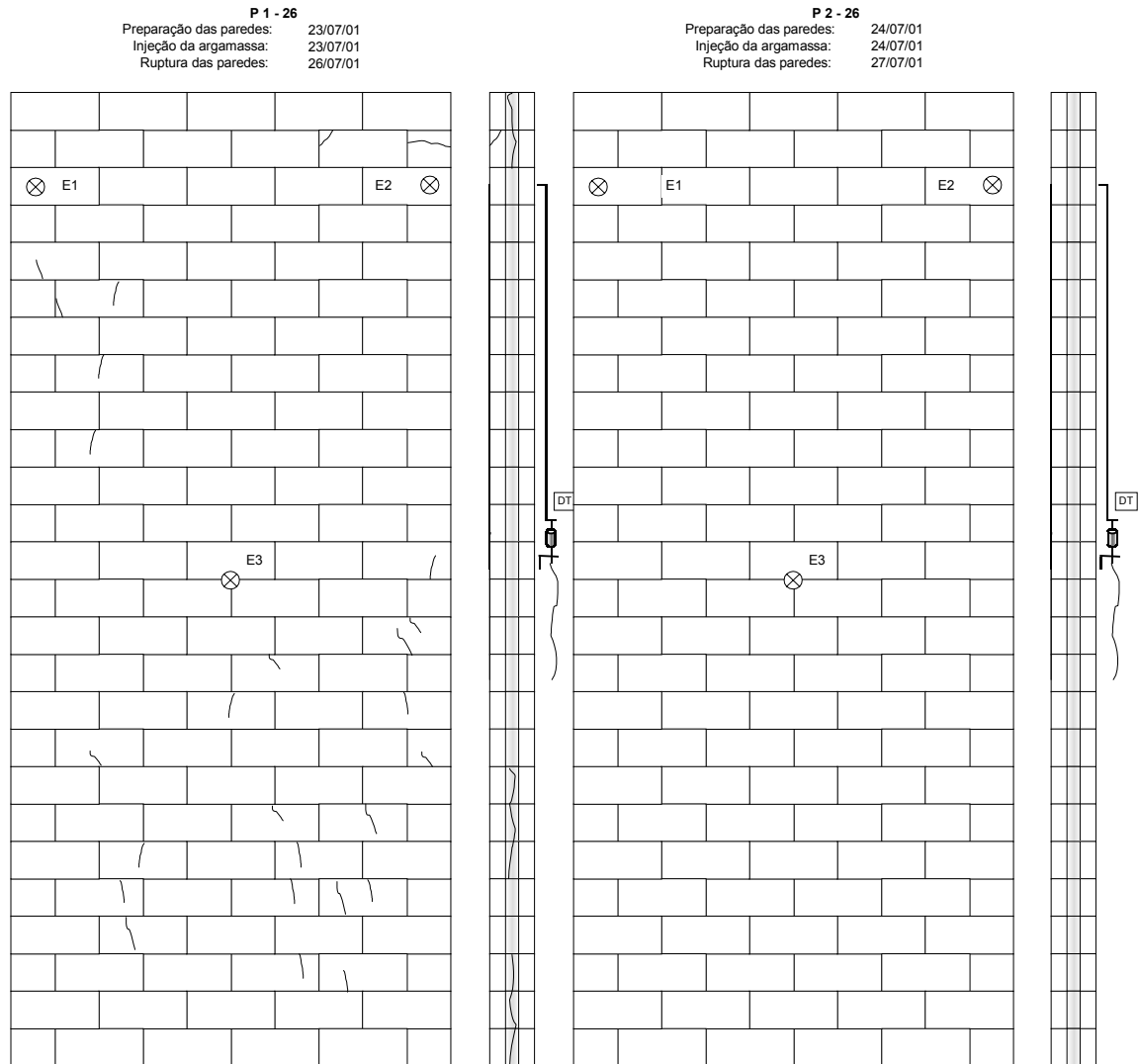


Figura A12 – Mapa de fissuração das paredes com 26 fiadas – P1 e P2 - não se conseguiu registrar as fissuras da parede P2

