

LUCIANA MALTEZ LENGLER CALÇADA

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PRISMAS
GRAUTEADOS E NÃO GRAUTEADOS
DE BLOCOS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Florianópolis

1998

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE
PRISMAS GRAUTEADOS E NÃO
GRAUTEADOS DE BLOCOS DE CONCRETO**

LUCIANA MALTEZ LENGLER CALÇADA

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Luiz Roberto Prudêncio Jr.

Florianópolis

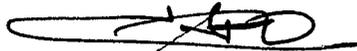
1998

FICHA DE APROVAÇÃO

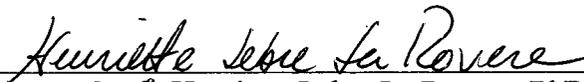
Dissertação defendida e aprovada em 15/10/1998,
pela comissão examinadora



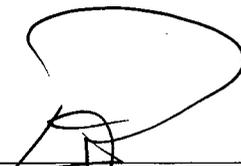
Prof. Dr. Luiz Roberto Prudêncio Jr. Orientador - Moderador



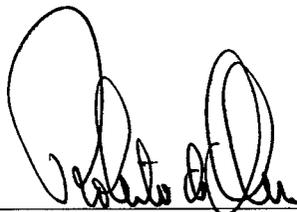
Prof. Dr. Luiz Antônio Pereira de Oliveira



Profª. Henriette Lebre La Rovere; PhD



Prof. Ivo José Padaratz, PhD.



Prof. Roberto de Oliveira, PhD. – Coordenador do CPGEC

Ao meu marido,
Maurício,
e aos meus pais,
Júlio e Vilma.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Luiz Roberto Prudêncio Jr, pela orientação dos estudos, incentivando sempre e se mostrando um grande amigo nos momentos de dificuldades.

À Toniolo Pré-Moldados pelo apoio através da doação dos blocos de concreto e dos agregados necessários para o desenvolvimento desta pesquisa e da disponibilização de seu parque industrial e de seu quadro de funcionários.

À Cia de Cimento Itambé, pela doação do cimento utilizado na confecção de grautes e argamassas.

À Prof^ª. Henriette Lebre La Rovere pela constante colaboração.

Ao meu marido Maurício, que se fez sempre presente nos momentos em que foi solicitado. Pelo apoio, incentivo e tempo dispensados para a realização do trabalho.

Ao amigo Alexandre Lima de Oliveira, pela dedicação na realização do programa experimental.

Aos técnicos do Laboratório de Materiais de Construção Civil pela paciência.

Aos amigos Giovanna e Ildo., sempre disponíveis para ajudar.

A CAPES, provedora da bolsa de estudos.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	vii
LISTA DE TABELAS.....	x
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xiii
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	xv
RESUMO.....	xvi
<i>ABSTRACT</i>	xvii
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. MATERIAIS CONSTITUINTES DAS ALVENARIAS ESTRUTURAIS NÃO ARMADAS DE BLOCOS DE CONCRETO.....	7
2.1 BLOCOS.....	7
2.1.1 DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO.....	7
2.1.2 MATERIAIS CONSTITUINTES.....	10
2.1.2.1 CIMENTO PORTLAND.....	10
2.1.2.2 AGREGADOS.....	11
2.1.2.3 ÁGUA.....	12
2.1.2.4 ADIÇÕES.....	12
2.1.3 PRODUÇÃO.....	13
2.1.4 ESPECIFICAÇÕES QUANTO À FORMA, DIMENSÕES E ASPECTO VISUAL.....	16
2.1.5 PROPRIEDADES FÍSICAS.....	17
2.1.6 PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	20
2.1.6.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	20
2.1.6.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO.....	21
2.1.6.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON.....	21
2.2 ARGAMASSA.....	22
2.2.1 DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO.....	23
2.2.2 FUNÇÕES.....	24
2.2.3 PROPRIEDADES.....	25

2.2.3.1 TRABALHABILIDADE.....	26
2.2.3.2 RETENÇÃO DE ÁGUA.....	27
2.2.3.3 CAPACIDADE DE ADERÊNCIA.....	27
2.2.3.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	28
2.2.3.5 RESILIÊNCIA.....	29
2.2.4 MATERIAIS CONSTITUINTES DAS ARGAMASSAS MISTAS DE CIMENTO E CAL.....	29
2.2.4.1 CIMENTO.....	29
2.2.4.2 CAL.....	30
2.2.4.3 AGREGADO MIÚDO.....	31
2.2.4.4 ÁGUA.....	33
2.2.5 COMPOSIÇÕES RECOMENDADAS PELAS ESPECIFICA- ÇÕES INTERNACIONAIS.....	34
2.3 GRAUTE.....	36
2.3.1 DEFINIÇÃO, FUNÇÕES E CLASSIFICAÇÃO.....	36
2.3.2 PROPRIEDADES.....	38
2.3.2.1 TRABALHABILIDADE.....	38
2.3.2.2 RETENÇÃO DE ÁGUA.....	39
2.3.2.3 ADERÊNCIA BLOCO – GRAUTE.....	39
2.3.2.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	39
2.3.2.5 MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	41
2.3.3 MATERIAIS CONSTITUINTES.....	42
2.3.3.1 CIMENTO.....	42
2.3.3.2 AGREGADOS.....	43
2.3.3.3 ÁGUA.....	44
2.3.3.4 ADIÇÕES.....	45
2.3.4 DOSAGEM.....	45
2.3.5 PRODUÇÃO E APLICAÇÃO.....	46
3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ALVENARIAS DE BLOCOS DE CONCRETO.....	48

3.1 MECANISMOS DE RUPTURA DA ALVENARIA ESTRUTURAL NÃO ARMADA DE BLOCOS DE CONCRETO.....	49
3.1.1 ALVENARIA NÃO GRAUTEADA.....	49
3.1.2 ALVENARIA GRAUTEADA.....	50
3.2 EQUAÇÕES EMPÍRICAS DESENVOLVIDAS.....	51
3.3 EQUAÇÕES ANALÍTICAS DESENVOLVIDAS.....	54
3.4 O ENSAIO DE PRISMAS.....	60
3.4.1 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS BLOCOS.....	62
3.4.2 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA.....	63
3.4.3 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO GRAUTE.....	65
3.4.4 INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON DOS COMPONENTES.....	67
3.4.5 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO BLOCO.....	67
3.4.6 INFLUÊNCIA DA ABSORÇÃO DOS BLOCOS E DA CAPACIDADE DE RETENÇÃO DE ÁGUA DA ARGAMASSA E DO GRAUTE.....	68
3.4.7 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA JUNTA.....	69
3.4.8 INFLUÊNCIA DA AMARRAÇÃO DOS BLOCOS E DA ÁREA ARGAMASSADA	70
3.4.9 INFLUÊNCIA DA ESBELTEZ DO PRISMA E DO CONFINAMENTO DOS PRATOS DA MÁQUINA DE ENSAIO.....	72
3.5 CONSIDERAÇÕES NORMATIVAS.....	73
3.6 MÓDULO DE ELASTICIDADE DA ALVENARIA.....	79
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	82
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	82
4.2 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS.....	83
4.3 PRODUÇÃO DOS BLOCOS DE CONCRETO.....	85

4.4 ESTUDO DE DOSAGEM DO GRAUTE.....	87
4.5 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS BLOCOS.....	91
4.6 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS GRAUTES E DA ARGAMASSA.....	91
4.7 MOLDAGEM E ENSAIO À COMPRESSÃO DOS PRISMAS.....	93
4.8 DETERMINAÇÃO DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE DOS PRISMAS E DE SEUS MATERIAIS COMPONENTES.....	96
5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	101
5.1 ENSAIOS DE ARGAMASSA E GRAUTE.....	101
5.2 ENSAIOS DE BLOCOS.....	107
5.3 ENSAIOS DE PRISMAS.....	110
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES.....	132
ANEXO 1 – CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL UTILIZADO NA CONFEÇÃO DA ARGAMASSA.....	137
ANEXO 2 – CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL UTILIZADO NA CONFEÇÃO DOS GRAUTES.....	139
ANEXO 3 – ENSAIOS DE GRAUTES E ARGAMASSAS NO ESTADO ENDURECIDO.....	141
ANEXO 4 – ENSAIOS DE BLOCOS.....	150
ANEXO 5 – ENSAIOS DE PRISMAS.....	155
BIBLIOGRAFIA.....	160

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Exemplo de vibro-prensa fixa utilizada na produção de blocos de concreto	15
Figura 2.2 – Corpo-de-prova proposto pela ASTM C 1019 para a determinação da resistência à compressão de grautes.....	41
Figura 3.1 – Esquema de distribuição de tensões na alvenaria	50
Figura 3.2 – Curva para a obtenção do coeficiente de não uniformidade das tensões laterais	57
Figura 3.3 – Comparação entre dados experimentais e a resistência prevista por Hamid e Drysdale	58
Figura 3.4 – Correlação entre resistência teórica proposta por Priestley e Yuk e dados experimentais para alvenaria grauteada	60
Figura 3.5 – Relação entre resistência do bloco e do prisma	62
Figura 3.6 – Efeito da resistência da argamassa na resistência de prismas	64
Figura 3.7 – Influência da resistência do graute na resistência de prismas	66
Figura 3.8 – Efeito da espessura da junta na resistência do prisma	70
Figura 3.9 – Resistência à compressão da alvenaria em função da resistência do graute e do tipo de argamassa de acordo com a ACI 530/ASCE 5/TMS402	74
Figura 3.10 – Comparação entre as equações propostas por alguns pesquisadores e equações de normas para obtenção da resistência da alvenaria à compressão	76
Figura 4.1 – Geometria dos blocos de concreto estudados	83
Figura 4.2 – Equipamento utilizado para a extração dos corpos-de-prova de graute	88
Figura 4.3 – Gráficos utilizados para a dosagem de graute	90
Figura 4.4 – Anel utilizado para fixação dos relógios comparadores nos prismas	97
Figura 4.5 – Anel utilizado para fixação dos relógios comparadores nos corpos-de-prova de graute e argamassa	97

Figura 4.6 –	Equipamento de medição de deformações num prisma	98
Figura 4.7 –	Equipamento de medição de deformações num corpo-de-prova de graute	98
Figura 4.8 –	Equipamento de medição de deformações num corpo-de-prova de argamassa	99
Figura 5.1 –	Dispersão dos pontos tensão x deformação para argamassas.....	102
Figura 5.2 –	Dispersão dos pontos tensão x deformação para graute G1 moldado em cilindro metálico.....	102
Figura 5.3 –	Dispersão dos pontos tensão x deformação para graute G1 extraído.....	103
Figura 5.4 –	Dispersão dos pontos tensão x deformação para graute G2 moldado em cilindro metálico.....	103
Figura 5.5 –	Dispersão dos pontos tensão x deformação para graute G2 extraído.....	104
Figura 5.6 –	Forma de ruptura de alguns corpos-de-prova de graute extraídos.	105
Figura 5.7 –	Forma de ruptura dos corpos-de-prova de graute moldados em forma metálica.....	105
Figura 5.8 –	Ruptura típica apresentada pelos blocos de concreto.....	108
Figura 5.9 –	Curvas tensão x deformação obtidas para os blocos de concreto..	110
Figura 5.10 –	Fissuração apresentada pela maioria dos prismas não grauteados.	112
Figura 5.11 –	Fissuração apresentada pela maioria dos prismas grauteados.....	113
Figura 5.12 –	(a) Relação entre resistência do graute e do prisma – A-PG.....	114
	(b) Relação entre resistência do graute e do prisma – B-PG.....	114
	(c) Relação entre resistência do graute e do prisma – C-PG.....	115
	(d) Relação entre resistência do graute e do prisma – A-PF.....	115
	(e) Relação entre resistência do graute e do prisma – B-PF.....	116
	(f) Relação entre resistência do graute e do prisma – C-PF.....	116
Figura 5.13 –	Relação entre resistência do bloco e do prisma.....	117
Figura 5.14 –	Comparação entre resultados experimentais e teóricos.....	123

Figura 5.15 – (a) Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em área líquida – A-PG.....	124
(b) Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em área líquida – B-PG.....	125
(c) Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em área líquida – C-PG.....	126
(d) Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em área líquida – A-PF.....	127
(e) Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em área líquida – B-PF.....	128
(f) Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em área líquida – C-PF.....	129

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 –	Classes de resistência para blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural segundo a NBR 6136.....	9
Tabela 2.2 –	Resistência mínima à compressão para blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural de acordo com ASTM C 90.....	9
Tabela 2.3 –	Principais características recomendadas para os agregados para produção de blocos de concreto.....	11
Tabela 2.4 –	Dimensões padronizadas pela NBR 6136 para blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural.....	17
Tabela 2.5 –	Espessura mínima das paredes dos blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural segundo a NBR 6136.....	17
Tabela 2.6 –	Taxa de absorção inicial máxima para blocos vazados de concreto segundo ASTM C 90.....	18
Tabela 2.7 –	Teores máximos de umidade para utilização de blocos vazados de concreto para alvenaria estrutural conforme NBR 6136.....	19
Tabela 2.8 –	Classificação das cales.....	30
Tabela 2.9 –	Quadro de variação das propriedades da argamassa com a alteração da composição de cimento e cal.....	31
Tabela 2.10 –	Influência das propriedades granulométricas da areia nas propriedades das argamassas.....	32
Tabela 2.11 –	Composições granulométricas recomendadas para agregados para argamassa.....	32
Tabela 2.12 –	Limites de qualidade para água a ser utilizada em argamassas e grautes segundo a NBR 8798.....	33
Tabela 2.13 –	Influência dos materiais constituintes nas propriedades da argamassa.....	34
Tabela 2.14 –	Traços de argamassa para assentamento de alvenaria estrutural propostos pela BS 5628.....	35

Tabela 2.15 – Traços de argamassa para assentamento de alvenaria estrutural propostos pela ASTM C91.....	35
Tabela 2.16 – Exigências da NBR8798 para argamassas de assentamento de alvenaria estrutural.....	35
Tabela 2.17 – Traços de graute recomendados pela ASTM C 467.....	37
Tabela 2.18 – Módulo de elasticidade do graute em função de sua resistência segundo a BS 5628.....	42
Tabela 2.19 – Granulometria de agregados recomendadas para graute pela ASTM C404.....	44
Tabela 2.20 – Proporções exigidas pela NBR 8798 para dosagem empírica do graute.....	46
Tabela 3.1 – Resistência à compressão da alvenaria baseada na resistência à compressão dos blocos e no tipo de argamassa utilizados na construção segundo a norma americana.....	74
Tabela 3.2 – Resistência característica à compressão da alvenaria de blocos vazados em função da resistência do bloco e do tipo de argamassa segundo a norma inglesa.....	75
Tabela 3.3 – Coeficientes parciais de segurança para a resistência dos materiais segundo a BS 5628.....	78
Tabela 3.4 – Fator β da norma BS 5628.....	79
Tabela 3.5 – Módulo de elasticidade da alvenaria em função da resistência do bloco e do tipo de argamassa segundo a ACI 530/ASCE 5/TMS 402.....	80
Tabela 4.1 – Nomenclatura adotada para os blocos utilizados.....	86
Tabela 4.2 – Dados para o diagrama de dosagem pelo método IPT/EPUSP.....	89
Tabela 4.3 – Traços utilizados na dosagem do graute.....	89
Tabela 4.4 – Valores de umidade e absorção dos blocos na data de moldagem dos prismas.....	91
Tabela 4.5 – Resistências e consistências de controle para grautes e argamassa.....	93
Tabela 4.6 – Resumo dos prismas moldados.....	95

Tabela 5.1 – Resistências e Módulos de elasticidade obtidos para argamassas e grautes.....	101
Tabela 5.2 – Comparação entre módulo de elasticidade dos grautes obtido experimentalmente e por equações propostas pela normalização..	107
Tabela 5.3 – Umidade e absorção dos blocos.....	107
Tabela 5.4 – Resistência à compressão dos blocos.....	108
Tabela 5.5 – Módulo de elasticidade dos blocos – valores experimentais e sugeridos pelo ACI e CEB.....	109
Tabela 5.6 – Resistência dos prismas.....	111
Tabela 5.7 – Fatores de eficiência e aproveitamento do potencial do prisma....	118
Tabela 5.8 – Capacidade portante da alvenaria segundo as normalizações brasileira, britânica e americana.....	120
Tabela 5.9 – Módulos de Elasticidade dos prismas (em área bruta) obtidos experimentalmente e a partir de equações propostas pelo ACI e por outros pesquisadores.....	131

LISTA DE SÍMBOLOS

b = razão área dos furos grauteados/área bruta

C = coeficiente de acréscimo da resistência à compressão da argamassa em função das tensões laterais de compressão

e = excentricidade

E_a = módulo de elasticidade da argamassa

E_b = módulo de elasticidade do bloco

E_g = módulo de elasticidade do graute

E_m = módulo de elasticidade da alvenaria não grauteada

E_{mg} = módulo de elasticidade da alvenaria grauteada

f_A = tensão de compressão devido somente a cargas axiais

f_a = resistência à compressão da argamassa

F_A = tensão admissível de compressão devida somente a cargas axiais

f_b = resistência à compressão do bloco

F_B = tensão admissível de compressão devida somente a flexão

f_B = tensão de compressão devida somente a flexão

f_{bt} = resistência à tração do bloco

f_g = resistência do graute

f_k = resistência característica da alvenaria

f_m = resistência à compressão da alvenaria não grauteada

f_{mg} = resistência à compressão da alvenaria grauteada.

f_p = resistência média dos prismas

H = razão espessura da junta de argamassa / altura do bloco

h = altura efetiva da parede

h_a = espessura da junta de argamassa

h_b = altura da unidade

I = momento de inércia líquido da alvenaria em relação ao eixo longitudinal.

L = comprimento da parede

K = coeficiente de ajuste da não uniformidade de tensões laterais

n = razão entre os módulos de elasticidade do bloco e do graute

P = carga atuante na parede

P = carga atuante

P_e = carga de ruptura por flambagem segundo Euler

q = relação entre a área não grauteada e a área bruta

r = raio de giração em relação ao eixo longitudinal.

t = espessura efetiva da parede

W_b = massa unitária do bloco (kg/m^3)

x = razão entre a área líquida / área bruta dos blocos

η = razão área líquida mínima / área bruta do bloco

δ = razão área máxima / área mínima do furo do bloco

β = fator de redução da resistência devido a excentricidade e a esbeltez

γ_f = coeficiente de majoração das cargas

γ_m = coeficiente de minoração da resistência dos materiais

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABCP	– Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	– Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	– American Concrete Institute
ASCE	– American Society of Civil Engineers
ASTM	– American Society for Testing and Materials
BS	– British Standard
BSI	– British Standard Institution
CB 2	– Comitê Brasileiro 2
EPUSP	– Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
IPT	– Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo
LMCC	– Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Catarina
NBR	– Norma Brasileira
NCMA	– National Masonry Association
TMS	– The Masonry Society
UFSC	– Universidade Federal de Santa Catarina

RESUMO

A alvenaria estrutural é uma das técnicas construtivas mais antigas empregadas pelo homem. Com o advento do concreto armado e do aço esta tecnologia foi abandonada até meados deste século quando foi retomada graças à necessidade de reconstrução das cidades arruinadas pela Segunda Grande Guerra. Desde os anos 50 o comportamento estrutural da alvenaria vem sendo estudado. No entanto, principalmente quando do uso de alvenarias grauteadas, este comportamento ainda não foi perfeitamente entendido. Como principal parâmetro utilizado nos projetos de alvenaria estrutural, a sua resistência à compressão foi, e ainda é, objeto de inúmeros estudos que visam compreender o comportamento das estruturas de alvenaria.

Neste contexto foi desenvolvido este trabalho, cujo objetivo principal é auxiliar na compreensão do comportamento das estruturas de alvenaria à compressão, servindo de subsídio para decisões de projeto. Para tal foi desenvolvido um programa experimental baseado no estudo de prismas de blocos vazados de concreto grauteados e não grauteados, onde foram variadas a geometria do bloco, a sua resistência e a resistência do graute.

É avaliada a influência de algumas propriedades dos materiais constituintes na resistência à compressão da alvenaria. Também, são testadas equações anteriormente propostas por vários pesquisadores para os materiais aqui utilizados, bem como são avaliadas as prescrições das normas brasileira, britânica e americana para a determinação da capacidade portante da alvenaria.

Os principais resultados obtidos mostram que é possível obter prismas de alvenaria grauteados mais resistentes que a alvenaria oca correspondente em relação à área líquida. Para os materiais utilizados foi possível obter prismas com altos fatores de eficiência. Além disso, conseguiu-se obter um aproveitamento quase que total das resistências do graute e do prisma envolvente. Não foi possível detectar diferença significativa de comportamento dos prismas em função da geometria dos blocos utilizados.

ABSTRACT

Structural masonry is one of the oldest construction techniques employed by man. But, due to the development of reinforced concrete and steel structures, structural masonry has been disregarded as a constructive system until the middle of this century, when the necessity of reconstructing the destroyed cities during World War II stimulated its retaken. Since the fifties, the structural behaviour of masonry has been studied by reserchers and engineers. However, this behaviour, specially for grouted masonry, has not been completely understood yet. As the principal variable used in masonry design, the compressive strength was, and still is, being studied in order to help understanding the structural behaviour.

In this context, this investigation was developed. The main objective of this work to help understanding the behaviour of structural masonry under compression, in order to support design decisions. To achieve this proposal, an experimental program based on grouted and ungrouted prism tests was carried out. Different block geometries, block strengths and grout strengths were used.

The influence of some properties of the constituent materials in the masonry compressive strength is evaluated. Equations proposed by other researchers are tested and allowable compression load, determinated as described in the brazilian, english and american codes, are compared.

The main results have shown that it is possible to obtain grouted masonry prisms stronger than their similar ungrouted prisms in the net area. For the materials used the prisms reached high efficiency factors. Moreover, it was possible to take advantage of almost the whole potencial strenght of the grout and the envolving prism. It was not possible to detect significant difference in prisms behaviour due to different geometry of the blocks utilized.

1. INTRODUÇÃO

Há milhares de anos a alvenaria estrutural era utilizada como sistema construtivo não apenas em edifícios residenciais, mas também em pontes, torres, igrejas e outros tipos de construção. Antigamente, egípcios, gregos e romanos utilizavam grandes blocos de pedra para a construção de igrejas, fortalezas e pirâmides. Um excelente exemplo é a pirâmide de Queóps no Egito com 150m de altura, que é até hoje uma das maiores estruturas erguidas pelo homem. Outro exemplo da época dos faraós é o Farol de Alexandria, no Mediterrâneo, que com seus 167m de altura era capaz de iluminar a uma distância de 56km. Na Grécia podem ser citados o Templo de Éfeso com 105x45m, a Tumba de Atreus e a Porta dos Leões. Os romanos introduziram a argamassa e, utilizando-se de pequenos tijolos, iniciaram as construções em arcos. (LA ROVERE, 1997)

Na idade média, castelos, torres e catedrais eram construídos não só em pedra, mas também em tijolos de barro sem nenhum outro tipo de reforço. Pode-se citar a Catedral de Albi no sul da França. As cidades muradas do século XII, cujas estruturas formadas basicamente por arcos e colunas, existem até hoje, mostrando a excelente resistência à compressão da alvenaria. (LA ROVERE, 1997)

Na era pré - moderna houve um grande desenvolvimento, principalmente nos Estados Unidos e Europa, das construções em alvenaria estrutural de tijolos cerâmicos. O auge deste desenvolvimento se deu com a construção do Edifício Monadnock em Chicago entre os anos de 1889 e 1891. Era uma construção em tijolos cerâmicos com 16 andares, cujas paredes tinham 1,8m de espessura no pavimento térreo para que pudesse resistir aos esforços de vento. A perda de espaço na edificação, causada pela grande espessura das paredes desencorajou a construção em alvenaria estrutural (SOLIZ, 1995).

Além disso, o surgimento de novos materiais estruturais como o aço e o concreto armado e protendido, aliado às limitações da alvenaria estrutural no que diz respeito a alterações arquitetônicas e ao comportamento à tração, fez com que a alvenaria fosse pouco utilizada como estrutura.

No final da década de 1940, no período pós-guerra, houve uma retomada da alvenaria estrutural, principalmente não armada, para a reconstrução das cidades (MEDEIROS, 1993). Os anos 50 foram marcados pela evolução dos métodos de cálculo para a alvenaria estrutural e pelo desenvolvimento das indústrias de blocos de concreto, o que incentivou ainda mais o retorno da alvenaria estrutural. Estes acontecimentos estimularam o desenvolvimento de pesquisas referentes ao comportamento de seus materiais componentes, bem como das paredes e até mesmo das edificações a serem construídas com este sistema construtivo.

No ano de 1966 foi erguido o marco da viabilização da construção de prédios altos em alvenaria estrutural, o Hotel Hanley, de 8 pavimentos de alvenaria armada, em San Diego (SOLIZ, 1995).

Em 1967, com a publicação da “Specification for the Design and the Construction of Load Bearing Concrete Masonry” pelo National Concrete Masonry Association (NCMA), que passou a ser utilizado como código de obra em todo território norte-americano, foi incentivada a construção em alvenaria estrutural de blocos de concreto. Segundo GOMES (1983) e FRANCO (1987) esta publicação foi marcante não só nos Estados Unidos, como também no Brasil, tendo muito estimulado as construções com estrutura de blocos de concreto.

No Brasil, a alvenaria estrutural não armada vem sendo bastante empregada desde a década de 70, principalmente em construções habitacionais, graças às suas vantagens técnicas e econômicas, que garantem a racionalização da construção através da otimização do uso de recursos temporais, materiais e humanos (FRANCO, 1988) e à expansão das indústrias de blocos de concreto no país. A partir daí muito se tem investido em pesquisas referentes ao comportamento de tais estruturas em âmbito nacional.

Data de 1967 a construção do Conjunto Habitacional Central Park da Lapa, composto por edifícios de quatro pavimentos de alvenaria armada de blocos de concreto. Em

1972, no mesmo conjunto habitacional, foram erguidos da mesma maneira mais quatro edifícios com 12 andares. (ALY, 1992)

No ano de 1977 instalou-se junto ao Comitê Brasileiro 2 (CB 2) da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), o 1º grupo de estudos para elaboração de normas brasileiras sobre alvenaria estrutural, cujas primeiras publicações datam de 1980 (MEDEIROS, 1993). É da mesma época a construção da primeira estrutura de alvenaria não armada no país. Trata-se do Jardim Prudência, com 9 pavimentos.

Atualmente, em São Paulo, já são construídos edifícios de 24 andares em alvenaria estrutural armada de blocos de concreto.

Para a construção de edifícios altos em alvenaria estrutural é muito utilizada a alvenaria armada, que envolve a incorporação de aço e graute (microconcreto de alto abatimento) nas cavidades das paredes, aumentando sua resistência à compressão e principalmente à tração. Esta técnica construtiva mostrou também a possibilidade de emprego somente do graute quando a necessidade era aumentar a resistência à compressão em paredes não tracionadas, evitando o uso de armaduras.

Foi na década de 30 que o graute começou a ser utilizado, nos Estados Unidos, preenchendo o espaço entre duas paredes reforçadas por armadura. Nos anos 40, na Europa, foram iniciados estudos referentes à utilização de alvenaria armada. Nestas pesquisas constatou-se que o uso de paredes unicamente grauteadas, sem armadura, poderia produzir paredes mais resistentes e menos espessas. (OLIVEIRA,1986).

Durante toda a segunda metade deste século, os avanços no uso da alvenaria estrutural foram acompanhados de muitos estudos em universidades e centros de pesquisa, principalmente nos Estados Unidos e na Europa. Havia a necessidade de conhecer perfeitamente o comportamento do compósito bloco-argamassa e da interrelação deste com possíveis elementos a serem introduzidos ao conjunto com a finalidade de aumentar a resistência da estrutura, tais como graute e aço.

Atualmente, o comportamento estrutural de paredes não grauteadas é bastante conhecido e não dá margem a dúvidas quanto à interrelação entre os materiais componentes. No entanto, embora amplamente estudado, o comportamento de paredes de alvenaria estrutural grauteadas não é perfeitamente entendido e é foco de divergências entre pesquisadores. Há discordâncias de como as características dos materiais constituintes interferem no desempenho da alvenaria. A maioria dos modelos teóricos analíticos propostos apresentam restrições de uso por considerarem características físico-mecânicas dos materiais constituintes que são de difícil determinação. Por outro lado os estudos experimentais desenvolvidos são limitados por não poderem abordar todas as variações possíveis para as características dos materiais.

Numa análise mais simplista, poderia-se considerar que a resistência à compressão axial de uma alvenaria estrutural grauteada é dada pela média ponderada entre as resistências do prisma oco e a resistência do graute, com relação a suas áreas de atuação. Embora pareça evidente que o comportamento do material é bastante distinto desta hipótese, já que graute e alvenaria envolvente têm comportamentos bem diferentes no que se refere a deformabilidade, há suposições muito menos criteriosas, como a da norma britânica BS5628 parte 1 (1992) que sugere a utilização de grautes com resistência superior a do bloco sob área líquida e a consideração de que a alvenaria é constituída por blocos maciços, o que parece inadmissível, já que graute e bloco não formam um conjunto monolítico. Por sua vez, a normalização brasileira, bem como a americana, sugerem o ensaio de prismas grauteados à compressão para a avaliação de tal propriedade, o que parece bem mais coerente. O inconveniente de se determinar a resistência da alvenaria através de ensaios de prismas é que são necessários 28 dias para que se tenha os valores a serem adotados no cálculo estrutural.

Na realidade nenhuma das normalizações deixa claro o comportamento de alvenarias grauteadas, sendo suas especificações baseadas em fórmulas empíricas, o que leva muitos calculistas a basearem-se em equações propostas por pesquisadores da área. Conforme dito anteriormente, neste caso as divergências são muitas e podem provocar a adoção de coeficientes de segurança bastante elevados por parte dos projetistas, bem como o desperdício das potencialidades dos materiais, tornando os projetos menos racionais (FRANCO, 1987).

Embora ainda pouco conhecido o comportamento do conjunto bloco-argamassa-graute, o sistema construtivo em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto armados ou não e grauteados é o mais difundido e utilizado no Brasil, principalmente na construção de edifícios altos. É a predominância do uso desta tecnologia que incentiva o desenvolvimento de pesquisas como esta, que buscam o melhor entendimento do comportamento da estrutura, permitindo o seu uso racional.

Neste contexto, esta pesquisa envolve o estudo do comportamento de prismas de alvenaria estrutural de blocos de concreto frente a variações na resistência à compressão do bloco, na geometria deste, no módulo de elasticidade do prisma envolvente e do graute e na resistência à compressão do graute. Pretende-se que esta publicação forneça subsídios para decisões de projeto quanto à adoção da alvenaria grauteada de blocos de concreto.

O trabalho envolve blocos de concreto por serem estes os elementos de alvenaria estrutural mais utilizados no país. Além disso, a existência de dois fortes produtores na grande Florianópolis, local onde se desenvolveu esta pesquisa, tem mostrado o uso quase que exclusivo de blocos de concreto na região. Assim, buscou-se não só atender os interesses do mercado nacional como os da região.

Mais especificamente, os objetivos deste trabalho são:

- 1) determinar as propriedades dos materiais envolvidos (resistência à compressão e módulo de elasticidade);
- 2) comparar o módulo de elasticidade da argamassa e dos grautes com os preconizados pela normalização bem como os propostos por alguns pesquisadores;
- 3) comparar o módulo de elasticidade da alvenaria com os obtidos através de equações propostas por pesquisadores e pelas principais normas internacionais;
- 4) verificar o aumento de resistência de prismas com o aumento da resistência do graute e do bloco;

- 5) comparar as resistências obtidas para os prismas com valores obtidos por equações empíricas e analíticas apresentadas por vários pesquisadores
- 6) analisar a influência das características de deformabilidade do graute e do prisma envolvente no comportamento de prismas grauteados;
- 7) verificar o tipo de ruptura dos prismas e compará-los com os critérios de ruptura da alvenaria;
- 8) verificar a influência da geometria dos blocos no comportamento de prismas grauteados;
- 9) comparar as prescrições das normas brasileira, britânica e americana (as mais utilizadas para dimensionamento de alvenaria no país) para a capacidade portante de alvenarias produzidas com os materiais empregados nesta pesquisa.

Esta dissertação está dividida em seis capítulos. O primeiro – introdução – traz um breve histórico referente à alvenaria estrutural no Brasil e no mundo, bem como a justificativa para o desenvolvimento deste trabalho, seus objetivos e sua estruturação. O segundo capítulo traz a conceituação dos materiais constituintes da alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto, suas principais características, processo produtivo e os principais cuidados durante sua confecção, as funções que devem exercer e as prescrições da normalização brasileira para estes materiais, quais sejam: bloco de concreto, argamassa e graute. No capítulo 3 é discutida a principal característica estudada: a resistência à compressão axial. São apresentados os principais métodos para sua determinação, os fatores que nela podem interferir e as considerações das principais normas estrangeiras e da nacional referente a tal propriedade. O capítulo seguinte descreve todos os procedimentos utilizados para o programa experimental desenvolvido, abordando os materiais utilizados, sua caracterização, a moldagem dos corpos-de-prova e os ensaios realizados. No capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados do programa experimental apresentado. Finalmente, conclusões são tecidas a respeito do que foi desenvolvido no penúltimo capítulo.

2. MATERIAIS CONSTITUINTES DAS ALVENARIAS ESTRUTURAIS NÃO ARMADAS DE BLOCOS DE CONCRETO

2.1 BLOCOS

Os primeiros blocos de concreto surgiram aproximadamente em 1850 na Europa. Estes blocos eram maciços e conseqüentemente muito pesados, o que tornava o seu assentamento demasiado desgastante e demorado. Foi por volta de 1890 que surgiu nos Estados Unidos o bloco vazado de concreto que por ser mais leve, permitia uma produtividade maior, incentivando a proliferação da sua produção e do seu uso para a Europa, Canadá e até para a África do Sul (SOLIZ, 1995). Nesta época, a produção de blocos de concreto pela indústria americana e canadense era da ordem de 4 bilhões de unidades por ano (bloco de 20x20x40cm), que alinhados ao longo da linha do equador percorreriam 40 vezes o globo terrestre. No entanto, foi na segunda metade deste século que, com a retomada do uso da alvenaria estrutural e com o desenvolvimento das indústrias de blocos de concreto é que este começou a ocupar posição de destaque. No Brasil, os blocos de concreto foram os grandes responsáveis pelo crescimento da alvenaria estrutural por volta dos anos 70, com a instalação de indústrias no país. Hoje, principalmente no Brasil, a maioria das edificações em alvenaria portante utiliza tal material (ALY, 1992).

2.1.1 DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO

A alvenaria é definida como um conjunto de unidades de alvenaria (no caso o bloco) dispostas em camadas e unidas entre si por juntas de argamassa, formando um conjunto rígido (SABBATINI, 1984). Além disso, os blocos ocupam em torno de 98% do volume da parede (MEDEIROS, 1993). Esta definição de alvenaria, bem como a sua porcentagem que é constituída por blocos, deixa clara a importância do bloco na alvenaria, destacando-o como principal componente do conjunto e, como tal, o maior responsável pelas propriedades resistentes da alvenaria.

A definição de bloco de concreto segundo a normalização brasileira é bastante incompleta à medida que faz apenas menção às dimensões que a unidade deve exceder

para deixar de ser um tijolo e passar a ser chamada de bloco, sem mencionar sua função e tão pouco os materiais com o qual é produzido. O mesmo ocorre com a normalização britânica BS 6073 (BSI, 1981) que define bloco como a unidade de alvenaria que excede as dimensões máximas dos tijolos, seja no comprimento, na altura ou na largura; e acrescenta ainda que o bloco deve ter altura máxima de seis vezes a largura. Ainda, segundo esta norma, bloco vazado é aquele cujas cavidades o atravessam na direção de sua altura e possuem volume inferior a 50% do volume total do bloco. A norma brasileira NBR 6136 (ABNT, 1994) define bloco vazado como sendo aquele com furos perpendiculares às faces que os contém, cuja seção transversal é inferior a 75% da total.

Segundo a norma americana ASTM C90 (ASTM, 1991), bloco de concreto é uma unidade de alvenaria obtida a partir da mistura de cimento portland, água e agregados minerais, com ou sem a adição de outros materiais. Esta definição também parece inadequada uma vez que só faz referência aos materiais que devem constituir o bloco.

Parece mais adequada a conceituação apresentada por MEDEIROS (1993): “Bloco de concreto é a unidade de alvenaria constituída pela mistura homogênea, adequadamente proporcionada, de cimento portland, agregado miúdo e graúdo, conformada através de vibração e prensagem que possui dimensões superiores a 250 x 120 x 55 mm (comprimento x largura x altura)”.

A NBR 6136 (ABNT, 1994) classifica os blocos vazados de concreto para alvenaria estrutural quanto ao seu uso, dividindo-os em duas classes:

“a) Classe AE - para uso geral, como em paredes externas acima ou abaixo do nível do solo, que podem estar expostas à umidade ou intempéries, e que não recebem revestimento de argamassa de cimento

b) Classe BE – limitada ao uso acima do nível do solo, em paredes externas com revestimento de argamassa de cimento, para proteção contra intempéries e em paredes não expostas às intempéries”

Cabe dizer que os blocos de classe AE correspondem aos de grau N segundo a normalização americana ASTM C90 (ASTM, 1991), e os de classe BE aos de grau S.

Ainda esta norma classifica os blocos em tipo I - com controle de umidade e tipo II – sem controle de umidade.

Ainda, a mesma norma brasileira classifica os blocos vazados de concreto para alvenaria estrutural quanto a sua resistência, conforme a Tabela 2.1. Vale ressaltar que a classe de resistência 4,5 tem seu uso restrito à classe BE.

Tabela 2.1 – Classes de resistência para blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural segundo a NBR 6136 (ABNT, 1994)

VALORES MÍNIMOS DE RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO (MPa)		
CLASSE DE RESISTÊNCIA	CLASSE AE	CLASSE BE
4,5	----	4,5
6	6	6
7	7	7
8	8	8
9	9	9
10	10	10
11	11	11
12	12	12
13	13	13
14	14	14
15	15	15
16	16	16

Conforme a ASTM C90 (ASTM,1991), os blocos vazados de concreto para alvenaria estrutural não são classificados por classes de resistência, porém têm sua resistência mínima à compressão estabelecida pela classificação de acordo com o uso, conforme a tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Resistência mínima à compressão para blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural de acordo com a ASTM C90 (ASTM, 1991)

Classificação correspondente à NBR 6136	Resistência à compressão (MPa)	
	Média de 3 blocos	Valor individual
AE	6,88	5,51
BE	4,82	4,13

A normalização britânica BS 6073 (BSI, 1981) classifica os blocos, também, de acordo com a sua massa específica. Os blocos de tipo A são ditos densos e possuem massa específica igual ou superior a 1500kg/m^3 e são de uso geral podendo ser aplicados sob o nível do solo. Os de tipo B e C são ditos leves, com massa específica inferior a 1500kg/m^3 sendo os de tipo B de uso geral para paredes internas e externas protegidas e os do tipo C apenas para paredes internas de vedação.

2.1.2 MATERIAIS CONSTITUINTES

Os principais materiais constituintes dos blocos de concreto são o cimento portland, os agregados graúdo e miúdo e a água, podendo ainda ser utilizados aditivos químicos e pigmentos. A princípio, os materiais que se apresentam adequados para a confecção de concretos convencionais podem ser utilizados para a produção de blocos. Na realidade, há particularidades para o segundo caso, principalmente no que se refere à granulometria dos agregados. A seguir são melhor explicitadas as características destes materiais.

2.1.2.1 CIMENTO PORTLAND

Em geral todos os tipos de cimento portland são utilizados na produção de blocos de concreto. A NBR 6136 (ABNT, 1994) apenas exige que o cimento a ser utilizado atenda às prescrições das normalizações específicas para cada tipo de cimento.

Por ser o cimento um produto industrializado cujo controle de produção é geralmente bastante rigoroso, não é prática a realização de ensaios, nem mesmo a adoção de especificações a seu respeito.

Apesar de que alguns tipos de cimento demoram mais para reagir do que outros, a cura adequada dos blocos é capaz de anular problemas que, em função disto, possam surgir. No entanto, os procedimentos para tais correções são de difícil execução além de bastante onerosos. Recomenda-se que não seja alterado o tipo de cimento utilizado sem a realização de novos estudos de dosagem

2.1.2.2 AGREGADOS

As características dos agregados são fundamentais para a produção de blocos de concreto de boa qualidade. Elas podem interferir na compactação do concreto, na sua homogeneidade e na aderência com a pasta de cimento. Assim, os principais parâmetros de qualidade dos agregados são apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Principais características recomendadas para os agregados para a produção de blocos de concreto (MEDEIROS, 1993).

CARACTERÍSTICAS	TOLERÂNCIAS	
	AGREGADO MIÚDO	AGREGADO GRAÚDO
GRANULOMETRIA NBR 7211 NBR 8186 NBR 6136	Atender uma das faixas granulométricas da NBR 7211	Atender à faixa granulométrica da NBR 7211 indicada para brita zero (pedrisco)
	A dimensão máxima característica do agregado deve ser no máximo igual a $\frac{1}{2}$ da menor espessura das paredes do bloco	
Torrões de argila NBR 7218	1,5%	1,0%
Impurezas orgânicas NBR 7220	300ppm	----
Material pulverulento NBR 7219	5,0%	1,0%

Como agregado miúdo geralmente é utilizada areia natural, preferencialmente de rio, mas também podem ser empregadas areias artificiais. O importante é que atendam às especificações de qualidade da Tabela 2.3.

Como nos blocos de concreto os vazios deixados por ar são mais significativos que aqueles oriundos da evaporação de água, a areia tem grande importância no preenchimento de espaços vazios deixados pelo agregado graúdo e deve apresentar a granulometria adequada para tal.

Quanto mais fina a areia utilizada na produção, mais fina será a textura superficial dos blocos. Isto pode ser desejável quando do uso da alvenaria aparente. No-entanto, se a alvenaria for revestida, o bloco deve apresentar uma textura mais áspera, facilitando a aderência com o revestimento.

Com relação ao agregado graúdo, estes são geralmente originários da britagem de rochas. Segundo a graduação estabelecida pela NBR 7211 (ABNT, 1983), só são empregadas para a produção de blocos de concreto as que se enquadrem na graduação zero, já que esta é a de maior diâmetro que não ultrapassa a metade da espessura das paredes dos blocos especificados por norma.

É a adequada combinação entre agregados graúdo e miúdo que pode gerar blocos o mais compactos e com o menor consumo de cimento possível, ou seja, com resistência desejada e com o menor custo. Além disso, a proporção adequada entre os agregados é capaz de reduzir a retração por secagem. A graduação dos agregados pode influenciar a porosidade e trabalhabilidade da mistura. (TADROS et al., 1992)

2.1.2.3 ÁGUA

Assim como a recomendação para o uso em concretos convencionais, a água para uso em blocos de concreto deve ser isenta de impurezas e matéria orgânica. Geralmente se utiliza água potável, da rede normal de abastecimento. Porém, no caso do uso de águas não tratadas estas devem ser analisadas antes de seu emprego para verificar a possibilidade de seu uso.

A água é utilizada em pequenas quantidades em comparação com os concretos convencionais, o que permite a produção de concretos com slump nulo e possíveis de serem desmoldados e cuidadosamente transportados até a câmara de cura imediatamente após a moldagem. A umidade ótima é a máxima que permite esta prática sem que sejam verificados defeitos no bloco.

2.1.2.4 ADIÇÕES

As adições utilizadas em misturas para produção de blocos de concreto são basicamente os aditivos químicos, as adições minerais e os pigmentos. É importante deixar claro que estes materiais não são imprescindíveis, sendo empregados, quando necessário, para melhorar alguma propriedade dos blocos.

As adições minerais, em geral pozolanas, são comumente utilizadas para aumentar a resistência ou a durabilidade dos blocos. São partículas geralmente mais finas que o cimento e portanto ajudam a preencher os vazios deixados pelos agregados, reduzindo a porosidade e tornando o bloco mais compacto. Além disso, a ação pozolânica é capaz de reduzir a suscetibilidade do material à deterioração por ação de ácidos.(TADROS et al.,1992).

Em função da pequena quantidade de água utilizada na mistura, a trabalhabilidade do material é prejudicada. Para melhorar esta propriedade, podem ser adicionados aditivos plastificantes. Assim, é facilitado o processo de compactação e moldagem dos blocos. No Brasil não existe tradição na utilização de aditivos na produção de blocos de concreto. Para a melhoria da trabalhabilidade são usados muitas vezes detergentes de emprego industrial (não devem ser confundidos com sabão), que contêm alquil benzeno sulfonato de sódio que atua sobre a tensão superficial da água favorecendo o seu espalhamento.

Com relação aos pigmentos, estes são utilizados apenas com função estética e por este motivo não apresentam importância para este trabalho. Quando do uso de pigmentos, há que se observar o seu efeito sobre as propriedades do bloco no que diz respeito à resistência e durabilidade (MEDEIROS, 1993).