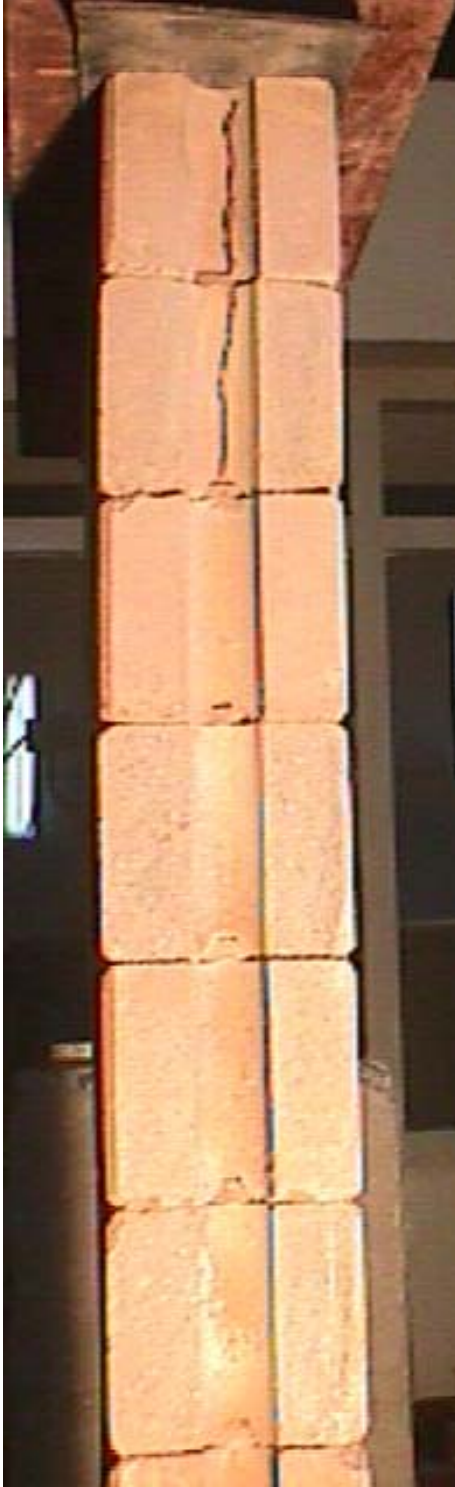


Figura A13 (à esquerda) – Detalhe da trinca por tração do septo central do tijolito da parede com 10 fiadas, após a carga máxima – P2 face leste



Figura A14 (à direita) – Fissuração da parede com 10 fiadas, após a carga máxima – P2 face sul

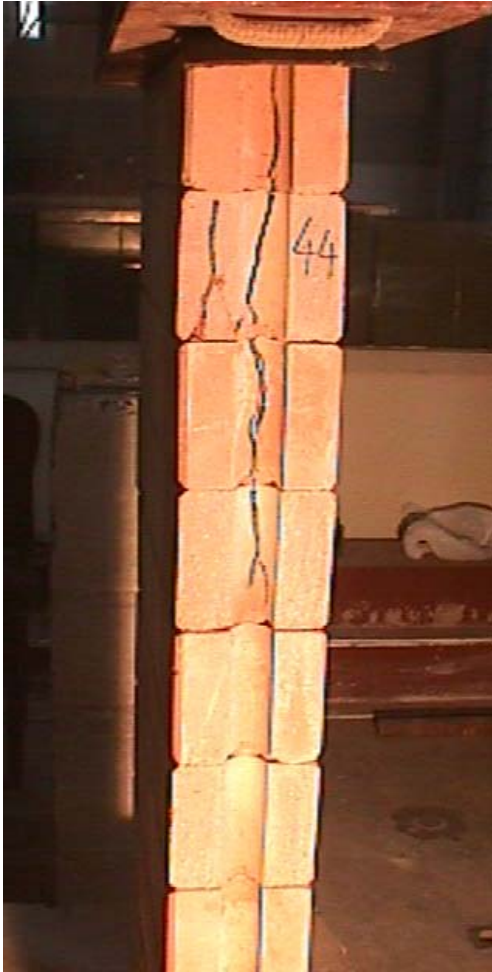


Figura A15 (à esquerda) – Detalhe da ruptura da face leste P4 – 10 fiadas

Figura A16 (à direita) – Fissuração da parede com 10 fiadas, após a carga máxima – P2 face sul