2.1.3 PRODUÇÃO

Os concretos para bloco são dosados, indiferentemente dos demais, para obter as características desejadas com o mínimo custo possível. Para este caso, as principais características a serem atendidas são: coesão no estado fresco (para permitir a desmoldagem), máxima compacidade (menor permeabilidade e absorção de água), resistência compatível com o seu uso e superfície própria para o acabamento que receberá. (PRUDÊNCIO JR, 1994)

A composição dos agregados deve ser tal que produza um agregado total com a máxima compacidade possível. A quantidade de água, conforme dito anteriormente, deve ser a

máxima para a qual seja possível realizar a desmoldagem logo após o adensamento. A quantidade de cimento é responsável pela resistência desejada, que dentro dos padrões normais é tanto maior quanto mais rico for o traço (FERREIRA JR., 1995)

O proporcionamento dos materiais em massa produz blocos mais homogêneos, no entanto, é permitida a dosagem dos agregados em volume. A correção da quantidade de água em função da umidade dos agregados deve ser sempre realizada e no caso de dosagem em volume, igual importância deve ser dada ao inchamento da areia.

Uma boa mistura dos materiais é indispensável para que seja garantida a uniformidade dos blocos de uma mesma betonada. O misturador utilizado deve ter capacidade compatível com a produtividade da máquina de moldagem. As betoneiras de eixo vertical, cujas pás giram em sentido contrário ao da cuba são mais eficientes em relação às que misturam por gravidade já que se trata de um concreto seco (PRUDÊNCIO JR, 1995). O tempo de mistura deve ser seguido conforme a recomendação do fabricante da betoneira (MEDEIROS, 1993). Recomenda-se que primeiramente sejam colocados no misturador o agregado graúdo e parte da água, sendo misturados por aproximadamente 15 segundos. Em seguida coloca-se todo o cimento e procede-se nova mistura de 25 segundos. Por último acrescenta-se o agregado miúdo e o restante da água, misturando conforme o tempo recomendado. Em alguns casos, aos equipamentos de mistura são acoplados sensores de umidade que permitem a adição automática, por uma válvula senóide, da quantidade de água para obtenção da umidade desejada.

Após misturado, o concreto é encaminhado por gravidade para a gaveta que alimenta a máquina de moldagem. Esta geralmente é uma vibro-prensa que pode ser fixa ou móvel. A segunda oferece a vantagem de moldar o bloco no próprio local onde será curado evitando o seu transporte quando no estado fresco, por outro lado, há necessidade de dispor-se de um pátio grande e coberto. Um exemplo de uma vibro-prensa fixa pode ser observado na Figura 2.1.



Figura 2.1 – Exemplo de vibro-prensa fixa utilizada na produção de blocos de concreto

Os passos para a moldagem e compactação dos blocos são segundo TADROS et al. (1992) os seguintes:

- a) Alimentação dos moldes automaticamente . Durante este período o molde vibra para a obtenção de uma melhor acomodação do material.
- b) Um pente pesado de aço com o formato do bloco comprime o material até que este atinja a altura desejada para o bloco. Este processo é acompanhado de vibração.
- c) O pente e o molde são erguidos e o bloco, já moldado, pode ser transportado para a cura.

Os tempos de alimentação e vibro-compressão são parâmetros muito importantes na resistência do bloco. Quanto maior o tempo de alimentação, mais material é introduzido no molde , tornando o material mais compacto, já que a vibro-compressão só é cessada quando o bloco atinge a sua altura especificada. No entanto, há um aumento substancial

do custo de produção e por este motivo os tempos citados devem ser adequadamente estipulados.

Os blocos são, então, curados para garantir que não haja evaporação de água de amassamento. Três são os tipos de cura empregados: a cura natural, a vapor à baixa pressão e em autoclaves. A última é muito pouco utilizada devido ao alto custo de implantação e operação. A primeira é a mais econômica, no entanto, exige um grande pátio coberto, protegido de sol e vento para a estocagem dos blocos no primeiro dia. Os blocos são molhados a partir do momento que apresentem resistência para tal e este procedimento deve ser repetido nos seis dias subsequentes. O sistema a vapor é o mais empregado já que há necessidade de se produzir sempre mais e melhor. Os blocos são armazenados em câmaras em cujo volume de ar ao redor dos blocos deve ser o mínimo possível, além disso sua capacidade deve ser a de uma hora de produção e a quantidade de câmaras suficiente para a produção de um dia, uma vez que a cura a vapor deve ser realizada por um dia.

Os blocos são então estocados no pátio da indústria e estão prontos para serem comercializados.

2.1.4 ESPECIFICAÇÕES QUANTO À FORMA, DIMENSÕES E ASPECTO VISUAL

Os blocos estruturais de concreto existem no mercado com as mais variadas formas, dimensões, cores, padrões e texturas. A NBR 6136 (ABNT, 1994), faz referência às dimensões externas, bem como à espessura mínima para os septos dos blocos, conforme as Tabelas 2.4 e 2.5. É permitida uma variação em relação aos valores apresentados na Tabela 2.4. de $\pm 2\text{mm}$ para a largura e de $\pm 3\text{mm}$ para a altura e para o comprimento.

Tabela 2.4 – Dimensões padronizadas pela NBR 6136 para blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural (ABNT, 1994)

Dimensões Nominais (cm)	Designação	Dimensões padronizadas (mm)		
		Largura	Altura	Comprimento
20 x 20 x 20	M - 20	190	190	390
20 x 20 x 40		190	190	190
15 x 20 x 40	M - 15	140	190	390
15 x 20 x 20		140	190	190

Tabela 2.5 – Espessuras mínimas das paredes dos blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural (ABNT, 1994)

Designação	Paredes Longitudinais (mm)	Paredes Transversais	
		Paredes (mm)*	Espessura equivalente (mm/m)**
M - 15	25	25	188
M - 20	32	25	188

* Média das medidas das 3 paredes tomadas no ponto mais estreito

** Soma das espessuras de todas as paredes transversais aos blocos (em mm) , dividida pelo comprimento nominal do bloco (em m)

Atendidas as espessuras para as paredes dos blocos, estes devem ter a menor dimensão do furo maior ou igual a 8cm para o bloco de largura 14cm e 12cm para o bloco de largura 19cm. Entre as paredes longitudinais e transversais devem existir mísulas de acomodação com um raio mínimo de 2cm.

Com relação ao aspecto visual dos blocos, estes devem apresentar-se homogêneos, ser compactos, possuir arestas vivas e não apresentar trincas ou defeitos que possam prejudicar o seu assentamento ou afetar a resistência e a durabilidade da construção. Com relação a sua superfície, os blocos destinados a alvenaria aparente devem ser lisos e não apresentar imperfeições na face exposta, por outro lado, aqueles que receberão revestimento devem apresentar superfície áspera, porém homogênea, para facilitar a aderência do revestimento.

2.1.5 PROPRIEDADES FÍSICAS

São basicamente três as propriedades físicas de extrema importância para os blocos de concreto, quais sejam: absorção, o teor de umidade e a retração por secagem. Estas

propriedades tem grande influência no comportamento do material e podem ser a garantia da qualidade do bloco e da alvenaria a ser produzida com ele.

A capacidade de absorção d'água é utilizada como um indicador da quantidade de vazios e da permeabilidade do bloco e como consequência de sua durabilidade. Além disso, se a absorção inicial é alta, quando em contato, o bloco pode absorver água da argamassa e dificultar, assim, a sua aderência dos materiais. Com relação ao graute, a perda de água para o bloco pode representar altas retrações, além de dificultar a hidratação do cimento. Por este motivo, a NBR 6136 (ABNT, 1994) só admite a utilização de blocos cuja absorção de água, determinada de acordo com a NBR 12118 (ABNT, 1991), seja inferior a 10%. É importante notar que a absorção de água é dada como a relação entre a massa máxima de água que o bloco pode conter em relação à massa do bloco seco.

A ASTM C90 (ASTM, 1991), limita o índice de absorção para blocos vazados de concreto de acordo com o seu peso, conforme a Tabela 2.6. Além disso, os americanos determinam a taxa inicial de absorção, ensaio normalizado pela ASTM C67 (ASTM, 1991), que consiste em colocar a face de assentamento de uma unidade seca em contato com uma lâmina d'água, imergindo-a $3,2 \pm 0,25$ mm por um minuto, sendo o ganho de massa da unidade o resultado do ensaio expresso em gramas de água absorvidos por 30 polegadas quadradas ($193,55 \text{ cm}^2$) de área. As unidades de concreto com taxa de absorção inicial superior a $30 \text{ g/min.}30 \text{ pol}^2$ devem ser assentadas sob argamassas com alto poder de retenção de água.

Tabela 2.6. – Taxa de absorção inicial máxima para blocos vazados de concreto segundo a ASTM C90 (ASTM, 1991)

Peso seco (kg/dm^3)		
> 2,00	1,68 – 2,00	< 1,68
13	15	18
13	15	18

Assim como o concreto convencional, o bloco de concreto, devido a microestrutura do material, quando em presença de umidade, expande. Da mesma forma, quando

submetido a secagem, retrai. Por este motivo, os blocos de concreto, ao contrário dos cerâmicos, não devem ser molhados antes de sua utilização pois esta prática causaria sua retração à medida que fossem secando e, pelo fato de estarem aderidos à argamassa, sua fissuração. Por este motivo esta propriedade é de extrema importância para o perfeito funcionamento da alvenaria. Assim, a NBR 6136 (ABNT, 1994) fixa o teor máximo de umidade para que os blocos sejam utilizados em função da sua retração por secagem e da umidade relativa média anual no local de sua aplicação. Estes valores podem ser observados na Tabela 2.7. Cabe dizer que os valores adotados pela normalização brasileira são os mesmos da americana.

Tabela 2.7 – Teores máximos de umidade para utilização de blocos vazados de concreto para alvenaria estrutural conforme NBR 6136 (ABNT, 1994)

Retração Linear (%)	Umidade máxima em porcentagem da absorção		
	UR > 75%	50% < UR < 75%	UR < 50%
≤ 0,03	45	40	35
>0,003 e ≤ 0,045	40	35	30
>0,045 e ≤ 0,065	35	30	25

UR = umidade relativa média anual

Com relação à retração por secagem, esta é ocasionada pela diminuição do volume do bloco quando da evaporação de água do seu interior. Porém, esta redução volumétrica é restringida quando o bloco compõe uma alvenaria e como consequência há fissuração do painel provocada pela aparecimento de tensões internas. Vários fatores podem influenciar a retração por secagem, tais como: os materiais utilizados na confecção do bloco, seu grau de compactação, a forma como ele é curado, o consumo de cimento, a temperatura e a umidade do ambiente a que está exposto, entre outros.

O ensaio realizado para determinar a retração por secagem consiste na variação de uma dimensão do bloco a partir de uma condição saturada até que seu comprimento e massa atinjam o equilíbrio, sob condição de secagem acelerada. Este ensaio está padronizado na NBR 12117 (ABNT,1991) e o valor limite para esta propriedade é de 0,065% segundo a NBR 6136 (ABNT,1994). O procedimento da normalização americana é exatamente o mesmo utilizado pela brasileira.

2.1.6 PROPRIEDADES MECÂNICAS

2.1.6.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

As paredes de alvenaria são concebidas principalmente para resistirem a esforços de compressão. Assim, a resistência uniaxial da unidade de alvenaria é o principal parâmetro de projeto da parede e, por isso, esta propriedade é a principal variável do controle de qualidade dos blocos de concreto. Além disso, várias outras propriedades, como por exemplo a durabilidade, estão intimamente ligadas a ela.

Muitos são os fatores que influenciam na resistência à compressão dos blocos de concreto, sendo os principais: os materiais utilizados na confecção, seu proporcionamento e a eficiência de sua moldagem (MEDEIROS, 1993). Ainda, a relação altura/espessura da unidade influencia fortemente no resultado dos ensaios realizados para sua determinação, já que quanto menor esta relação, maior é o efeito de confinamento gerado pelo atrito com os pratos da prensa. Na maioria das vezes não se consegue determinar o valor real da resistência à compressão dos blocos, já que este efeito causado pelo equipamento de ensaio induz um estado de compressão triaxial, que gera valores mais elevados do que os reais de compressão axial. (LA ROVERE, 1997).

Os procedimentos para a determinação da resistência à compressão de blocos vazados de concreto para alvenaria estão descritos na NBR 7184 (ABNT,1992) e são bastante simples. Seu controle quando do recebimento do material em obra deve ser alvo da maior atenção possível e seguir os procedimentos prescritos na NBR 6136 (ABNT,1994).

A norma britânica BS 5628 Parte 1 (BSI, 1992), considera que a resistência à compressão do bloco é o principal parâmetro para a determinação da resistência à compressão da alvenaria, seguida do tipo de argamassa a ser utilizada. Segundo esta publicação estes são os dados, referentes aos materiais empregados, necessários para que se possa projetar uma estrutura em alvenaria estrutural. Daí, pode-se observar a importância que é dada a esta propriedade.

2.1.6.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Apesar das limitações estruturais da alvenaria serem devidas a tensões de tração, que podem ser geradas unicamente pela aplicação de esforços de compressão, esta não é uma das principais propriedades utilizadas na classificação dos blocos e tampouco na elaboração dos projetos de alvenaria.

Segundo FORREST et al. (1986), o conhecimento da resistência à tração dos blocos é fundamental para o conhecimento do comportamento da alvenaria, uma vez que são estes esforços os responsáveis pela ruptura das paredes. Ainda, SHRIVE (1982) afirma: “as tensões de tração concentram-se nas paredes dos blocos e são responsáveis pela ruptura da alvenaria carregada axialmente à compressão”.

De certa forma, a inexistência de ensaios simples para a determinação da resistência à tração e a existência de uma relação desta propriedade com a resistência à compressão pode ser a explicação para a falta de conhecimentos referentes ao comportamento das unidades de alvenaria a esta solicitação (MEDEIROS, 1993).

Porém, para que se tenha uma ordem de grandeza dos valores de resistência à tração de unidades de concreto, LA ROVERE (1997) cita ensaios de tração direta realizados em laboratórios americanos que indicam valores da ordem de 0,34 a 1,38MPa (50 a 200psi) para os blocos de classe AE, embora a mesma pesquisadora afirme que alguns autores indicam resistências mais elevadas, de 1,72 a 3,44MPa (250 a 500psi).

2.1.6.3. MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON

O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson são duas propriedades importantíssimas do bloco, já que influem diretamente no mecanismo de ruptura da alvenaria. Resumidamente, quanto mais deformável for a unidade (menor módulo de elasticidade e maior coeficiente de Poisson), melhor se consegue aproveitar sua resistência, já que as tensões de tração provocadas pela interação com a argamassa serão menores. Infelizmente, a redução do módulo de elasticidade do bloco vem

acompanhada da redução de sua resistência. No item 3.1 são descritos os mecanismos de ruptura da alvenaria, deixando clara a importante influência destas propriedades.

Não existem ensaios normalizados para a determinação de tais propriedades dos blocos. No entanto, tem sido adotado o mesmo procedimento utilizado para prismas para a obtenção do módulo de elasticidade da unidade. Assim, seu valor é expresso pelo coeficiente angular da reta que une os pontos do diagrama tensão x deformação correspondentes a 5% e 33% da tensão de ruptura (DRYSDALE et al., 1993). O CEB-FIB Mode Code (1990) sugere a equação 2.1 como uma forma de determinação do módulo de elasticidade dos blocos. Outra equação proposta é a do ACI Building Code 318, apresentada na equação 2.2.

$$E_b = 0,0428 (f_b)^{1/2} (W_b)^{1,5} \quad (2.1)$$

$$E_b = 2,5 \cdot 10^4 (f_b/10)^{1/3} \quad (2.2)$$

onde: E_b = módulo de elasticidade do bloco (MPa)

f_b = resistência à compressão do bloco (MPa)

W_b = massa unitária do bloco (kg/m^3)

2.2 ARGAMASSA

O primeiro uso de argamassa para o assentamento em alvenarias é da época do Império Romano. Inicialmente este povo utilizou o barro como material ligante entre as unidades de pedra ou de tijolo, sendo introduzida posteriormente a cal. O início da utilização do cimento Portland se deu no início deste século, por volta de 1920, e trouxe uma série de melhorias nas propriedades das argamassas, tais como a aderência, a resistência e a durabilidade. A trabalhabilidade, no entanto, foi mantida com o uso combinado da cal com o cimento. Em 1933, em função de um terremoto que destruiu Long Beach, na Califórnia, houve um movimento no sentido de extinguir o uso da cal em argamassas de assentamento para alvenaria estrutural, que foi derrubado pela perda de trabalhabilidade verificada. (LA ROVERE, 1997)

Num primeiro momento, a argamassa para assentamento era utilizada com a função de preenchimento das irregularidades das superfícies dos blocos. Posteriormente, além da vedação da junta contra a penetração de ar e água, admitiu-se a importância da argamassa na ligação entre os elementos de alvenaria, tornando o conjunto monolítico. Atualmente, várias são as funções atribuídas à argamassa de assentamento. (SALÓRZANO,1994).

É importante, no entanto, que fique claro, que apesar de argamassa e concreto serem compostos basicamente pelos mesmos materiais – aglomerante, agregados e água – eles desempenham funções bastante distintas. Diferentemente do concreto, a resistência não é a principal propriedade desejada para as argamassas de assentamento e por isto estes materiais devem ser tratados diferentemente. (SABBATINI, 1986)

2.2.1. DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO

SALÓRZANO (1994), reuniu as definições dadas por vários autores para argamassa de assentamento e diz que: “As argamassas são materiais de construção sem forma ou função definida constituídos de uma mistura de materiais inertes e aglomerantes que endurecem por um processo específico”. A forma e a função da argamassa são definidas em função do uso a que se destinam. Assim, as argamassas de assentamento têm função principal de unir as unidades de alvenaria e a partir daí assume outras funções para o bom desempenho da parede.

A NBR 8798 (ABNT, 1985) define argamassa de assentamento como “elemento utilizado na ligação entre os blocos de concreto, garantindo distribuição uniforme de esforços, composto de: cimento, agregado miúdo, água e cal ou outra adição destinada a conferir plasticidade e retenção de água de hidratação à mistura”. Cabe ressaltar que esta norma, como as demais referentes a alvenaria estrutural no país, são restritas ao uso de blocos de concreto.

As argamassas podem ser classificadas segundo sua utilização, segundo os aglomerantes empregados, a proporção dos elementos constituintes e segundo alguns

critérios que ressaltem alguma propriedade. Com relação ao uso, as argamassas podem ser divididas em: assentamento de alvenaria, assentamento de revestimentos, revestimento e outros, sendo que para este trabalho só serão consideradas as destinadas ao assentamento de alvenaria e que todas as considerações tecidas referem-se a este tipo de argamassa. Segundo o aglomerante empregado, as argamassas podem ser divididas em: argamassas de cal, de cimento, de gesso, de cimento de alvenaria e mistas de cimento e cal. Com relação a esta classificação, são do interesse as argamassas mistas de cimento e cal, sendo as considerações que se seguem referentes a estas argamassas. Ainda, elas podem ser classificadas conforme a dosagem, sendo chamadas de pobres ou magras as que possuem volume de pasta insuficiente para preencher os vazios entre os grãos dos agregado; normais ou básicas as que possuem quantidade de pasta suficiente para preencher os vazios e gordas ou ricas aquelas que possuem pasta em excesso. Em função de algumas propriedades as argamassas podem ainda apresentar outras classificações como por exemplo quanto ao seu poder de reter água podem ser de alta média ou baixa retenção; com relação à consistência, boa, média, regular ou má; etc..

2.2.2 FUNÇÕES

Segundo PRUDÊNCIO JR (1994) as principais funções que as argamassas destinadas ao assentamento de alvenaria estrutural devem apresentar, são basicamente:

- 1) unir solidamente as unidades de alvenaria;
- 2) distribuir uniformemente as cargas atuantes por toda a área resistente dos blocos;
- 3) resistir a esforços mecânicos, principalmente esforços laterais;
- 4) absorver as deformações naturais a que a parede estrutural esteja sujeita;
- 5) selar as juntas contra a penetração de ar e água.

Segundo a ASTM C-270 e a BS 5628 a função primária das argamassas de assentamento é a de unir as unidades de alvenaria, de maneira monolítica e íntegra de forma que o elemento resultante satisfaça plenamente o desempenho esperado enquanto elemento estrutural e de vedação.

Em função das irregularidades nas superfícies de assentamento dos blocos, se eles fossem assentados sem uma junta de assentamento, haveria concentração de tensões em alguns pontos de contato entre os blocos. Assim, a junta de argamassa desempenha papel muito importante na distribuição uniforme das tensões recebidas pela camada imediatamente superior para a inferior. Além disso, estas irregularidades das unidades deixariam frestas que comprometem a função de vedação, também exercida pela alvenaria estrutural, no caso da inexistência da argamassa, capaz de vedar as juntas entre os blocos.

A união dos blocos através de um elemento ligante, no caso a argamassa, proporciona à parede maiores resistências a ações que não sejam verticais e que solicitam a alvenaria a esforços de cisalhamento e flexão. Isto é possível por tornar o conjunto de blocos intimamente ligados e como consequência evitar o deslizamento de uns sobre os outros.

Por último, uma vez que a argamassa é um material muito menos rígido que o bloco, esta, quando executada sob certos padrões de qualidade, é capaz de absorver parcialmente as deformações intrínsecas da alvenaria, bem como as causadas por agentes externos. Assim, a argamassa se deforma e absorve as tensões que surgem na retração por secagem, em recalques diferenciais, e outras solicitações, não permitindo a fissuração da parede.

2.2.3 PROPRIEDADES

Para que desempenhe adequadamente as funções descritas no item 2.2.2, a argamassa de assentamento deve apresentar certas propriedades tanto no estado fresco como no endurecido, quais sejam (SABBATINI, 1986):

- 1) trabalhabilidade (consistência, plasticidade e coesão), suficiente para que o pedreiro produza um trabalho com rapidez e economia satisfatórios a execução da alvenaria;
- 2) capacidade de retenção de água suficiente para que uma elevada sucção do bloco não prejudique sua função de ligante;
- 3) adquirir rapidamente alguma resistência após assentada para resistir aos esforços atuantes durante a construção;

- 4) desenvolver resistência e módulo de elasticidade adequados para não comprometer a alvenaria de que faz parte acomodando deformações da parede e evitando sua fissuração;
- 5) ter adequada aderência ao bloco a fim de que a interface possa resistir a esforços de cisalhamento e tração, além de prover à alvenaria juntas estanques ao ar e à água;
- 6) durabilidade tal que não afete a de outros materiais ou da construção como um todo.

É importante observar que algumas destas características anteriormente citadas não são função exclusiva da argamassa adotada mas também das características da unidade de alvenaria utilizada. Assim, não existem parâmetros bem definidos para estas propriedades.

2.2.3.1 TRABALHABILIDADE

Segundo DAVIDSON e ISBERNER apud. SABBATINI (1986), a trabalhabilidade é a mais importante propriedade da argamassa no estado plástico, porém é de difícil definição e medição.

Na realidade, a trabalhabilidade é uma combinação de propriedades reológicas da argamassa no estado fresco: plasticidade, coesão e fluidez. Estas propriedades dependem basicamente do tipo de aglomerante utilizado, da granulometria e forma dos agregados empregados e da proporção entre os materiais utilizados.

Não existe ensaio capaz de medi-la, apenas a experiência daqueles que a aplicam. Diz-se que uma argamassa trabalhável é aquela que se distribui facilmente, preenchendo todas as reentrâncias ao ser assentada, se agarra à colher de pedreiro para ser transportada mas se desprende facilmente quando distribuída sobre a unidade, não segrega no transporte, não endurece quando em contato com os blocos de elevada sucção e permanece plástica por tempo suficiente para que os blocos sejam ajustados a sua posição final. (SABBATINI,1986). Embora não possa ser medida diretamente, comumente são utilizados ensaios de consistência para a avaliação da trabalhabilidade

de uma argamassa (PRUDÊNCIO JR, 1994). Geralmente o ensaio utilizado é o da mesa de consistência normalizado pela NBR 7215 (ABNT, 1991).

2.2.3.2 RETENÇÃO DE ÁGUA

É a capacidade da argamassa de reter a água que contém quando colocada em contato com superfícies absorventes (SABBATINI,1986). Pode também ser entendida como a capacidade da argamassa de manter sua trabalhabilidade durante o período do assentamento (PRUDÊNCIO JR,1994).

Segundo a ASTM C-270 (ASTM,1988) é a capacidade da argamassa de reter uma trabalhabilidade satisfatória sob a influência da absorção das unidades e da evaporação, que depende da capacidade de retenção de água e da forma de assentamento da mesma.

Se a argamassa não possui boa retenção de água, a hidratação do cimento será parcial, além de resultar em enrijecimento precoce prejudicando o assentamento das fiadas subseqüentes (PRUDÊNCIO JR, 1994). Além disso, há facilidade do bloco em absorver a água da argamassa. Isto provoca a expansão do bloco e aumenta a possibilidade de posterior retração por secagem. Ainda, a elevada perda de água prejudica a aderência bloco-argamassa. (SALÓRZANO, 1994)

A medição da retenção de água é normalizada pela NBR 9287 (ABNT, 1986) e consiste na determinação da consistência da argamassa antes e após ser submetida por um determinado tempo a uma sub-pressão. A retenção de água é expressa em porcentagem e dada pela relação entre as medidas. Segundo a NBR 8798 (ABNT, 1985), a retenção de água para argamassas de assentamento para alvenaria estrutural deve ser maior ou igual a 75%. Porém deve-se ter cuidado com retentividades muito altas, pois segundo SALÓRZANO (1994), nem sempre uma alta retenção leva a melhores aderências.

2.2.3.3 CAPACIDADE DE ADERÊNCIA

Pode ser definida como a capacidade que a interface bloco-argamassa possui de absorver tensões de cisalhamento e tração sem romper. Conforme pode-se observar pelo

próprio conceito, esta não é uma propriedade intrínseca da argamassa, dependendo também das características do bloco. Porém, dado um determinado substrato (bloco), deve-se utilizar aquela argamassa que produzir a maior aderência possível a ele. (SABBATINI, 1984)

A aderência é medida por seu valor (resistência à tração e/ou cisalhamento da interface) e extensão (área de argamassa que entrou em contato com o bloco). Esta segunda é de difícil medição. Além disso, não existem métodos de ensaios adequados para medir o valor da aderência como uma característica independente. Atualmente são utilizados vários métodos que consistem em separar duas ou mais unidades ligadas por argamassa. (PRUDÊNCIO JR, 1994).

É importante dizer que o fato de junta e bloco serem materiais distintos que são mantidos juntos e que estão sujeitos a uma série de esforços, faz com que ao valor da resistência de aderência não seja constante ao longo do tempo, tendendo a reduzir.

2.2.3.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

O valor da resistência à compressão da argamassa não é de grande importância já que vários pesquisadores já demonstraram que sua influência na resistência final da parede é pequena. Entretanto, é necessário que a argamassa atinja uma certa resistência inicial que a permita suportar os esforços provenientes da própria execução da alvenaria (peso próprio e primeiras variações dimensionais devido a acomodações). Não existem valores e nem tempos estipulados para esta resistência inicial.

Na realidade, a medida da resistência à compressão da argamassa é determinada como um parâmetro da qualidade do material produzido, já que esta propriedade é sensível a pequenas variações de proporcionamento dos materiais (PRUDÊNCIO JR, 1994). Além disso, sabe-se que a durabilidade do material está, de certa forma, relacionada à sua resistência à compressão. Argamassas pouco resistentes tendem a desgastar-se mais rapidamente.

2.2.3.5 RESILIÊNCIA

É a capacidade que a argamassa possui de se deformar sem apresentar ruptura quando sujeita a solicitações diversas e de retornar à dimensão original quando cessam estas solicitações. No entanto, para argamassas de assentamento este conceito se estende para um estado de deformação plástica em que a ruptura ocorre na forma de fissuras microscópicas não prejudiciais (que não permitem a penetração da chuva). (SABBATINI, 1986)

A resiliência da argamassa está inversamente relacionada com o seu módulo de elasticidade e com sua resistência e é também por isso que não se aconselha o uso de argamassas muito resistentes. Isto poderá ser melhor compreendido no item 3.1 onde é explicado o mecanismo de ruptura para alvenaria não grauteada.

Segundo HILSDORF apud SABBATINI (1986), o módulo de elasticidade da argamassa corresponde a 1000 vezes a sua resistência à compressão. Para CHEMA e KLINGNER apud MOHAMAD (1998), a relação entre módulo de elasticidade e resistência é de 1000 para módulo tangente e 500 para módulo secante. Já KHALAF et al. (1994) sugerem que estes valores sejam de 600 e 340.

2.2.4 MATERIAIS CONSTITUINTES DAS ARGAMASSAS MISTAS DE CIMENTO E CAL

2.2.4.1 CIMENTO

O cimento é o elemento responsável principalmente pela resistência e durabilidade da argamassa. Por ser um material fino, ele colabora com a trabalhabilidade e a capacidade de retenção de água. Apesar disso, deve-se ter cuidado para que o volume de cimento na argamassa não seja excessivo, evitando, assim, que haja um aumento exagerado da retração da argamassa e como consequência a redução da durabilidade da aderência.

A princípio qualquer tipo de cimento portland pode ser utilizado para a produção das argamassas de assentamento. Devem ser consideradas as condições às quais a obra

estará sujeita. Os cimentos mais finos tendem a aumentar a capacidade de retenção de água e a trabalhabilidade. Também, aqueles cujo endurecimento é mais lento produzem argamassas mais resilientes. Os cimentos pozolânicos e de alto forno apresentam estas duas características e podem ser, portanto, uma boa opção. GALLEGOS (1989), no entanto, considera que a adoção de cimento portland comum é mais adequada. SABBATINI (1986) lembra que a utilização de cimentos com classes de resistência mais elevadas geram argamassas com maior resistência sem que as demais propriedades sejam alteradas. A NBR 8798 (ABNT, 1985), por sua vez não condena o uso de nenhum tipo ou classe de cimento, no entanto exige que atenda às normas brasileiras a ele pertinentes.

2.2.4.2 CAL

A cal é o componente utilizado a mais tempo em argamassas de assentamento. Diferentemente do cimento trata-se de um aglomerante aéreo, cujo endurecimento se dá através da reação com o gás carbônico presente no ar. A cal pode ser classificada conforme a Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Classificação das cales (LA ROVERE, 1997)

Composição Química	Cálcica	Máximo de 20% de MgO
	Magnesiana	Mais de 20% de MgO
Tempo de Extinção	Rápida	Início de extinção < 5 min.
	Média	5 min. < início de extinção < 30 min.
	Lenta	Início de extinção > 30 min
Rendimento	Gorda	1m ³ de cal produz mais que 1,83m ³ de pasta
	Magra	1m ³ de cal produz menos de 1,83m ³ de pasta

Para a produção de argamassas pode ser utilizada a cal hidratada ou a cal extinta em obra, desde que apresentem teores de elementos ativos (CaO e MgO) superiores a 88% (PRUDÊNCIO JR, 1994).

As funções básicas da cal nas argamassas de assentamento são: o aumento da fluidez e da coesão (conseqüentemente da trabalhabilidade), aumento da capacidade de reter água, aumento da plasticidade, redução da retração por secagem, aumento da aderência

(extensão e durabilidade), melhora da resiliência (LA ROVERE, 1997). A variação nas propriedades da argamassa quando é aumentado o teor de cal mantendo a relação aglomerante:agregados pode ser verificada na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Quadro de variação nas propriedades de uma argamassa com a alteração da composição relativa de cimento e cal (SABBATINI, 1986)

PROPRIEDADE	AUMENTO NA PROPORÇÃO DE CAL NO AGLOMERANTE	
Resistência à Compressão	Decresce	Propriedades melhoradas com maior teor relativo de cimento
Capacidade de Aderência	Decresce	
Durabilidade	Decresce	
Impermeabilidade	Decresce	
Resistências Iniciais	Decresce	
Retração na secagem inicial	Cresce	Propriedades melhoradas com maior teor relativo de cal
Retenção de água	Cresce	
Plasticidade	Cresce	
Trabalhabilidade	Cresce	
Resiliência	Cresce	
Módulo de Elasticidade	Decresce	
Custo	Decresce	

Segundo GILLARD e LEE apud. SALÓRZANO (1994) a escolha da cal adequada deve levar em conta que esta contenha o menor teor possível de impurezas (maior teor de óxidos totais - MgO e CaO), menor teor de óxidos livres, maior plasticidade e maior capacidade de incorporação de areia.

2.2.4.3 AGREGADO MIÚDO

O agregado miúdo que se utiliza na argamassa tem basicamente a função de aumentar o rendimento, reduzir os custos e reduzir a quantidade de aglomerante e como consequência os efeitos nocivos do excesso de cimento. Podem ser empregados agregados naturais ou artificiais, sendo a areia de rio o mais freqüente.

De acordo com SABBATINI (1986), as características mineralógicas e granulométricas da areia têm grande influência nas propriedades da argamassa, conforme pode ser observado na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Influência das características granulométricas da areia nas propriedades das argamassas (SABBATINI, 1986)

Propriedades	Características da Areia		
	Quanto menor o módulo de finura	Quanto mais descontínua a granulometria	Quanto maior o teor de grãos angulosos
Trabalhabilidade	Melhor	Pior	Pior
Retenção de água	Melhor	Variável	Melhor
Resiliência	Variável	Pior	Pior
Retração na secagem	Aumenta	Aumenta	Variável
Aderência	Pior	Pior	Melhor
Resistência Mecânica	Variável	Pior	Variável
Permeabilidade	Pior	Pior	Variável

O termo variável foi usado para casos em que não existe uma influência definitiva ou depende de outros fatores.

PRUDÊNCIO JR (1994), considera que uma boa areia para argamassa é aquela que passa integralmente na peneira 1,2mm, tem teor de material passante na peneira 0,075mm inferior a 10% e apresenta granulometria bem distribuída nas peneiras intermediárias. Para SABBATINI (1986), a melhor areia é aquela que apresenta granulometria contínua, pode ser classificada como média (módulo de finura entre 1,8 e 2,8) e que tem predominância de grãos arredondados. SALÓRZANO (1994) cita que segundo a maioria dos autores a areia para argamassa deve ser resistente, limpa, com granulometria apropriada (intermediária) e contínua além de livre de matéria orgânica. A única exigência da NBR 8798 (ABNT, 1985) é que o agregado atenda às especificações da NBR 7211 (ABNT, 1983). A Tabela 2.11 apresenta as exigências das normas americana e inglesa quanto à granulometria da areia a ser utilizada na confecção das argamassas para alvenaria estrutural.

Tabela 2.11 – Composições granulométricas recomendadas para agregados para argamassa

Peneira – Abertura nominal em mm	Porcentagem em peso que passa nas peneiras	
	BS - 1200	ASTM C-144
4,75 (5,0 para BS 1200)	100	100
2,36	90 a 100	95 a 100
1,18	70 a 100	70 a 100
0,6	40 a 80	40 a 75
0,3	5 a 40	10 a 35
0,15	0 a 10	2 a 15

2.2.4.4 ÁGUA

A água é o principal componente que influencia a trabalhabilidade da argamassa. Sua quantidade deve ser tal que permita uma boa produtividade no assentamento sem que haja segregação dos demais componentes. Ao longo do processo de assentamento água que for perdida para o meio através de evaporação deve ser repostada à argamassa, pois os efeitos negativos de sua remistura são desprezíveis quando comparados com os benefícios de trabalhabilidade que pode proporcionar.

A NBR 8798 (1985) estipula padrões de pureza que devem ser observados para que a água seja utilizada na argamassa, conforme a Tabela 2.12. Na verdade estes valores têm grande importância quando do uso de alvenaria armada, porém para alvenaria não armada o uso de água limpa, clara, de pH neutro e livre de sujeiras e matéria orgânica visíveis têm apresentado bons resultados (SABBATINI, 1986).

Tabela 2.12 – Limites de qualidade para água a ser utilizada em argamassa e graute segundo a NBR 8798 (1985)

pH	Entre 5,8 e 8,0
Matéria Orgânica	3 mg/l
Resíduos sólidos	500 mg/l
Sulfatos – expressos em íons SO_4^-	300 mg/l
Clorretos – expressos em íons Cl^-	500 mg/l
Açúcar	5 mg/l

Para sintetizar, PRUDÊNCIO JR (1994) apresenta uma tabela (Tabela 2.13) proposta por SABBATINI para resumir a influência de cada um dos materiais constituintes nas propriedades da argamassa.

Tabela 2.13 – Influência dos materiais constituintes nas propriedades da argamassa (PRUDÊNCIO JR., 1994)

Estado	Propriedade	Componentes				
		Cimento	Cal	Areia		Água
				Grossa	Fina	
Fresco	Fluidez	+	+	O	O	++
	Plasticidade	+	++	-	+	O
	Coessão	+	++	-	+	O
	Retenção de água	+	++	-	+	O
Endurecido	Tensão de aderência	++	O	O	O	O
	Extensão de aderência	-	++	-	+	+
	Durabilidade da aderência	-	++	O	O	O
	Resistência à compressão	++	-	+	-	-

+ indica que aumenta - indica que diminui O indica pouca influência
 ++ indica que influencia fortemente

2.2.5. COMPOSIÇÕES RECOMENDADAS PELAS ESPECIFICAÇÕES INTERNACIONAIS

Não existem no Brasil composições tipo para argamassa de assentamento para alvenaria estrutural. Têm-se, por este motivo, adotado traços típicos recomendados por normalizações tais como a britânica e americana respectivamente apresentadas nas Tabelas 2.14 e 2.15. No entanto, a NBR 8798 (ABNT, 1985) apresenta exigências para algumas propriedades da argamassa que podem ser observadas na Tabela 2.16.

Tabela 2.14 – Traços de argamassa para assentamento de alvenaria estrutural propostos pela BS 5628 (BSI, 1992)

	Tipo da argamassa	Cimento : cal : areia	Cimento de alvenaria: areia	Cimento: areia (com plastificante)	Resistência média à compressão aos 28 dias
↑ Aumenta resistência e diminui capacidade de absorver deformações	i	1:0 a ¼:3	----	----	16 MPa
	ii	1:1/2:4 a 4½	1:2 ½ a 3 ½	1:3 a 4	6,5 MPa
	iii	1:1:5 a 6	1:4 a 5	1:5 a 6	3,6 MPa
	iv	1:2:8 a 9	1:5½ a 6½	1:7 a 8	1,5 MPa

← Aumento na capacidade de aderência e conseqüente resistência à penetração de água

Tabela 2.15 - Traços de argamassa para assentamento de alvenaria estrutural propostos pela ASTM C-91

Direção de melhora das propriedades	Tipo de Argamassa	Traço em volume		
		Cimento	cal	areia
↑ Resistência Trabalhabilidade, Resiliência e Retenção de água ↓	M	1	0 a ¼	De 2,25 a 3 vezes o volume de cimento e cal
	S	1	½	
	N	1	1	
	O	1	2	

Tabela 2.16 – Exigências da NBR 8798 (1985) para as argamassas de assentamento de alvenaria

Propriedade	Exigência	Método de ensaio
Consistência	230+10mm	NBR 7215
Retenção de água	≥ 75%	NBR 9287
Resistência à compressão axial	≥ 9 MPa ou resistência especificada em projeto	NBR 7215

2.3 GRAUTE

A utilização do graute em estruturas de alvenaria surgiu com o desenvolvimento da alvenaria armada e tinha a função de solidarizar a armadura aos blocos e transmitir, por aderência, os esforços entre estes componentes. A primeira construção em alvenaria grauteada foi executada no ano de 1943 na cidade de Copenhagen, e tinha 9 andares com paredes de 22cm de espessura. Os primeiros estudos dirigidos à avaliação do uso de aço e graute em paredes de alvenaria datam de 1950 e foram realizados em Los Angeles por Raymond G. Osborne. (OLIVEIRA, 1986). Na Nova Zelândia, por volta de 1966, Scrivener comparou o desempenho de paredes totalmente, parcialmente e não grauteadas e concluiu que há um aumento na carga suportada pela alvenaria quando do uso do graute (crescente com a quantidade de vazados preenchidos), o mesmo ocorrendo com a rigidez da parede. Hoje, a utilização do graute em paredes armadas, com função de solidarização dos demais componentes ou em paredes não armadas para incrementar sua resistência é prática bastante empregada.

2.3.1 DEFINIÇÃO, FUNÇÕES E CLASSIFICAÇÃO

Segundo o ACI (American Concrete Institute), o graute é uma mistura de materiais cimentícios e água, com ou sem agregados em proporção tal que se obtenha consistência líquida sem que haja segregação dos componentes. (SOLIZ, 1995)

A NBR 8798, por sua vez, define graute como sendo um elemento para preenchimento de blocos e canaletas de concreto, com função de solidarizar a armadura a estes e aumentar a capacidade portante da alvenaria, composto por cimento, agregados (gráudo e miúdo), água e cal ou outro componente que possa conferir trabalhabilidade e retenção de água à mistura. (ABNT,1985)

De maneira mais simples, o graute pode ser definido como sendo um microconcreto (com agregados de pequena dimensão, geralmente até 9,5mm) de alta fluidez que permite preencher completamente os vazados dos blocos sem que haja segregação.

A palavra graute, em inglês grout, tem origem em uma palavra sueca “grotto” que é uma espécie de mingau de aveia que se toma na região. Este termo foi empregado pela primeira vez por I. Guttman em 1925, referindo-se à semelhança de consistência entre o microconcreto e o mingau.

Basicamente o emprego do graute em alvenaria estrutural para o preenchimento dos vazados dos blocos pode ter duas funções:

- 1) unir a armadura à unidade quando do uso de alvenaria armada, permitindo a transferência de esforços entre eles através de aderência;
- 2) aumentar a capacidade portante da alvenaria através do aumento da área resistente, sem alterar os demais componentes utilizados.

O graute utilizado em alvenaria estrutural pode ser classificado, segundo a NBR 8798 e a ASTM C476, conforme a presença ou não de agregado graúdo, em grosso ou fino. A escolha entre a aplicação de um ou outro tipo é função do tamanho dos furos a serem preenchidos, de modo que se sua menor dimensão for inferior a 50mm deve ser utilizado um graute fino (DRYSDALE et al., 1993), o que garante melhor preenchimento do espaço. Como geralmente os furos dos blocos de concreto são maiores que isso, são empregados grautes grossos, que além de serem mais econômicos (consumo menor de cimento), reduzem os efeitos de fissuração originada por retração na secagem. A ASTM C 476 sugere as proporções da Tabela 2.17 para os grautes.

Tabela 2.17 - Traços de graute recomendados pela ASTM C467 (DRYSDALE et al., 1993)

TIPO	PARTE DO VOLUME TOTAL		PARTE DO VOLUME DE CIMENTÍCIOS	
	CIMENTO	CAL	AGREGADO MIÚDO	AGREGADO GRAÚDO
FINO	1	0 a 1/10	2 ¼ a 3	----
GROSSO	1	0 a 1/10	2 ¼ a 3	1 a 2

2.3.2 PROPRIEDADES

2.3.2.1 TRABALHABILIDADE

A trabalhabilidade é uma das principais propriedades do graute, já que dela depende o perfeito preenchimento dos espaços vazios do bloco e envolvimento da argamassa. Um graute com adequada trabalhabilidade é aquele que possui fluidez tal que permite ocupar os espaços desejados e coesão capaz de evitar a segregação dos demais componentes. (OLIVEIRA, 1986). Como estes dois fatores caminham em sentidos contrários é necessário que seja encontrado o ponto ótimo entre fluidez e coesão.

A maneira mais simples de melhorar a trabalhabilidade é aumentar a quantidade de água observando sempre que não deve haver segregação. No entanto, tal prática gera aumento do fator a/c e como conseqüência a redução da resistência medida em corpos-de-prova cilíndricos. (DRYSDALE et al., 1993).

Como a trabalhabilidade é uma propriedade de difícil medição, utiliza-se como parâmetro de avaliação a consistência, geralmente determinada pelo ensaio de abatimento do tronco de cone. Valores geralmente utilizados para esta propriedade estão entre 200 e 280mm (PRUDÊNCIO JR., 1994). Estes valores, aparentemente elevados são adequados porque os espaços a serem preenchidos, principalmente em alvenarias armadas, são pequenos. Além disso, deve ser considerada a absorção de água pelo bloco, que diminui rapidamente a trabalhabilidade do graute. (DRYSDALE et al., 1993). A NBR 8798 (ABNT, 1985) especifica que a consistência do graute medida pelo abatimento do tronco de cone deve ser de 20 ± 3 cm.

Assim, é bom lembrar que a trabalhabilidade ótima do graute deve levar em consideração uma série de fatores e desta forma a consistência deve ser ajustada em função do tamanho dos furos a serem preenchidos, da taxa de armadura utilizada (se houver), do tipo de adensamento e lançamento adotados, a absorção das unidades e até mesmo as condições de umidade e temperatura do ambiente onde o graute será utilizado.

2.3.2.2 RETENÇÃO DE ÁGUA

Apesar de ser indispensável que o bloco absorva parte da água do graute e junto com ela partículas de cimento para que haja aderência entre os dois materiais, é necessário que o graute seja capaz de reter a água necessária à hidratação do seu cimento.

A rápida perda de água para o bloco provoca o enrijecimento precoce do graute e como consequência baixa aderência entre eles. O mesmo ocorre com grautes de alta retentividade (OLIVEIRA, 1986). Assim a retentividade de água do graute deve ajustar-se de acordo com a absorção do bloco.

A metodologia de medição da retenção de água do graute é a mesma já descrita para a argamassa no item 2.2.3.2.

2.3.2.3 ADERÊNCIA BLOCO-GRAUTE

A aderência entre o bloco e o graute é um fator fundamental para o bom funcionamento das alvenarias grauteadas ou armadas, já que dela depende a transferência de esforços entre os materiais. Além disso, o conjunto é tratado como homogêneo e o sucesso dessa simplificação depende da aderência (OLIVEIRA, 1986).

Conforme dito nos itens anteriores, uma boa aderência é obtida através da aplicação de grautes com capacidade de retenção de água compatível, já que a absorção de água por parte do bloco que acaba por carregar partículas de cimento é de extrema importância na aderência entre os materiais. (DRYSDALE et al., 1993).

2.3.2.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Esta é a principal propriedade do graute no estado endurecido já que tem influência direta na resistência à compressão da alvenaria. Vários pesquisadores mostraram que o aumento da resistência do graute implica em aumento da resistência da parede. Cabe ressaltar que a relação entre as resistências do graute e da parede não é linear, sendo o incremento desta menor para resistências de graute mais elevadas. (OLIVEIRA, 1986).

A normalização brasileira especifica a obtenção da resistência de grautes em moldes cilíndricos metálicos cuja altura é o dobro do diâmetro. Cabe notar que os valores determinados não são exatamente os que apresenta o graute aplicado, já que parte da água de amassamento é absorvida pelo bloco. Acredita-se que o ensaio forneça resistências inferiores à real. (LA ROVERE, 1997). No entanto, este ensaio serve como um importante parâmetro de controle de qualidade do graute (DRYSDALE et al., 1993).

Segundo a NBR 8798 (ABNT ,1985) se não houver especificação no projeto, a resistência à compressão do graute não deve ser inferior a 14MPa. Por sua vez, a norma americana ACI 530.1/ASCE 6/TMS 602 exige que a resistência do graute seja no mínimo igual à da alvenaria envolvente e não menor que 13,8MPa para dimensionamento empírico da alvenaria. Convém observar que os valores de resistência para os traços apresentados na Tabela 2.17 a resistência do graute varia entre 6,9 e 17,3MPa conforme a quantidade de água utilizada. (DRYSDALE et al., 1993).

PRUDÊNCIO JR. (1994), lembra a possibilidade de obter a resistência do graute através de um ensaio normalizado na ASTM C1019 e UBC (capítulo 24) em que os corpos-de-prova são moldados entre unidades de alvenaria conforme a figura 2.2, reproduzindo o efeito da absorção de água. É utilizado papel absorvente entre o graute e as unidades para facilitar a desmoldagem e de uma base impermeável.

DRYSDALE et al. (1993) cita a possibilidade de preenchimento dos furos de blocos com graute e a posterior obtenção de corpos-de-prova de por serragem ou extração como sendo uma forma mais precisa de determinação da resistência à compressão do graute. Ainda observa que aumento de resistência obtido por este método ou pelo da ASTM C 1019 em relação ao obtido através de moldes metálicos é bastante significativo quando são utilizados fatores água/cimento altos, porém para fatores água/cimento baixos não se observa diferença significativa de resistências.

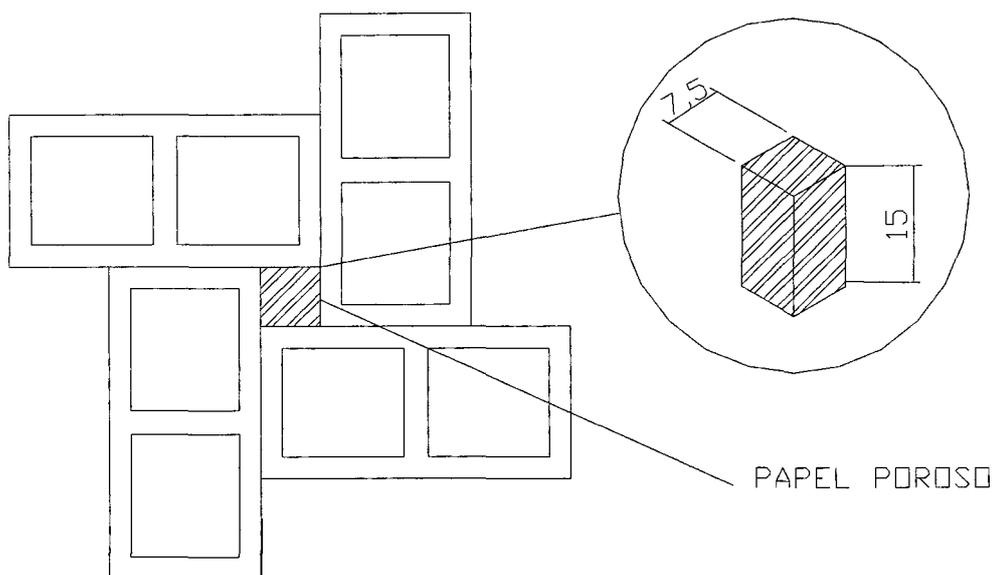


FIGURA 2.2 – Corpo-de-prova proposto pela ASTM C 1019 para a determinação da resistência à compressão de grautes

2.3.2.5 MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade do graute é um fator de fundamental importância para o comportamento das alvenarias grauteadas. Isto se deve ao fato de que o melhor aproveitamento do potencial de resistência dos materiais é conseguido através da compatibilidade de características de deformação entre graute e prisma envolvente.

De acordo com MEHTA e MONTEIRO (1994) o módulo de elasticidade à compressão de concretos varia de 14000 a 40000MPa. Segundo a NBR 6118 (1978), o módulo de elasticidade secante de concretos pode ser estimado, na ausência de dados experimentais, através da equação 2.3.

$$E_g = 0,9.6600.(f_g)^{1/2} \quad (2.3)$$

onde: E_g = módulo de elasticidade do graute (MPa)

f_g = resistência do graute (MPa)

A norma americana – ACI 530/ASCE 5/TMS 402 (1995) – recomenda a determinação do módulo de elasticidade de grautes pela multiplicação de sua resistência por 500. Por sua vez, a BS 5628 parte 2 (1992) sugere a adoção dos valores da Tabela 2.18.

Tabela 2.18 – Módulo de Elasticidade do graute em função de sua resistência segundo a BS 5628 (BSI, 1992)

Resistência do graute a 28 dias (MPa)	Módulo de Elasticidade do Graute (GPa)
20	24
25	25
30	26
40	28
50	30
60	32

2.3.3 MATERIAIS CONSTITUINTES

2.3.3.1 CIMENTO

De uma maneira geral, qualquer cimento pode ser empregado na produção de grautes. A única exigência que faz a NBR 8798 (ABNT, 1985) é que o cimento esteja em conformidade com a sua respectiva normalização. Assim, a escolha do tipo de cimento a ser utilizado deve levar em conta as propriedades desejadas para o graute, como por exemplo resistência mecânica, resistência a meios agressivos, economia, etc. (OLIVEIRA, 1986).

De acordo com a NBR 8798 qualquer cimento que esteja de acordo com a sua norma específica pode ser utilizado na produção de grautes para alvenaria estrutural. OLIVEIRA (1986) lembra que o tipo de cimento a ser adotado deve levar em conta as principais propriedades desejadas (resistência mecânica, durabilidade, economia, etc.). Cimentos mais finos colaboram com a trabalhabilidade, porém aumentam a capacidade de reter água, o que pode provocar queda de resistência já que impede a redução do fator água/cimento.(PRUDÊNCIO JR, 1994). Cabe lembrar que embora o aumento da quantidade de cimento possa gerar grautes mais resistentes, também pode gerar aumento

na retração por secagem e conseqüente fissuração, o que compromete o desempenho do graute.

2.3.3.2 AGREGADOS

Basicamente os agregados para uso em graute devem atender às especificações da NBR 7211 (ABNT, 1983). Segundo a NBR 8798 (ABNT,1985), o diâmetro máximo característico do agregado deve ser inferior a 1/3 da menor dimensão do furo a ser preenchido. Apesar disto recomenda-se que o diâmetro máximo dos agregados não seja superior a 9,5mm.

Cabe ressaltar que, assim como para a argamassa, a forma e tamanho dos grãos têm influência nas propriedades do graute. Por este motivo os grãos arredondados são preferíveis, contribuindo para a trabalhabilidade. Também, quanto maior o tamanho dos agregados menor é a retração por secagem e como conseqüência menor é a fissuração do graute e melhor é o seu desempenho. Uma granulometria uniforme produz um graute com melhor trabalhabilidade, menor retração por secagem e maior resistência mecânica (LA ROVERE, 1997).

SOLIZ (1995) lembra que o graute pode ser produzido com agregados leves e que neste caso, por ser muito absorvente, deve ser molhado antes de empregado.

A Tabela 2.19 mostra as granulometrias recomendadas pela ASTM C 404 para os agregados a serem empregados em grautes.

Tabela 2.19 – Granulometrias de agregados recomendados para grautes pela ASTM C404 (OLIVEIRA, 1986)

PENEIRA (mm)	% DE MATERIAL PASSANTE		
	AGREGADO MIÚDO		AGREGADO GRAÚDO
	TIPO 1	TIPO 2	
12,5	---	---	100
9,5	100	---	85 a 100
4,75	95 a 100	100	10 a 30
2,36	80 a 100	95 a 100	0 a 10
1,18	50 a 85	70 a 100	0 a 5
0,6	25 a 80	40 a 75	---
0,3	10 a 30	10 a 35	---
0,15	2 a 10	2 a 15	---
0,075	---	---	---

2.3.3.3 ÁGUA

Assim como para a argamassa a água é o principal agente em favor da trabalhabilidade do graute. O aumento da quantidade de água torna o graute mais fluido e como consequência facilita a sua aplicação e preenchimento adequado dos vazios e envolvimento da armadura (SOLIZ, 1995). No entanto, a quantidade de água a ser utilizada deve levar em consideração a resistência desejada, que para o graute é tão importante quanto a trabalhabilidade, ao contrário da argamassa. Além disso deve-se tomar cuidado para que o excesso de água não provoque a segregação dos demais componentes.

Na realidade a quantidade de água que é adicionada ao graute não é a mesma que ele contém quando em contato com o bloco, já que este tende a absorver parte desta água. Assim, espera-se que o fator água/cimento do graute aplicado seja menor e como consequência sua resistência seja maior. Por este motivo, a quantidade de água a ser utilizada deve levar em conta a taxa de absorção da umidade e a superfície de contato graute-bloco. (PRUDÊNCIO JR, 1994).

A NBR 8798 (ABNT, 1985) especifica os padrões de pureza que a água deve atender para ser utilizada em grautes. Estas condições são as mesmas já apresentadas para argamassa na Tabela 2.12.

2.3.3.4 ADIÇÕES

Segundo a NBR 8798 (ABNT,1985), para melhorar algumas propriedades dos grautes podem ser utilizados aditivos químicos e adições minerais desde que obedeçam as normas a eles referentes. Geralmente as adições são incorporadas para melhorar a trabalhabilidade sem necessidade de adicionar mais cimento ou para aumentar a retenção de água, reduzindo a fissuração por retração (DRYSDALE et al., 1993).

Com frequência é adicionada cal ao graute. Esta, tem o poder de aumentar a retenção de água, porém provoca a redução da resistência mecânica (LA ROVERE, 1997). Por este motivo a NBR 8798, bem como a ASTM C 476, limita o uso de no máximo 10% de cal em relação ao volume de cimento. As cales utilizadas devem atender às prescrições da NBR 7175.

Também, podem ser utilizados agentes expansivos para compensar o efeito da retração (DRYSDALE et al., 1993). PRUDÊNCIO JR. (1994) sugere o uso de plastificantes e superplastificantes para aumentar a fluidez principalmente quando do uso de graute bombeado. O mesmo autor, assim como DRYSDALE et al. (1993), condena o uso de aditivos compostos por cloreto de cálcio, utilizado para acelerar a pega e o endurecimento por apresentar grande potencial para corrosão da armadura.

OLIVEIRA (1986) sugere a utilização de materiais pozolânicos ao invés da cal, uma vez que estes são capazes de promover melhora na plasticidade e retenção de água sem causar prejuízo à resistência, porém, alerta para a falta de dados experimentais referentes à utilização de tais materiais.

2.3.4 DOSAGEM

A dosagem do graute deve ser, sempre que possível, experimental, de modo a garantir as propriedades desejadas em função dos materiais que serão utilizados. Segundo a NBR 8798 (ABNT, 1985), qualquer método de dosagem que considere as interrelações, entre a relação água/cimento, a resistência e a durabilidade, levando em conta a trabalhabilidade necessária, pode ser utilizado. Ainda, as características dos materiais e

teores adotados devem estar de acordo com o descrito no item 2.3.3. Só é permitida a dosagem empírica para obras pequeno porte. Ainda, a resistência característica de projeto para prismas de alvenaria deve ser no máximo 6MPa para não grauteado, em relação à área líquida e 3MPa para prisma cheio. A proporção entre os materiais deve obedecer o prescrito na Tabela 2.20 exigida para dosagem empírica de graute segundo a NBR 8798 (ABNT, 1985).

Tabela 2.20 – Proporções exigidas pela NBR 8798 para dosagem empírica do graute

Tipo Graute	Proporções em massa em relação ao cimento				
	Cimento	Cal hidrat.	Agregado miúdo D máx = 4,8mm	Agregado Graúdo D máx = 19mm	Água
Graute Fino	1	≤0,04	≤2,30	-	≤0,75
Graute Grosso	1	≤0,04	≤2,20	≤1,70	≤0,70

2.3.5 PRODUÇÃO E APLICAÇÃO

No processo de produção do graute, duas são as principais preocupações que se deve ter. A primeira diz respeito à mistura adequada dos materiais, de modo a obter um produto homogêneo. A segunda é a colocação das quantidades corretas dos materiais, garantindo as propriedades desejadas. A NBR 8798 (ABNT, 1985) preconiza a variação máxima admissível para a quantidade dos materiais em 3%. Ainda, para garantir uma boa homogeneidade, esta normalização só permite a mistura manual em obras de pequeno porte, sendo misturada a quantidade referente a 1 saco (50Kg) de cimento por vez. Para mistura mecânica sugere que primeiramente seja colocado o agregado graúdo e parte da água, em seguida o cimento, a cal (se tiver) e o agregado miúdo, depois os aditivos e por último o restante da água. O tempo de mistura (em segundos) deve ser de $240d^{1/2}$, $120d^{1/2}$ ou $60d^{1/2}$ (d é o diâmetro da betoneira em metros) para misturadores de eixo inclinado, horizontal e vertical respectivamente. PRUDÊNCIO JR.(1994), sugere que a mistura tenha duração mínima de 3 minutos.

O transporte e lançamento do graute devem ser realizados de forma que não haja segregação dos componentes. Durante o lançamento deve-se observar o preenchimento dos espaços sem que se formem bolsas de ar nos furos dos blocos. É importante que a aplicação do graute tenha início no mínimo 24 horas após o assentamento das unidades para que a argamassa apresente certa resistência e consiga resistir ao empuxo que será gerado pelo mesmo. Para o caso do graute adensado a NBR 8978 permite o lançamento de até 3 m de graute de uma só vez, porém para grautes não adensados esta altura deve ser de no máximo 1,6m.

O graute deve apresentar-se o mais compacto possível, e para tal pode ou deve ser adensado. Em alguns casos em que a fluidez é tal que a pressão hidráulica da coluna líquida seja suficiente para adensá-lo, são desnecessários procedimentos de adensamento (PRUDENCIO JR., 1994), caso contrário pode ser realizado manualmente – com uso de soquetes – ou mecanicamente – uso de vibradores de imersão. Geralmente, em obra, o adensamento é feito manualmente por ser este procedimento mais prático. DRYSDALE, et al. (1993) recomenda o readensamento do graute para que sejam preenchidos os vazios deixados pela água absorvida pelo bloco. A NBR 8798 prescreve esta prática e indica sua execução 15 a 20 minutos após o primeiro adensamento.

A limpeza dos vazados antes do grauteamento é um cuidado que deve ser tomado. Assim, deve-se promover a remoção do excesso de argamassa que extravasar para o interior do furo durante o assentamento. Além disso, em caso de necessidade de interrupção do grauteamento, a junta não deve coincidir com a camada de argamassa, impedindo a formação de uma linha mais frágil no conjunto (DRYSDALE et al., 1993).

3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ALVENARIAS NÃO ARMADAS DE BLOCOS DE CONCRETO

As paredes de alvenaria, embora sofram a atuação de outros esforços, são primordialmente submetidas à compressão. Por este motivo, e pelo fato de ser a maior vantagem da alvenaria, sua resistência à compressão é tão estudada. Os principais parâmetros de projeto levam em conta tal propriedade, o que faz com que receba especial atenção. Além disso, LA ROVERE (1997) lembra que a alvenaria é um material frágil, com resistência à compressão muito maior que a resistência à tração e deve-se tirar proveito de sua resistência à compressão.

Basicamente existem quatro maneiras de determinar a resistência à compressão da alvenaria: através de ensaio de paredes, de ensaio de prismas, de equações empíricas e de equações analíticas. Nos dois primeiros casos existe a vantagem de que os ensaios são realizados com os mesmos materiais da obra, o que não ocorre no caso das equações empíricas que quando da sua elaboração não levam em conta todas as variações possíveis dos materiais. As equações analíticas, na maioria dos casos, envolvem propriedades dos materiais que não são de fácil determinação.

Segundo SABATINI (1984) a utilização de equações empíricas seria uma excelente opção se os ensaios através das quais fossem geradas envolvessem todas as variações possíveis das propriedades dos materiais. Para o caso do ensaio de prismas, o autor considera uma opção mais econômica que o ensaio de paredes, mas ressalta que sua utilização exige o conhecimento perfeito da correlação entre a resistência de prisma e de parede. PRUDENCIO JR. (1994) reitera que as equações empíricas propostas não devem ser generalizadas.

3.1 MECANISMOS DE RUPTURA DE ALVENARIA ESTRUTURAL NÃO ARMADA DE BLOCOS DE CONCRETO

3.1.1 ALVENARIA NÃO GRAUTEADA

A diferença básica entre a alvenaria estrutural não grauteada e outros materiais quando submetidos à compressão axial deve-se à presença de camadas horizontais de diferentes materiais. A diferença nas propriedades de deformabilidade entre bloco e argamassa induz o aparecimento de tensões laterais que provocam a ruptura do material. (LA ROVERE, 1997)

Quando solicitada à compressão no sentido vertical, a alvenaria, pelo efeito de Poisson, deforma-se lateralmente. A argamassa por ser mais flexível que o bloco tende a expandir-se mais no sentido perpendicular à aplicação da carga. A aderência entre os materiais faz com que o bloco restrinja a deformação da argamassa. Assim, aparecem tensões de compressão lateral na argamassa e, para que seja mantido o equilíbrio de tensões, o bloco fica sujeito a tensões de tração. Uma vez que a resistência à tração da unidade é pequena, a ruptura da alvenaria ocorre geralmente na unidade, sob estado biaxial de tração-compressão (PRIESTLEY e YUK, 1984), que é caracterizada pela fissuração vertical do bloco, perpendicular às tensões de tração lateral. Um esquema desta distribuição de tensões pode ser observado na Figura 3.1.

Em geral, a resistência da alvenaria quando submetida à compressão axial é superior à resistência da argamassa, que na parede é favorecida pelas tensões de confinamento lateral, o que não ocorre quando ensaiada sozinha à compressão. Também, a resistência da alvenaria é inferior à do bloco, pois este, quando ensaiado, além de não estar sujeito à tração lateral, sofre o efeito de confinamento dos pratos da prensa (função da baixa relação altura/espessura da unidade).(DRYSDALE et al., 1993)

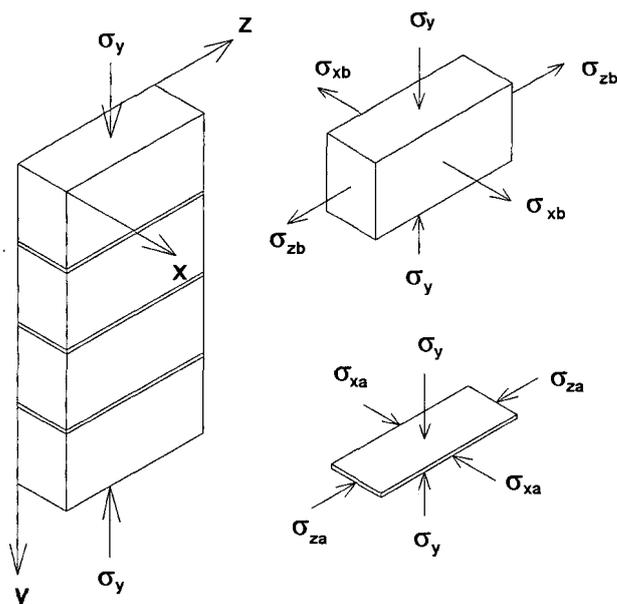


Figura 3.1 – Esquema de distribuição de tensões na alvenaria

3.1.2 ALVENARIA GRAUTEADA

O comportamento da alvenaria estrutural grauteada de blocos de concreto não é simples como no caso da alvenaria não grauteada e por este motivo ainda não foi totalmente explicado (LA ROVERE, 1997). Os vários estudos realizados apresentam contradições, até mesmo com relação ao ganho de resistência quando do grauteamento. HAMID e DRYSDALE (1979) afirmam que a resistência da alvenaria grauteada será sempre inferior à da alvenaria oca em relação à área líquida. O mesmo foi observado por KHALAF et al. (1994), o que não deixa de ser coerente já que há a introdução de um terceiro material com características de deformabilidade diferentes. Porém, ATKINSON e KINGSLEY (1985), SCRIVENER (1988) e outros pesquisadores observaram o contrário em ensaios de prismas.

Basicamente a ruptura de prismas grauteados, segundo HAMID e DRYSDALE (1979) pode se dar de duas maneiras, em função da relação de rigidez entre prisma envolvente e graute. Se a deformação correspondente à tensão máxima do graute é menor que a do prisma, ao ser atingida tal deformação, o graute tende a sofrer grande expansão lateral associada a alta fissuração (característica de materiais frágeis), que induz o aparecimento de tensões de confinamento no graute e por consequência de tração no

prisma envolvente. Somados os efeitos de tração lateral no bloco provocados pelo graute e pela argamassa, ocorre sua ruptura precoce. Dentro da primeira hipótese, para o caso de grautes de alta resistência e rigidez, pode ser que o prisma envolvente funcione somente como forma, rompendo prematuramente, e o colapso seja caracterizada posteriormente pela ruptura do pilarete de graute. A falha do conjunto se dá através da ruptura do graute e do bloco simultaneamente. Uma segunda hipótese considera que a deformação correspondente à tensão máxima do prisma é menor que a do graute, este não é confinado e a falha da alvenaria ocorre por ruptura do bloco causada pela tração lateral provocada pela expansão da argamassa.

PRIESTLEY E YUK (1984), baseados em estudos experimentais desenvolvidos na Nova Zelândia concluíram que a deformação de pico do diagrama tensão x deformação do prisma envolvente é sempre menor que a do graute e por este motivo a ruptura ocorre sempre de acordo com a segunda hipótese de HAMID e DRYSDALE.

ATKINSON e KINGSLEY (1985) observaram que, na falha dos prismas grauteados, bloco e graute trabalhavam em conjunto. Além disso, a resistência de prismas ocós é diretamente proporcional à resistência da unidade, enquanto a resistência dos prismas grauteados é mais dependente da área preenchida com graute.

3.2 EQUAÇÕES EMPÍRICAS DESENVOLVIDAS

Vários foram os pesquisadores que desenvolveram equações baseadas em dados experimentais para inferir a resistência à compressão da alvenaria. O objetivo principal era sempre permitir a sua determinação a partir de ensaios simples de seus componentes, evitando os altos custos decorrentes do ensaio de paredes e ampliando a quantidade de instituições de pesquisa capazes de estudar a alvenaria estrutural.

LA ROVERE (1997) cita algumas destas equações propostas, salientando que as próprias prescrições normativas britânicas e americanas, que serão discutidas no item 3.5 são baseadas em tais equações. Segundo a autora, Colville e Wolde-Tinsae apresentaram equações para previsão da resistência da alvenaria, baseados em resultados experimentais e nos dados utilizados pela norma americana. Basicamente, os

autores propuseram uma aproximação das curvas fornecidas pela ACI/ASCE/TMS para alvenaria não grauteada por retas representadas nas equações 3.1 e 3.2 de acordo com a argamassa a ser utilizada. Estas equações sugerem que os fatores de eficiência (relação entre resistência à compressão da alvenaria e resistência à compressão do bloco) para alvenaria oca variam de 0,65 a 0,75.

$$f_m = 0,75. f_b \quad \text{para argamassa M ou S} \quad (3.1)$$

$$f_m = 0,65. f_b \quad \text{para argamassa N} \quad (3.2)$$

onde: f_m = resistência à compressão da alvenaria
 f_b = resistência média à compressão do bloco.

O Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) apud LA ROVERE (1997), baseado em ensaios de prismas confeccionados com dois blocos de altura, argamassa M ou S e graute com resistência média de 13,4 MPa , propuseram as equações 3.3 e 3.4 para alvenaria não grauteada e grauteada respectivamente. Observa-se a adoção de um fator de eficiência de 0,78 para alvenarias ocas. A equação parece aproveitar totalmente o potencial da alvenaria envolvente e do graute em relação às suas áreas de atuação, admitindo que a relação entre área dos furos e área bruta é de 0,46.

$$f_m = 0,78. f_b \quad (3.3)$$

$$f_{mg} = 0,78.x.f_b + 0,46 f_g \quad (3.4)$$

onde: x = razão entre a área líquida / área bruta dos blocos
 f_g = resistência média à compressão do graute
 f_{mg} = é a resistência à compressão da alvenaria grauteada.
 f_m = resistência à compressão da alvenaria em área líquida
 f_b = resistência média à compressão do bloco em área líquida

HAMID e CHANDRAKEERTHY (1992) apresentavam a equação 3.5 para a determinação da resistência à compressão de alvenarias parcialmente grauteadas, podendo esta expressão ser utilizada para alvenaria oca ou totalmente grauteada. A

equação não considera o efeito da argamassa, já que vários autores comprovaram sua pequena influência na resistência de prismas grauteados.

$$f_{mg} = 0,64.f_b(x-b) + 1,07b f_g \quad (3.5)$$

onde: b é a razão área dos furos grauteados/área bruta.

f_b = resistência à compressão do bloco

f_g = resistência do graute

x = razão entre a área líquida / área bruta dos blocos

f_{mg} = resistência à compressão da alvenaria grauteada.

KHALAF et al. (1994) propõem a equação 3.6 para prismas grauteados ou não em relação a sua área bruta. A equação leva em conta o efeito de todos os materiais envolvidos, considerando significativa a resistência da argamassa.

$$f_m = 0,3.f_b + 0,20 f_a + 0,25 f_g \quad (3.6)$$

onde f_a é a resistência média à compressão da argamassa.

f_m = resistência à compressão da alvenaria não grauteada em área bruta

f_b = resistência à compressão do bloco em área bruta

f_g = resistência do graute

Recentemente MOHAMAD (1998) propôs a determinação da resistência de prismas ocós através da razão entre as características de deformabilidade do bloco e da argamassa. A resistência do prisma é dada pelo menor valor obtido entre as equações 3.7 e 3.8. O autor explica que se o resultado for dado pela equação 3.7 a ruptura se dá por esmagamento da argamassa e se for pela equação 3.8 a falha ocorre por tração no bloco.

$$f_m = f_a \cdot 0,5794(E_a/E_b)^{-1,1093} \quad (3.7)$$

$$f_m = f_{bt} (5,45(E_a/E_b)^2 + 3,64(E_a/E_b) + 10,22) \quad (3.8)$$

onde: f_{bt} = resistência média do bloco à tração

E_a = módulo de elasticidade da argamassa

E_b = módulo de elasticidade do bloco estimado pela equação 2.1.

f_m = resistência à compressão da alvenaria não grauteada

3.3 EQUAÇÕES ANALÍTICAS DESENVOLVIDAS

O desenvolvimento analítico de equações para a determinação da resistência da alvenaria vem ocorrendo desde a década de 50. Diversos pesquisadores propuseram módulos baseados no equilíbrio de tensões laterais e considerando comportamento elástico-linear para os materiais. As equações propostas, quando apresentavam resultados satisfatórios, eram função de propriedades dos materiais que são de difícil determinação, como por exemplo o coeficiente de Poisson (LA ROVERE, 1997).

HILSDORF (1969) foi o primeiro a propor equações considerando que os componentes da alvenaria encontravam-se em estado triaxial de tensões. Seus estudos eram voltados para a alvenaria de tijolos cerâmicos e sua hipótese primordial era a ocorrência de ruptura ao mesmo tempo na unidade submetida à tração-compressão e na argamassa submetida a um estado triaxial de compressão. O autor imaginou que as tensões de tração geradas por uma junta de argamassa se desenvolveriam até a metade de seus blocos adjacentes e que a envoltória de ruptura para o bloco e para o graute eram lineares. A resistência da argamassa sob compressão triaxial foi obtida através de equações propostas por Richart et al. que foram elaboradas para concreto. Foi então obtida a equação 3.9 para cálculo da resistência à compressão de alvenaria de tijolos cerâmicos maciços.

$$f_m = \frac{1}{K} f_b \cdot \frac{(f_{bt} + \alpha f_a)}{(f_{bt} + \alpha f_b)} \quad (3.9)$$

$$\alpha = h_a / (h_b \cdot C)$$

onde: h_a é a espessura da junta de argamassa

h_b = altura da unidade

f_{bt} = resistência à tração do bloco

K = coeficiente de ajuste da não uniformidade de tensões laterais (varia de 1,1 a 2,5)

C = coeficiente de acréscimo da resistência à compressão da argamassa em função das tensões laterais de compressão(4,1)

f_m = resistência à compressão da alvenaria não grauteada

f_b = resistência à compressão do bloco

f_a = resistência média à compressão da argamassa

KHOO e HENDRY (1973) utilizando-se de equações não lineares para ruptura de tijolos cerâmicos e argamassa propuseram outra equação. O avanço importante neste trabalho foi a observação de que o acréscimo de resistência devido ao confinamento lateral da argamassa é inferior ao do concreto. Portanto, o coeficiente C adotado por HILSDORF (1969) como sendo 4,1 deveria ser menor.

HAMID e DRYSDALE (1979) adotaram para alvenaria não grauteada de blocos de concreto a mesma equação proposta por HILSDORF (1969), porém adotaram o valor de 3,6 para o coeficiente C (observando o proposto por KHOO e HENDRY, 1973) e 1,08 para o coeficiente K. Obtiveram, então a equação 3.10.

$$f_m = \frac{1}{1,08} f_b \cdot \frac{(f_{bt} + \alpha f_a)}{(f_{bt} + \alpha f_b)} \quad (3.10)$$

$$\alpha = h_a / (h_b \cdot C)$$

onde: f_a = resistência à compressão da argamassa
 f_b = resistência à compressão do bloco
 f_{bt} = resistência à tração do bloco
 f_m = resistência à compressão da alvenaria não grauteada
 h_a = espessura da junta de argamassa
 h_b = altura da unidade
 C = coeficiente de acréscimo da resistência à compressão da argamassa em função das tensões laterais de compressão

Para o caso de alvenaria grauteada de blocos de concreto, basearam-se nos critérios de ruptura por eles mesmo propostos e descritos no item 3.1.2. Para o caso em que a deformação de pico do graute é menor que a da parede envolvente, a ruptura se dá inicialmente no graute que expande lateralmente provocando a ruptura do bloco e a equação 3.11 é proposta.

$$f_{mg} = \frac{4,1 f_{bt} + 1,14H f_a + \beta f_g}{4,1 f_{bt}(1,14H + \delta\beta/n) f_b} \cdot \frac{f_b}{n\gamma K} \quad (3.11)$$

$$\beta = (1-\eta)^{1/2} / (1-(1-\eta)^{1/2})$$

$$\gamma = \frac{1}{1+(n-1)\eta}$$

onde: f_{mg} = resistência à compressão da alvenaria grauteada
 H = razão espessura da junta de argamassa / altura do bloco
 η = razão área líquida mínima / área bruta do bloco
 δ = razão área máxima / área mínima do furo do bloco
 n = razão entre os módulos de elasticidade do bloco e do graute.
 f_a = resistência à compressão da argamassa
 f_b = resistência à compressão do bloco
 f_{bt} = resistência à tração do bloco
 K = coeficiente de não uniformidade de tensões laterais

Ocorrendo o caso contrário, ou seja a deformação de pico do prisma envolvente for menor que a do graute, a ruptura se dá por ruptura do prisma. HAMID e DRYSDALE (1979) propuseram, para esta situação, a equação 3.12. Se a área dos furos dos blocos for muito grande e/ou o graute apresentar resistência elevada pode ser que o graute suporte tensões maiores que aquelas dadas pela equação 3.12 e a resistência pode, então ser expressa pela equação 3.13.

$$f_{mg} = \frac{3,6 f_{bt} + Hf_a}{3,6 f_{bt} + Hf_b} \cdot \frac{f_b}{n\gamma K} \quad (3.12)$$

$$f_{mg} = (1 - \eta_m)f_g \quad (3.13)$$

$$\gamma = \frac{1}{1+(n-1)\eta}$$

onde: η_m é a razão entre a área líquida máxima e a área bruta do bloco
 f_{mg} = resistência à compressão da alvenaria grauteada
 H = razão espessura da junta de argamassa / altura do bloco
 η = razão área líquida mínima / área bruta do bloco
 n = razão entre os módulos de elasticidade do bloco e do graute.
 f_a = resistência à compressão da argamassa
 f_b = resistência à compressão do bloco
 f_{bt} = resistência à tração do bloco
 f_g = resistência do graute
 K = coeficiente de não uniformidade de tensões laterais

O coeficiente K, em ambos os casos, pode ser obtido através do gráfico apresentado na Figura 3.2

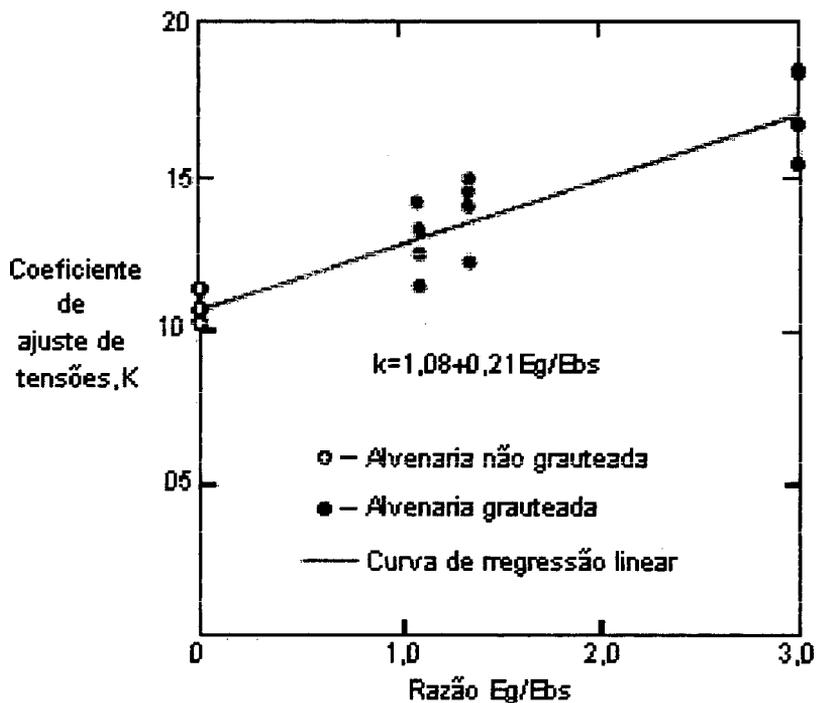


Figura - 3.2 – Curva para obtenção do coeficiente de não uniformidade das tensões laterais (HAMID e DRYSDALE,1979)

Para verificar a adequabilidade das equações propostas para prismas grauteados, os autores elaboraram o gráfico da Figura 3.3, onde foram variados os coeficientes K e δ na equação 3.11. Pode-se observar que a adoção de $K=1$, ou seja, admitindo-se uma distribuição uniforme de tensões e considerando o efeito do afunilamento dos furos através da utilização de $\delta = 1,9$ torna a equação proposta adequada e em geral a favor da segurança.

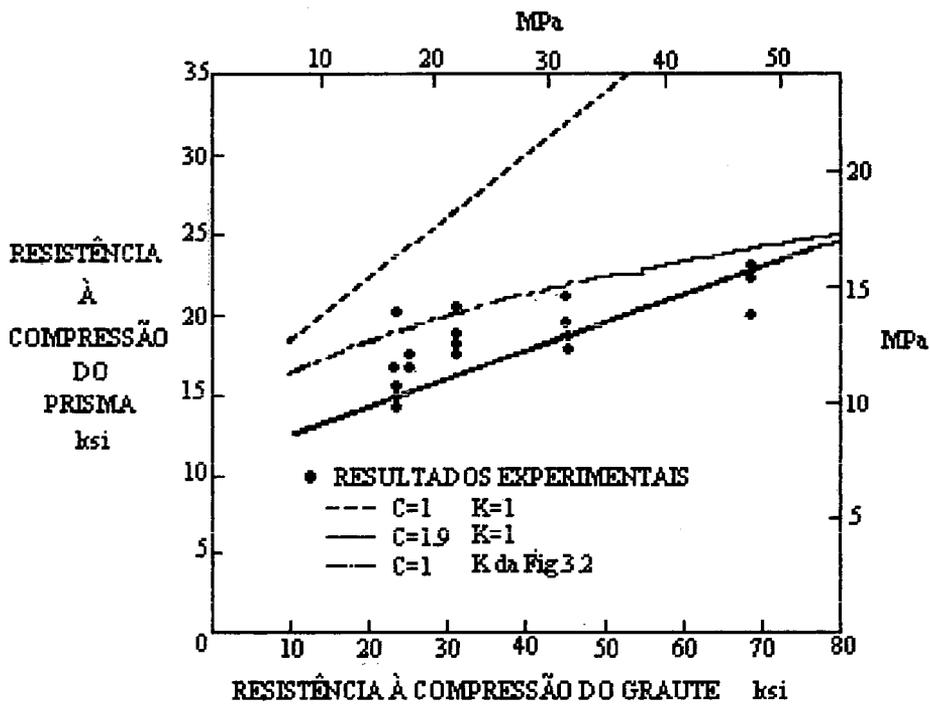


Figura 3.3 – Comparação entre dados experimentais e resistência prevista por HAMID e DRYSDALE (1979)

Por sua vez, PRIESTLEY e YUK (1984) também adotaram o critério proposto por HILSDORF (1973), onde adotaram o valor 1,5 para o coeficiente K e para a resistência à tração do bloco, 10% da sua resistência à compressão. Assim, apresentaram a equação 3.14.

$$f_m = \frac{0,1 f_b + \alpha f_a}{1,5(0,1 + \alpha)} \quad (3.14)$$

$$\alpha = h_a / (h_b C)$$

onde: f_a = resistência à compressão da argamassa

f_b = resistência à compressão do bloco

f_m = resistência à compressão da alvenaria não grauteada

h_a = espessura da junta de argamassa

h_b = altura da unidade

C = coeficiente de acréscimo da resistência à compressão da argamassa em função das tensões laterais de compressão.

Observando dados experimentais obtidos na Nova Zelândia, PRIESTLEY e YUK (1984) concluíram que a deformação de pico do prisma envolvente era sempre inferior à do graute, e que para esta deformação o graute encontrava-se a 93,75% de sua tensão de ruptura. Considerando isto os autores propuseram para a determinação da resistência de alvenarias grauteadas a equação 3.15.

$$f_{mg} = x \frac{0,1 f_b + \alpha f_a}{1,5(0,1 + \alpha)} + (1-x) \cdot 0,9375 f_g \quad (3.15)$$

$$\alpha = h_a / (h_b \cdot C)$$

onde: f_a = resistência à compressão da argamassa

f_b = resistência à compressão do bloco

f_{mg} = resistência à compressão da alvenaria grauteada.

x = razão entre a área líquida / área bruta dos blocos

h_a = espessura da junta de argamassa

h_b = altura da unidade

C = coeficiente de acréscimo da resistência em função das tensões laterais

A Figura 3.4 mostra a comparação entre os resultados obtidos pela equação 3.15 e os dados experimentais de diversos autores, tendo apresentado boa correlação. Para que esta equação esteja a favor da segurança PRIESTLEY e YUK (1984) sugerem a adoção de um coeficiente igual a 0,75 como também pode ser visto na mesma figura.

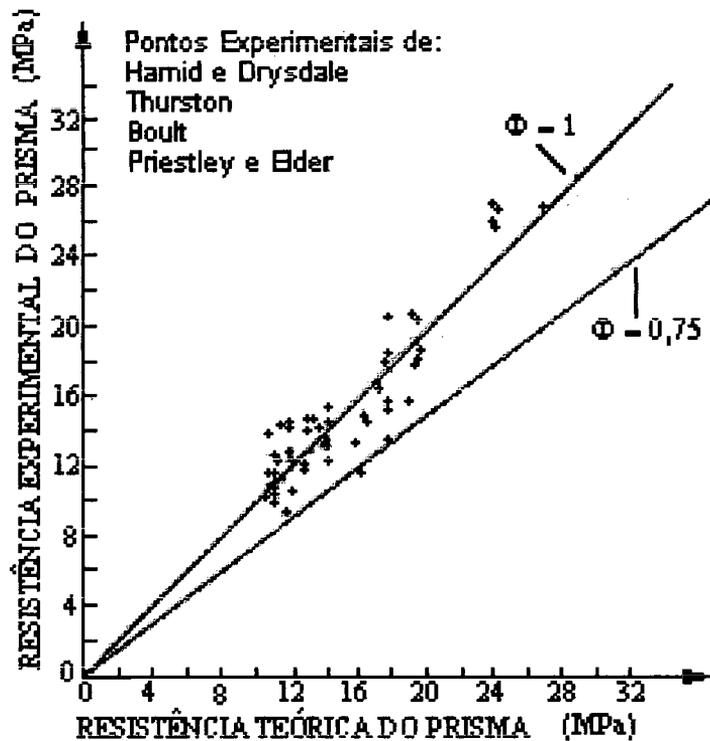


Figura 3.4 – Correlação entre resistência teórica proposta por Priestley e Yuk e dados experimentais para alvenaria grauteada (PRIESTLEY e YUK, 1984)

3.4 O ENSAIO DE PRISMAS

Prismas são pequenos conjuntos de unidades de alvenaria unidas por argamassa e preenchidas ou não por graute. Segundo DRYSDALE et al. (1993) têm geralmente uma unidade de largura, uma unidade de comprimento e altura variando entre 1,5 e 5 vezes a espessura. Na maioria das vezes são construídos com junta a prumo mas podem ter junta amarrada, que representam melhor as condições da obra.

De acordo com RAMAMURTHY e GANESAN (1992) os ensaios de prismas são os preferidos pelas normalizações para inferir a resistência da alvenaria, pois consideram o efeito da presença da junta de argamassa, do prumo e da qualidade da mão-de-obra, são viáveis de serem realizados em quase todas as prensas próprias para ensaio de cilindros de concreto e têm custo bastante inferior ao ensaio de paredes. Várias são as normalizações que adotam este ensaio, podendo ser citadas: australiana, canadense, americana e a brasileira. PRIESTLEY e YUK (1984) afirmam que mesmo apresentando

estas vantagens os ensaios de prismas são pouco utilizados pelos projetistas porque não há dados históricos locais que correlacionem a resistência do prisma com a da alvenaria.

A norma americana ASTM E-447 descreve o equipamento e os procedimentos que devem ser seguidos na realização do ensaio. São propostos dois métodos para moldagem: A e B. O primeiro é dirigido à realização de estudos comparativos laboratoriais e indica a utilização de prismas com junta de 1 cm preenchida por argamassa em toda a seção transversal dos blocos que devem ser assentados com junta a prumo. O método B é destinado ao controle de obras e por este motivo os prismas devem apresentar no mínimo 2 juntas cujo preenchimento com argamassa deve reproduzir o executado na construção. A resistência à compressão da alvenaria é expressa em relação à área líquida e é resultado da média do ensaio de três prismas. É importante observar que tanto a norma americana, quanto a brasileira, recomenda prismas com duas unidades de altura, o que levaria a resistências superiores a uniaxial de compressão devido ao confinamento dos partos da prensa, ou seja, contra a segurança, conforme mostraram os resultados de diversos pesquisadores. Ainda, a norma americana, preconiza a aplicação de um coeficiente de correção para prismas com relação altura/espessura diferente de $a/2$, o que geralmente é desprezado pelo meio técnico. (LA ROVERE, 1997)

Com relação à normalização brasileira, os procedimentos de ensaio são descritos na NBR 8215 (ABNT, 1983). Esta também distingue dois métodos: A- para estudos de laboratório e B- para controle de obras. Em ambos os casos os prismas devem ter duas unidades de altura e ser confeccionados com junta a prumo contendo argamassa em toda a seção transversal do bloco. A diferença entre os dois métodos está no número de exemplares ensaiados, sendo 3 para o método A e 2 para o B. Também, os resultados são expressos como média dos prismas ensaiados, porém apresentados em área bruta.

As teorias que tentam explicar o mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos de concreto podem ser as mesmas utilizadas para os prismas, devendo ser observada a esbeltez dos corpos-de-prova, explicados mais adiante no item 3.3.9.

São muitos os fatores que influenciam na resistência à compressão dos prismas, já que estes apresentam um comportamento de material compósito (KHALIFA et al., 1994). Com exceção aos que dizem respeito à geometria do corpo-de-prova, a maioria deles apresenta na parede a mesma interferência observada em prismas. PRUDENCIO JR (1994) divide estes fatores em dois grupos: aqueles que têm relação com as características dos materiais empregados e os que são decorrentes da construção. A seguir serão identificados e explicados os efeitos dos mais importantes destes fatores.