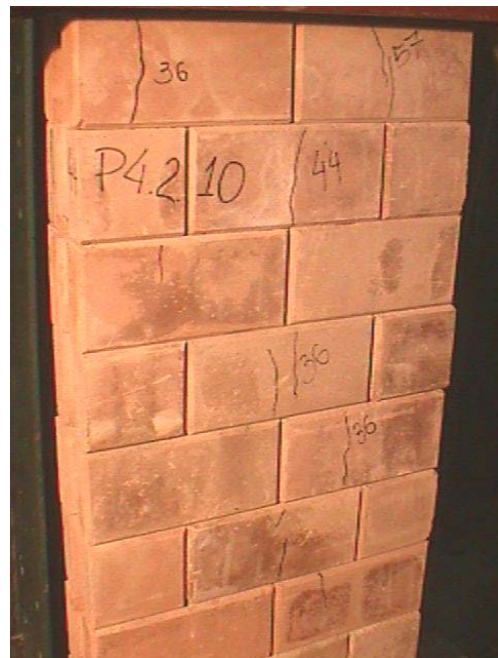




Figura A17 – Preparação das bases das paredes P1 e P2 com 15 fiadas, após a injeção da argamassa na três primeiras fiadas



Figura A 18 – Dispositivo desenvolvido para o içamento e transporte das paredes



Figura A19 (à esquerda) – Parede preparada para ser transportada para a região do teste

Figura A20 (à direita) – Preparação da viga de distribuição de carga, sob o macaco P1 [3x15]



Figura A21 (à esquerda) – Montagem dos relógios comparadores na face sul da parede P1 [3x15]



Figura A22 (à esquerda) – Fissuração na parede P1 com 15 fiadas, na face sul, após a carga máxima

Figura A23 (à direita) – Detalhe da face leste da parede P1 com 15 fiadas, após a carga máxima





Figura A24 – Detalhe dos tijolitos da última fiada, sem o macho, injeção dos furos pequenos



Figura A25 – Vista geral da parede P2 com 20 fiadas, depois de concluída a última injeção



Figura A26 – Detalhe do posicionamento do DT, face norte da parede com 20 fiadas

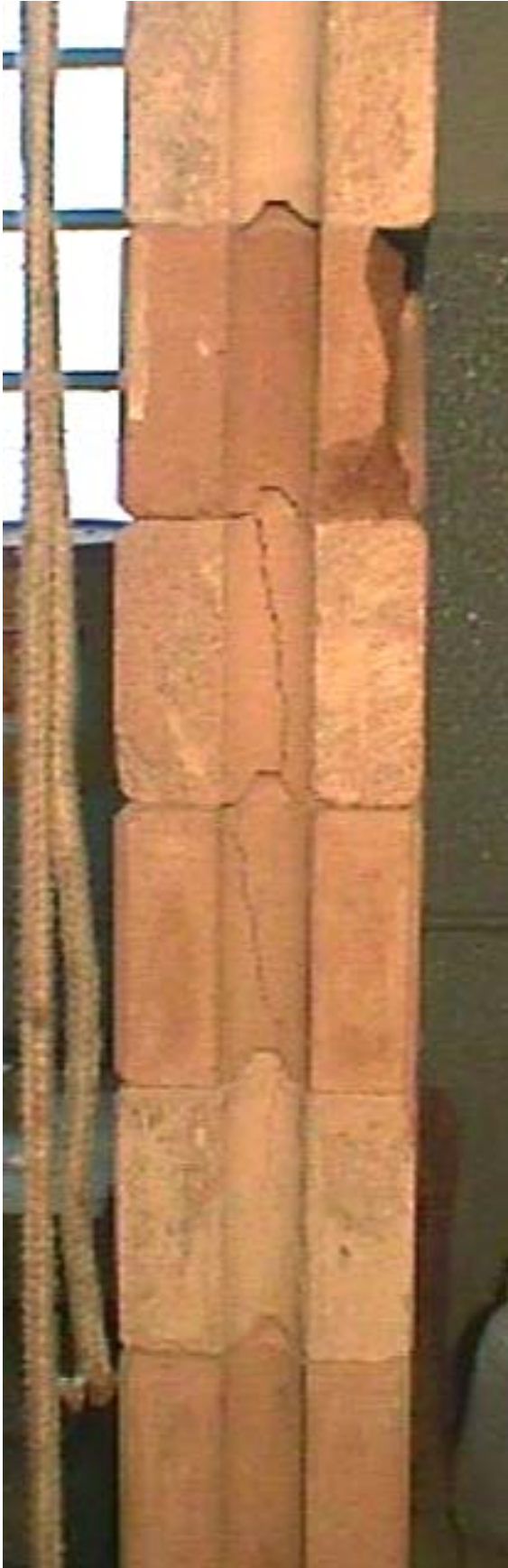


Figura A27 – Detalhe da ruptura da face leste da parede P1 com 20 fiadas. Observa-se a ruptura do septo central e esmagamento local em um TJ 101