3.4.1 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS BLOCOS

A resistência dos blocos é a principal determinante da resistência à compressão de prismas e paredes, principalmente quando não são grauteados. Basicamente, se todas as outras variáveis permanecessem constantes, um aumento na resistência do bloco resultaria em aumento na resistência do prisma conforme mostra a Figura 3.5. Infelizmente esta relação não é linear e quando se trata de resistências de unidade cada vez mais elevadas a variação na resistência do prisma torna-se menor. DRYSDALE et al. (1993) reiteram que o aumento da resistência dos prismas ocorre pelo aumento de resistência à tração no bloco que decorre do acréscimo de sua resistência à compressão e esta é tomada como parâmetro por ser um ensaio de execução mais fácil.

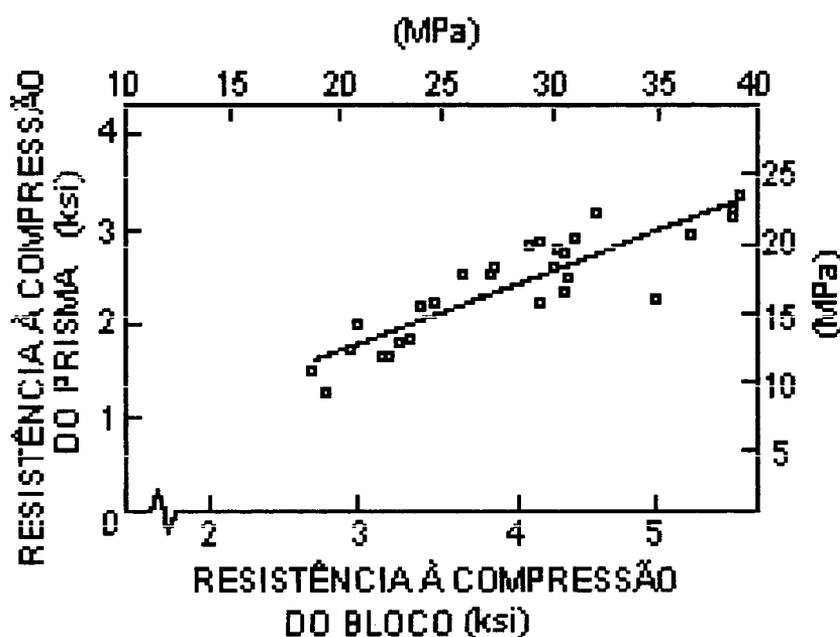


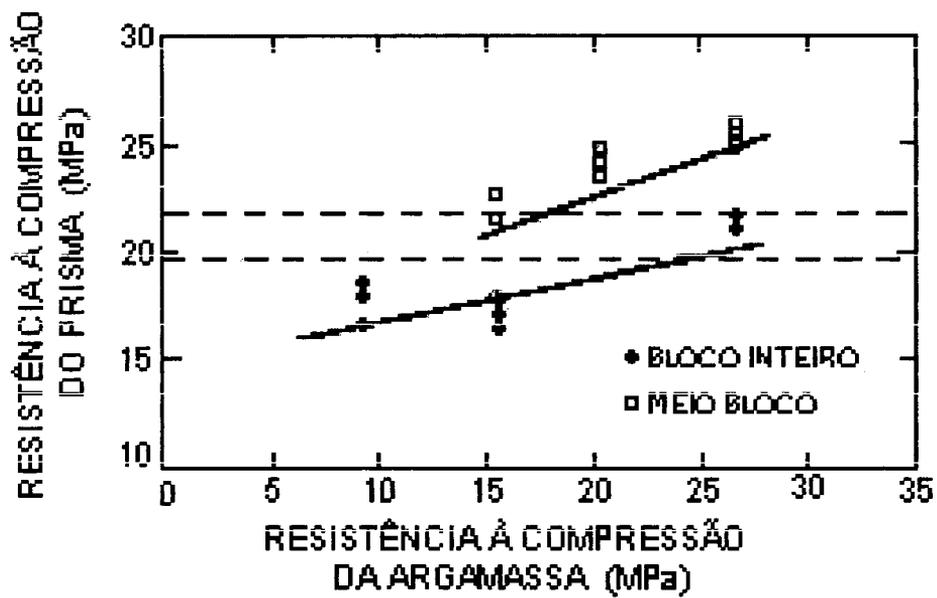
Figura 3.5 – Relação entre resistência do bloco e do prisma (DRYSDALE et al., 1993)

FAHMY e GHONEIM (1995) em um estudo experimental observaram que um acréscimo de 50% na resistência do bloco pode aumentar em 15% a resistência de prismas ocos, porém, para prismas grauteados o ganho de resistência é menor, da ordem de 6 a 8%. ALY e SABATINI (1994), baseados nos critérios de ruptura propostos por HAMID E DRYSDALE (1979), consideram que o maior aproveitamento da resistência do bloco em prismas e paredes grauteadas ocorre quando a deformação de pico do envelope de alvenaria é menor que o do graute. Neste caso a ruptura ocorre primeiro no bloco.

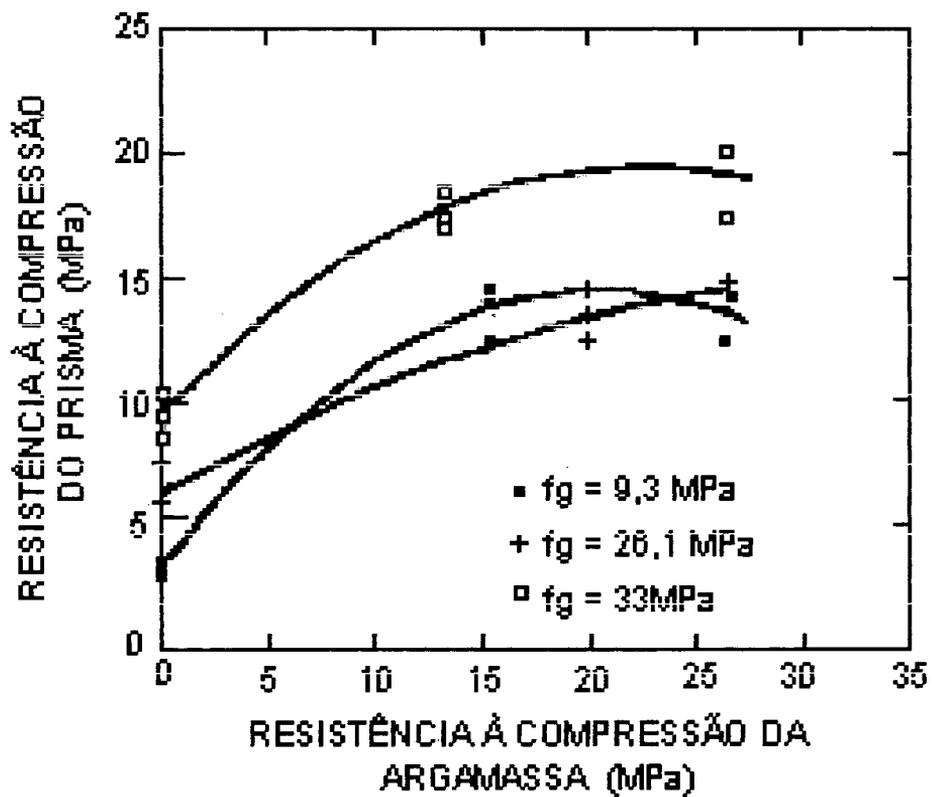
Cabe ressaltar que a resistência do prisma é geralmente inferior a do bloco, não só pela presença da junta de argamassa, mas também pela esbeltez dos elementos ensaiados que alteram a forma de ruptura. O bloco, quando ensaiado sozinho não está sob estado de compressão-tração como no prisma e sim sob estado triaxial de compressão, ou seja confinado pelo efeito dos pratos da prensa. SUTHERLAND apud PRUDENCIO JR (1994) apresenta fatores de eficiência (relação entre a resistência do prisma e resistência da unidade) variando entre 0,6 e 1,1 para os prismas não grauteados de blocos de concreto.

3.4.2 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA

A contribuição da resistência à compressão da argamassa na resistência da alvenaria é bem menos significativa que a contribuição da resistência do bloco. Segundo a maioria dos autores, variações expressivas da resistência da argamassa alteram muito pouco a resistência de prismas e paredes, principalmente no caso de uso blocos de concreto e de graute. Como exemplo pode-se citar KHALAF et al. (1994) que obtiveram um aumento de apenas 20% da resistência de prismas ocos para um acréscimo de 188% na resistência da argamassa. No caso de prismas grauteados, onde há continuidade da coluna de graute nos furos, um aumento de 99% na resistência da argamassa resultou em acréscimo apenas 8% na resistência do prisma. Ambos os casos são ilustrados na Figura 3.6



(a)



(b)

Figura 3.6 – Efeito da resistência da argamassa na resistência de prismas (a) não grauteados (b) grauteados (KHALAF et al., 1994)

Uma vez que uma das principais funções das juntas de argamassa é compensar o efeito de pequenas deformações do conjunto, é necessário que seja menos rígida que os blocos e como consequência menos resistente. Por este motivo é que se recomenda a utilização de argamassas com resistência inferior à da unidade. Na realidade, a alvenaria é muito mais sensível a variações no coeficiente de Poisson da argamassa do que em sua resistência (PRUDENCIO JR, 1994). No entanto, segundo LA ROVERE (1997) argamassas muito fracas podem provocar a ruptura da alvenaria por seu esmagamento. Também lembra que a resistência da junta de argamassa é sempre superior àquela obtida por ensaio de cilindros, já que na alvenaria sofre a ação de tensões de confinamento.

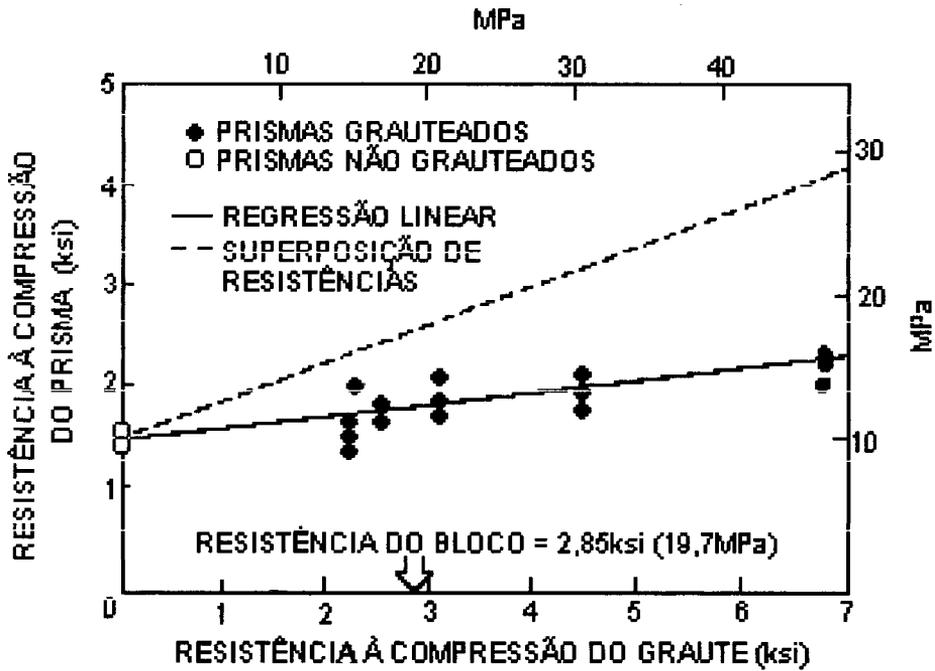
É necessário que a argamassa no entanto, apresente resistência adequada para resistir aos esforços advindos da construção, principalmente no caso de paredes grauteadas onde com apenas 1 dia ficam submetidas ao empuxo causado pela colocação do graute.(DRYSDALE et al., 1993)

3.4.3 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO GRAUTE

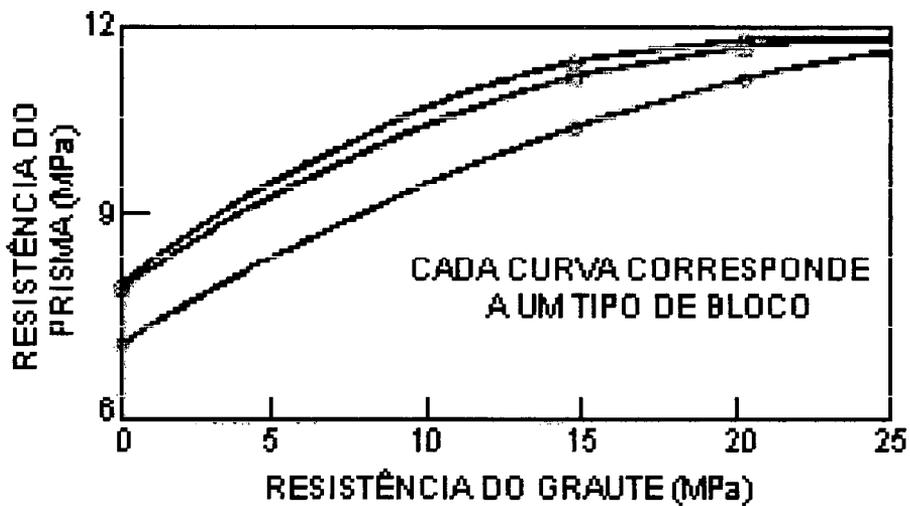
Para vários pesquisadores, como por exemplo HAMID e DRYSDALE (1979), KHALAF et al. (1994), SCRIVENER e BAKER (1988), a resistência à compressão de prismas grauteados é sempre inferior a de prismas ocios em relação à área líquida. No entanto é indiscutível o aumento do carregamento suportado através da adição do graute quando considerada a área bruta, mesmo que sua resistência não seja completamente aproveitada, já que pelo menos ocorre um aumento da área resistente.

Nas Figuras 3.7 (a) e (b) fica claro que com a aumento da resistência do graute há aumento da resistência dos prismas. Pode-se observar que para resistências mais elevadas de graute a variação na resistência do prisma é menor. LA ROVERE (1997) chama a atenção de que a utilização de grautes muito resistentes pode não ser vantajosa pois este absorverá altas taxas de carregamento e a resistência do prisma grauteado passa a ter a mesma ordem de grandeza que os pilaretes de concreto formados pelo graute, relegando a alvenaria envolvente à função de forma.

De acordo com DRYSDALE et al. (1993) a variabilidade dos valores obtidos experimentalmente para prismas grauteados é bem menor que no caso de prismas ocios. Assim, há uma menor tendência de prismas grauteados apresentarem valores insatisfatórios.



(a)



(b)

Figura 3.7 –Influência da resistência do graute na resistência de prismas
(a) DRYSDALE et al., 1993 (b) FAHMY e GHONEIM, 1995

3.4.4 INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON DOS MATERIAIS CONSTITUÍNTES.

Analisando os mecanismos de ruptura apresentados no item 3.1 fica clara a importância da relação entre o módulo de elasticidade dos materiais bem como do coeficiente de Poisson. O melhor aproveitamento do potencial de cada material constituinte na alvenaria é obtido a partir da utilização de materiais com características de deformabilidade compatíveis.

Quanto mais deformável for a argamassa (menor o módulo de elasticidade e maior o coeficiente de Poisson) em relação ao bloco, maiores serão as tensões de tração neste geradas e como consequência há queda na resistência à compressão do prisma (LA ROVERE,1997). Porém, é necessário que a argamassa apresente deformabilidade tal que permita a acomodação de pequenas deformações da alvenaria sem permitir que esta trinque.

No caso de alvenaria grauteada as diferenças nas curvas tensão x deformação específica entre prisma envolvente e graute podem ser responsáveis até pela alteração do mecanismo de ruptura. KHALAF (1996) atribui os maiores resultados que obteve com prismas grauteados à similaridade de características de deformação entre graute e prisma oco. ATKINSON e KINGSLEY (1985), ao contrário de outros pesquisadores, não observaram queda da resistência referente à área líquida dos prismas grauteados em relação aos não grauteados e também atribuem este resultado à compatibilidade de deformabilidades dos materiais.

3.4.5 INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO BLOCO

A geometria dos furos tem grande influência na resistência à compressão dos prismas, notadamente no que diz respeito à área de assentamento. Segundo DRYSDALE et al. (1993), uma redução de 15% na área de assentamento pode provocar uma queda de até 45% na resistência dos prismas. Outro fator a ser considerado é a seção mínima vertical que deve resistir às tensões de tração lateral a que estão submetidos os blocos. Segundo o mesmo autor, o encunhamento dos furos do bloco é capaz de aumentar a resistência de

prismas grauteados em até 27% em relação a furos retos. Por sua vez, KHALIFA e MAGZUB (1994) afirmam que com a diferença de seção transversal no topo e na base dos blocos são geradas tensões de tração no topo da unidade inferior que podem ser maiores até que aquelas geradas pela diferença dos coeficientes de Poisson entre unidade, graute e argamassa. Por este motivo crêem que quanto menor a variação na seção do furo melhor é o desempenho do conjunto. Segundo estes autores, a relação entre área líquida e área bruta da unidade não têm influência significativa na resistência de prismas.

GANESAN e RAMAMURTHY (1992), analisaram o efeito da geometria dos blocos pelo método de elementos finitos e concluíram que a geometria do bloco tem grande influência na resistência dos prismas não grauteados. Este efeito é bastante pronunciado em prismas com junta amarrada e por isso os autores sugerem a adoção deste tipo de prisma para estimativa da resistência da alvenaria.

Além disso, a altura do bloco tem influência na resistência da alvenaria pois, para blocos de mesmo módulo de elasticidade, quanto mais altos os blocos maior será a sua deformação lateral e como consequência menores serão as tensões de tração lateral neles geradas (PRUDENCIO JR., 1994). Também, quanto mais alto o bloco, até certo limite, maior é a área que resiste aos esforços de tração e, portanto, maior é a resistência do prisma.

Também, blocos de menor altura tendem a apresentar menor resistência no ensaio à compressão, já que permitem maior influência do confinamento produzido pelos pratos da máquina de ensaio.

3.4.6 INFLUÊNCIA DA ABSORÇÃO DOS BLOCOS E DA CAPACIDADE DE RETENÇÃO DE ÁGUA DA ARGAMASSA E DO GRAUTE

Segundo PRUDENCIO JR (1994) unidades com alta absorção inicial fazem com que a argamassa perca plasticidade rapidamente, dificultando a acomodação das unidades durante o assentamento. Se isto ocorrer haverá redução na superfície de contato bloco-argamassa e como consequência a redução da resistência do prisma. Além disso, fica

prejudicada a aderência entre os dois materiais e como consequência há prejuízo à resistência.

A perda de aderência entre bloco e graute pode ser causada pelo mesmo efeito, o que é bastante prejudicial principalmente no caso de alvenaria armada. Por outro lado, há a necessidade de que alguma água seja absorvida do graute para que este alcance os níveis de resistência desejados e que haja aderência provocada por partículas de cimento carreadas.

Com a perda excessiva de água ocorre a formação de um vazio no fundo da parede grauteada provocado por efeito arco. Este fenômeno causa fissuração do graute e como consequência queda de resistência do conjunto (DRYSDALE et al., 1993).

Por estes motivos é necessário que se utilize a melhor combinação possível entre absorção da unidade e retenção de água da argamassa e do graute.

3.4.7 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA JUNTA

Uma vez que a deformação lateral dos materiais solicitados axialmente é função de sua deformação no sentido de aplicação da carga e esta função do comprimento do elemento solicitado, fica fácil entender as variações de resistência nos prismas causadas por variações na espessura da junta. Assim, como regra geral, o aumento da espessura da junta provoca redução na resistência do prisma. Este efeito é muito mais pronunciado em prismas não grauteados, conforme pode ser observado na Figura 3.8.

KHALAF (1996) observou, através de estudos experimentais que aumentando a espessura da junta de argamassa de 5mm para 12mm houve um decréscimo da resistência dos prismas de 12% para prismas grauteados e 18% para prismas ociosos.

DRYSDALE et al. (1997) diz que se juntas de 16 a 19mm forem utilizadas ao invés de 10mm a resistência do prisma oco pode ser reduzida em torno de 30%. Por sua vez, SALÓRZANO (1995) obteve reduções de 54% na resistência quando da utilização de juntas de 15mm em relação às usuais de 10mm. MOHAMAD (1998) verificou um

aumento da ordem de 34% na resistência de prismas não grauteados quando da redução da espessura da junta de 10 para 7mm. SHALIN apud PRUDENCIO JR (1994) considera razoável assumir uma redução de 15% na resistência para um acréscimo de 3mm na espessura da junta.

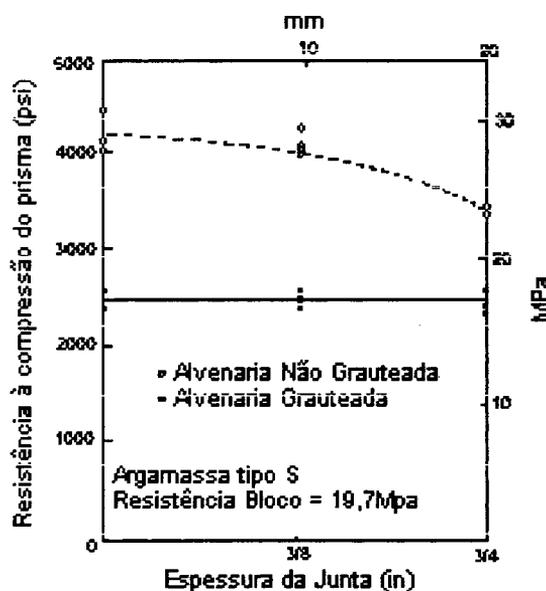


Figura 3.8 – Efeito da espessura da junta na resistência do prisma (DRYSDALE, et al. 1993)

No entanto, para que a junta possa acomodar as pequenas deformações do conjunto, absorver imperfeições da unidade e reter água suficiente a sua hidratação, é necessário que tenha uma espessura mínima. Esta espessura, recomendada pela literatura e baseada também no efeito estético, é de 10mm.

3.4.8 INFLUÊNCIA DA AMARRAÇÃO DOS BLOCOS E DA ÁREA ARGAMASSADA

Diversos pesquisadores estudaram o efeito da amarração dos blocos na resistência dos prismas. É consenso que prismas confeccionados com junta a prumo superestimam a resistência à compressão, já que há coincidência de posição das paredes transversais dos blocos. De acordo com DRYSDALE et al. (1993) os testes de prismas grauteados com

junta amarrada podem apresentar valores de resistência até 13% menores do que utilizando junta a prumo. Segundo SCRIVENER (1988) prismas de blocos com junta amarrada apresentam resistência à compressão até 25% menores que os com junta a prumo. Os resultados experimentais de ATKINSON e NOLAND (1985) mostraram redução de 11%. O modelo em elementos finitos de RAMAMURTHY e GANESAN (1992) permitiu concluir que prismas confeccionados com junta amarrada refletem melhor a diferença de comportamento gerada por unidades de geometrias diferentes.

Outro fator que pode afetar expressivamente a resistência do prisma é a presença ou não de argamassa nas juntas sobre as paredes transversais do bloco. A ausência de argamassa nos septos transversais provoca concentração de tensões nas paredes laterais dos blocos o que pode causar redução da resistência do prisma. No entanto o aumento de resistência obtido quando da utilização de argamassa em toda a junta não é proporcional ao ganho de área de argamassa, apresentando valores menores (DRYSDALE et al., 1993). Ou seja, se a tensão for determinada em função da área argamassada, os prismas com argamassa apenas nas paredes laterais apresentarão resistência maior.

CHUKWUNENYE e HAMID (1986) estudaram através de modelo de elementos finitos o efeito da presença de argamassa nas paredes transversais dos blocos e concluíram que há diferença significativa de comportamento. O modelo RAMAMURTHY e GANESAN (1992) permitiu verificar que a utilização de argamassa apenas nas faces laterais do bloco resulta em um subaproveitamento deste já que provoca concentração de tensões laterais nas faces longitudinais do bloco.

Portanto, para estudos laboratoriais e controle de execução das obras podem ser utilizados prismas com junta a prumo e argamassa somente nas paredes longitudinais do bloco. No entanto, para determinação da resistência da alvenaria, o ideal é confeccionar o prisma com os mesmos padrões de assentamento a serem utilizados na construção (DRYSDALE et al., 1993). Cabe ressaltar que o efeito de junta amarrada não pode ser representado com prismas de duas unidades de altura.

3.4.9 INFLUÊNCIA DA ESBELTEZ DO PRISMA E DO CONFINAMENTO GERADO PELOS PRATOS DA MÁQUINA DE ENSAIO

A influência da relação altura/espessura (razão de esbeltez) dos prismas em sua resistência à compressão já foi exaustivamente estudada. Sabe-se que o aumento desta relação provoca decréscimo na resistência dos prismas. Na realidade, o efeito de confinamento provocado pelos pratos da prensa altera o processo de distribuição de tensões ao longo do prisma podendo mudar o mecanismo de ruptura no caso de prismas de pequena altura. Ensaios mostravam que a ruptura de prismas de pequena relação altura/espessura da ordem de 2, apresentam ruptura com fissuração em forma de cone, típica de compressão associada a cisalhamento, que não é o tipo de falha observado em paredes. Para prismas mais altos, foi observada ruptura com fissuração vertical, característica de um estado de compressão-tração (DRYSDALE et al., 1993).

Conclui-se que os prismas mais altos têm as unidades intermediárias livres do efeito confinante dos pratos da prensa e por isso representavam melhor o comportamento da alvenaria.

HAMID e CHUKWUNENYE (1986) estudaram a interação entre a relação altura/espessura e a distribuição de tensões em prismas não grauteados. Notaram que quando a razão de esbeltez mudava de 2 para 3, o tipo de falha na ruptura do prisma deixava de ser por cisalhamento passando a ser por compressão-tração. Este fenômeno foi atribuído ao fato do prisma de maior esbeltez ter seu bloco intermediário livre do alcance do confinamento gerado pela máquina de ensaio. Os autores recomendaram o ensaio de prismas com no mínimo duas juntas de argamassa para a determinação da resistência da alvenaria.

FAHMY e GHONEIM (1995) constataram através de um modelo tridimensional não-linear em elementos finitos que tanto prismas grauteados quanto ocos apresentavam pequena variação de resistência e módulo de elasticidade para prismas com número de fiadas maior que 3. O mesmo foi observado por LA ROVERE e RODRIGUES (1997), que recomenda a utilização de prismas com no mínimo 3 blocos de altura.

3.5. CONSIDERAÇÕES NORMATIVAS

Os projetos de estruturas de alvenaria no Brasil têm seguido basicamente as prescrições de três normas: a brasileira- NBR 10837 (ABNT, 1989)-, a britânica - BS 5628 (BSI, 1992)- e a americana - ACI 530/ASCE 5/TMS 402 e ACI 530.1/ASCE 6/TMS 602 (1995). No entanto, os critérios de projeto, por elas utilizados, não são os mesmos e por este motivo podem apresentar diferenças consideráveis no dimensionamento. A normalização inglesa é baseada no critério dos estados limites, enquanto as outras duas são fundamentadas no critério de tensões admissíveis. Em ambos os casos, é necessário que se tenha conhecimento da resistência da alvenaria à compressão, seja ela característica (caso da norma britânica) ou média (normas americana e brasileira).

Conforme apresentado nos itens anteriores, há várias maneiras para obtenção da resistência à compressão da alvenaria, tendo sido adotados métodos diferentes em cada uma das normalizações. A norma brasileira preconiza o ensaio de prismas com as características descritas no item 3.4.

Por sua vez, a normalização americana oferece duas opções: o ensaio de prismas, também descrito em 3.4., ou correlações empíricas baseadas nas propriedades dos materiais envolvidos. Para o segundo caso, é oferecida, para alvenarias de blocos de concreto grauteadas ou não, a Tabela 3.1, onde são considerados apenas o tipo de argamassa e a resistência da unidade a serem empregadas na construção. Cabe ressaltar que a determinação da resistência à compressão da alvenaria através da Tabela 3.1 só deve ser utilizada quando a espessura da junta de argamassa não exceder 16mm e a resistência do graute não for inferior a resistência da alvenaria oca nem 13,8MPa. Os pontos experimentais que deram origem aos valores apresentados nesta tabela podem ser visualizados na Figura 3.9.

Tabela 3.1 - Resistência à compressão da alvenaria baseada na resistência à compressão dos blocos e no tipo de argamassa utilizados na construção segundo a norma americana (ACI/ASCE/TMS, 1995)

Resistência à compressão da unidade com relação a sua área líquida (MPa)		Resistência à compressão da alvenaria com relação a sua área líquida (MPa)
Argamassa tipo M ou S	Argamassa tipo N	
8,6	9,0	6,9
13,1	14,8	10,3
19,3	21,0	13,8
25,8	27,9	17,2
33,1	36,2	20,1

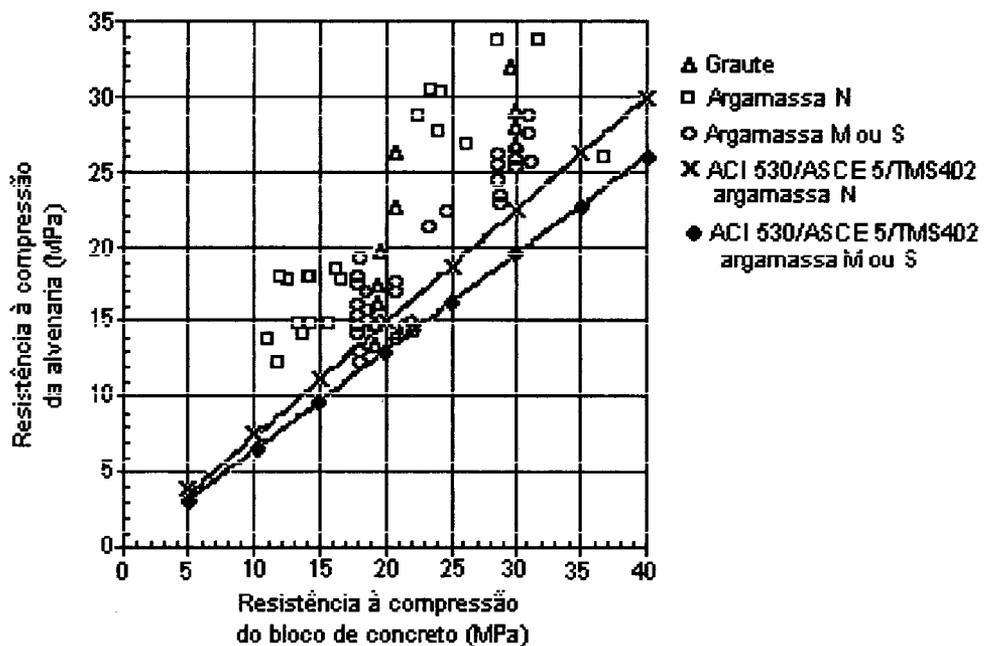


Figura 3.9 – Resistência à compressão da alvenaria em função da resistência do bloco e do tipo de argamassa de acordo com a ACI 530/ASCE 5/TMS 402 (1995)

Para a norma britânica a resistência à compressão da alvenaria pode ser obtida de duas maneiras: o ensaio de paredes com largura variando entre 1,2 a 1,8m, altura entre 2,4 e 2,8m e área da seção transversal bruta não inferior a $0,125m^2$ ou correlações empíricas tendo por base a resistência da unidade e o tipo de argamassa a serem empregados. Para o segundo caso e para a utilização de blocos de concreto, são apresentadas as Tabelas 3.2 (a) a 3.2 (d). Para alvenaria grauteada, a resistência do graute aplicado deve ser sempre superior a do bloco com relação à área líquida.

Tabela 3.2 - Resistência característica à compressão da alvenaria de blocos vazados em função da resistência do bloco e do tipo de argamassa segundo a norma inglesa (BSI, 1992)

(a) alvenaria não grauteada com blocos de altura = 19cm e largura = 14cm								
Argamassa	Resistência à compressão da unidade em área bruta(MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	≥35
(i)	2,16	2,68	3,86	4,65	5,32	6,43	7,45	11,4
(ii)	2,16	2,68	3,86	4,45	5,01	5,73	6,45	9,4
(iii)	2,16	2,68	3,86	4,39	4,86	5,38	5,85	8,5
(iv)	2,16	2,68	3,39	3,89	4,26	4,78	5,25	7,3
(b) alvenaria grauteada com blocos de altura = 19cm e largura = 14cm								
Argamassa	Resistência à compressão da unidade em área líquida(MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	≥35
(i)	2,16	2,68	3,86	5,25	6,79	9,26	11,40	17,59
(ii)	2,16	2,68	3,86	4,94	6,48	8,18	9,87	14,50
(iii)	2,16	2,68	3,86	4,94	6,33	7,71	8,95	13,11
(iv)	2,16	2,68	3,39	4,32	5,40	6,79	8,02	11,26
(c) alvenaria não grauteada com blocos de altura = 19cm e largura = 19cm								
Argamassa	Resistência à compressão da unidade em área bruta(MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	≥35
(i)	1,80	2,21	3,21	4,06	4,89	6,23	7,50	11,4
(ii)	1,80	2,21	3,21	3,86	4,63	5,53	6,43	9,5
(iii)	1,80	2,21	3,21	3,83	4,50	5,20	5,83	8,5
(iv)	1,80	2,21	2,83	3,37	3,90	4,60	5,23	7,3
(d) alvenaria grauteada com blocos de altura = 19cm e largura = 19cm								
Argamassa	Resistência à compressão da unidade em área líquida(MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	≥35
(i)	1,80	2,21	3,21	4,37	5,66	7,71	9,51	14,66
(ii)	1,80	2,21	3,21	4,11	5,40	6,81	8,23	12,09
(iii)	1,80	2,21	3,21	4,11	5,27	6,43	7,46	10,93
(iv)	1,80	2,21	2,83	3,60	4,5	5,66	6,69	9,39

Uma vez que o ensaio de paredes é caro e são poucos os laboratórios que dispõem de equipamento adequado para realizá-lo, a grande maioria dos projetistas que adotam os critérios da norma inglesa fazem uso das correlações da resistência à compressão da alvenaria com as características dos materiais componentes. LA ROVERE (1997) apresenta um estudo comparativo entre as correlações apresentadas por alguns pesquisadores e as normas americana e inglesa para blocos de concreto não grauteados, concluindo que a norma inglesa produz valores muito conservadores de resistência à compressão da alvenaria, mesmo considerando que esta apresenta resistência característica. Esta comparação pode ser observada através da Figura 3.10.

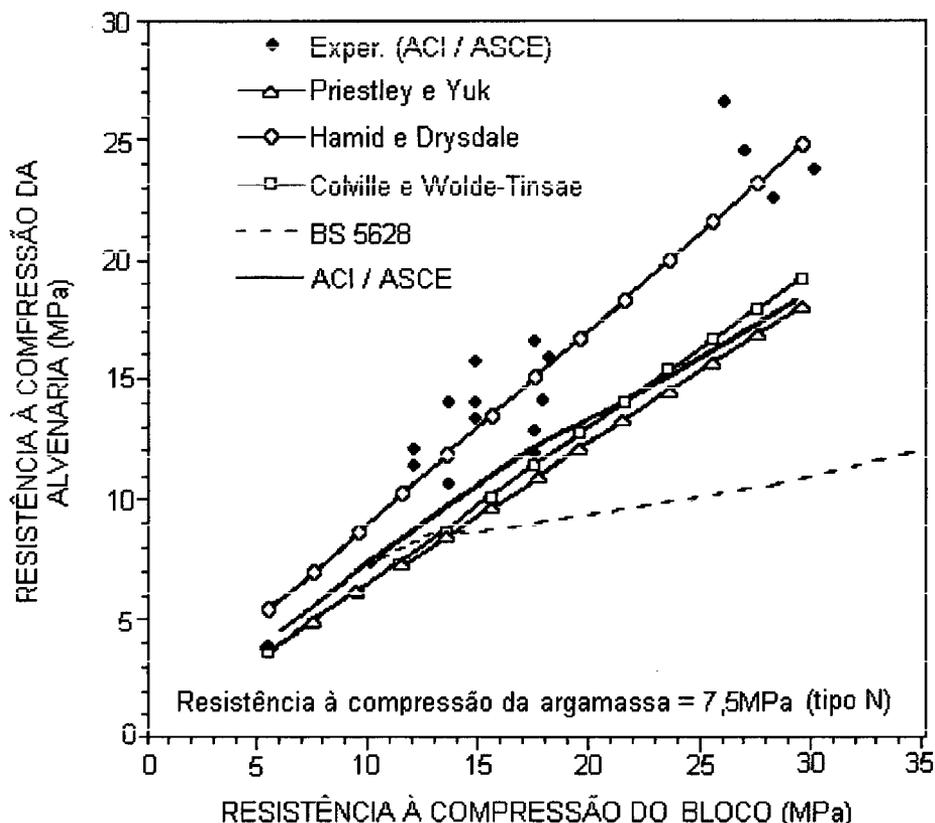


Figura 3.10 – Comparação entre equações propostas por alguns pesquisadores e equações de normas para obtenção da resistência da alvenaria à compressão (LA ROVERE, 1997)

Segundo a NBR 10837 (ABNT, 1989), uma parede de alvenaria suporta com segurança as tensões de compressão a que está sujeita quando é atendida a condição expressa na equação 3.16, onde as tensões admissíveis são as das equações 3.17 e 3.18. Esta norma, em seu item 5.1.8.5, avisa que a tensão admissível F_a leva em conta também a influência da flambagem.

$$\frac{f_A}{F_A} + \frac{f_B}{F_B} \leq 1 \quad (3.16)$$

$$F_A = 0,20 f_p (1 - (h / 40t)^3) \quad (3.17)$$

$$F_B = 0,30 f_p \quad (3.18)$$

onde: f_A = tensão de compressão devido somente a cargas axiais
 F_A = tensão admissível de compressão devida somente a cargas axiais
 f_B = tensão de compressão devida somente a flexão
 F_B = tensão admissível de compressão devida somente a flexão
 h = altura efetiva da parede
 t = espessura efetiva da parede
 f_p = resistência média dos prismas

A norma americana também preconiza a observação da condição da equação 3.16, porém, os valores das tensões admissíveis são dados pelas equações 3.19 e 3.20. Entretanto, o efeito da flambagem é considerado em F_A , e também através do atendimento à equação 3.21.

$$F_A = 0,25f_p(1-(h/140r)^2) \quad \text{Para } h/r \leq 99 \quad (3.19)$$

ou

$$F_A = 0,25f_p(70r/h)^2 \quad \text{Para } h/r > 99$$

$$F_B = \frac{1}{3} f_p \quad (3.20)$$

$$P \leq 0,25P_e \quad (3.21)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E_m I}{h^2} (1 - 0,577e/r)^3$$

onde: r = raio de giração em relação ao eixo longitudinal.

E_m = módulo de elasticidade da alvenaria

e = excentricidade

P = carga atuante na parede

P_e = carga de ruptura por flambagem segundo Euler

I = momento de inércia líquido da alvenaria em relação ao eixo longitudinal.

F_A = tensão admissível de compressão devida somente a cargas axiais

F_B = tensão admissível de compressão devida somente a flexão

h = altura efetiva da parede

f_p = resistência média dos prismas

A norma britânica, por sua vez, considera que os esforços atuantes podem ser suportados pela parede quando é atendida a condição da equação 3.22. A resistência característica da alvenaria deve ser minorada através da aplicação do coeficiente γ_m que varia segundo o controle de produção do bloco e da obra, conforme a Tabela 3.3. As cargas atuantes são majoradas através da multiplicação pelo coeficiente γ_f cujo valor depende da origem do carregamento (peso próprio, carga accidental, vento, etc.). A esbeltez da parede e a excentricidade do carregamento aplicado são consideradas pela aplicação do fator β , cujo valor depende da relação altura/espessura da parede e da relação entre a excentricidade e a espessura da parede, de acordo com a Tabela 3.4. Pode ser observado que a norma inglesa, ao contrário das demais não permite a consideração de excentricidade nula, sendo seu valor mínimo igual a 5% da espessura da parede.

$$\gamma_f P \leq \frac{f_k \beta t L}{\gamma_m} \quad (3.22)$$

onde: γ_f = coeficiente de majoração das cargas

P = carga atuante

γ_m = coeficiente de minoração da resistência dos materiais

L = comprimento da parede

β = fator de redução da resistência devido à excentricidade e à esbeltez.

t = espessura efetiva da parede

f_k = resistência característica da alvenaria

Tabela 3.3 – Coeficientes parciais de segurança para resistência dos materiais γ_m segundo a BS 5628 (BSI, 1992)

		Tipo de controle da Construção	
		Especial	Normal
Tipo de controle na produção das unidades estruturais	Especial	2,5	3,1
	Normal	2,8	3,5

Tabela 3.4 – Fator β da norma BS 5628 (BSI, 1992)

h_{ef}/t_{ef}	Excentricidade no topo da parede			
	$\leq 0,05t$	0,1t	0,2t	0,3t
0	1,00	0,88	0,66	0,44
6	1,00	0,88	0,66	0,44
8	1,00	0,88	0,66	0,44
10	0,97	0,88	0,66	0,44
12	0,93	0,87	0,66	0,44
14	0,89	0,83	0,66	0,44
16	0,83	0,77	0,64	0,44
18	0,77	0,70	0,57	0,44
20	0,70	0,64	0,51	0,37
22	0,62	0,56	0,43	0,30
24	0,53	0,47	0,34	
26	0,45	0,38		
27	0,40	0,33		

Sendo: h_{ef} a altura da parede e t_{ef} a espessura da parede

3.6 MÓDULO DE ELASTICIDADE DA ALVENARIA

De uma forma geral a curva tensão x deformação específica de alvenarias de blocos de concreto apresenta um trecho linear que vai até aproximadamente 50% da tensão de ruptura, a partir do qual, a curva muda de configuração. Como o concreto é um material frágil, a ruptura ocorre bruscamente após atingida a tensão última (DRYSDALE et al., 1993). Por este motivo a norma ACI 530/ASCE 5/TMS 402 (1995) sugere que o módulo de elasticidade da alvenaria seja medido em prismas e que tenha o valor do módulo secante entre 5 e 33% da tensão de ruptura da alvenaria.

Baseando-se no equilíbrio das deformações e na uniformidade das tensões de compressão DRYSDALE et al. (1993) propõe as equações 3.23 e 3.24 para alvenaria não grauteada e grauteada respectivamente.

$$E_m = \frac{1}{\frac{\rho}{E_b} + \frac{1-\rho}{E_a}} \quad (3.23)$$

$$E_{mg} = \frac{1}{\frac{\rho}{(1-q)E_g + q E_b} + \frac{1-\rho}{(1-q)E_g + q E_a}} \quad (3.24)$$

$$\rho = \frac{h_b}{(h_a+h_b)}$$

onde: E_m = módulo de elasticidade da alvenaria não grauteada
 E_{mg} = módulo de elasticidade da alvenaria grauteada
 E_g , E_b e E_a = módulos de elasticidade do graute, do bloco e da argamassa
 q = relação entre a área não grauteada e a área bruta
 h_a = espessura da junta de argamassa
 h_b = altura da unidade

Outra opção dada pela norma americana (ACI/ASCE/TMS, 1995) é a utilização da Tabela 3.5 em função da resistência do bloco e do tipo de argamassa. Mais uma vez é desconsiderado o efeito do graute nas propriedades da alvenaria grauteada.

Tabela 3.5 – Módulo de Elasticidade da alvenaria em função da resistência do bloco e do tipo de argamassa segundo a ACI 530/ASCE 5/TMS 402 (1995)

Resistência do bloco na área líquida (MPa)	Módulo de elasticidade da argamassa (MPa)	
	Argamassa tipo N	Argamassa tipo M ou S
≥41.3		24000
34.5	19000	22000
27.6	18000	20000
20.7	16000	17000
17.2	16000	17000
13.8	12000	15000
10.3	10000	11000

A norma UBC (1998), capítulo 4, sugere que o módulo de elasticidade da alvenaria seja estimado como sendo 750 vezes a sua resistência à compressão. Por sua vez, a norma inglesa (BSI, 1992) propõe que a relação entre o módulo de elasticidade e a resistência característica à compressão seja igual a 900.

SINHA e PEDRESCHI apud MOHAMAD (1998) sugerem a relação não linear entre o módulo de elasticidade e a resistência apresentada na equação 3.25.

$$E_m = 1180 (f_m)^{0.83} \quad (3.25)$$

onde: E_m = módulo de elasticidade da alvenaria não grauteada
 f_m = resistência à compressão da alvenaria não grauteada

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Conforme visto no capítulo 3, vários pesquisadores estudaram e ainda estudam o comportamento da alvenaria à compressão. No entanto, ainda não foi possível definir equações que expressem com segurança a resistência da alvenaria, servindo de base para os projetos estruturais. Os trabalhos experimentais desenvolvidos, de uma maneira geral, apresentam equações cujas variáveis são de mais fácil determinação, porém não abordam todas as variáveis que interferem na resistência à compressão e, de uma forma geral, são válidos para os materiais empregados naquele estudo específico. As equações elaboradas analiticamente consideram de forma mais ampla as variáveis que influem no comportamento da alvenaria à compressão, entretanto envolvem propriedades dos materiais componentes que são de difícil determinação. Além disso, as equações analíticas admitem uma distribuição uniforme de tensões laterais e para a correção desta hipótese aplicam um coeficiente (K) que é muito variável de acordo com o tipo de alvenaria. Assim, de uma forma geral, os projetistas optam pela adoção das proposições normativas, em geral favorecendo demasiadamente a segurança. Além disso, há dúvidas básicas que ainda esperam por respostas, como por exemplo com relação à opção por grautear a alvenaria ou por utilizar blocos mais resistentes. No caso de grauteamento, não se sabe ao certo o mecanismo de ruptura do conjunto. Também não se sabe ao certo quais as propriedades do graute mais adequadas tampouco as do bloco.

Com o objetivo básico de auxiliar no esclarecimento de algumas destas dúvidas, foi desenvolvido um programa experimental, onde foram estudados prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados. Basicamente foram variados a geometria e a resistência dos blocos e a resistência do graute na tentativa de melhor entender o comportamento da alvenaria frente a tais variações.

Pretende-se, com o resultado deste trabalho, auxiliar em algumas decisões de projeto. Para tal serão comparadas as prescrições das normas mais utilizadas no Brasil no que diz respeito à capacidade portante da alvenaria. Além disso são testadas as equações

propostas por vários pesquisadores e já descritas anteriormente. É avaliado o comportamento da alvenaria à compressão axial frente a variações na geometria do bloco e na resistência do bloco e do graute.

4.2. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS

Foram utilizados blocos de concreto de dimensões nominais 15x20x40cm, especificados pela NBR 6136 (ABNT, 1994), porém com duas geometrias de furo diferentes, conforme figura 4.1. Os blocos de paredes mais estreitas foram chamados de blocos de parede fina e apresentavam área líquida igual a 298,98cm². Os blocos com paredes mais espessas foram denominados blocos de parede grossa e sua área líquida era de 359,68cm². Para cada geometria foram empregadas três resistências distintas de bloco.

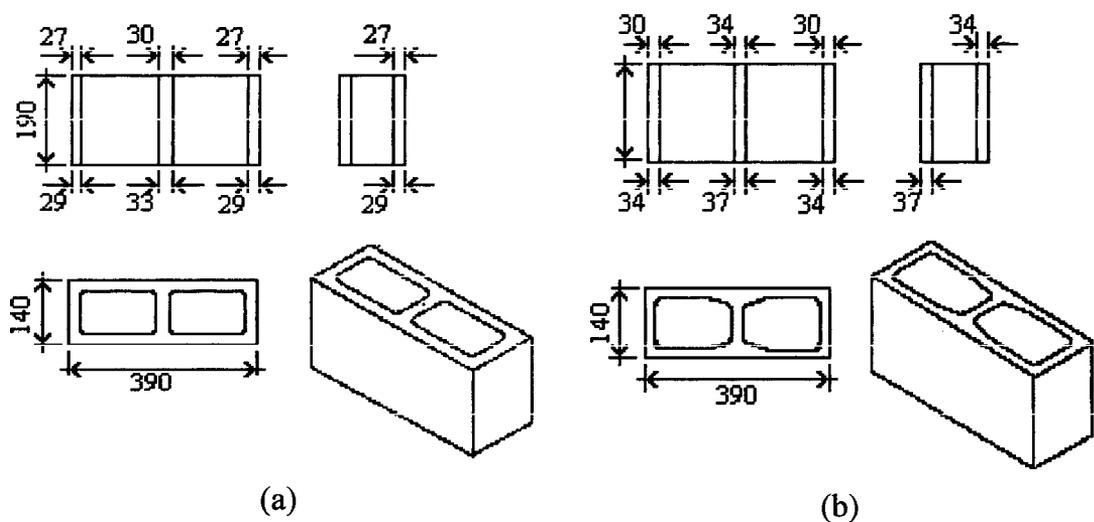


Figura 4.1. - Geometria dos blocos de concreto estudados:(a) blocos de parede fina - PF; (b) blocos de parede grossa - PG.

Os blocos de parede grossa (PG) utilizados estavam disponíveis no pátio da empresa que os forneceu e eram de resistências características nominais de 6, 9 e 12MPa. Por outro lado, os blocos de parede fina (PF), só estavam disponíveis em estoque com resistência característica nominal de 6MPa, sendo que as duas séries de blocos de parede fina mais resistentes foram produzidas especialmente para este trabalho. Assim, os blocos utilizados foram chamados de: A-PG, B-PG, C-PG, A-PF, B-PF e C-PF, respectivamente.

A argamassa utilizada era de traço 1:1:5 (cimento : cal : areia), em volume, por ser este corriqueiro em obras de alvenaria no país e, estar preconizado pela norma britânica BS 5628 –Parte 1 (1992). Para sua confecção foi empregado cimento CP I – S32. A cal hidratada utilizada era comercializada na região e apresentava as características dispostas no Anexo 1. A areia empregada foi aquela que obedeceu os limites granulométricos da BS1200, e teve qualidade atestada através da NBR 7221 (ABNT,1987) , conforme propriedades constantes no Anexo 1.

É importante ressaltar que a argamassa foi produzida em massa, garantindo a constância da quantidade de material empregado, e que a quantidade de água utilizada foi aquela que produziu consistência de 230 ± 10 mm no ensaio da mesa de consistência conforme preconiza a NBR 8798 (ABNT, 1985).

A argamassa foi produzida em betoneira intermitente de queda livre e eixo inclinado com capacidade de 80 l. No dia anterior à sua produção e aplicação era feita a complementação da extinção da cal através da mistura desta com a areia úmida (aproximadamente 10 a 11% de umidade). Esta mistura ficava em repouso até a produção da argamassa, quando era adicionado o cimento e a água suficiente para produzir o abatimento necessário.

Dois traços de graute foram empregados, sendo estes dosados para a obtenção de resistências médias de 15MPa e 30MPa. A adoção destes valores veio da resistência característica nominal dos blocos de parede grossa, sendo que o graute de 15MPa apresentaria aproximadamente a resistência do bloco de 6MPa em área líquida e o graute de 30MPa do bloco de 12MPa. Assim, seria possível analisar a situação geralmente recomendada, ou seja, resistência do graute igual a do material do bloco e mais duas situações: graute com o dobro e com a metade da resistência do material do bloco. A consistência adotada foi de 200 ± 10 mm, determinada a partir do ensaio de abatimento do tronco de cone.

O cimento empregado na confecção dos grautes foi o mesmo utilizado para a argamassa. A areia e o pedrisco foram obtidos junto a empresa fabricante dos blocos, assegurando assim, que sua procedência e propriedades químicas, físicas e mecânicas

eram as mesmas dos agregados empregados nos blocos. As características físicas dos materiais empregados podem ser visualizadas no Anexo 2. Os grautes foram produzidos na mesma betoneira que a argamassa.

4.3. PRODUÇÃO DOS BLOCOS DE CONCRETO

Conforme dito anteriormente, os blocos de parede fina com resistências mais elevadas foram produzidos especialmente para esta pesquisa. Foi realizado um controle rigoroso da umidade do concreto, bem como da alimentação, pré-vibração e compactação do material visando a produção de blocos com compacidade bastante parecida com os blocos normalmente produzidos pela empresa.

Numa primeira tentativa, foram produzidos blocos com traços mais ricos em relação aos utilizados para a produção dos blocos de resistência nominal 6MPa (1:11 – cimento:agregados). Foram, então, confeccionados blocos com os traços 1:8 e 1:6, visando obter duas resistências de bloco mais elevadas. A diferença entre o traço de 6MPa e os novos traços propostos era, além da quantidade de cimento, a eliminação da parcela de areia fina, constante no primeiro, o que poderia reduzir a demanda de água na mistura e provocar um aumento maior da resistência, já que a quantidade de areia fina utilizada representava uma parcela muito pequena do agregado total (areia fina, areia grossa e pedrisco), da ordem de 5%, cujos vazios deixados poderiam não alterar a resistência do bloco. Em ambos os traços propostos a porcentagem de pedrisco em relação ao agregado total foi de 37,25% e a de areia média de 62,75%.

O resultado desta tentativa foi surpreendente, pois os dois traços produzidos apresentaram resistências da mesma ordem de grandeza, mostrando que o aumento da quantidade de cimento não produziu o aumento de resistência esperado. Acredita-se que a quantidade de vazios do bloco continuou a mesma para os traços 1:8 e 1:6, o que ocasionou resistências muito parecidas e por conseqüência forçou a eliminação do traço 1:6.

O traço 1:8 apresentou resistência média de 11,37MPa e coeficiente de variação de 5,53% aos 28 dias. Este traço foi o escolhido por ser mais econômico que o 1:6 e por ter apresentado boa resistência mecânica, além de absorção compatível com os parâmetros da NBR 6136 (1994), no valor de 6,59%, e textura adequada, embora ligeiramente mais grosseira que os blocos produzidos com uma pequena parcela de areia fina.

Visando a produção do terceiro bloco de parede fina, mais resistente que os demais de mesma geometria, foram testados mais dois novos traços com consumo mais elevado de cimento. Estes novos traços diferiam na utilização da areia fina em um e não no outro, mas a relação cimento : agregados foi mantida constante em 1:5. Ambos os traços apresentavam 32,35% de pedrisco no agregado total, diferindo nas porcentagens de areia fina e grossa que eram de 4,9% e 62,75% para o traço A e de 0% e 67,65% para o traço B.

A resistência média obtida para o traço A foi da ordem de 10% superior à do traço B, o que pode indicar a influência do preenchimento de parte dos vazios pela areia fina. Vale ressaltar que coeficiente de variação apresentado pelo traço A foi maior que o do traço B, porém como o seu valor ainda era aceitável optou-se por tomar o bloco mais resistente, no caso o de traço A. Este apresentou resistência média de 14,41MPa e Coeficiente de variação de 8,27%.

Assim, foram utilizados três blocos de parede grossa, com resistências nominais de 6, 9 e 12MPa e três blocos de parede fina, sendo o de resistência nominal de 6MPa, o produzido pelo traço 1:8 e o produzido pelo traço 1:5. Estes blocos foram denominados conforme a Tabela 4.1.

Tabela 4.1. – Nomenclatura adotada para os blocos utilizados

BLOCO	NOMENCLATURA
Parede Grossa com resistência nominal de 6MPa	A-PG
Parede Grossa com resistência nominal de 9MPa	B-PG
Parede Grossa com resistência nominal de 12MPa	C-PG
Parede Fina com resistência nominal de 6MPa	A-PF
Parede Fina produzido com traço 1:8	B-PF
Parede Fina produzido com o traço 1:5	C-PG

4.4. ESTUDO DE DOSAGEM DO GRAUTE

Conforme dito anteriormente, foram dosados grautes com resistências médias de 15 e 30MPa (G1 e G2, respectivamente) e com abatimento de 200₊₁₀mm. Os grautes foram produzidos com os mesmos materiais durante todo o estudo, sendo estes materiais os mesmos utilizados na produção dos blocos.

Foi utilizado o método do IPT/EPUSP (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo/Escola Politécnica da Universidade de São Paulo), desenvolvido por HELENE e TERZIAN (1992), que propõe o ajuste de curvas de resistência e trabalhabilidade em função dos requisitos estruturais e de produção.

O estudo, realizado no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), teve início com a confecção de um traço piloto 1:3,5 (cimento:agregados), cujo teor de argamassa inicialmente adotado foi de 50%. Observou-se, visualmente, que o concreto continha pouca argamassa e, através do acréscimo de areia e cimento à mistura inicial, obteve-se um concreto com o teor de argamassa ideal de 60%. A água colocada na mistura era aquela capaz de produzir a consistência de 200₊₁₀mm. Obteve-se, assim, o primeiro traço piloto do estudo de dosagem do graute, que possuía as seguintes características:

Traço 1:1,7:1,8:0,61 (cimento:areia:brita:água)

Slump 20,5mm

Teor de Argamassa 60%

Fator água/Materiais secos 13,56%

A partir daí foram confeccionados mais dois traços piloto, mantendo-se constante o teor de argamassa. A escolha destes dois novos traços a serem produzidos se deu com ajuda das tabelas do método de dosagem da ABCP (1995), onde considerou-se que o cimento apresentaria resistência de 35MPa. Obteve-se assim para uma resistência média do graute de 15MPa o fator água/cimento de 0,90 e para resistência do graute de 40MPa, fator água/cimento de 0,47. A partir daí, considerando-se o teor de argamassa de 60% anteriormente determinado, encontrou-se os novos traços a serem produzidos, quais sejam: 1:2,69:2,46 e 1:1,02:1,34 (cimento:areia:pedrisco) ou seja: traços 1:5,15 e 1:2,36

(cimento:agregados). A quantidade de água utilizada foi aquela que permitiu atingir o slump desejado.

Para os três traços piloto estudados foram moldados 3 corpos de prova cilíndricos de 10x20cm. Foram, também, preenchidos os furos de 2 blocos, dos quais foram extraídos, aos três dias de idade, 3 corpos-de-prova cilíndricos de 7,5cm de diâmetro que tiveram as extremidades serradas para obtenção da altura de 15cm. Para tal procedimento foi utilizada a extratora mostrada na Figura 4.2. Cabe ressaltar, que o preenchimento dos furos dos blocos foi realizado em uma camada que recebeu a aplicação de 30 golpes com a haste padrão descrita na NBR 8215 (ABNT, 1983). Este procedimento reproduziu o grauteamento dos prismas que está explicado no item 4.6.



Figura 4.2 – Equipamento utilizado para a extração dos corpos-de-prova de graute

Obteve-se, então a Tabela 4.2, de onde foram traçados os gráficos de dosagem da Figura 4.3.

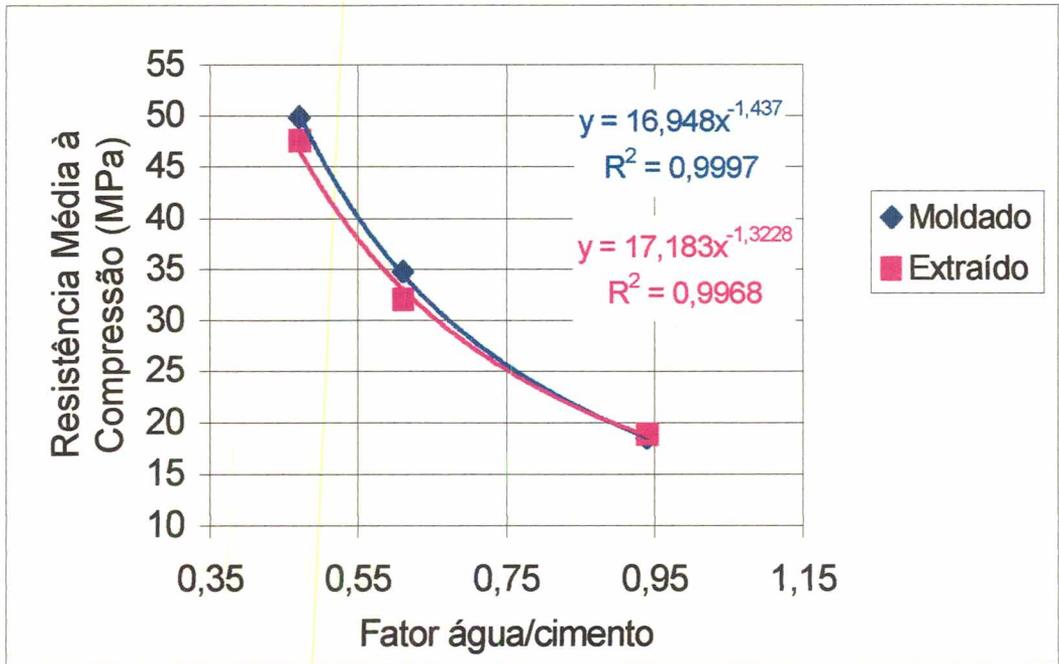
Tabela 4.2 – Dados para o diagrama de dosagem do método IPT/EPUSP

	Traço 1:2,36	Traço 1:3,5	Traço 1:5,15
Relação agregados/cimento	2,36	3,50	5,15
Relação água/cimento	0,47	0,61	0,94
Resistência média aos 28 dias (MPa) – Moldado	49,87	34,80	18,46
Resistência média aos 28 dias (MPa) – Extraído	47,53	32,07	18,86
Slump (mm)	205	205	205

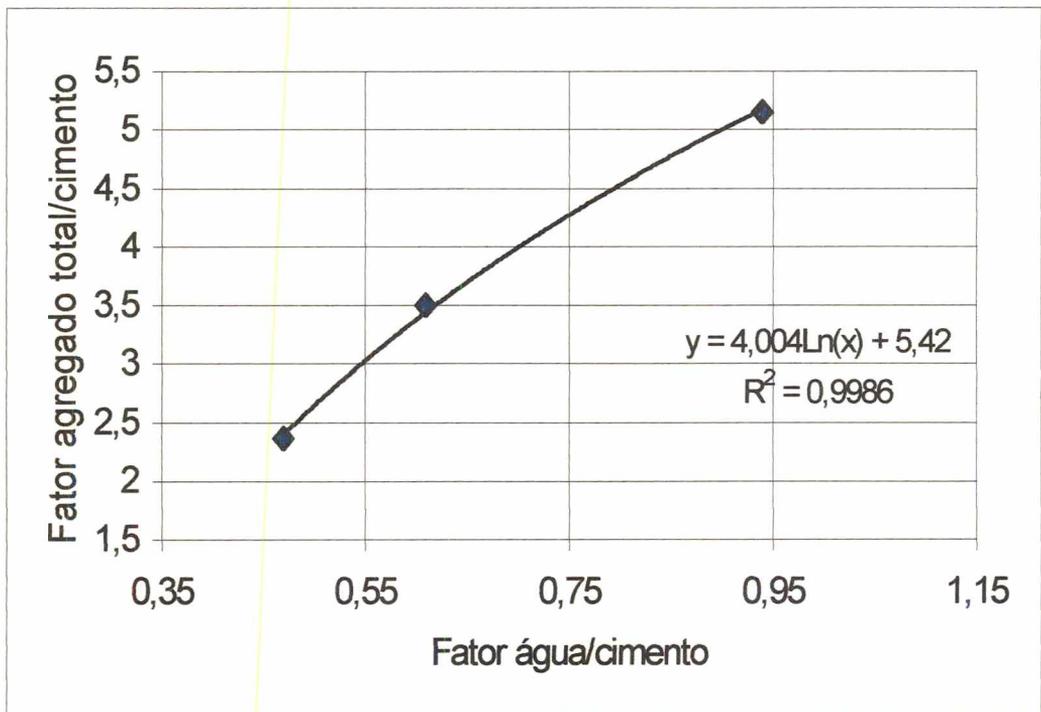
Dos gráficos da figura 4.3 chegou-se aos traços da Tabela 4.3 para a produção dos grautes desejados. Cabe dizer, que uma vez que os valores de resistência para os corpos-de-prova moldados e extraídos não eram significativamente diferentes, a adoção de uma ou outra curva seria indiferente. Neste caso, optou-se por utilizar a curva correspondente aos corpos-de-prova moldados, já que constituem um parâmetro que pode ser facilmente controlado em obra. É importante observar que o traço utilizado para o graute de 15MPa foi obtido através da extrapolação das curvas da Figura 4.3. Este procedimento se fez necessário uma vez que os traços piloto tiveram desempenho superior ao esperado, porém, já que os dados apresentaram boa correlação não se acreditou na possibilidade de erro em função da extrapolação.

Tabela 4.3 – Traços utilizados na dosagem dos grautes

Resistência Média	15MPa	30MPa
Cimento/cimento	1	1
Areia /cimento	3,06	1,90
Pedrisco/cimento	2,70	1,93
Água/cimento	1,09	0,67



(a)



(b)

Figura 4.3 – Gráficos utilizados na dosagem dos grautes (a) Resistência x água/cimento (b) agregado total/cimento x água/cimento

4.5 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS BLOCOS

Para fins de caracterização das unidades empregadas, estas foram ensaiadas à compressão, também no LMCC/UFSC, conforme a NBR 7184 (ABNT, 1992), na data da ruptura dos seus prismas correspondentes para que se pudesse estabelecer uma relação entre a resistência do prisma e a resistência real do bloco no prisma ensaiado. Para a realização deste ensaio os blocos foram capeados com pasta de cimento.

Além dos ensaios de resistência à compressão foram realizados ensaios de umidade e absorção, preconizados pela NBR 12118 (ABNT, 1992), na data de confecção dos prismas correspondentes. Assim ficou assegurado que a umidade determinada foi aquela correspondente à da moldagem do prisma. Três blocos foram submetidos a cada um dos ensaios em questão, de modo que a quantidade de ensaios preconizada pela NBR 6136 (ABNT, 1994) foi atendida. Os valores de umidade e absorção podem ser visualizados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Valores de umidade e absorção dos blocos na data de moldagem dos prismas

SÉRIE	A - PG	B - PG	C - PG	A - PF	B - PF	C - PF
UMIDADE (%)	19,13	32,63	39,30	25,68	39,64	38,15
ABSORÇÃO (%)	9,71	8,71	8,43	9,71	8,19	7,77

4.6. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS GRAUTES E DA ARGAMASSA

Dada a impossibilidade de moldagem de todos os prismas ensaiados em um mesmo dia, a cada moldagem foram realizados ensaios de consistência e resistência à compressão dos grautes e da argamassa utilizados, no intuito de controlar e verificar a sua igualdade nas diversas vezes que foram produzidos.

Assim para cada data de moldagem de prismas foram moldados quatro corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 5x10cm de argamassa e quatro corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 10x20cm do graute G1 e do graute G2. Também, foram preenchidos os furos

de dois blocos com cada graute para posterior extração de corpos de prova cilíndricos de dimensões 7,5x15cm.

A moldagem e cura dos corpos-de-prova obedeceram às prescrições da NBR 5738 (ABNT, 1994) e o ensaio à compressão às da NBR 7215 (ABNT, 1991) no caso da argamassa e da NBR 5739 (ABNT, 1994) no caso dos grautes. A extração dos corpos-de-prova de graute do interior dos blocos se deu, na medida do possível, no terceiro dia após a sua moldagem. Em algumas ocasiões este procedimento não foi realizado aos três dias devido a problemas de funcionamento da extratora. A idade de extração de três dias foi escolhida para evitar danos à extratora por elevada resistência do graute e pelo fato de que a esta altura os blocos já teriam absorvido toda a água capaz de ser absorvida do graute. Após extraídos, os corpos-de-prova eram curados nas mesmas condições dos moldados em molde metálico, ou seja, imersos em água.

A determinação da consistência do graute através do ensaio de abatimento do tronco de cone foi baseada no estabelecido pela NBR 7223 (ABNT, 1992). No caso da argamassa foi realizado o ensaio da mesa de consistência de acordo com a NBR 7215 (ABNT, 1991).

Todos estes corpos-de-prova foram ensaiados à compressão à idade de 28 dias juntamente com a ruptura dos prismas nos quais foram empregados. Este ensaio era, primeiramente, executado em 2 exemplares de cada graute moldado e extraído e da argamassa. Através destes resultados se realizava o ensaio com o terceiro exemplar que tinha suas deformações longitudinais (no sentido da aplicação da carga) controladas até aproximadamente 70% da carga de ruptura dos dois corpos-de-prova anteriormente ensaiados, conforme procedimento descrito em 4.7. O quarto exemplar era reservado para o caso de ocorrência de algum problema no ensaio com controle de deformações, sendo então utilizado.

Todos os ensaios de caracterização de grautes e argamassa foram realizados no LMCC/UFSC. As resistências e consistências obtidas para os grautes e a argamassa em cada moldagem de prisma podem ser visualizadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Resistências e Consistências de controle para grautes e argamassa

PRISMA	ARGAMASSA OU GRAUTE		RESISTÊNCIA	CONSISTÊNCIA
A – PG	G1	MOLDADO	9,55	20,9 cm
		EXTRAÍDO	13,43	
	G2	MOLDADO	29,16	20,8 cm
		EXTRAÍDO	30,71	
	ARGAMASSA		5,60	230,9 mm
B – PG	G1	MOLDADO	18,19	20,1 cm
		EXTRAÍDO	17,73	
	G2	MOLDADO	21,01	20,3 cm
		EXTRAÍDO	22,11	
	ARGAMASSA		5,61	231,1 mm
C - PG	G1	MOLDADO	15,87	20,2 cm
		EXTRAÍDO	15,51	
	G2	MOLDADO	28,97	19,5 cm
		EXTRAÍDO	32,86	
	ARGAMASSA		5,35	225,3 mm
A – PF	G1	MOLDADO	13,64	21,0 cm
		EXTRAÍDO	13,20	
	G2	MOLDADO	27,93	20,9 cm
		EXTRAÍDO	25,31	
	ARGAMASSA		4,63	238,7 mm
B – PF	G1	MOLDADO	15,75	20,7 cm
		EXTRAÍDO	17,09	
	G2	MOLDADO	29,75	20,2 cm
		EXTRAÍDO	26,48	
	ARGAMASSA		4,94	235,6 mm
C - PF	G1	MOLDADO	11,33	20,9 cm
		EXTRAÍDO	14,60	
	G2	MOLDADO	27,54	20,1 cm
		EXTRAÍDO	29,35	
	ARGAMASSA		5,17	228,0 mm

4.7 - MOLDAGEM E ENSAIO À COMPRESSÃO DOS PRISMAS

Para a realização do estudo foram confeccionados e ensaiados à compressão aos 28 dias um total de 12 prismas para cada geometria e resistência de bloco. Destes 12 prismas, 4 eram moldados sem grauteamento, 4 grauteados com o graute de 15MPa (G1) e 4 com o graute de 30MPa (G2). É importante dizer que tanto a normalização americana (ASTM E 477/1980) como a brasileira (NBR 8215, 1983) consideram que a resistência à

compressão do prisma a ser adotada é dada pela média de resultados obtidos em uma amostra de 3 elementos. Neste estudo optou-se pela confecção de 4 prismas para garantir a média de 3 resultados mesmo que um prisma apresentasse problemas de confecção, grauteamento, transporte ou ensaio.

Alguns autores estudaram o efeito da altura de prismas grauteados e não grauteados na sua resistência à compressão. Estes estudos foram sintetizados por LA ROVERE (1997) e na sua maioria condenam a adoção de prismas de 2 blocos de altura por parte de algumas normalizações. Estes autores são praticamente unânimes na afirmação de que prismas de blocos de concreto grauteados com relação altura/espessura inferior a 3 não rompem por compressão axial, mas sim por um estado tri-axial de compressão, gerado pelo confinamento ocasionado pelos pratos da prensa. Este estado tri-axial de compressão gera valores de resistência maiores que os de compressão axial. Por este motivo, neste trabalho, adotou-se a utilização de prismas com altura de 3 blocos (relação altura/espessura igual a 4,21), o que difere do preconizado pela NBR 8215 (ABNT, 1983). Os demais procedimentos seguiram o especificado pela normalização brasileira.

É importante salientar que a junta de argamassa dos prismas tinha espessura de 10 ± 1 mm conforme recomendado para a otimização do funcionamento estrutural do elemento de alvenaria. Além disso, os prismas eram produzidos com argamassa em todas as paredes da seção transversal do bloco.

Durante a moldagem, era retirado o excesso de argamassa no interior dos prismas que seriam grauteados. Este procedimento visava evitar um estrangulamento da coluna de graute maior do que aquele provocado pelo formato cônico dos furos dos blocos de concreto. Os prismas eram grauteados no dia subsequente ao assentamento dos blocos, em três camadas que recebiam 30 golpes cada, aplicados com a haste padrão da NBR 8215 (ABNT, 1983). Este procedimento seguiu o preconizado por esta mesma norma, que determina o grauteamento em tantas camadas quanto a quantidade de blocos que compõem o prisma.

Os prismas que não seriam grauteados já eram moldados com os dois blocos de topo capeados, o que evitava o seu excessivo manuseio e conseqüente possibilidade de perda de exemplares. Por sua vez, os prismas grauteados só eram capeados após seu grauteamento, o que exigiu que estes fossem basculados para o capeamento da superfície inferior. Cabe dizer que, assim como os blocos, os prismas foram capeados com pasta de cimento.

Convém citar que os prismas produzidos com blocos de mesma geometria e mesma resistência foram confeccionados em um único dia de moldagem, de forma que tanto a argamassa quanto o graute não variaram para este conjunto de corpos-de-prova. Pode-se observar a quantidade de prismas moldados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Resumo dos prismas moldados

TIPO BLOCO	NÃO GRAUTEADO	COM G1	COM G2
A – PG	4	4	4
B – PG	4	4	4
C – PG	4	4	4
A – PF	4	4	4
B – PF	4	4	4
C – PF	4	4	4
TOTAL	24	24	24
	72		

O ensaio à compressão dos prismas era realizado na data em que o graute completava 28 dias, ou seja, 29 dias após o assentamento dos blocos. Assim como na moldagem, eram rompidos todos os prismas confeccionados com o mesmo tipo de bloco (geometria e resistência) em um único dia. Este procedimento era acompanhado pelo ensaio à compressão dos blocos, grautes e argamassa correspondentes. Eram ensaiados, primeiramente, dois prismas ocos, dois com graute G1 e dois com graute G2. A partir dos resultados obtidos se ensaiava o terceiro prisma de cada, os quais tinham sua deformação longitudinal controlada até aproximadamente 70% da carga de ruptura dos dois prismas irmãos anteriormente ensaiados, conforme descrito no item 4.7. O quarto prisma de cada combinação bloco-graute era utilizado apenas em caso de falha durante o ensaio ou danificação no transporte de um dos outros três. Os três primeiros prismas

ensaiados eram escolhidos principalmente conforme o estado de seu capeamento. Cabe ressaltar que a moldagem, cura e ensaio dos prismas foram realizados no LMCC/UFSC.

4.8. – DETERMINAÇÃO DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE DOS PRISMAS E SEUS MATERIAIS COMPONENTES.

Num estudo complementar, o desempenho dos elementos grauteados e não grauteados foi avaliado através da medição das deformações longitudinais (na direção do carregamento) do conjunto e do bloco intermediário. Este procedimento foi realizado em um dos prismas de cada combinação bloco-graute, durante o ensaio de compressão axial. Também, foram medidas as deformações longitudinais de um corpo-de-prova de graute extraído, um de graute moldado e um de argamassa para cada combinação bloco-graute.

Para a determinação das deformações foram utilizados, em todos os ensaios realizados, relógios comparadores analógicos da marca Digimess com precisão de 0,001mm que eram acoplados através de anéis que envolviam o corpo-de-prova. Estes anéis eram fixados por três parafusos dispostos a 120° em relação ao centro do corpo de prova, capazes de definir um plano transversal ao elemento ensaiado. Num conjunto de dois anéis, dois relógios eram fixados em posições diametralmente ou diagonalmente opostas, de modo que a média de suas leituras representasse a deformação do centro do corpo-de-prova. É importante ressaltar que durante a instalação, o nível dos relógios foi observado, objetivando garantir que a seção de leitura das deformações fosse perpendicular à direção de aplicação da carga.

As figuras 4.4 e 4.5 mostram os anéis utilizados para os prismas e para os corpos-de-prova cilíndricos de graute e argamassa. As figuras 4.6, 4.7 e 4.8, mostram os equipamentos de medição de deformações instalados.

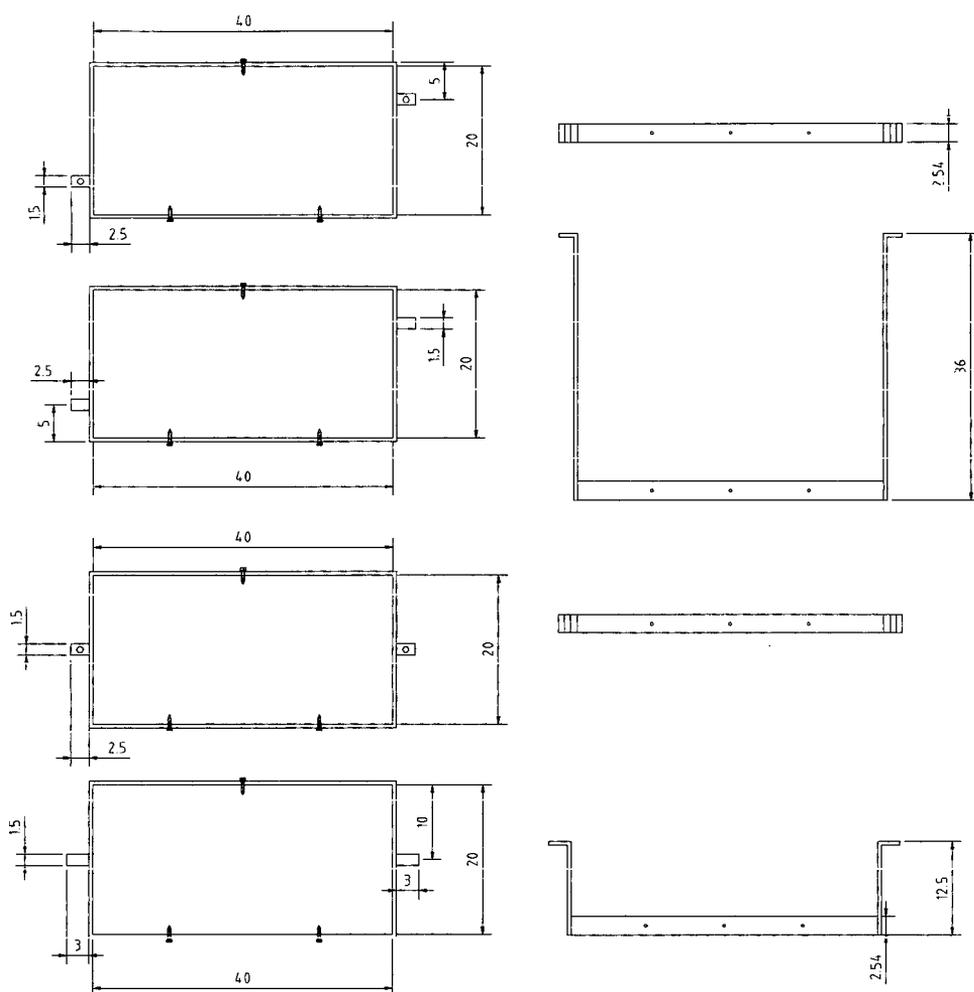


Figura 4.4 – Anel utilizado para fixação dos relógios comparadores nos prismas

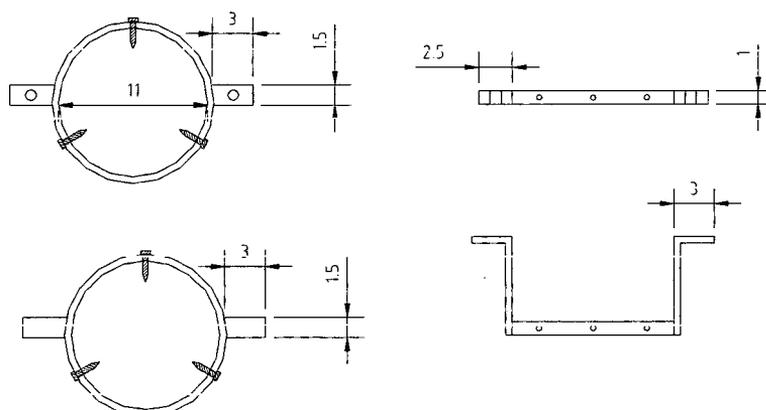


Figura 4.5 - Anel utilizado para fixação dos relógios comparadores nos corpos-de-prova de graute e argamassa



Figura 4.6 – Equipamento de medição das deformações num prisma

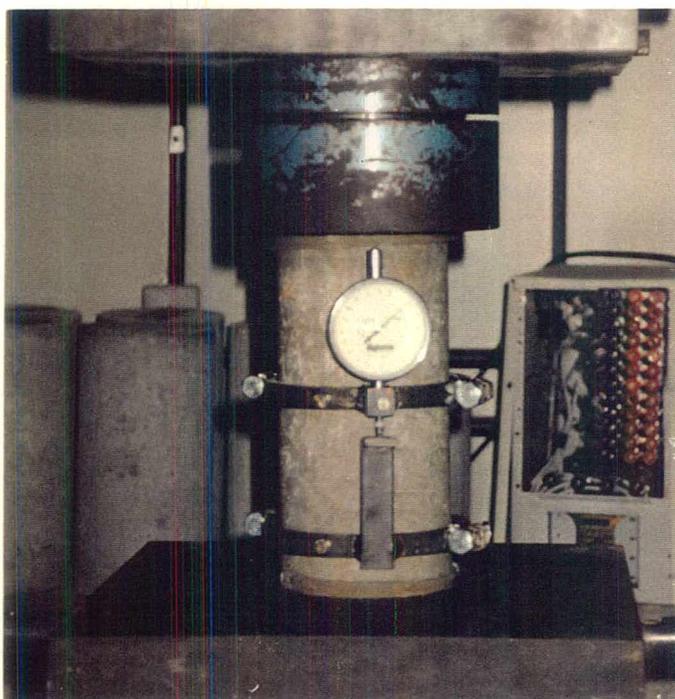


Figura 4.7 - Equipamento de medição das deformações num corpo de prova de graute

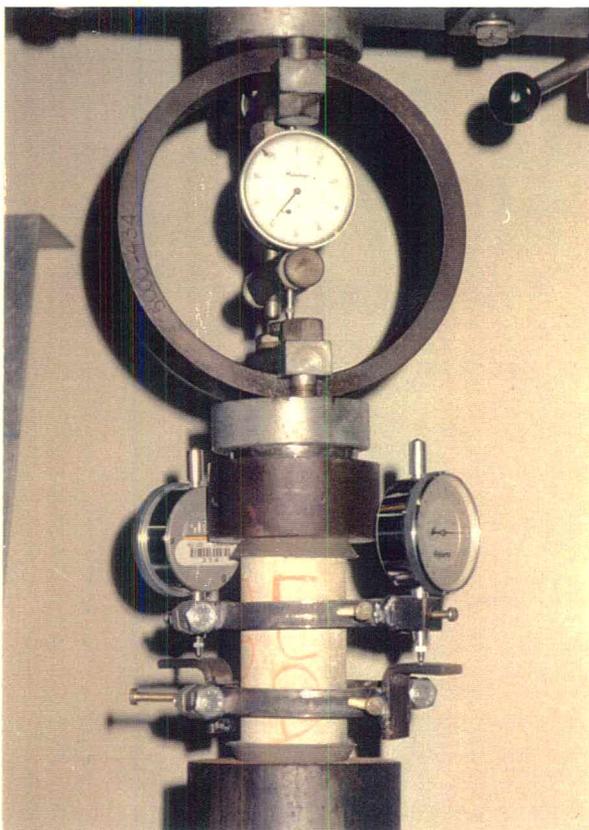


Figura 4.8 - Equipamento de medição das deformações num corpo-de-prova de argamassa.

Nos prismas, os anéis intermediários permitiam a determinação da deformação somente do bloco do meio do prisma. Com os outros dois anéis era possível a obtenção das deformações de um conjunto que abrangia desde a meia altura do bloco superior até a meia altura do bloco inferior. A desconsideração de uma altura de meio bloco no topo e na base do prisma foi uma tentativa de anular o efeito de confinamento dos pratos da prensa sobre os dados de deformação. A opção de medir as deformações do bloco intermediário nos prismas foi adotada para a obtenção dos módulos de elasticidade dos blocos.

A leitura dos relógios era realizada instantaneamente a medida que as cargas escolhidas para determinação das deformações eram atingidas. Assim, não havia interrupção do carregamento, que era realizado à velocidade constante. A última leitura de deformação em cada corpo-de-prova era realizada a uma carga de aproximadamente 70% da carga estimada para a ruptura através do ensaio de dois prismas irmãos. A deformação de

ruptura, embora representasse um dado importante, não foi determinada para que não houvesse danos aos relógios comparadores. Além disso, se forem considerados os fatores de segurança preconizados pela normalização nacional e estrangeira, a alvenaria nunca atingirá sua carga de ruptura e como consequência não atingirá sua deformação de ruptura.

De posse dos dados de deformação dos prismas e de seus elementos constituintes, foi possível traçar seus diagramas tensão x deformação específica, de onde foram obtidos os módulos de elasticidade dos materiais. Para os prismas, foram determinados os módulos de elasticidade secantes, correspondentes a reta que une os pontos cuja tensão corresponde a 5% e 30% da tensão de ruptura conforme recomendado pela ACI 530/ASCE 5/TMS 402 (1992). O mesmo procedimento foi adotado para o módulo de elasticidade dos grautes e da argamassa.

5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1. ENSAIOS DE ARGAMASSA E GRAUTE

Basicamente, os ensaios envolvendo argamassa e graute tiveram o objetivo de determinar sua resistência à compressão e seu módulo de elasticidade, dados estes posteriormente utilizados para avaliar o comportamento dos prismas. Além disso, estas propriedades serviram de parâmetros para avaliar a variabilidade de tais materiais ao longo do desenvolvimento do programa experimental. Os valores médios desta propriedade são apresentados na Tabela 5.1. As dispersões dos dados para a determinação do módulo de elasticidade podem ser observadas nas Figuras 5.1 a 5.5.

Tabela 5.1- Resistências e Módulos de Elasticidade obtidos para argamassa e grautes

	ARGAMASSA	GRAUTE G1		GRAUTE G2	
		M*	E**	M*	E**
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)	5,22	14,95	15,63	28,67	28,94
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA (%)	7,36%	17,29	11,76	3,17	10,63
MÓDULO DE ELASTICIDADE (MPa)	6695	17327	19608	23382	23520

* moldado em cilindro metálico

** extraído

Observando-se a Tabela 5.1 pode-se notar que não existe diferença significativa entre a resistência obtida através de corpos-de-prova extraídos e moldados em cilindros metálicos tanto no caso do graute G1 como do G2. Esta constatação vem a comprovar o que já havia sido observado por SCRIVENER (1988), contradizendo porém a maioria dos pesquisadores que afirmavam que a resistência do graute quando na alvenaria é maior graças à redução do fator água/cimento. Na moldagem dos prismas não foi realizado readensamento, conforme preconizado pela NBR 8215 (ABNT, 1983) e contrário ao sugerido por vários autores. Por este motivo acredita-se que a redução do fator água/ cimento foi acompanhada pelo aumento da quantidade de vazios, já que pela observação visual os corpos-de-prova extraídos pareciam mais porosos. Também, deve

ser ponderada a existência ou não de perturbações na estrutura dos elementos extraídos geradas no processo de extração e serragem que possam ter causado redução de sua resistência.