Figura A28 – Fissuração da face sul da parede P1 com 20 fiadas, após a aplicação da carga máxima. Os números escritos ao lado das fissuras indicam as cargas que as produziram, em kN



Figura A29 – Fissuração da parede P3 com 20 fiadas, face sul parte superior



Figura A30 – Fissuração da parede P3 com 20 fiadas, face sul parte inferior



Figura A31 (à esquerda) – Detalhe do posicionamento dos relógios comparadores na parede P2 com 24 fiadas, face sul

Figura A32 (à direita) – Detalhe da ruptura do septo central na face leste da parede P2 com 24 fiadas. Observa-se o esmagamento local na parte superior da parede

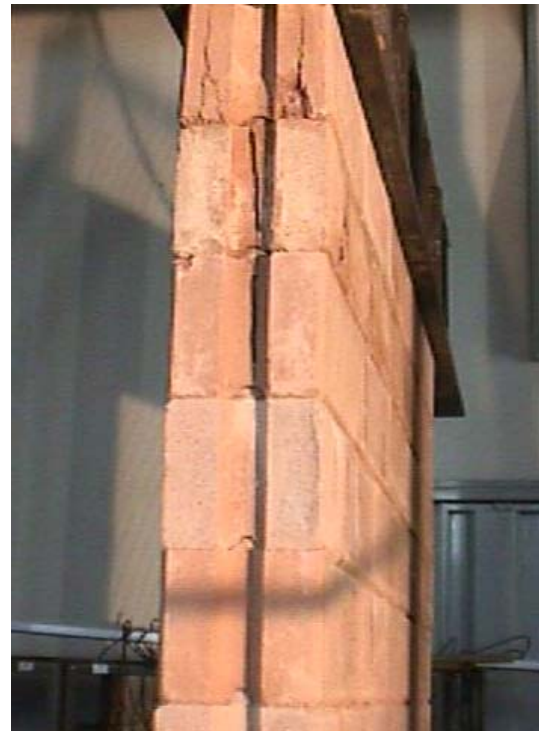




Figura A33 (à esquerda) – Fissuração da parede P2 com 24 fiadas, face sul superior, durante a aplicação de carga



Figura A34 (à direita) – Fissuração da parede P2 com 24 fiadas, face sul central, durante a aplicação de carga. Observa-se um TJ 101 em processo de esmagamento

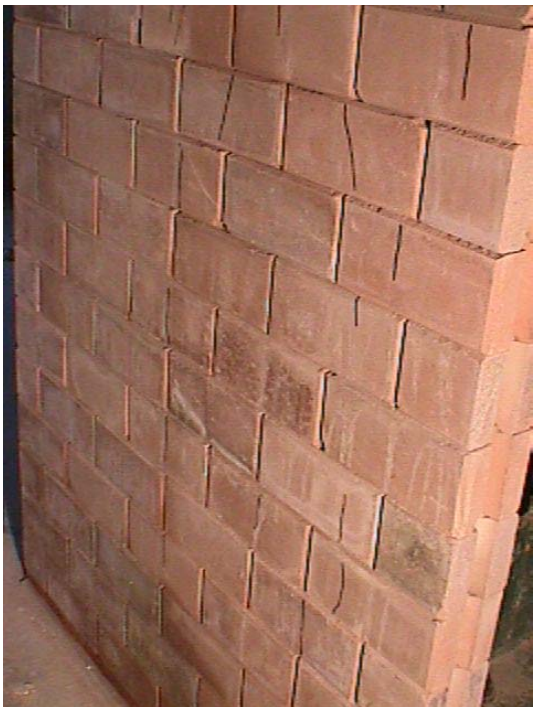


Figura A35 (à esquerda) – Fissuração da parede P2 com 24 fiadas, face sul inferior, durante a aplicação de carga.



Figura A36 – Início da queda da parede P2 com 24 fiadas. Observa-se o esmagamento em alguns tijolitos e a ruptura do septo central na parte superior da parede