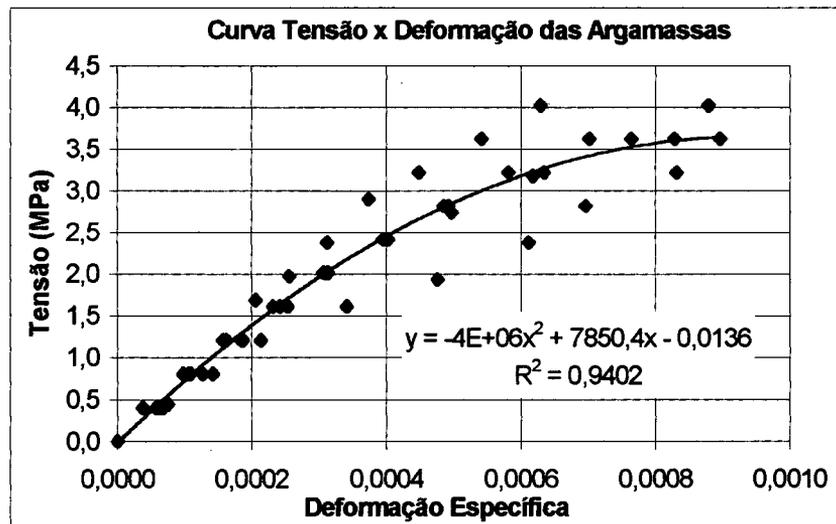


Figura 5.1 – Dispersão dos pontos tensão x deformação para argamassas

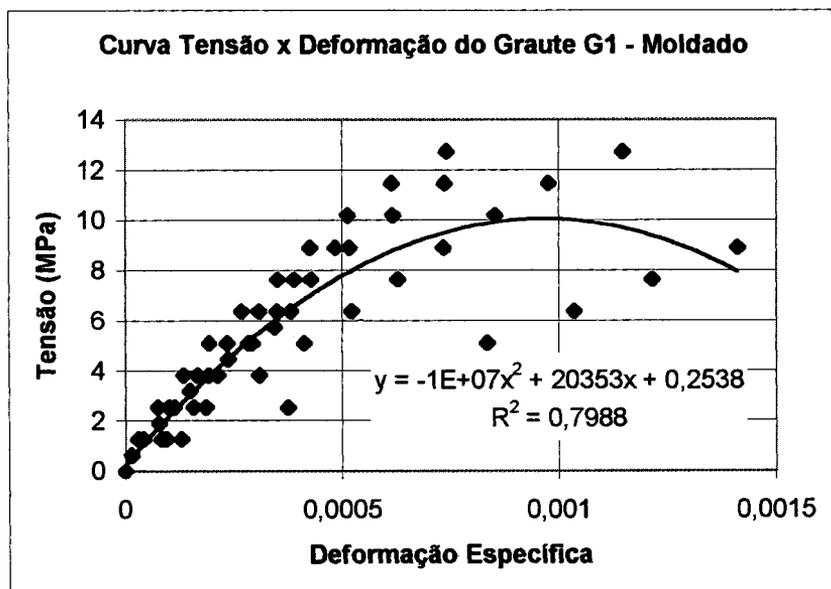


Figura 5.2 – Dispersão dos pontos tensão x deformação para graute G1 moldado em cilindro metálico

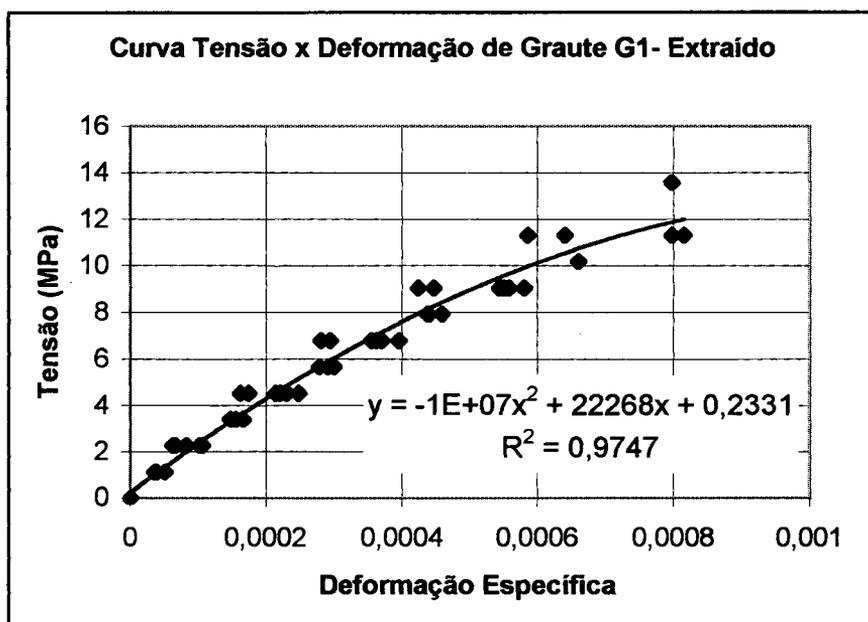


Figura 5.3 – Dispersão dos pontos tensão x deformação para o graute G1 extraído

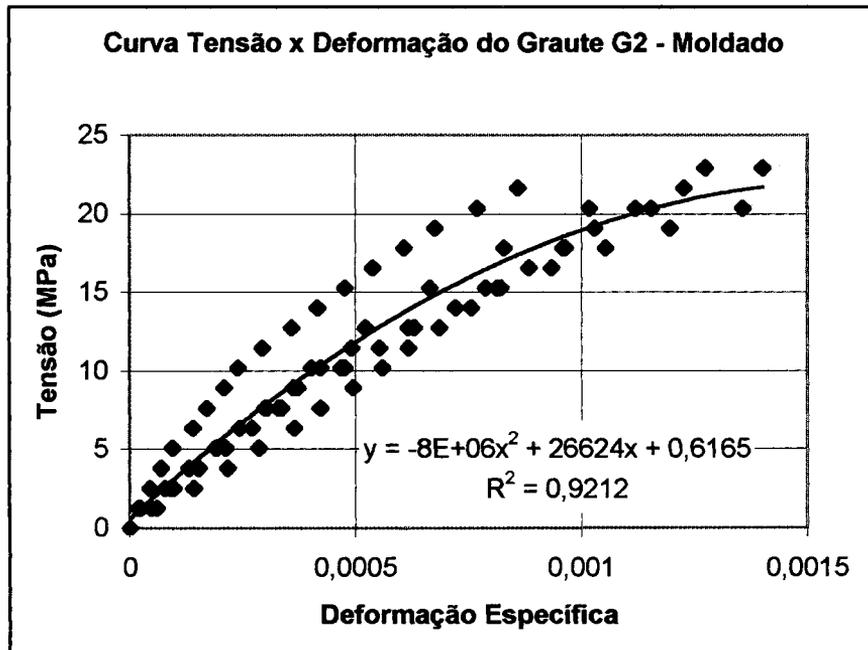


Figura 5.4 Dispersão dos pontos tensão x deformação para graute G2 moldado em cilindro metálico

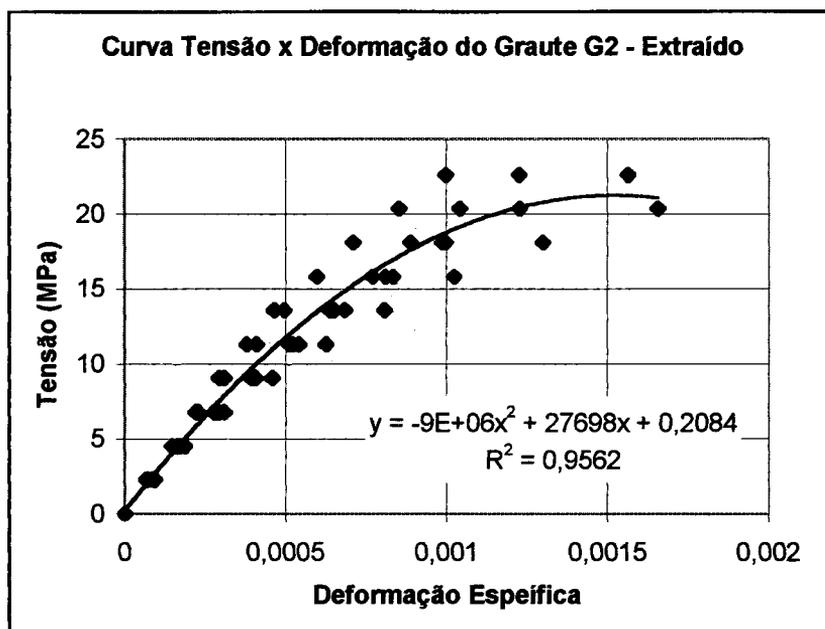


Figura 5.5 Dispersão dos pontos tensão x deformação para o graute G2 extraído

Cabe ressaltar a forma de ruptura dos corpos-de-prova. Uma vez que as faces internas dos blocos de concreto apresentam uma pequena inclinação e que o menor diâmetro disponível no equipamento de extração era de 7,5cm, em alguns casos uma lasca da parede do bloco foi extraída juntamente com o graute, fazendo parte de corpo-de-prova. Nestes casos o corpo-de-prova apresentou descolamento desta lasca quando da ruptura, conforme a Figura 5.6. Por outro lado, todos os corpos-de-prova moldados em cilindros metálicos apresentaram na ruptura fissuração em forma de cone, conforme a Figura 5.7.



Figura 5.6 - Forma de ruptura de alguns corpos-de-prova de grautes extraídos



Figura 5.7 - Forma de ruptura dos corpos-de-prova de graute moldado em forma metálica.

A alta variabilidade dos ensaios, principalmente no caso do graute G1 não era esperada, já que produção dos grautes e argamassas foi realizada com controle bastante rigoroso. Pode-se atribuir o alto coeficiente de variação a alterações nas condições de temperatura a cada moldagem, já que os ensaios se estenderam de outubro a abril. Considerando que o graute G1 apresentava maiores quantidades de água, e imaginando que parte desta água foi perdida para o ambiente, parece claro que este tenha apresentado maior variabilidade.

Com relação ao módulo de elasticidade da argamassa, como já esperado, seu valor é inferior aos obtidos para os grautes. No entanto, a relação entre o módulos de elasticidade e a resistência da argamassa é bastante superior a dos valores propostos por HILSDORF apud SABATINI (1986), CHEMA e KLINGNER apud MOHAMAD (1988) e KHALAF et al., respectivamente 1000, 500 e 340. Mesmo assim, o módulo de elasticidade obtido é bastante parecido com os apresentados por TRISTÃO (1995) para argamassa com traço 1:1:6 (em volume) e com resistência próxima a aqui apresentada. Também, o valor encontrado está coerente com o determinado por MOHAMAD (1998) que obteve, em argamassa com traço 1:1:6 com consistência medida no flow table igual a 275mm, resistência e módulo de elasticidade inferiores aos deste estudo.

Na Tabela 5.2 estão apresentados os valores obtidos e estimados para o módulo de elasticidade dos grautes bem como a relação entre tal propriedade e a resistência à compressão. Pode-se observar que os valores experimentais são bastante inferiores aos obtidos através da expressão proposta pela NBR 6118 (ABNT, 1978), no entanto encontram-se no intervalo de 14000 a 40000MPa apresentados para concreto por MEHTA e MONTEIRO (1994). Além disso, os valores obtidos são bastante próximos dos apresentados na norma BS 5628 parte 2 (BSI, 1992) na sua tabela nº 5. A relação entre o módulo de elasticidade e a resistência apresentou-se maior que 500 – proposto pela norma americana (ACI/ASCE/TMS, 1995).

Tabela 5.2 - Comparação entre módulo de elasticidade dos grautes obtido experimentalmente e por equações propostas pela normalização.

Graute	Módulo de Elasticidade (MPa)			
	Experimental	Segundo NBR6118	Segundo BS 5628	Segundo ACI/ASCE/TMS
G1 moldado	17327	22975	<24000	7480
G2 moldado	23382	31805	25734	14335
G1 extraído	19608	23483	<24000	7815
G2 extraído	23520	31955	25788	14470

Todos os dados referentes aos ensaios realizados com grautes e argamassas no estado endurecido são apresentados no anexo 3.

5.2 ENSAIOS DE BLOCOS

Para a caracterização dos blocos empregados no estudo procedeu-se a determinação da sua absorção e umidade na data em que foram utilizados. A Tabela 5.3 apresenta os resultados destes ensaios. Cabe ressaltar que todos os blocos utilizados estavam em conformidade com a NBR 6136 (1994).

Tabela 5.3 – Umidade e absorção dos blocos

TIPO BLOCO	ABSORÇÃO %	UMIDADE NA DATA DA MOLDAGEM %
A-PG	9,71	19,14
B-PG	8,71	32,63
C-PG	8,43	39,30
A-PF	9,72	25,68
B-PF	8,19	39,64
C-PF	7,77	38,15

Quando testados à compressão os blocos apresentaram, de uma maneira geral, ruptura cônica, típica deste ensaio, conforme a Figura 5.8. Os valores obtidos podem ser observados na Tabela 5.4. Convém dizer que os blocos tipo B-PF e C-PF apresentaram resistências muito próximas, o que não era desejado. No entanto, pode-se observar que o aumento da quantidade de cimento no bloco C-PF em relação ao B-PF não foi capaz de

gerar um ganho proporcional de resistência, provavelmente porque não houve possibilidade de incremento da compactidade do material. Os coeficientes de variação aparentemente altos são típicos do ensaio de blocos de concreto à compressão.



Figura 5.8 – Ruptura típica apresentada pelos blocos de concreto.

Tabela 5.4 – Resistência à compressão dos blocos

TIPO BLOCO	RESISTÊNCIA NA ÁREA BRUTA (MPa)	RESISTÊNCIA NA ÁREA LÍQUIDA (MPa)	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)
A - PG	11,70	17,77	7,51
B - PG	16,21	24,61	9,55
C - PG	19,54	29,66	8,46
A - PF	6,89	12,58	7,63
B - PF	11,51	21,03	11,85
C - PF	12,61	23,02	10,14

Para o caso dos blocos, o módulo de elasticidade foi medido na unidade intermediária dos prismas não grauteados. Este procedimento foi adotado visando obter a curva tensão x deformação real para compressão axial, já que o bloco encontrava-se livre do

efeito confinante exercido pelos pratos da prensa. Os valores foram obtidos através da corda que unia os pontos correspondentes a 5 e 33% da tensão de ruptura do prisma em questão, conforme sugerido por DRYSDALE et al. (1993). A Tabela 5.5 apresenta os resultados obtidos experimentalmente para o módulo de elasticidade, bem como os propostos pelo ACI Building Code 318 e o CEB-FIP Mode Code (1990). Pode-se notar que os resultados experimentais sugerem que o material é mais rígido que o preconizado pelo ACI e muito menos rígido que o sugerido pelo CEB. Pode-se observar que os valores encontrados são muito próximos um do outro, com exceção dos blocos C-PG – de resistência mais elevada – e A-PF – de resistência pouco inferior. No entanto, nestes dois casos o módulo de elasticidade aumentou ou diminuiu conforme a resistência. Na Figura 5.9 é apresentado um exemplo de curva tensão x deformação obtida para cada tipo de bloco, sendo as demais curvas, bem como os dados que as geram, apresentados no anexo 4 juntamente com os demais resultados referentes aos blocos.

Tabela 5.5 – Módulo de elasticidade dos blocos – valores experimentais e sugeridos pelo ACI e CEB

TIPO BLOCO	EXPERIMENTAL (MPa)	SUGERIDO PELO ACI (MPa)	SUGERIDO PELO CEB (MPa)
A – PG	13122	8589	26348
B – PG	13611	10360	29367
C - PG	16919	11559	31253
A - PF	9491	5497	22082
B - PF	12425	7342	26204
C – PF	13621	8221	27006

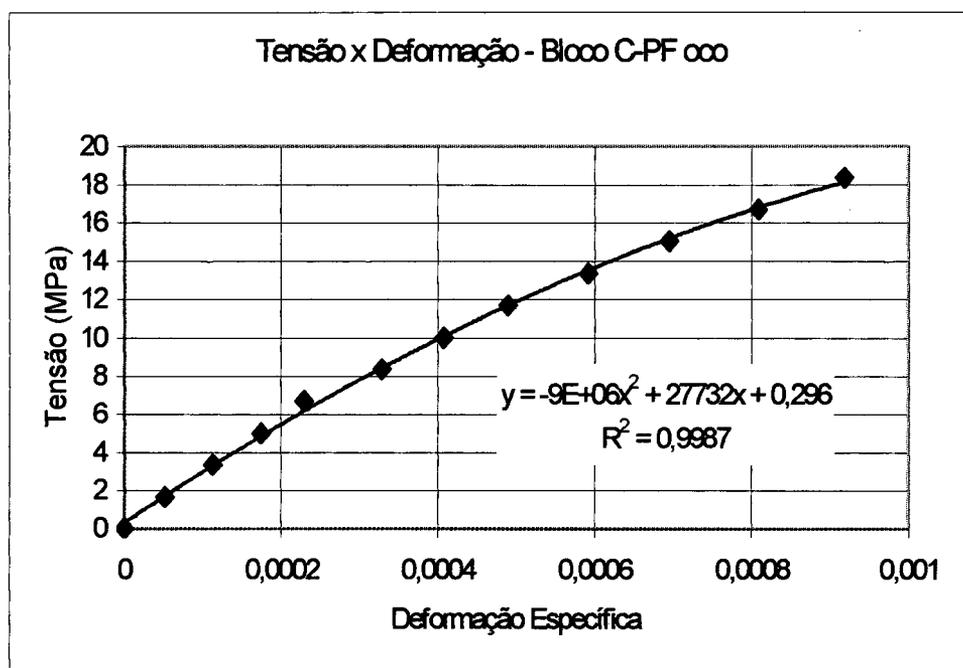


Figura 5.9 – Curvas tensão x deformação obtidas para os blocos de concreto.

5.3. ENSAIOS DE PRISMAS

Com relação aos prismas, foram determinados sua resistência à compressão e módulo de elasticidade, cujos valores obtidos podem ser observados respectivamente nas tabelas 5.6 e 5.9.

A ruptura dos prismas não grauteados se deu, praticamente em todos os casos, através do desenvolvimento de fissuração vertical nas paredes laterais de menor dimensão, conforme pode ser observado na Figura 5.10. As primeiras fissuras se iniciaram na unidade central do prisma na região próxima à junta de argamassa. No caso dos prismas grauteados, houve uma tendência de fissuração parecida com a dos prismas não grauteados, tendo em alguns casos apresentado fissuração na diagonal, conforme já observado por ATKINSON e KINGSLEY (1985). Aparentemente houve confinamento do graute e desenvolvimento de altas tensões de tração no bloco, já que os materiais romperam em conjunto, conforme pode ser observado na Figura 5.11. Nota-se que a diferenciação entre o graute e o bloco se dá unicamente na coloração dos materiais, indicando que os materiais permaneceram solidários na ruptura.

Tabela 5.6 – Resistência dos prismas

SÉRIE DO PRISMA	RESISTÊNCIA EM RELAÇÃO À ÁREA BRUTA (MPa)	RESISTÊNCIA EM RELAÇÃO À ÁREA LÍQUIDA (MPa)	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)
A-PG OCO	11,05	16,77	5,64
A-PG com G1	15,51	15,51	3,52
A-PG com G2	20,50	20,49	7,62
B-PG OCO	13,81	20,97	7,72
B-PG com G1	18,94	18,94	1,88
B-PG com G2	24,33	24,32	6,40
C-PG OCO	18,71	28,41	6,38
C-PG com G1	21,98	21,98	3,46
C-PG com G2	25,24	25,24	7,49
A-PF OCO	8,91	16,28	3,60
A-PF com G1	16,06	16,05	2,37
A-PF com G2	22,19	22,19	4,78
B-PF OCO	12,82	23,41	8,66
B-PF com G1	19,66	19,65	1,34
B-PF com G2	22,66	22,66	3,11
C-PF OCO	12,51	22,86	3,75
C-PF com G1	16,71	16,71	6,59
C-PF com G2	23,26	23,26	5,88

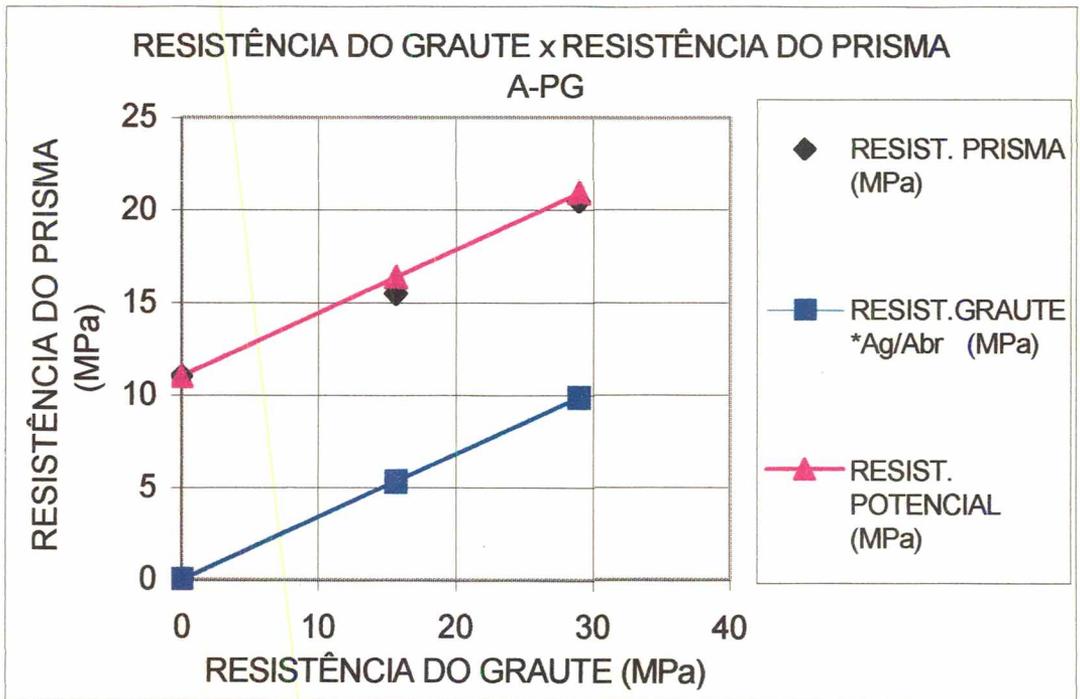
Ao contrário do que afirma a maioria dos pesquisadores, a resistência dos prismas grauteados com o graute G2 produziu resistência superior a do prisma oco com relação à sua área líquida, a exceção das séries C-PG e B-PF. Esta constatação permite dizer que é possível fazer com que os materiais trabalhem em conjunto, como um material monolítico. Conforme a Figura 5.12, é possível observar que, em praticamente todos os casos, a resistência obtida foi dada pela adição da resistência à compressão dos materiais em separado, o que também contradiz a maioria da bibliografia. A Figura 5.13 apresenta a variação da resistência do prisma com a do bloco. Observa-se a redução da importância da resistência do bloco quando é aumentada a resistência do graute. Os prismas grauteados com graute G2 apresentaram resistências muito parecidas, independentemente da resistência do bloco utilizado, sugerindo que talvez com pequeno aumento da resistência do graute seja atingido o ponto a partir do qual este trabalhe praticamente sozinho, absorvendo grande parcela do carregamento e funcionando como pilarete confinado.



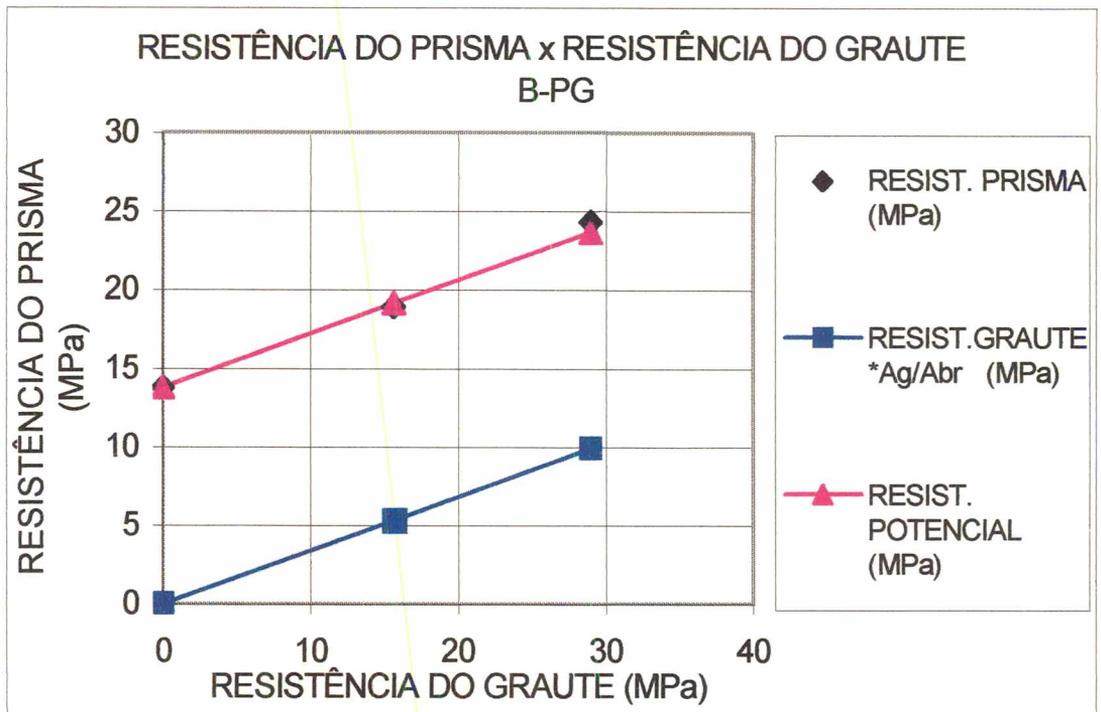
Figura 5.10 – Fissuração apresentada pela maioria dos prismas não grauteados



Figura 5.11 – Fissuração apresentada pela maioria dos prismas grauteados.

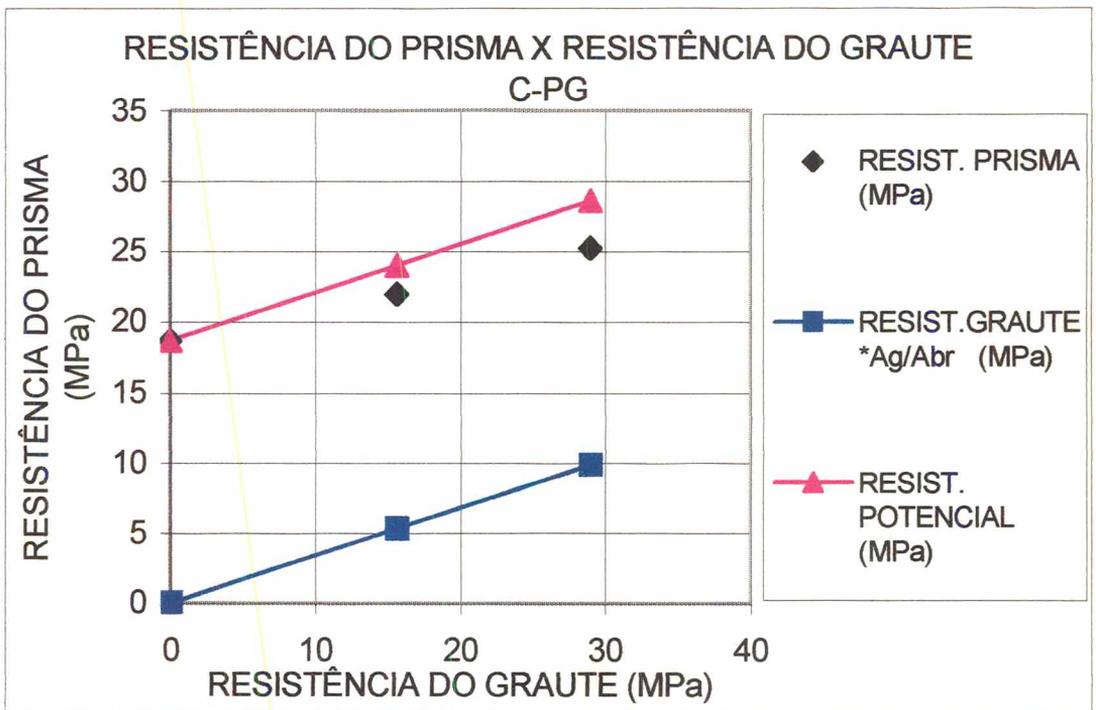


(a)

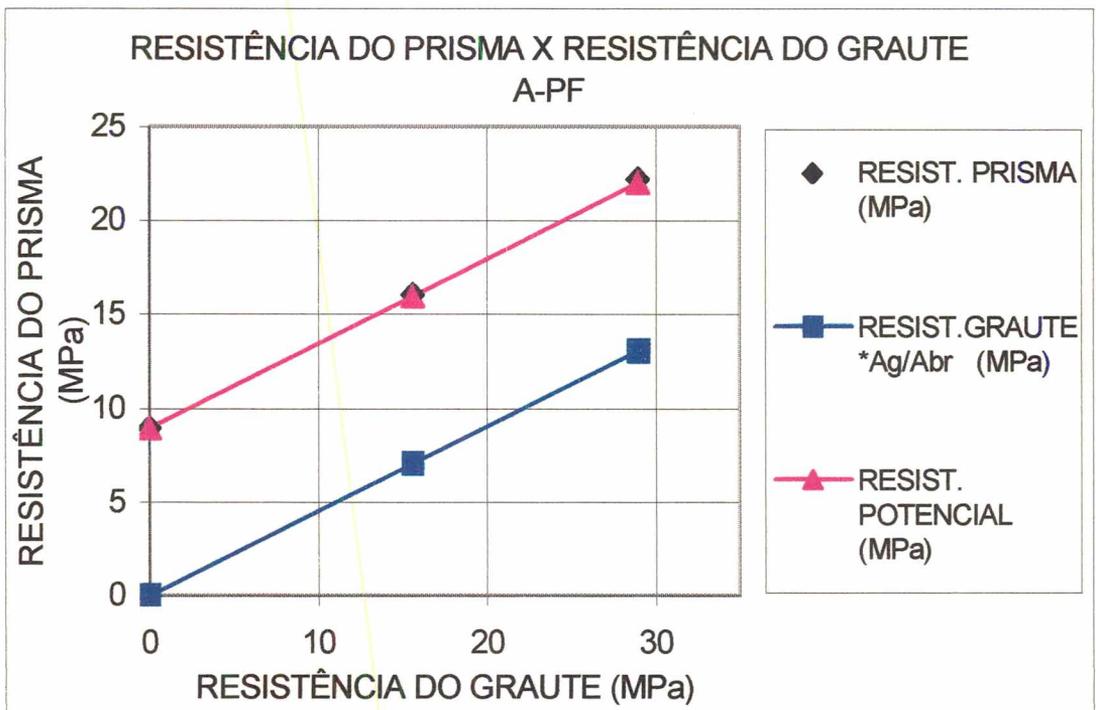


(b)

Figura 5.12 – Relação entre resistência do graute e do prisma

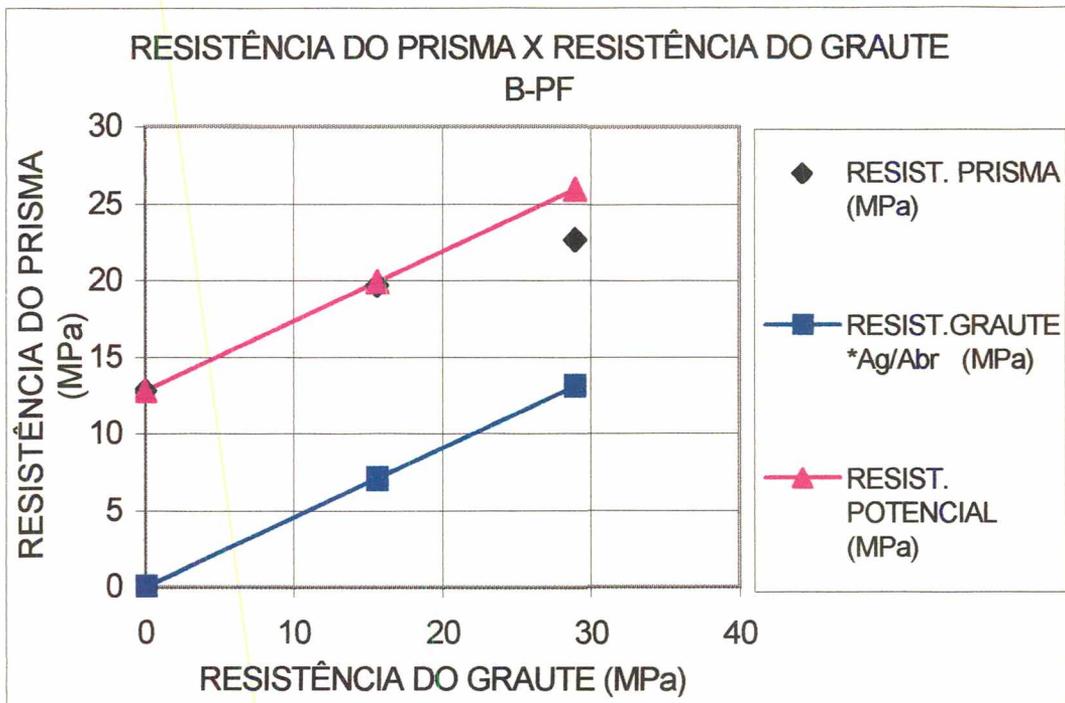


(c)

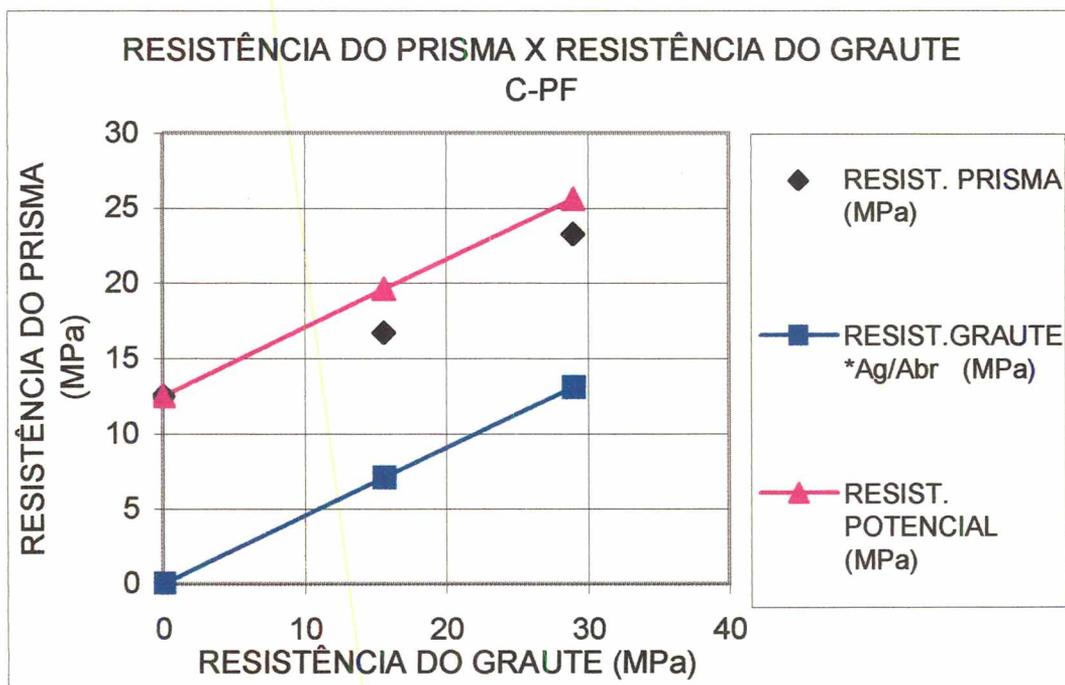


(d)

Figura 5.12 – Relação entre resistência do graute e do prisma



(e)



(f)

Figura 5.12 – Relação entre resistência do graute e do prisma

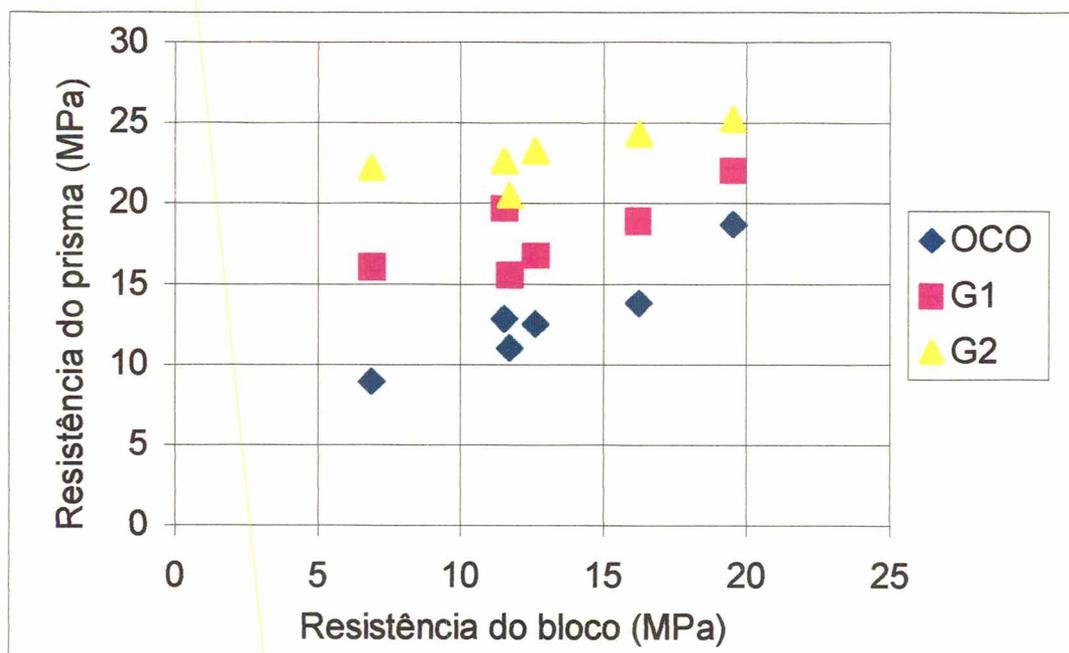


Figura 5.13 – Relação entre resistência do bloco e do prisma

Ainda com relação à resistência, a Tabela 5.7 apresenta os fatores de eficiência (relação entre a resistência do prisma e resistência do bloco) observados, bem como a porcentagem de aproveitamento da resistência potencial do prisma dada pela soma das capacidades do bloco e do graute. Deve-se ressaltar que em alguns casos foram obtidos para os prismas ociosos fatores de eficiência maiores que 1. Isto significa que o prisma era mais resistente que o bloco, o que não pode acontecer já que a ruptura de prismas não grauteados ocorre por tração na unidade, gerando resistências à compressão inferiores às do bloco. Como, pelo procedimento de ensaio não era possível aumentar a resistência dos prismas, acredita-se que a resistência do bloco tenha sido prejudicada de alguma forma. Os fatores de eficiência encontrados são coerentes com aqueles embutidos na tabela da norma americana para resistência da alvenaria em função da resistência do bloco e da argamassa (Tabela 3.1). Nesta tabela, os fatores de eficiência embutidos para argamassa tipo N são de 55 a 76%, ou seja, até 40% menores que os aqui obtidos. No entanto, cabe ressaltar que esta normalização prevê a possibilidade de utilização de juntas de até 16mm. Confirmando o observado na Figura 5.12, o aproveitamento da resistência potencial do material esteve acima de 87%, ou seja a quase totalidade da resistência de cada material foi aproveitada. Cabe questionar o fator de eficiência como

forma de determinação do comportamento de prismas grauteados, já que um aumento no fator de eficiência não significa aumento no aproveitamento dos materiais envolvidos. No entanto, este fator permite avaliar o ganho de capacidade portante de paredes grauteadas, principalmente quando do aumento da resistência do graute.

Comparando os prismas A-PG e B-PF, cujas resistências dos blocos em área bruta são praticamente iguais, tendo como diferença apenas a geometria do bloco, constatou-se que os blocos de parede fina geraram resistências de prisma maiores, porém o aproveitamento das potencialidades dos materiais não obedeceu a mesma tendência. Portanto, não foi possível constatar diferença significativa entre as resistências obtidas para os prismas confeccionados com blocos de parede grossa e parede fina. Independentemente da geometria do bloco, os prismas grauteados produzidos com unidades mais resistentes parecem aproveitar uma parcela ligeiramente inferior da sua resistência potencial.

Tabela 5.7. - Fatores de eficiência e aproveitamento do potencial do prisma

Prisma	Resistências (MPa)				Fator de Eficiência	Aproveitamento da Resistência Potencial
	Bloco	Prisma	Graute	Potencial		
PRISMAS NÃO GRAUTEADOS						
A-PG OCO	11,70	11,05			0,94	
B-PG OCO	16,21	13,81			0,85	
C-PG OCO	19,54	18,71			0,96	
A-PF OCO	6,89	8,91			1,29	
B-PF OCO	11,51	12,82			1,11	
C-PF OCO	12,61	12,51			0,99	
PRISMAS GRAUTEADOS COM GRAUTE G1						
A-PG c/ G1	11,70	15,51	15,63	16,38	1,32	0,95
B-PG c/ G1	16,21	18,94	15,63	19,15	1,17	0,98
C-PG c/ G1	19,54	21,98	15,63	24,04	1,23	0,91
A-PF c/ G1	6,89	16,06	15,63	15,98	2,33	1,00
B-PF c/ G1	11,51	19,66	15,63	19,89	1,71	0,99
C-PF c/ G1	12,61	16,71	15,63	19,58	1,32	0,85
PRISMAS GRAUTEADOS COM GRAUTE G2						
A-PG c/ G2	11,70	20,50	28,94	20,93	1,75	0,97
B-PG c/ G2	16,21	24,33	28,94	23,69	1,50	1,02
C-PG c/ G2	19,54	25,24	28,94	28,59	1,29	0,88
A-PF c/ G2	6,89	22,19	28,94	22,01	3,22	1,01
B-PF c/ G2	11,51	22,66	28,94	25,92	1,97	0,87
C-PF c/ G2	12,61	23,26	28,94	25,61	1,84	0,91

Uma comparação entre os valores de resistência à compressão da alvenaria preconizados pelas normas mais utilizadas no país está apresentada na Tabela 5.8. Para levar em conta os efeitos de excentricidade e esbeltez, bem como os coeficientes de segurança adotados, foram determinadas as cargas admissíveis de acordo com cada uma das normas em questão. Foi considerada uma parede com altura de 2,80m e espessura 14cm. A excentricidade considerada variou de 0 a 15% da espessura da parede, valendo ressaltar que a norma britânica exige a consideração de uma excentricidade mínima de 5% da espessura da parede. A excentricidade máxima adotada foi aquela em que as paredes não ficariam sujeitas a tração, já que o objetivo é estudar o comportamento da alvenaria à compressão. São apresentados valores de carga admissível considerando a utilização das tabelas das normas inglesa e americana e através de determinação da resistência de prismas. Cabe ressaltar que a norma inglesa preconiza o teste de paredes, que não foi realizado neste estudo, tendo sido utilizados em lugar da resistência característica obtida por tal ensaio, o valor característico de resistência dos prismas utilizando o coeficiente de variação médio obtido de 5%, além disso, foram considerados coeficientes de minoração da resistência e majoração do carregamento tal que a sua combinação gerasse um coeficiente global de segurança igual a 5. Nota-se que a utilização das tabelas gera valores bastante inferiores àqueles originários da determinação experimental da resistência da alvenaria. Este efeito é ainda mais pronunciado no caso da norma inglesa, o que vem a reafirmar os estudos de LA ROVERE (1997). No que diz respeito aos valores determinados a partir dos ensaios, pode-se observar que a norma inglesa é a mais conservadora, o que já era de se esperar, já que adota um maior coeficiente de segurança além de usar valores característicos de resistência e não médios. À medida que se considera excentricidades mais elevadas, a norma americana vai tornando-se mais cautelosa que a norma inglesa, pois para excentricidades menores apresenta cargas admissíveis maiores que a norma britânica, sendo esta diferença reduzida à medida que se considera excentricidades maiores. Além disso, pode-se observar que as tabelas adotadas não consideram o aumento da resistência da alvenaria em função da adoção de grautes mais resistentes, desperdiçando assim o potencial do material empregado.

Tabela 5.8. - Capacidade portante da alvenaria segundo as normalizações brasileira, britânica e americana

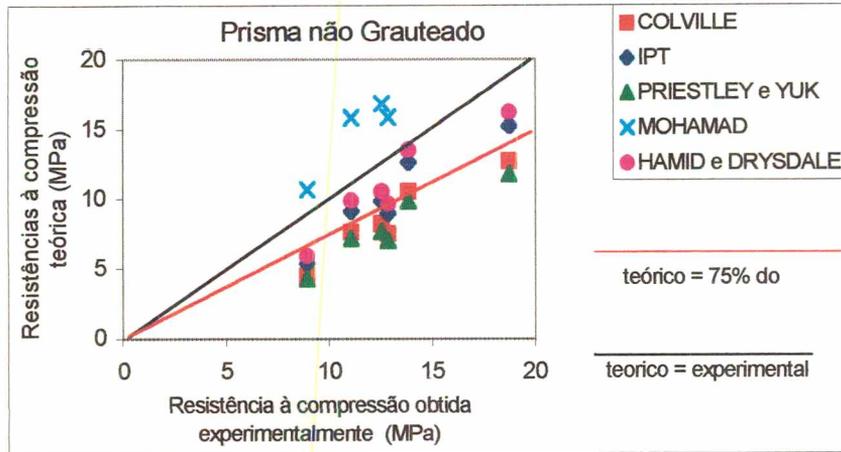
Carga Máxima Admissível (N/m)					
Excentricidade = 0					
Prisma	NBR 10837	BS 5628 Parte 1		ACI 530/ASCE5/TMS 402	
		Tabela	Experimental	Tabela	Experimental
A-PG OCO	2707	1235	1987	2265	3171
A-PG c/ G1	3799	2056	2789	3145	4071
A-PG c/ G2	5022	2056	3686	3145	5381
B-PG OCO	3384	1345	2483	2946	3964
B-PG c/ G1	4640	2506	3406	4090	4972
B-PG c/ G2	5960	2506	4375	4090	6386
C-PG OCO	4584	1423	3365	3367	5370
C-PG c/ G1	5385	2849	3953	4675	5769
C-PG c/ G2	6185	2849	4539	4675	6627
A-PF OCO	2184	1068	1602	1449	2621
A-PF c/ G1	3934	1725	2888	2363	4215
A-PF c/ G2	5437	1725	3990	2363	5825
B-PF OCO	3141	1230	2305	2221	3769
B-PF c/ G1	4816	2264	3535	3623	5160
B-PF c/ G2	5553	2264	4075	3623	5950
C-PF OCO	3066	1256	2251	2383	3680
C-PF c/ G1	4095	2399	3005	3885	4387
C-PF c/ G2	5699	2399	4183	3885	6106
Excentricidade = 0,05x espessura da parede					
A-PG OCO	2403	1235	1987	1998	2798
A-PG c/ G1	3233	2056	2789	2691	3483
A-PG c/ G2	4274	2056	3686	2691	4604
B-PG OCO	3004	1345	2483	2599	3498
B-PG c/ G1	3949	2506	3406	3499	4254
B-PG c/ G2	5073	2506	4375	3499	5464
C-PG OCO	4069	1423	3365	2971	4738
C-PG c/ G1	4583	2849	3953	4000	4936
C-PG c/ G2	5264	2849	4539	4000	5670
A-PF OCO	1958	1068	1602	1289	2331
A-PF c/ G1	3348	1725	2888	2021	3606
A-PF c/ G2	4627	1725	3990	2021	4984
B-PF OCO	2817	1230	2305	1976	3352
B-PF c/ G1	4099	2264	3535	3099	4415
B-PF c/ G2	4726	2264	4075	3099	5091
C-PF OCO	2750	1256	2251	2119	3273
C-PF c/ G1	3485	2399	3005	3324	3754
C-PF c/ G2	4850	2399	4183	3324	5224

Carga Máxima Admissível (N/m)					
Excentricidade = 0,10 x espessura da parede					
Prisma	NBR 10837	BS 5628 Parte 1		ACI 530/ASCE5/TMS 402	
		Tabela	Experimental	Tabela	Experimental
A-PG OCO	2160	1129	1817	1788	2503
A-PG c/ G1	2814	1879	2550	2351	3043
A-PG c/ G2	3720	1879	3371	2351	4023
B-PG OCO	2700	1230	2271	2325	3129
B-PG c/ G1	3437	2292	3114	3058	3717
B-PG c/ G2	4415	2292	4000	3058	4775
C-PG OCO	3658	1301	3076	2658	4239
C-PG c/ G1	3989	2605	3614	3495	4313
C-PG c/ G2	4581	2605	4150	3495	4954
A-PF OCO	1775	977	1465	1160	2099
A-PF c/ G1	2914	1577	2641	1766	3151
A-PF c/ G2	4027	1577	3648	1766	4355
B-PF OCO	2553	1124	2108	1779	3019
B-PF c/ G1	3567	2070	3232	2708	3858
B-PF c/ G2	4112	2070	3726	2708	4448
C-PF OCO	2492	1149	2058	1908	2947
C-PF c/ G1	3033	2193	2747	2905	3280
C-PF c/ G2	4221	2193	3824	2905	4565
Excentricidade = 0,15 x espessura da parede					
A-PG OCO	1962	1014	1632	1617	2265
A-PG c/ G1	2491	1688	2291	2088	2702
A-PG c/ G2	3293	1688	3028	2088	3572
B-PG OCO	2452	1105	2040	2104	2831
B-PG c/ G1	3043	2059	2798	2715	3301
B-PG c/ G2	3909	2059	3592	2715	4240
C-PG OCO	3323	1169	2764	2405	3835
C-PG c/ G1	3531	2341	3247	3104	3830
C-PG c/ G2	4056	2341	3728	3104	4399
A-PF OCO	1623	877	1316	1055	1909
A-PF c/ G1	2580	1416	2372	1568	2798
A-PF c/ G2	3565	1416	3278	1568	3867
B-PF OCO	2335	1010	1894	1618	2745
B-PF c/ G1	3158	1860	2904	2405	3425
B-PF c/ G2	3641	1860	3347	2405	3950
C-PF OCO	2279	1032	1849	1735	2680
C-PF c/ G1	2685	1970	2468	2579	2913
C-PF c/ G2	3737	1970	3436	2579	4054

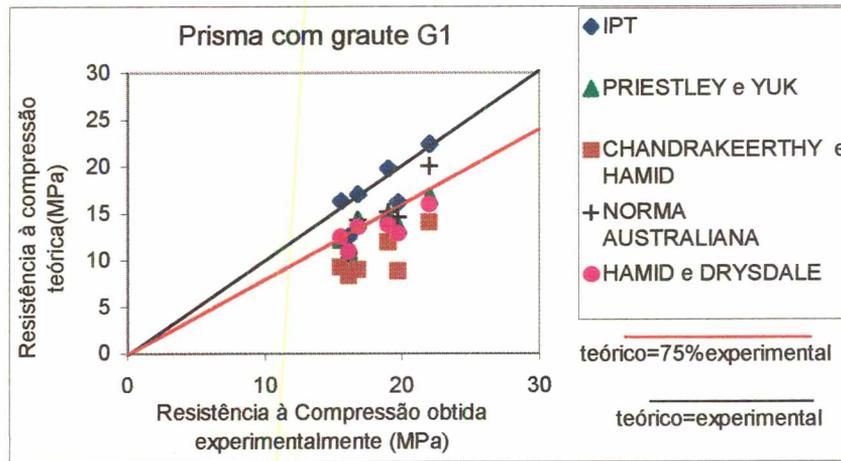
Ainda com relação à resistência dos prismas, os valores obtidos experimentalmente foram comparados com os resultados de correlações empíricas e analíticas que levam

em conta as propriedades dos materiais. Esta comparação é apresentada na Figura 5.14, onde o eixo das abscissas representa os valores experimentais obtidos e o eixo das ordenadas os valores calculados teoricamente pelas equações propostas por outros com os dados deste trabalho. No mesmo gráfico estão apresentadas duas retas que representam os pontos em que os valores experimentais seriam iguais aos teóricos e uma em que estes correspondem a 75% daqueles. Para tal procedimento, foram utilizadas as equações apresentadas no capítulo 3, onde algumas considerações foram feitas. A resistência à tração do bloco foi estimada em 10% da sua resistência à compressão e no caso das equações propostas por HAMID e DRYSDALE, já que na maioria dos casos o graute apresentou-se tão rígido quanto ou mais rígido que o prisma envolvente, como pode ser observado na Figura 5.15, foi utilizada a equação 3.11.

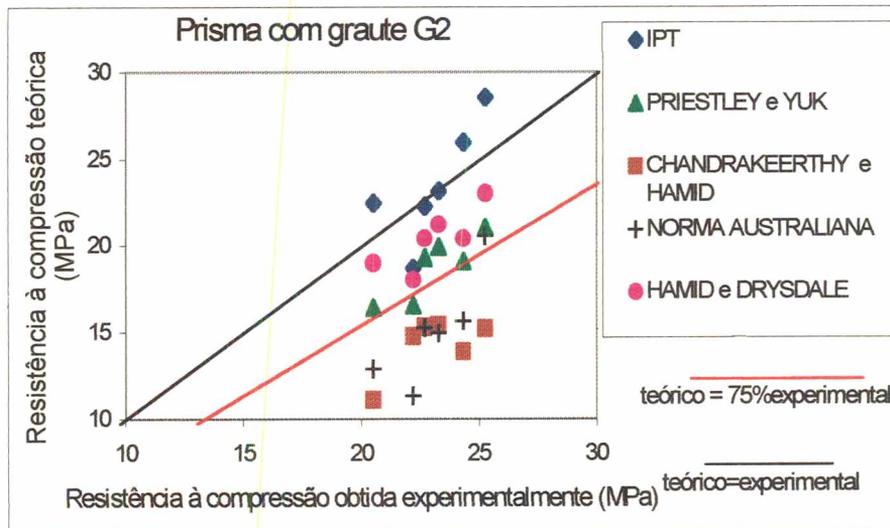
Para os prismas ocos, com exceção dos valores determinados pela equação de Mohamad, em média os valores teóricos apresentam-se em torno de 75% dos experimentais, sempre a favor da segurança. Os valores obtidos pelas equações de Mohamad são, em geral, maiores que os da resistência dos blocos, o que não deve acontecer na realidade. Cabe ressaltar a quase coincidência dos pontos gerados a partir da equação do IPT com os de Hamid e Drysdale, bem como dos de Colville com os de Priestley e Yuk. No caso dos prismas grauteados com o graute G1, nota-se que a equação do IPT produziu valores bastante próximos dos experimentais, ligeiramente mais elevados. Os valores referentes a Chandrakeerthy e Hamid apresentaram-se inferiores a 75% dos experimentais. As demais equações produziram praticamente os mesmos valores de resistência, que estão entre 75 e 100% dos experimentais. Os prismas com graute G2 apresentaram relações teórico x experimental mais dispersas. Neste caso o IPT superestimou os resultados ao passo que Chandrakeerthy e a norma australiana os subestimaram. Neste caso, as equações que melhor representam os valores experimentais são as de Hamid e Drysdale e de Priestley e Yuk, tendo estes apresentado valores ligeiramente inferiores àqueles. De uma forma geral, para prismas grauteados ou não, a equação de Hamid e Drysdale, bem como a de Priestley e Yuk, ambas analíticas, apresentaram uma boa aproximação dos resultados experimentais, mostrando-se sempre a favor da segurança, porém chegando a um mínimo de 75% dos valores experimentais.



(a)

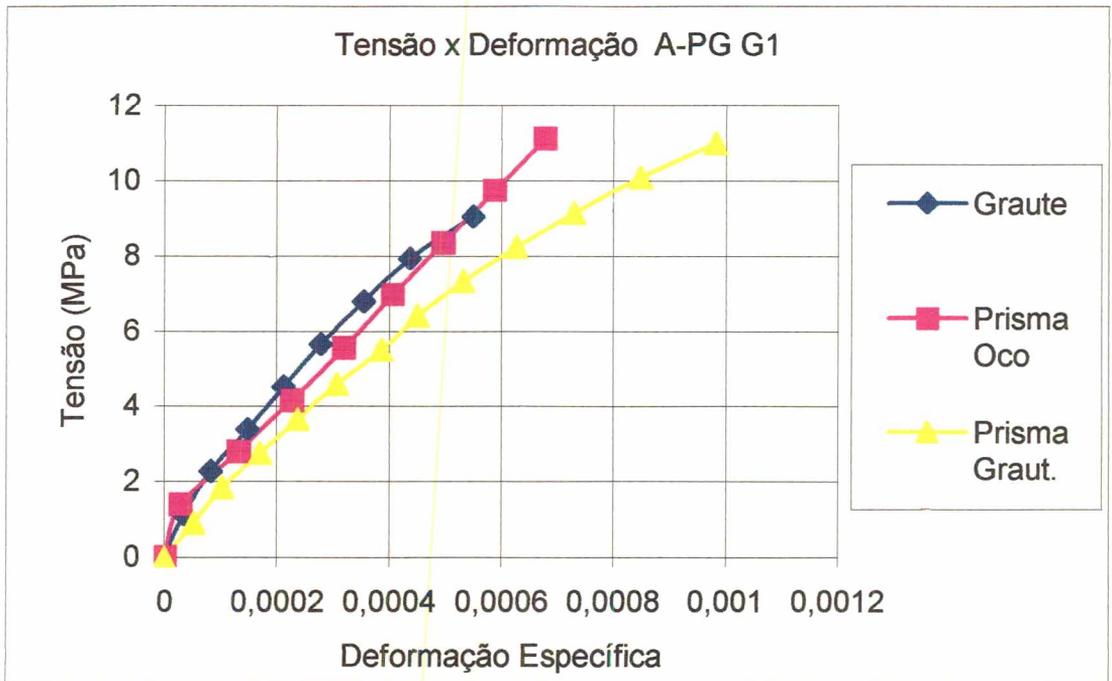


(b)

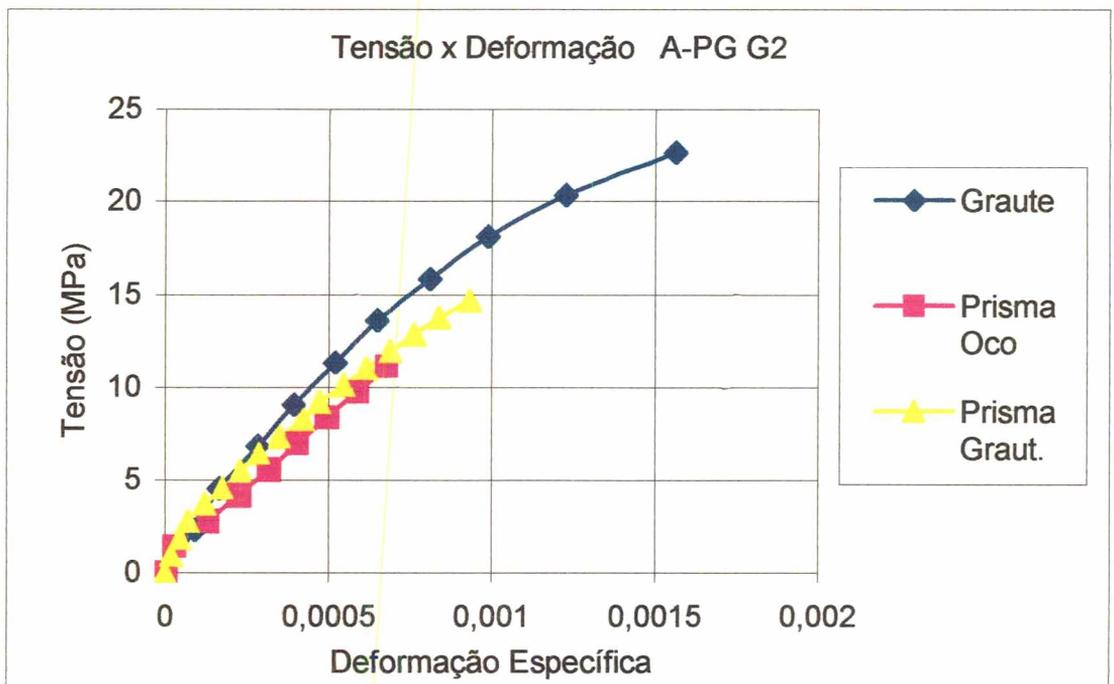


(c)

Figura 5.14 - Comparação entre resultados experimentais e teóricos

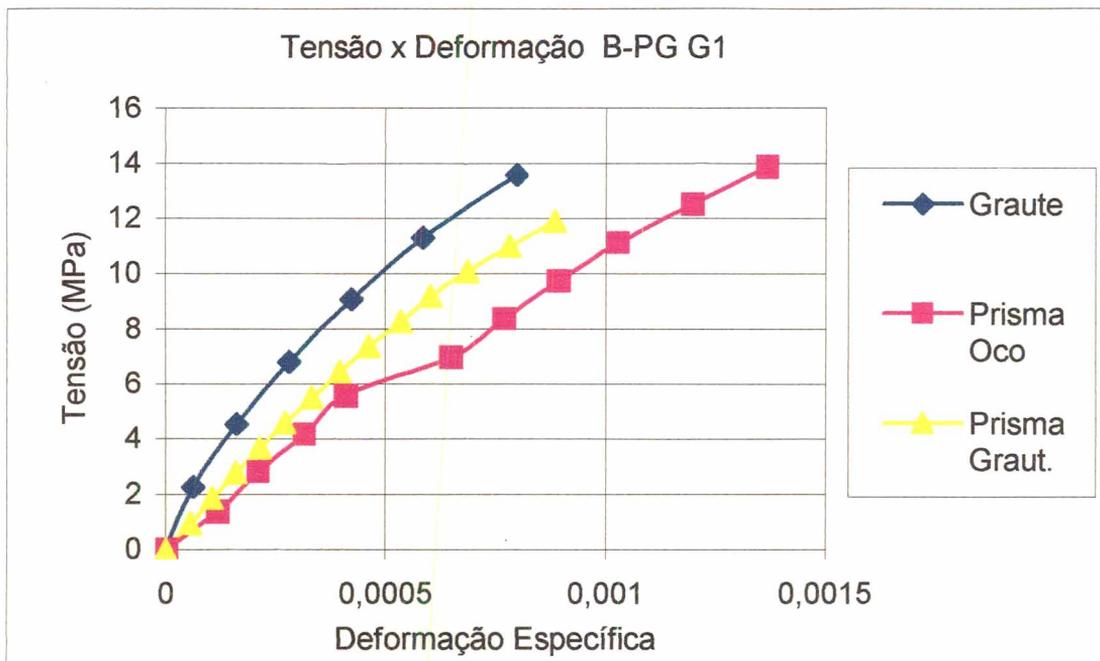


(a 1)

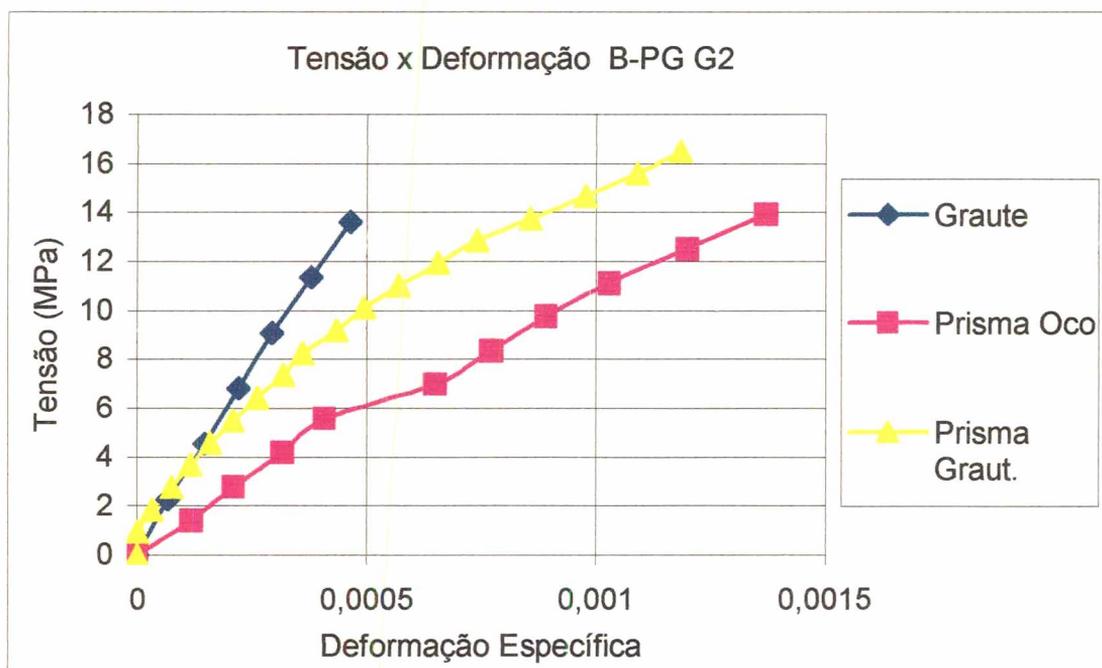


(a 2)

Figura 5.15 – Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em relação à área líquida

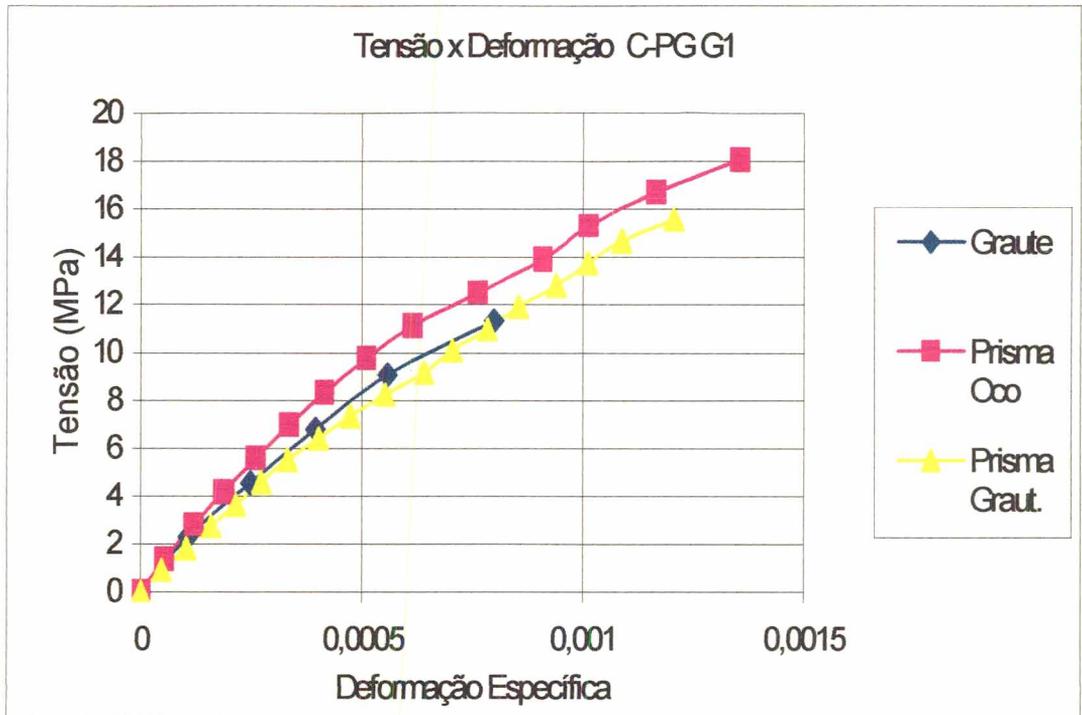


(b 1)

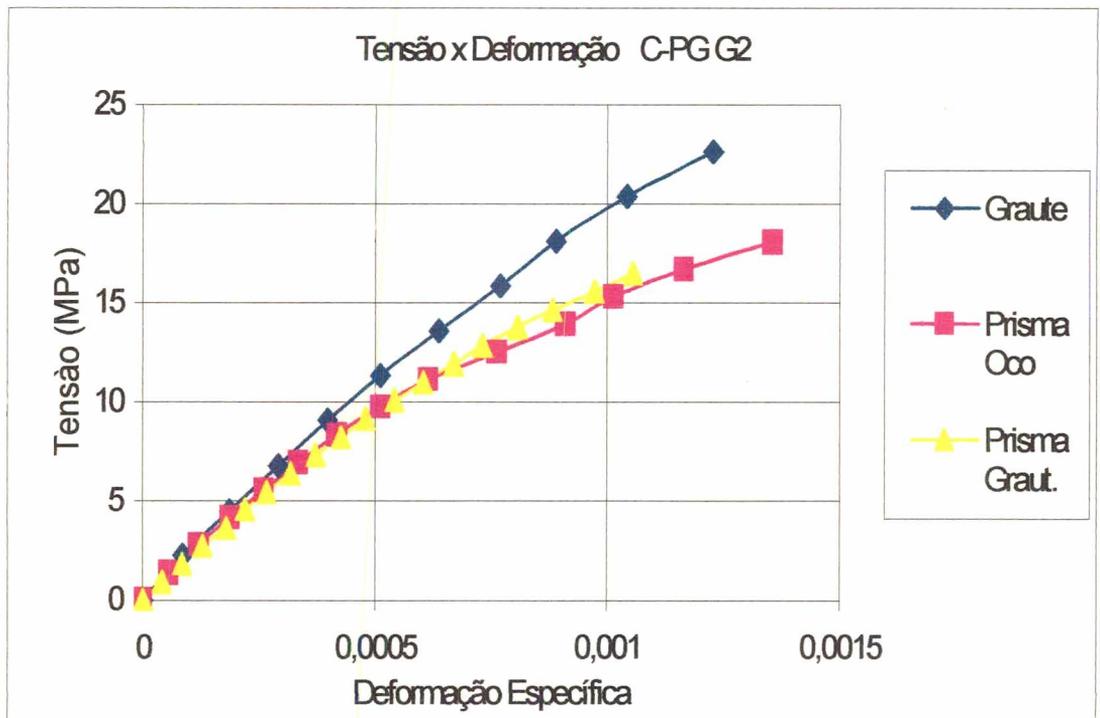


(b 2)

Figura 5.15 – Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em relação à área líquida

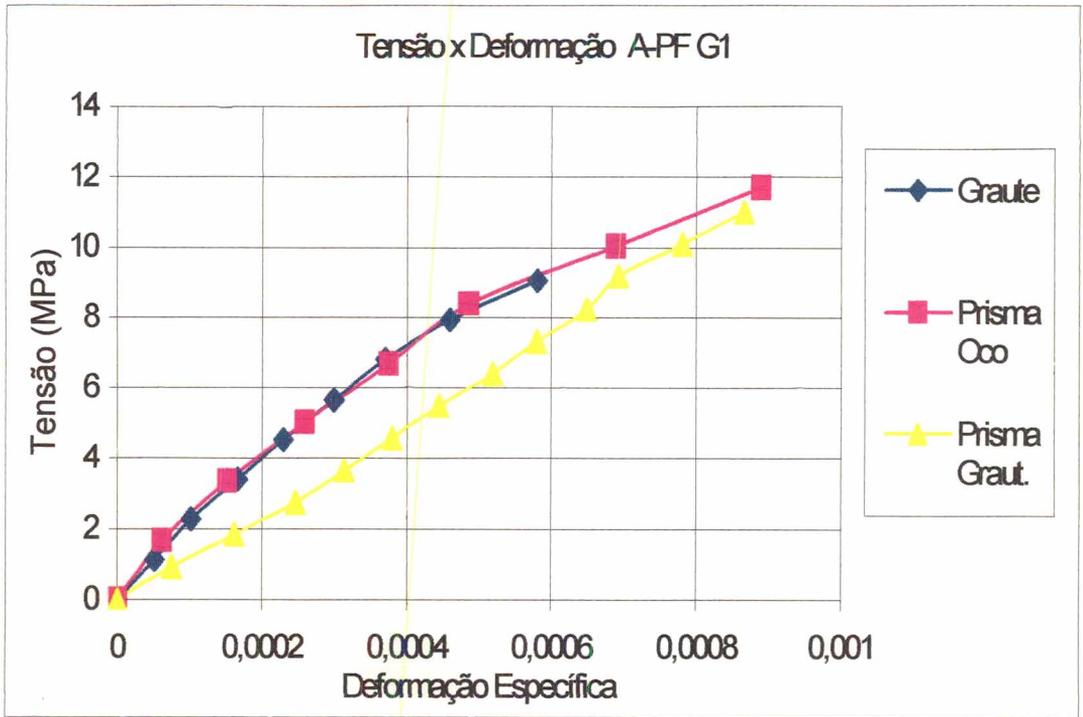


(c 1)

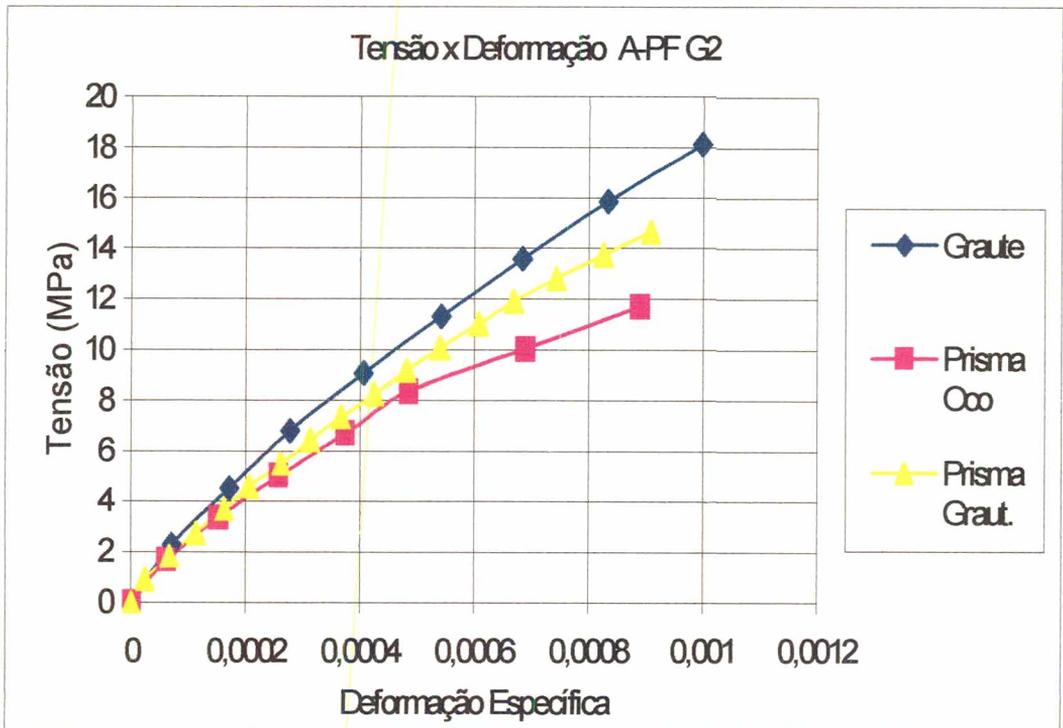


(c 2)

Figura 5.15 – Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em relação à área líquida

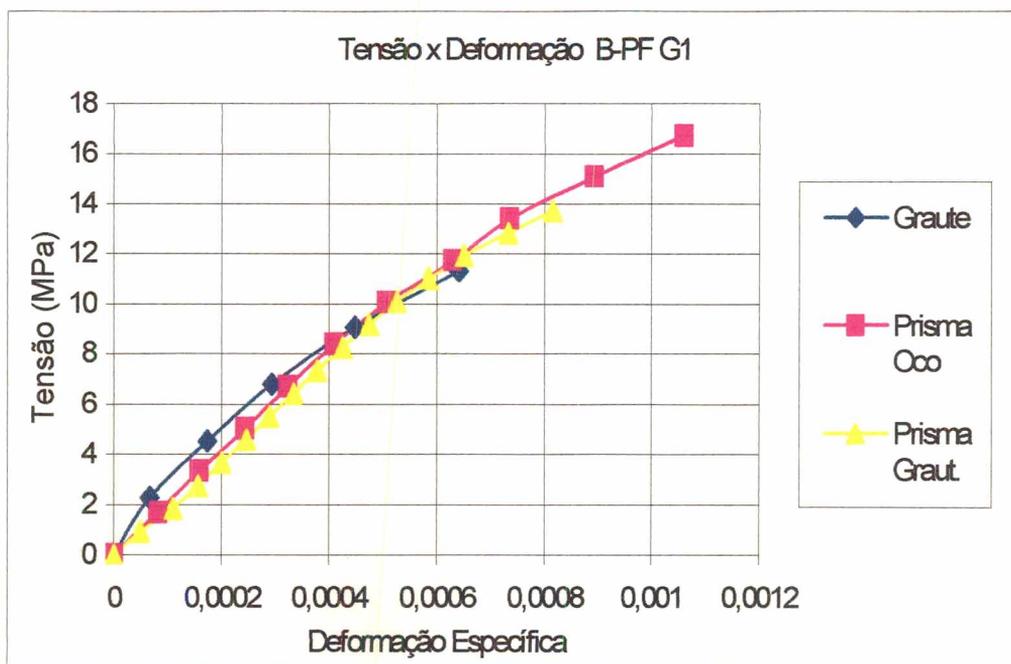


(d 1)

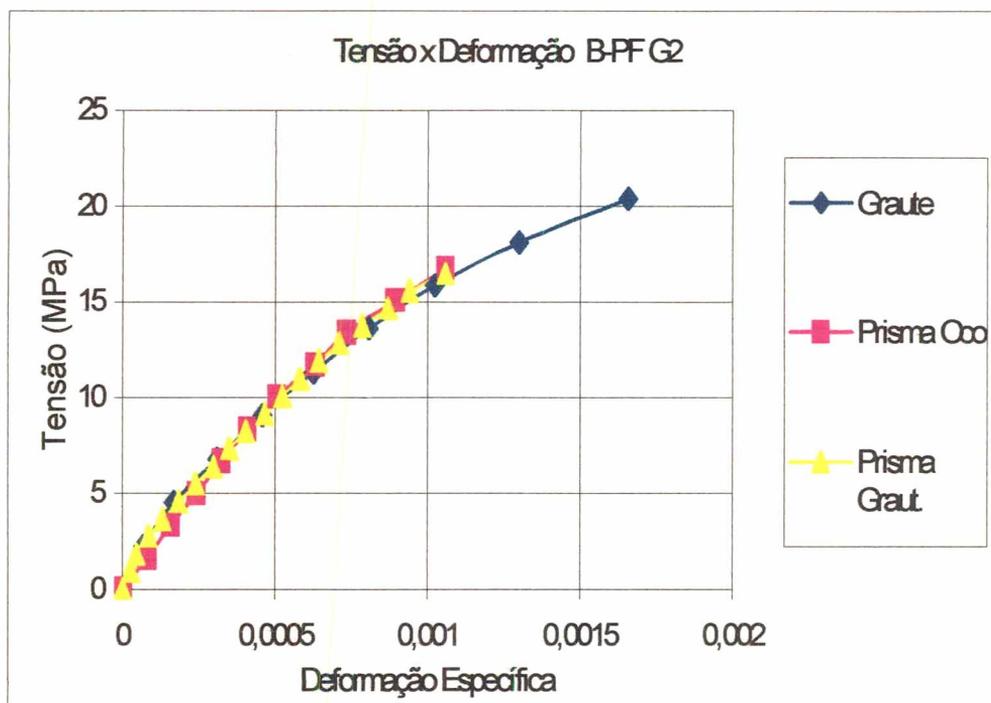


(d 2)

Figura 5.15 – Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em relação à área líquida

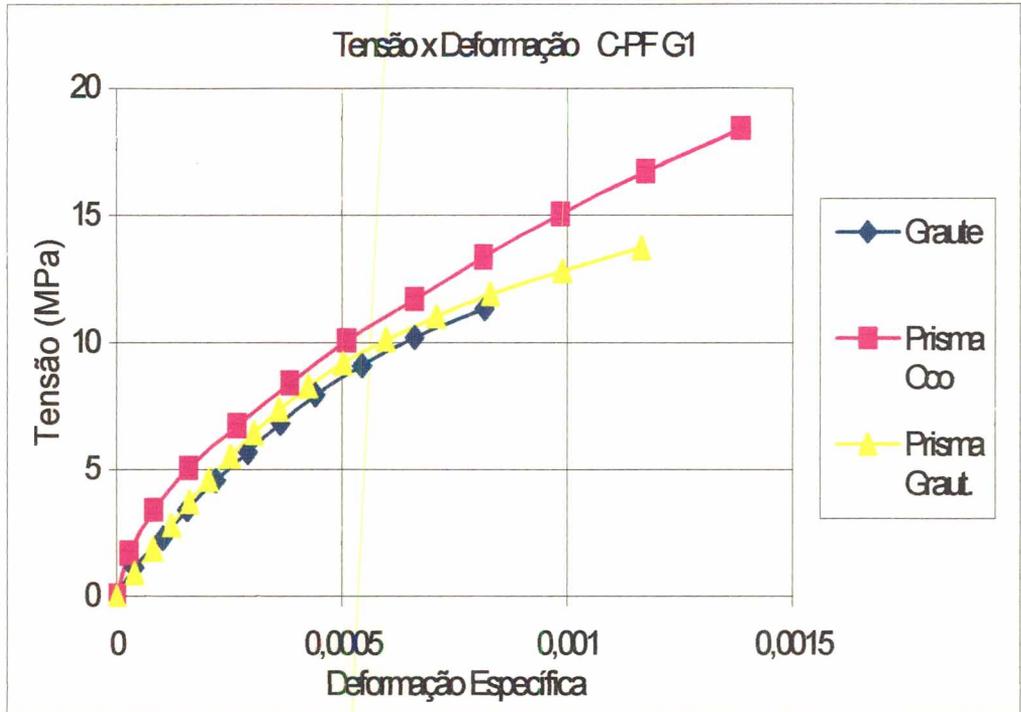


(e 1)

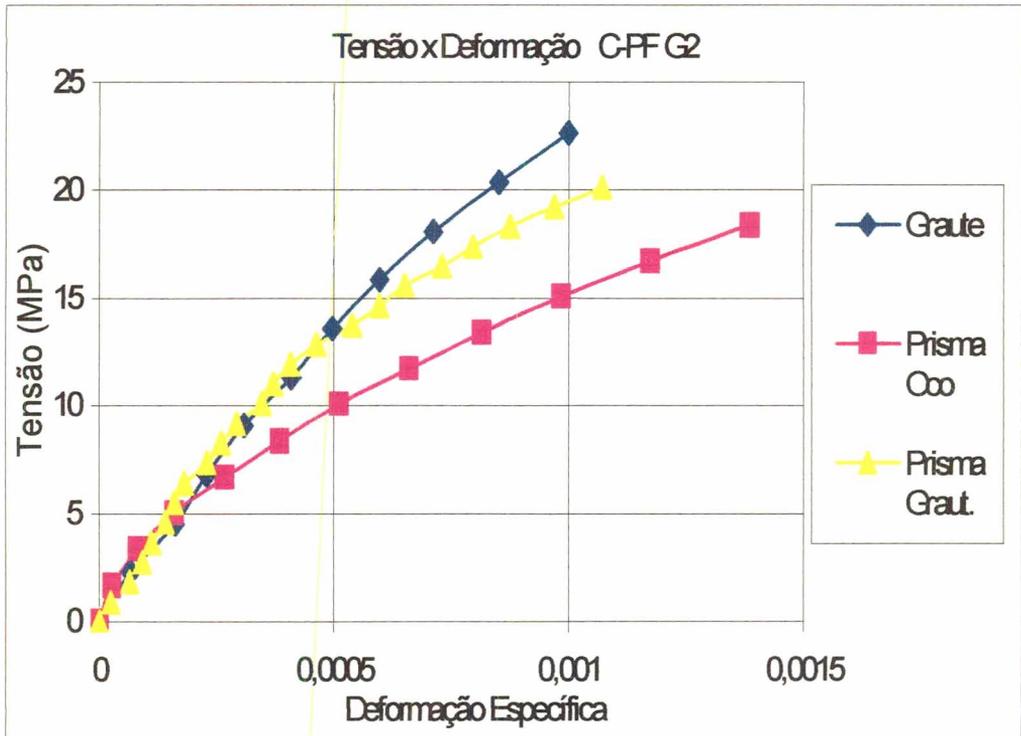


(e 2)

Figura 5.15 – Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em relação à área líquida



(f 1)



(f 2)

Figura 5.15 – Comparação das curvas tensão x deformação do graute com a do prisma envolvente em relação à área líquida

O módulo de elasticidade da alvenaria foi obtido de acordo com o preconizado na norma ACI 530/ASCE 5/TMS 402(1995) estando apresentados na Tabela 5.9. Esta tabela também contém a relação entre tal propriedade e a resistência à compressão obtidos experimentalmente e os módulos de elasticidade preconizados por algumas normalizações e equações propostas por alguns pesquisadores. Desconsiderando alguns valores bastante discrepantes, quais sejam, A-PG com G2, B-PF com G1 e C-PF com G2 os resultados obtidos parecem coerentes. Observa-se uma variação da relação entre o módulo de elasticidade e a resistência do prisma de 536 a 1170, o que não parece absurdo se comparado com as relações obtidas para as tabelas da ACI 530/ASCE 5/TMS 402 que variam de 960 a 1410. Cabe ressaltar que os valores obtidos foram referentes a apenas um corpo-de-prova, de modo que possíveis erros experimentais não puderam ser detectados. A média das relações módulo de elasticidade/resistência foi da ordem de 700, pouco abaixo da média encontrada por ATKINSON e YAN (1990) e do preconizado pelo UBC (1988) de 750. É bom dizer que a variabilidade de resultados encontrada por ATKINSON e YAN (1990) era bastante elevada, com coeficiente de variação da ordem de 60%. Também, MEDEIROS (1993) em ensaios com elementos não grauteados obteve relações módulo de elasticidade/resistência variando entre 870 e 1119, ou seja, bastante variável. Aparentemente, os valores gerados pelas equações propostas por DRYSDALE et al. (1993) e por SINHA e PEDRESCHI apud MOHAMAD (1998) apresentaram-se com tendência semelhante à dos dados experimentais. A equação de SINHA originou valores mais próximos dos obtidos nos ensaios.

No entanto, as curvas tensão x deformação para os prismas apresentaram um comportamento bastante uniforme, conforme pode ser observado na Figura 5.15. Basicamente a tensão apresentou uma relação parabólica com a deformação específica, cujos coeficientes de correlação foram bastante satisfatórios. A validade das medidas realizadas pode ser observada na Figura 5.15, onde foram plotadas as curvas tensão x deformação do graute juntamente com a do prisma oco produzido com o mesmo bloco. Daí pode-se observar o comportamento bastante similar entre prisma envolvente e graute, o que vem a comprovar o seu comportamento monolítico conforme citado anteriormente. Desta forma, acredita-se que a metodologia de medição das deformações seja adequada.

Tabela 5.9 - Módulos de Elasticidade dos Prismas (em área bruta) obtidos experimentalmente e a partir de equações propostas pelo ACI e por outros pesquisadores

Prisma	Módulo de Elasticidade (MPa)	Resistência do Prisma (MPa)	Relação Mód Elast./ Resistência	Módulo de Elasticidade tabelado na ACI 530 (MPa)	Módulo de Elasticidade segundo Drysdale (MPa)	Módulo de Elasticidade segundo Sinha et al. (MPa)
A-PG OCO	10781	11,05	976	10540	11942	8072
A-PG c/G1	14472	15,51	933	16000	19065	11482
A-PG c/G2	7028	20,50	343	16000	20432	14474
B-PG OCO	7407	13,81	536	11284	12325	9718
B-PG c/G1	16081	18,94	849	17130	19494	13555
B-PG c/G2	19368	24,33	796	17130	20865	16686
C-PG OCO	11479	18,71	613	12058	14817	12503
C-PG c/G1	14588	21,98	664	18304	22351	15337
C-PG c/G2	18822	25,24	746	18304	23751	17206
A-PF OCO	9883	8,91	1109	6195	8791	6546
A-PF c/G1	11335	16,06	706	11314	17944	11819
A-PF c/G2	19142	22,19	863	11314	19729	15460
B-PF OCO	11101	12,82	866	8809	11099	8850
B-PF c/G1	34214	19,66	1740	16087	20577	13980
B-PF c/G2	19409	22,66	856	16087	22381	15733
C-PF OCO	9926	12,51	793	9126	11992	8677
C-PF c/G1	19550	16,71	1170	16667	21633	12218
C-PF c/G2	30686	23,26	1319	16667	23446	16076

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES

Várias são as conclusões a que se pode chegar a partir dos resultados obtidos, embora não tenham sido abordadas todas as variações possíveis dos materiais empregados.

Com relação à argamassa de assentamento, esta pareceu contribuir de forma bastante significativa para a resistência dos prismas em questão, já que os fatores de eficiência obtidos foram bastante elevados em relação ao encontrado na bibliografia. No entanto, seu módulo de elasticidade calculado foi bastante elevado, o que sugere que a argamassa no prisma possa ter apresentado rigidez muito semelhante à do bloco. Ainda com relação ao módulo de elasticidade da argamassa, o valor obtido mostrou-se superior aos propostos por correlações com sua resistência.

Os blocos utilizados apresentaram uma gama razoável de resistências, permitindo avaliar sua interação de maneira bastante ampla. Os blocos do tipo B-PF e C-PF mostraram que na dosagem de blocos de concreto a compacidade do material é mais importante que o seu conteúdo de cimento.

A metodologia adotada para a determinação do módulo de elasticidade dos blocos parece ter sido adequada, apresentando resultados coerentes. Os valores obtidos foram muito próximos para todos os blocos, reafirmando a importância de sua compacidade, e além disso variaram no mesmo sentido que a resistência. Também, não foram encontrados valores próximos daqueles derivados de equações propostas por pesquisadores do assunto, sendo inferiores aos de DRYSDALE (1993) e superiores aos de SINHA et al. apud MOHAMAD (1998).

Tudo leva a crer que a resistência do graute na estrutura não deva ser tão mais elevada que aquela obtida por ensaios de corpos-de-prova moldados em cilindros metálicos. Talvez isto tenha sido observado em função de, neste estudo, o graute não ter sido readensado. Aparentemente, embora com fator água/cimento menor, o graute era menos compacto quando dentro do prisma. Da mesma forma não foi evidenciada diferença significativa entre os módulos de elasticidade entre corpos-de-prova moldados e extraídos. Os valores obtidos são bastante próximos daqueles propostos pela norma

britânica (BS 5628 parte 2, 1992) para o módulo de elasticidade do graute, tendo a norma americana (ACI/ASCE/TMS, 1995) e a brasileira para estruturas de concreto (NBR 6118, 1979) estimado valores muito baixos e muito altos respectivamente. Parece que a variabilidade das resistências aumenta à medida que cresce o fator água cimento, mostrando que a perda de água para o ambiente pode causar diferença significativa entre resistência esperada e obtida.

Com relação ao ensaio de prismas, uma primeira constatação é de que a variabilidade obtida é menor do que a do bloco utilizado. Isto pode até ser um indicativo de que a realização de ensaios de prismas para a determinação da resistência da alvenaria seja mais precisa que as correlações envolvendo a resistência do bloco.

Os tipos de ruptura evidenciados para os prismas ocos condizem com o apresentado na literatura. Para os grauteados, uma vez que, aparentemente os materiais romperam simultaneamente e a rigidez do graute era maior, quando não igual, à do prisma envolvente, acredita-se que a ruptura foi provocada por expansão lateral do graute com incremento das tensões de tração no bloco.

Evidenciou-se o aumento da resistência do prisma com o incremento da resistência do bloco e do graute. No entanto, a medida que foi adotado o graute mais resistente, a importância da resistência do bloco na resistência do prisma tornou-se menor, tendendo a produzir prismas com pequena variação de resistência, principalmente nos blocos de parede fina, onde a área de graute é maior.

A introdução do graute na estrutura de alvenaria, ao contrário do que diz a maioria dos pesquisadores parece ser capaz de produzir prismas com resistência superior à obtida para prismas não grauteados na área líquida confeccionados com os mesmos materiais. Provavelmente, este ganho é obtido com a utilização de graute com resistência adequada e características de deformabilidade compatíveis com a do prisma envolvente. Esta mesma condição parece ser capaz de promover a utilização praticamente total da resistência dos materiais envolvidos.

Com relação à geometria das unidades empregadas, estas não permitiram observar diferença significativa no comportamento dos prismas. No entanto, parece que para os prismas grauteados, independentemente da geometria, os blocos de resistência mais baixa permitiram melhor aproveitamento da resistência dos materiais envolvidos.

Cabe questionar o fator de eficiência como maneira de avaliar a eficiência do prisma grauteado. Na realidade este fator parece apenas indicar o ganho ou não de capacidade portante pela introdução do graute. Sugere-se que a eficiência de prismas grauteados seja dada pela porcentagem de aproveitamento da resistência potencial, sendo esta dada pela soma das resistências do bloco e graute com relação a suas áreas de atuação. Desta maneira é possível avaliar o comportamento conjunto dos materiais, verificando se um acaba por reduzir a capacidade do outro.

De uma forma geral, as equações propostas por PRIESTLEY e YUK (1984) bem como as de HAMID e DRYSDALE (1979) estimaram de maneira satisfatória a resistência dos prismas grauteados e não. No entanto, sugere-se a adoção, quando necessária, das equações propostas por PRIESTLEY e YUK (1984) uma vez que estas envolvem propriedades dos materiais de fácil determinação.

A normalização brasileira (NBR 10837, 1989) apresentou valores menores que a americana (ACI 530/ASCE 5/TMS 402, 1995) para a previsão da carga admissível em paredes. Provavelmente porque esta adota coeficiente de segurança maior. A norma inglesa mostrou-se muito conservadora em relação às outras duas estudadas. Isto já era esperado pois a BS 5628 além de adotar coeficientes de segurança mais elevados, utiliza resistência característica. As tabelas apresentadas pelas normas inglesa e americana para a previsão da resistência à compressão da alvenaria através dos materiais empregados forneceram capacidades portantes inferiores às obtidas a partir de dados experimentais, sendo a primeira mais conservadora também neste caso. Tudo leva a crer que a utilização das tabelas da normalização britânica para a estimativa da resistência à compressão a partir dos materiais utilizados não é adequada para o dimensionamento de alvenarias estruturais de blocos de concreto, levando a projetos anti-econômicos. Isto se deve, provavelmente, ao fato de que esta normalização não traz tabelas diferenciadas para blocos de concreto e cerâmicos, desconsiderando que estes últimos apresentam

fatores de eficiência bastante inferiores conforme consta na literatura. No entanto, na normalização americana, os efeitos causados pelo aumento da excentricidade foram mais pronunciados, gerando valores inferiores aos da britânica quando a estimativa foi feita baseada nos ensaios de prismas.

Observou-se alguns casos de blocos de parede fina com fatores de eficiência superiores a 1 para prismas não grauteados. Acredita-se que os blocos desta geometria sofreram ruptura prematura causada pela dificuldade de distribuição uniforme de cargas no seu topo.

Embora a curva tensão x deformação dos prismas tenha apresentado um comportamento uniforme e configuração próxima da descrita na literatura, os valores obtidos para o módulo de elasticidade foram muito variáveis. Provavelmente seriam necessárias repetições do ensaio com medição de deformações e não a utilização dos dados de apenas um prisma. Aparentemente não há uma relação linear entre o módulo de elasticidade e a resistência da alvenaria conforme sugerido por diversos pesquisadores, já que a razão entre estas propriedades não mostrou-se constante. Também, as equações não lineares avaliadas não produziram valores próximos aos experimentais.

Vale ressaltar que os resultados obtidos neste estudo abrangem uma pequena variação das propriedades dos materiais e poucas repetições dos ensaios. Por este motivo, não se pretendeu tirar conclusões definitivas, tentando apenas extrair uma indicação das tendências observadas.

Como conclusão geral pode-se dizer que, quando possível, por facilidade construtiva, o uso do graute deve ser evitado. No entanto, quando este se fizer necessário, por motivo qualquer, principalmente em pontos localizados na construção, o uso do graute como forma de aumentar a capacidade portante da alvenaria pode ser otimizado através da adequação dos materiais empregados no que diz respeito às características de deformação. O trabalho dá um grande passo no sentido de mostrar que nem sempre quando se usa grauteamento em estruturas de alvenaria parte da resistência do material é desprezada.

Para trabalhos futuros sugere-se que sejam estudadas mais variações de geometrias de blocos no intuito de certificação de sua influência significativa ou não na resistência de prismas, principalmente grauteados. Seria interessante a repetição deste trabalho abrangendo resistências de graute ainda mais elevadas que a do bloco, para permitir avaliar se realmente para resistências muito elevadas o graute funciona como pilarete de concreto confinado. Além disso, a realização de um estudo mais detalhado envolvendo a determinação do módulo de elasticidade da alvenaria, poderia ser útil para descrever a relação existente entre tal propriedade e as características dos materiais empregados.

ANEXO 1

CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL UTILIZADO NA CONFEÇÃO DA ARGAMASSA

CAL

* Ensaio de massa específica:

Foi utilizado o método do picnômetro modificado para determinação da massa específica. Após sedimentação do material, este é fervido no próprio frasco do ensaio para eliminação dos vazios deixados pelo ar.

Nº da repetição	Peso da amostra (g)	Peso do frasco cheio de água (g)	Peso do frasco com água e a amostra (g)	Massa Específica (kg/dm ³)
1	51,62	356,20	386,76	2,45
2	66,18	336,80	376,04	2,46
3	57,71	346,48	380,64	2,45
MASSA ESPECÍFICA				2,45

*Ensaio de massa unitária:

Volume do recipiente: 15x15x15 cm = 3,375 dm²

Peso do material: 2,72 kg (1ª determinação)

2,68 kg (2ª determinação)

2,69 kg (3ª determinação)

Massa Unitária: 0,80 kg/dm³

CIMENTO

* Ensaio de massa específica:

Valor obtido dos laudos da cimenteira: 3,13 kg/dm³

*Ensaio de massa unitária:

Volume do recipiente: 15x15x15 cm = 3,375 dm²

Peso do material: 3,80 kg (1ª determinação)

3,78 kg (2ª determinação)

2,80 kg (3ª determinação)

Massa Unitária: 1,12 kg/dm³

AREIA

* Ensaio de Granulometria

Peneira (mm)	% Retida Acumulada
4,8	—
2,4	0,16
1,2	10,16
0,6	31,65
0,3	66,86
0,15	92,87
Fundo	100

Classificação NBR7211	Fina
Diâmetro máximo	2,4mm
Diâmetro mínimo	0,15mm
Módulo de Finura	2,02
Material Pulverulento	3,77%

* Ensaio de massa específica:

Método do Picnômetro

Nº da repetição	Peso da amostra (g)	Peso do frasco cheio de água (g)	Peso do frasco com água e a amostra (g)	Massa Específica (kg/dm ³)
1	162,46	691,80	790,90	2,56
2	52,12	356,75	388,89	2,61
3	81,12	356,75	406,60	2,59
MASSA ESPECÍFICA				2,59

*Ensaio de massa unitária:

Volume do recipiente: 14,815dm³

Peso do material: 19,53 kg (1ª determinação)

19,75 kg (2ª determinação)

19,71 kg (3ª determinação)

Massa Unitária: 1,33 kg/m³

ANEXO 2

CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL UTILIZADO NA CONFECCÃO DOS GRAUTES

CIMENTO

O cimento utilizado foi o mesmo empregado na argamassa. Suas características encontram no ANEXO 1

AREIA

* Ensaio de Granulometria

Peneira (mm)	% Retida Acumulada
12	—
9,5	0,19
6,3	1,03
4,8	2,67
2,4	14,46
1,2	36,19
0,6	61,78
0,3	82,44
0,15	96,22
Fundo	100

Classificação NBR7211	Média
Diâmetro máximo	4,8mm
Diâmetro mínimo	0,15mm
Módulo de Finura	2,94
Material Pulverulento	2,16%

* Ensaio de massa específica:

Método do Picnômetro

Nº da repetição	Peso da amostra (g)	Peso do frasco cheio de água (g)	Peso do frasco com água e a amostra (g)	Massa Específica (kg/dm ³)
1	244,1	656,4	808	2,64
2	300,2	704,1	889,8	2,62
3	278,1	688,3	861,1	2,64
MASSA ESPECÍFICA				2,63

PEDRISCO

* Ensaio de Granulometria

Peneira (mm)	% Retida Acumulada
12	0,08
9,5	0,78
6,3	20,91
4,8	42,92
2,4	94,63
1,2	98,83
0,6	99,42
0,3	99,54
0,15	99,61
Fundo	100

Classificação NBR7211	Brita zero
Diâmetro máximo	9,5mm
Diâmetro mínimo	1,2mm
Módulo de Finura	5,36
Material Pulverulento	0,42%

* Ensaio de massa específica:

Método da balança hidrostática

Nº da repetição	Peso da amostra seca (g)	Peso amostra submersa (g)	Massa Específica (kg/dm ³)
1	292,76	180,88	2,62
2	284,15	176,52	2,64
3	307,29	189,55	2,61
MASSA ESPECÍFICA			2,62

ANEXO 3

ENSAIOS DE GRAUTES E ARGAMASSAS NO ESTADO ENDURECIDO

ARGAMASSA

*** Ensaio de Resistência à Compressão**

SÉRIE	CARGA (t)	RESISTÊNCIA (MPa)	RESISTÊNCIA MÉDIA (MPa)	DESV. PADRÃO (Mpa)	CV(%)
A - PG	1,08	5,48	5,60	0,18	3,14
	1,08	5,52			
	1,14	5,80			
B - PG	1,09	5,56	5,62	0,20	3,58
	1,06	5,39			
	1,15	5,88			
	1,11	5,64			
C - PG	1,04	5,27	5,35	0,18	3,28
	1,09	5,56			
	* 1,03	5,23			
A - PF	0,90	4,57	4,64	0,17	3,67
	0,95	4,83			
	* 0,89	4,51			
	1,01	5,15			
B - PF	0,95	4,83	4,94	0,19	3,77
	* 0,95	4,83			
C - PF	1,01	5,15	5,17	0,18	3,51
	0,98	4,99			
	1,05	5,35			

* Indica que este foi o corpo-de-prova utilizado para medição de deformações

RESISTÊNCIA MÉDIA (MPa)	5,22
DESVIO PADRÃO (MPa)	0,38
CV%	7,36

*** Instrumentação – Medição de deformações**

A-PG

BASE(cm): 4,14 3,94 3,96			
		BASE MÉDIA: 4,01	
LEIT. CARGA (div)	CARGA (kg)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0
5,5	86,955	7,47819E-05	0,442858178
10	158,1	0,000105941	0,805196688
15	237,15	0,000162027	1,207795032
21	332,01	0,00020565	1,690913045
24,5	387,345	0,000255505	1,972731885
29,5	466,395	0,000311591	2,375330229
36	569,16	0,000373909	2,898708076
40	632,4	0,000448691	3,220786752
45	711,45	0,000542169	3,623385095
50	790,5	0,000629414	4,025983439

C-PG

BASE(cm): 3,92 3,91 3,95			
		BASE MÉDIA: 3,93	
LEIT. CARGA (div)	CARGA (kg)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0
5	79,05	6,36943E-05	0,402598344
10	158,1	0,00010828	0,805196688
15	237,15	0,000184713	1,207795032
20	316,2	0,000242038	1,610393376
25	395,25	0,000312102	2,01299172
30	474,3	0,000394904	2,415590064
34	537,54	0,000496815	2,737668739
39,5	624,495	0,000617834	3,180526917
45	711,45	0,000764331	3,623385095
50	790,5	0,000878981	4,025983439

A-PF

BASE(cm): 3,83 3,27 BASE MÉDIA: 3,52 3,45			
LEIT. CARGA (div)	CARGA (kg)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0
5	79,05	5,6899E-05	0,402598344
10	158,1	0,000142248	0,805196688
15	237,15	0,000213371	1,207795032
20	316,2	0,000341394	1,610393376
24	379,44	0,000476529	1,932472051
29,5	466,395	0,000611664	2,375330229
35	553,35	0,000697013	2,818188408
40	632,4	0,000832148	3,220786752
45	711,45	0,000896159	3,623385095

B-PF

BASE(cm): 3,29 3,47 BASE MÉDIA: 3,35 3,29			
LEIT. CARGA (div)	CARGA (kg)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0
5	79,05	6,71976E-05	0,402598344
10	158,1	0,000126929	0,805196688
15	237,15	0,00018666	1,207795032
20	316,2	0,000253858	1,610393376
25	395,25	0,000306122	2,01299172
30	474,3	0,000403186	2,415590064
35	553,35	0,000485316	2,818188408
40	632,4	0,000582379	3,220786752
45	711,45	0,000701842	3,623385095

C-PF

BASE(cm): 3,88 3,17 BASE MÉDIA: 3,39 3,11			
LEIT. CARGA (div)	CARGA (kg)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0
5	79,05	3,7332E-05	0,402598344
10	158,1	9,70632E-05	0,805196688
15	237,15	0,000156794	1,207795032
20	316,2	0,000231458	1,610393376
25	395,25	0,000313589	2,01299172
30	474,3	0,000395719	2,415590064
35	553,35	0,000492782	2,818188408
40	632,4	0,000634644	3,220786752
45	711,45	0,000828771	3,623385095

GRAUTE

* Ensaio de Resistência à Compressão

A) Corpo-de-prova moldado em cilindro metálico (área do corpo-de-prova = 78,54cm²)

PRISMA	RESISTÊNCIA. (MPa)	RESISTÊNCIA. MÉDIA (MPa)	DESVIO PADRÃO (Mpa)	CV (%)
GRAUTE G1(água/cimento = 1)				
A - PG	9,42 9,29 9,93	9,55	0,34	3,53
B - PG	17,19 18,91 18,46	18,19	0,89	4,90
C - PG	16,55 15,79 15,28	15,87	0,64	4,04
A - PF	13,37 13,05 14,51	13,64	0,77	5,64
B - PF	16,17 15,41 15,66	15,75	0,39	2,47
C - PF	10,44 10,82 12,73	11,33	1,23	10,84
GRAUTE G2(água/cimento = 0,64)				
A - PG	29,16 29,03 29,28	29,16	0,13	0,44
B - PG	24,45 16,55 22,03	21,01	4,04	19,25
C - PG	29,28 27,69 29,92	28,97	1,15	3,96
A - PF	27,76 28,01 28,01	27,93	0,15	0,53
B - PF	29,28 30,43 29,54	29,75	0,60	2,02
C - PF	27,37 27,37 27,88	27,54	0,29	1,07

B) Corpo-de-prova extraído (área do corpo-de-prova = 44,18 cm²)

PRISMA	RESISTÊNCIA. (MPa)	RESISTÊNCIA. MÉDIA (MPa)	DESVIO PADRÃO (Mpa)	CV (%)
GRAUTE G1 (água/cimento = 1)				
A – PG	13,58	13,43	0,69	5,15
A – PG	14,03			
A – PG	12,68			
B – PG	18,11	17,73	0,659	3,69
B – PG	18,11			
B – PG	16,98			
C – PG	15,62	15,51	1,08	6,96
C – PG	14,37			
C – PG	16,52			
A – PF	12,22	13,20	1,02	7,73
A – PF	14,26			
A – PF	13,13			
B – PF	18,45	17,09	2,65	15,52
B – PF	14,03			
B – PF	18,79			
C – PF	14,60	14,60	0,11	0,78
C – PF	14,71			
C – PF	14,49			
GRAUTE G2(água/cimento = 0,64)				
A – PG	30,56	30,71	0,91	2,98
A – PG	31,69			
A – PG	29,88			
B – PG	20,37	22,11	5,09	23,04
B – PG	18,11			
B – PG	27,84			
C – PG	31,24	32,86	1,59	4,83
C – PG	34,41			
C – PG	32,93			
A – PF	29,31	25,31	4,69	18,54
A – PF	26,48			
A – PF	20,15			
B – PF	29,20	26,48	2,36	8,92
B – PF	24,90			
B – PF	25,35			
C – PF	29,65	29,35	0,26	0,89
C – PF	29,20			
C – PF	29,2			

*** Instrumentação – Medição de deformações**

A-PG

G1				G2			
moldado		extraído		moldado		extraído	
ϵ	Tensão (Mpa)						
0	0	0	0	0	0	0	0
1,48104E-05	0,636619773	3,5461E-05	1,131768487	1,88917E-05	1,273239545	9,20245E-05	2,263536973
4,14692E-05	1,273239545	8,27423E-05	2,263536973	4,40806E-05	2,546479091	0,000165644	4,527073946
7,70142E-05	1,909859318	0,000147754	3,39530546	6,92695E-05	3,819718636	0,000282209	6,790610919
0,000112559	2,546479091	0,000212766	4,527073946	9,44584E-05	5,092958182	0,000392638	9,054147892
0,000148104	3,183098863	0,000277778	5,658842433	0,000138539	6,366197727	0,000521472	11,31768487
0,000192536	3,819718636	0,00035461	6,790610919	0,000170025	7,639437272	0,000650307	13,58122184
0,000236967	4,456338409	0,000437352	7,922379406	0,000207809	8,912676818	0,000809816	15,84475881
0,000293246	5,092958182	0,000549645	9,054147892	0,000239295	10,18591636	0,00098773	18,10829578
0,000343602	5,729577954			0,000292821	11,45915591	0,001226994	20,37183276
0,000382109	6,366197727			0,000358942	12,73239545	0,001564417	22,63536973
				0,000415617	14,005635		
				0,000475441	15,27887454		
				0,000538413	16,55211409		
				0,000607683	17,82535364		
				0,000676952	19,09859318		
				0,000768262	20,37183273		
				0,000859572	21,64507227		

B-PG

G1				G2			
moldado		extraído		moldado		extraído	
ϵ	Tensão (Mpa)						
0	0	0	0	0	0	0	0
9,4399E-05	1,273239545	6,22924E-05	2,263536973	2,3933E-05	1,273239545	6,71824E-05	2,263536973
0,000157332	2,546479091	0,00016196	4,527073946	7,77822E-05	2,546479091	0,00014658	4,527073946
0,000213971	3,819718636	0,000280316	6,790610919	0,000131631	3,819718636	0,00021987	6,790610919
0,000283197	5,092958182	0,000423588	9,054147892	0,000191464	5,092958182	0,00029316	9,054147892
0,000349276	6,366197727	0,000585548	11,31768487	0,000242321	6,366197727	0,000378664	11,31768487
0,000427942	7,639437272	0,000797342	13,58122184	0,000302154	7,639437272	0,000464169	13,58122184
0,000516048	8,912676818			0,000361986	8,912676818		
0,00061674	10,18591636			0,000421819	10,18591636		
0,000736312	11,45915591			0,000490626	11,45915591		

CPG

G1				G2			
moldado		extraído		moldado		extraído	
ϵ	Tensão (Mpa)						
0	0	0	0	0	0	0	0
8,25634E-05	1,273239545	0,000105882	2,263536973	6,01926E-05	1,273239545	8,62069E-05	2,263536973
0,000185768	2,546479091	0,000247059	4,527073946	0,000141453	2,546479091	0,000185676	4,527073946
0,000309613	3,819718636	0,000395294	6,790610919	0,000216693	3,819718636	0,000291777	6,790610919
0,000412817	5,092958182	0,000557647	9,054147892	0,000285915	5,092958182	0,000397878	9,054147892
0,000521919	6,366197727	0,000797647	11,31768487	0,000364165	6,366197727	0,00051061	11,31768487
0,000628072	7,639437272			0,000421348	7,639437272	0,000636605	13,58122184
0,000734224	8,912676818			0,000493579	8,912676818	0,000769231	15,84475881
0,000852172	10,18591636			0,000559791	10,18591636	0,000888594	18,10829578
0,000976017	11,45915591			0,000616974	11,45915591	0,001041114	20,37183276
0,001147041	12,73239545			0,000686196	12,73239545	0,00122679	22,63536973
				0,000755417	14,005635		
				0,000821629	15,27887454		
				0,000884831	16,55211409		
				0,000960072	17,82535364		
				0,001029294	19,09859318		
				0,001119583	20,37183273		
				0,001227929	21,64507227		

A-PF

G1				G2			
moldado		extraído		moldado		extraído	
ϵ	Tensão (Mpa)						
0	0	0	0	0	0	0	0
4,15677E-05	1,273239545	5,10204E-05	1,131768487	4,78424E-05	1,273239545	7,12251E-05	2,263536973
0,00010095	2,546479091	0,000102041	2,263536973	9,56848E-05	2,546479091	0,00017094	4,527073946
0,000166271	3,819718636	0,000165816	3,39530546	0,00015197	3,819718636	0,000277778	6,790610919
0,000234561	5,092958182	0,000229592	4,527073946	0,000211069	5,092958182	0,000405983	9,054147892
0,000308789	6,366197727	0,000299745	5,658842433	0,000270169	6,366197727	0,000541311	11,31768487
0,000388955	7,639437272	0,000369898	6,790610919	0,000329268	7,639437272	0,000683761	13,58122184
0,000483967	8,912676818	0,000459184	7,922379406	0,000371482	8,912676818	0,000833333	15,84475881
		0,000580357	9,054147892	0,00047561	10,18591636	0,000997151	18,10829578
				0,000551595	11,45915591		
				0,000630394	12,73239545		
				0,00072045	14,005635		
				0,000813321	15,27887454		
				0,000934334	16,55211409		
				0,001052533	17,82535364		
				0,00119606	19,09859318		
				0,001356473	20,37183273		

B-PF

G1				G2			
moldado		extraído		moldado		extraído	
ϵ	Tensão (Mpa)						
0	0	0	0	0	0	0	0
2,97737E-05	1,273239545	6,6726E-05	2,263536973	9,65131E-05	2,546479091	6,7325E-05	2,263536973
7,44343E-05	2,546479091	0,000173488	4,527073946	0,000211706	5,092958182	0,000168312	4,527073946
0,000133982	3,819718636	0,000293594	6,790610919	0,000336239	7,639437272	0,000309695	6,790610919
0,000193529	5,092958182	0,000447064	9,054147892	0,000466999	10,18591636	0,00045781	9,054147892
0,000267963	6,366197727	0,000640569	11,31768487	0,000616438	12,73239545	0,000626122	11,31768487
0,00035133	7,639437272			0,000787671	15,27887454	0,000807899	13,58122184
0,000425764	8,912676818			0,000965131	17,82535364	0,001023339	15,84475881
0,000512108	10,18591636			0,001155044	20,37183273	0,001299372	18,10829578
0,000613339	11,45915591			0,001400996	22,91831182	0,001656194	20,37183276
0,000741366	12,73239545						

C-PF

G1				G2			
moldado		extraído		moldado		extraído	
ϵ	Tensão (Mpa)						
0	0	0	0	0	0	0	0
0,000129443	1,273239545	3,88266E-05	1,131768487	9,14077E-05	2,546479091	6,70241E-05	2,263536973
0,000376002	2,546479091	0,000103538	2,263536973	0,000188909	5,092958182	0,000160638	4,527073946
0,000610232	3,819718636	0,000155306	3,39530546	0,000298598	7,639437272	0,000227882	6,790610919
0,000835217	5,092958182	0,000220017	4,527073946	0,000402194	10,18591636	0,000308311	9,054147892
0,001035546	6,366197727	0,000291199	5,658842433	0,000521024	12,73239545	0,000408847	11,31768487
0,0012143	7,639437272	0,000362381	6,790610919	0,000661229	15,27887454	0,000495979	13,58122184
0,001411547	8,912676818	0,000440035	7,922379406	0,000828763	17,82535364	0,000596515	15,84475881
		0,000543572	9,054147892	0,001017672	20,37183273	0,000710456	18,10829578
		0,000660052	10,18591638	0,001273614	22,91831182	0,000851206	20,37183276
		0,000815358	11,31768487			0,00099866	22,63536973

ANEXO 4

ENSAIOS DE BLOCOS

*** Ensaio de Resistência à Compressão**

BLOCO	PESO (kg)	RESIST. Abruta (MPa)	RESIST. MÉDIA (MPa)	RESIST. MÉDIA (MPa)	CV (%)
A - PG	13,88	12,82	11,71	17,77	7,51
	13,74	12,18			
	13,65	11,31			
	13,71	12,27			
	13,71	11,26			
	13,89	10,39			
B - PG	14,4	17,77	16,21	24,61	9,55
	14,37	14,65			
	14,43	17,03			
	14,31	17,95			
	14,04	14,65			
	14,29	15,20			
C - PG	14,21	17,03	19,54	29,66	8,46
	14,27	18,54			
	14,83	20,65			
	14,95	21,61			
	14,54	19,05			
	14,51	20,33			
A - PF	11,83	7,14	6,891	12,58	7,63
	11,76	6,23			
	12,03	6,91			
	11,79	6,96			
	11,65	6,41			
	11,89	7,69			
B - PF	11,97	11,72	11,52	21,03	11,85
	11,8	11,58			
	11,91	12,91			
	11,82	9,71			
	11,87	10,16			
	11,95	13,00			
C - PF	12,12	12,18	12,61	23,02	10,14
	11,92	12,00			
	12,3	13,00			
	11,94	11,31			
	12,06	14,97			
	11,94	12,18			

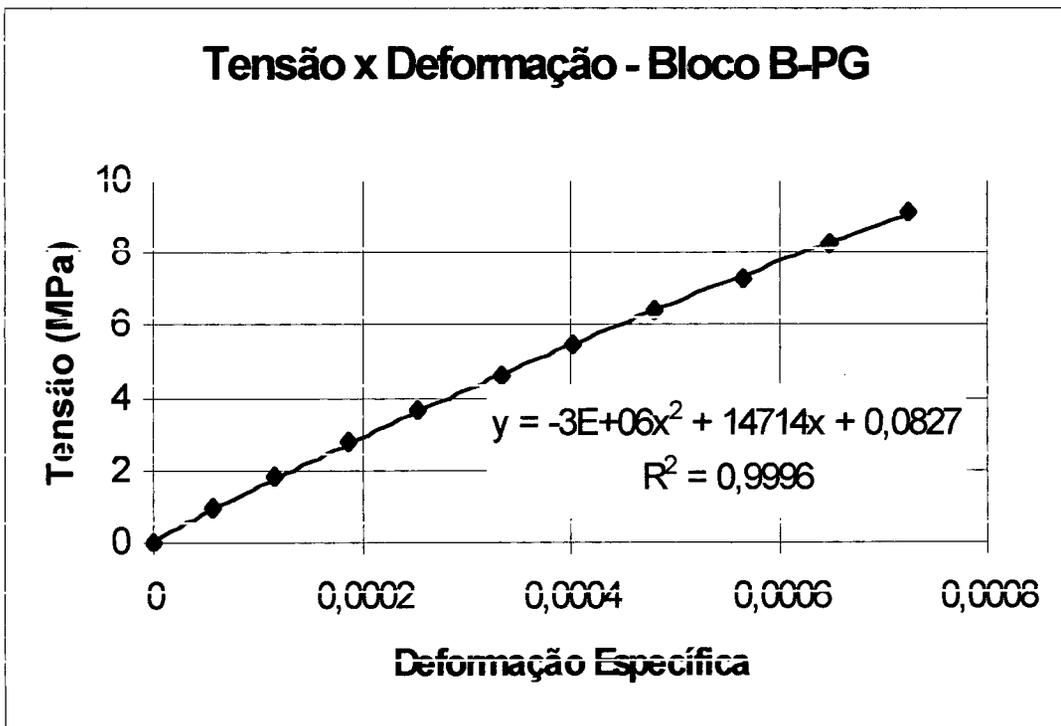
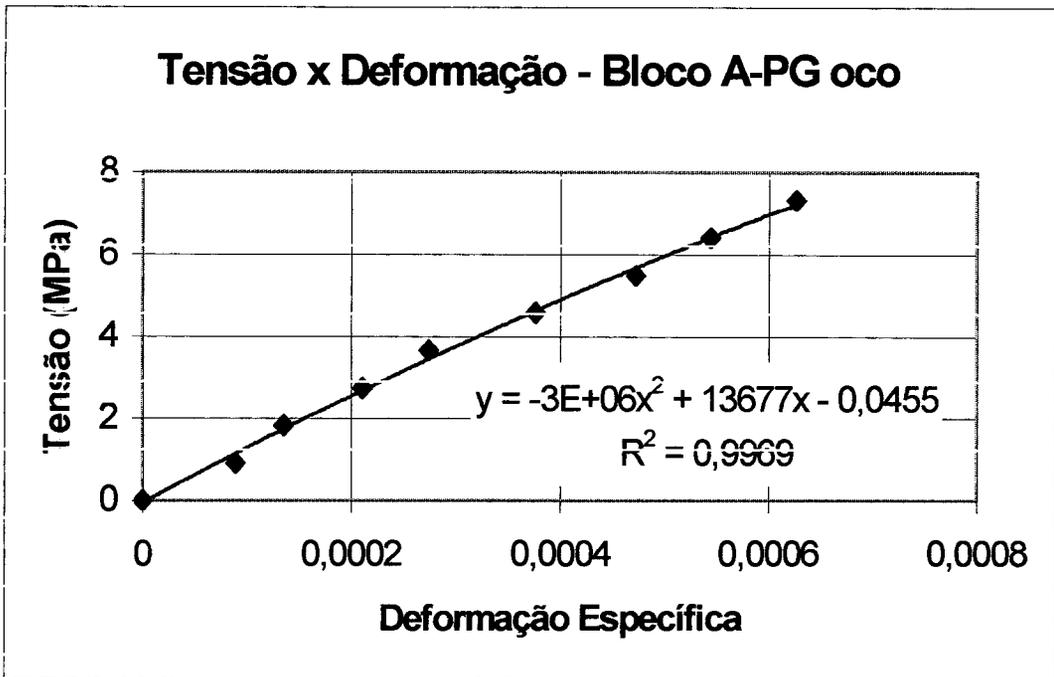
*** Instrumentação – Medição de deformações**

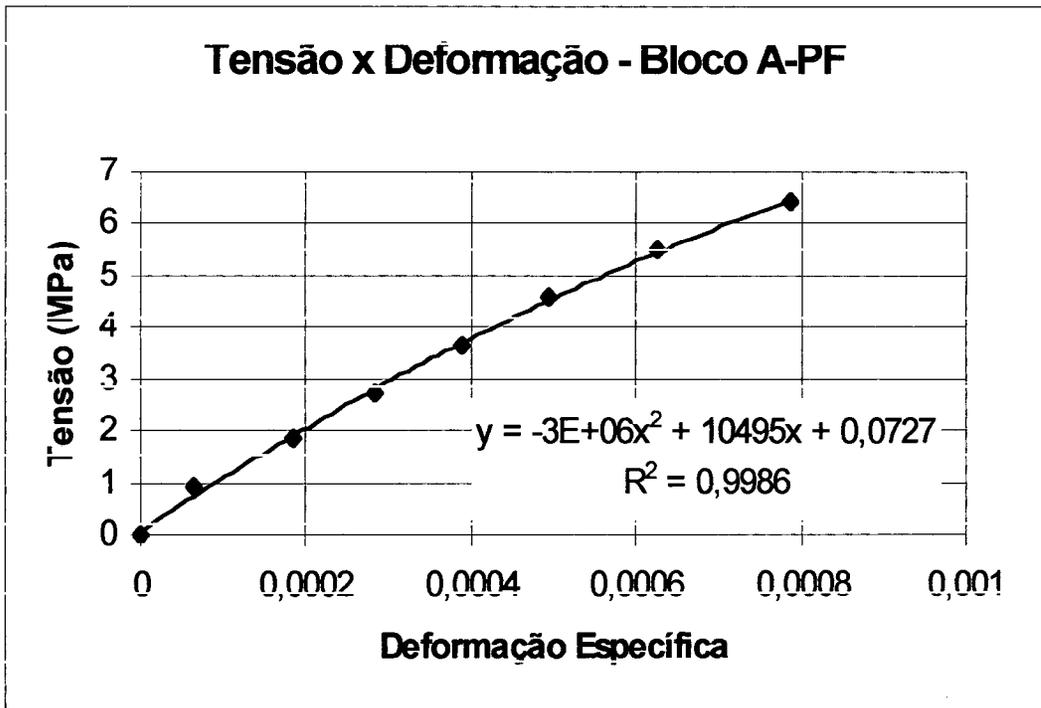
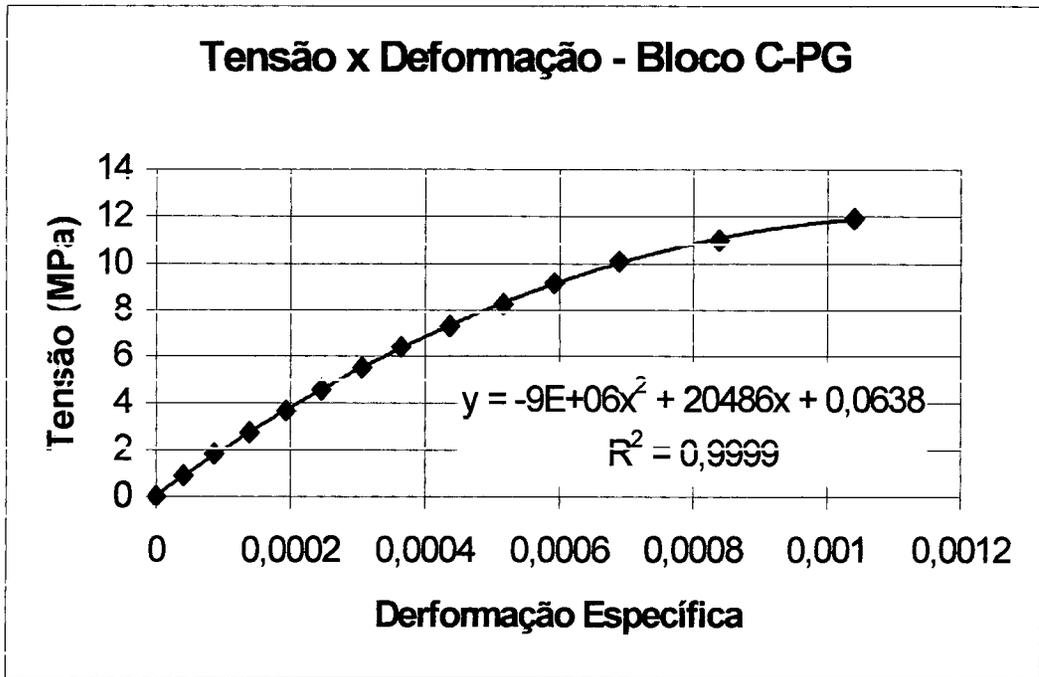
OBS.: tensões em relação à área bruta

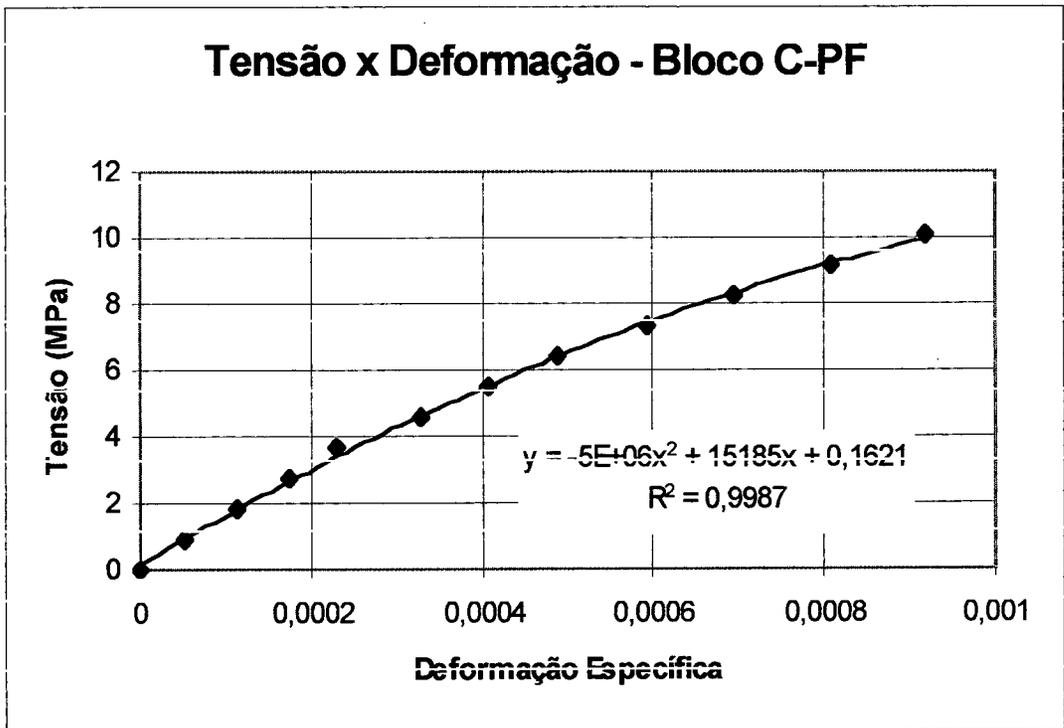
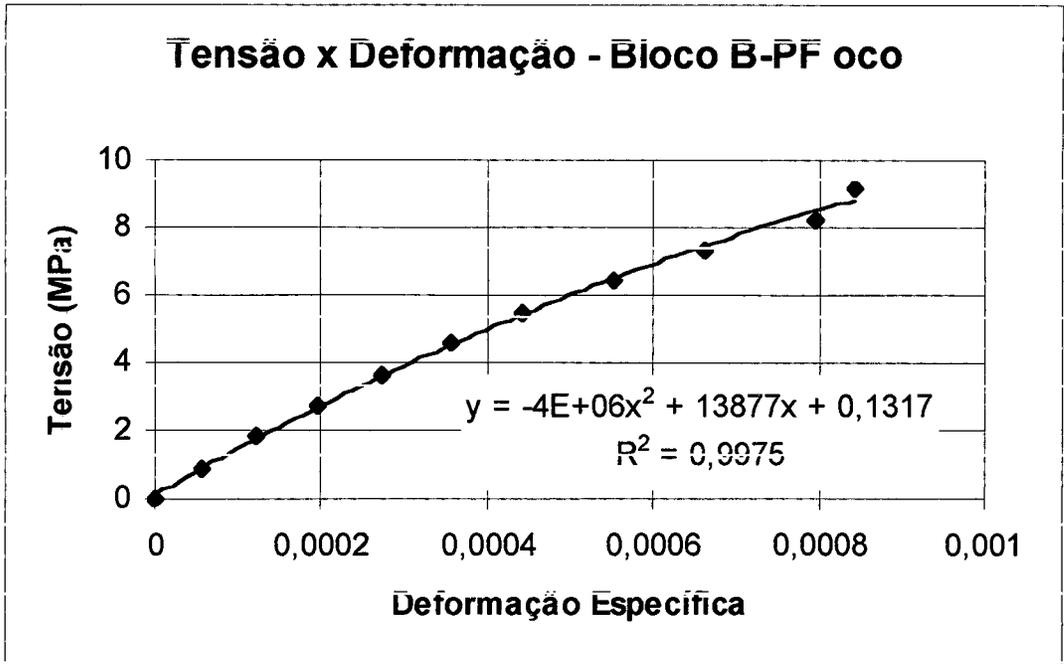
A-PG		B-PG		C-PG	
ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0	0	0
8,90411E-05	0,915750916	5,78947E-05	0,915750916	4,0684E-05	0,915750916
0,000135274	1,831501832	0,000115789	1,831501832	8,66745E-05	1,831501832
0,000210616	2,747252747	0,000185965	2,747252747	0,000139741	2,747252747
0,000273973	3,663003663	0,000252632	3,663003663	0,000192807	3,663003663
0,000376712	4,578754579	0,000333333	4,578754579	0,000245873	4,578754579
0,000472603	5,494505495	0,000403509	5,494505495	0,000306014	5,494505495
0,000544521	6,41025641	0,000480702	6,41025641	0,000364387	6,41025641
0,000626712	7,326007326	0,000566667	7,326007326	0,00043691	7,326007326
		0,000649123	8,241758242	0,000516509	8,241758242
		0,000724561	9,157509158	0,000592571	9,157509158
		0,000724561	9,157509158	0,000689858	10,07326007
				0,000838443	10,98901099
				0,001040094	11,9047619
				0,001040094	11,9047619

A-PF		B-PF		C-PF	
DEFORMAÇÃO	TENSÃO (MPa)	DEFORMAÇÃO	TENSÃO (MPa)	DEFORMAÇÃO	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0	0	0
6,57583E-05	0,915750916	5,62061E-05	0,915750916	5,13699E-05	0,915750916
0,000184834	1,831501832	0,000122951	1,831501832	0,000113014	1,831501832
0,00028436	2,747252747	0,000194965	2,747252747	0,000174658	2,747252747
0,000387441	3,663003663	0,000274005	3,663003663	0,000229452	3,663003663
0,000494076	4,578754579	0,000354801	4,578754579	0,000328767	4,578754579
0,000625592	5,494505495	0,000440867	5,494505495	0,000407534	5,494505495
0,000785545	6,41025641	0,000551522	6,41025641	0,000489726	6,41025641
		0,000660422	7,326007326	0,000592466	7,326007326
		0,000793911	8,241758242	0,000695205	8,241758242
		0,000843091	9,157509158	0,000808219	9,157509158
				0,000917808	10,07326007
				0,000917808	10,07326007

*** Curvas Tensão x Deformação Específica**







ANEXO 5

ENSAIOS DE PRISMAS

*** Ensaio de Resistência à Compressão**

A) PRISMAS CONFECCIONADOS COM BLOCOS DE PAREDE GROSSA

Área bruta = 546cm²

Área líquida = 359,68cm² (parede grossa) e 298,98cm² (parede fina)

PRISMA	RESISTÊNCIA Abruta(MPa)	RESISTÊNCIA MÉDIA EM Abruta (MPa)	RESISTÊNCIA MÉDIA EM Aliq (MPa)	CV(%)
A - PG - OCO	10,35 11,54 11,26	11,05	16,77	5,64
A - PG - G1	14,88 15,75 15,89	15,51	15,51	3,52
A - PG - G2	22,21 19,14 20,15	20,50	20,50	7,63
B - PG - OCO	14,29 12,59 14,56	13,81	20,97	7,72
B - PG - G1*	19,23 19,05 18,54	18,94	18,94	1,88
B - PG - G2	22,80 25,92 24,27	24,33	24,33	6,40
C - PG - OCO	18,59 19,96 17,58	18,71	28,41	6,39
C - PG - G1	22,30 22,53 21,11	21,98	21,98	3,47
C - PG - G2	23,08 26,56 26,10	25,24	25,24	7,49

B) PRIMAS CONFECCIONADOS COM BLOCOS DE PAREDE FINA

Área bruta = 546cm²

Área líquida = 298,98cm² (parede fina)

PRISMA	RESISTÊNCIA Abruta(MPa)	RESISTÊNCIA MÉDIA EM Abruta (MPa)	RESISTÊNCIA MÉDIA EM Aliq (MPa)	CV(%)
A - PF - OCO	8,88 8,61 9,25	8,91	16,28	3,61
A - PF - G1	15,75 15,93 16,48	16,06	16,06	2,37
A - PF - G2	22,89 20,97 22,71	22,19	22,19	4,78
B - PF - OCO	13,46 13,46 11,54	12,82	23,41	8,66
B - PF - G1	19,51 19,96 19,51	19,66	19,66	1,34
B - PF - G2	21,89 22,85 23,26	22,66	22,66	3,11
C - PF - OCO	12,91 12,64 12,00	12,52	22,86	3,75
C - PF - G1	17,77 16,80 15,57	16,71	16,71	6,59
C - PF - G2	22,25 24,82 22,71	23,26	23,26	5,88

*** Instrumentação – Medição de deformações**

OBS.: tensões em relação à área líquida

A-PG					
OCO		G1		G2	
ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0	0	0
2,95276E-05	1,390109096	5,20463E-05	0,915750916	1,98588E-05	0,915750916
0,000131234	2,780218192	0,000102758	1,831501832	4,50132E-05	1,831501832
0,000225722	4,170327287	0,000170819	2,747252747	7,14916E-05	2,747252747
0,000318898	5,560436383	0,000237544	3,663003663	0,000122462	3,663003663
0,000405512	6,950545479	0,000307607	4,578754579	0,000174757	4,578754579
0,000494751	8,340654575	0,000387011	5,494505495	0,000229038	5,494505495
0,000587927	9,73076367	0,0004504	6,41025641	0,00028729	6,41025641
0,000678478	11,12087277	0,000531139	7,326007326	0,000349515	7,326007326
		0,000626557	8,241758242	0,000421006	8,241758242
		0,000729982	9,157509158	0,000471315	9,157509158
		0,000848754	10,07326007	0,00054744	10,07326007
		0,000982206	10,98901099	0,000615622	10,98901099
				0,000688438	11,9047619
				0,000762577	12,82051282
				0,000839365	13,73626374
				0,000933363	14,65201465

B-PG					
OCO		G1		G2	
ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0	0	0
0,000118499	1,390130739	5,64011E-05	0,915750916	1,33958E-06	0,915750916
0,000210665	2,780261478	0,000107431	1,831501832	3,215E-05	1,831501832
0,000315997	4,170392217	0,000159132	2,747252747	7,56865E-05	2,747252747
0,000408163	5,560522956	0,000214861	3,663003663	0,000116544	3,663003663
0,000649111	6,950653695	0,000271262	4,578754579	0,000159411	4,578754579
0,000768927	8,340784434	0,000331692	5,494505495	0,000208305	5,494505495
0,000891376	9,730915173	0,000395479	6,41025641	0,000260549	6,41025641
0,001029625	11,12104591	0,000461952	7,326007326	0,000317482	7,326007326
0,001198157	12,51117665	0,000534467	8,241758242	0,000360348	8,241758242
0,001368005	13,90130739	0,000602954	9,157509158	0,000432686	9,157509158
		0,000686885	10,07326007	0,000494307	10,07326007
		0,000781558	10,98901099	0,000569993	10,98901099
		0,00088496	11,9047619	0,000655057	11,9047619
				0,00074079	12,82051282
				0,000857334	13,73626374
				0,000977897	14,65201465
				0,001090422	15,56776557
				0,001184193	16,48351648

C-PG					
OCO		G1		G2	
ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0	0	0
5,48128E-05	1,390130739	4,63372E-05	0,915750916	3,9929E-05	0,915750916
0,000119652	2,780261478	0,000102604	1,831501832	8,38509E-05	1,831501832
0,000186497	4,170392217	0,000158208	2,747252747	0,000127107	2,747252747
0,000259358	5,560522956	0,000213151	3,663003663	0,000179015	3,663003663
0,000334225	6,950653695	0,000270741	4,578754579	0,000218944	4,578754579
0,000415775	8,340784434	0,00033098	5,494505495	0,000266193	5,494505495
0,000510027	9,730915173	0,000401809	6,41025641	0,000318101	6,41025641
0,000614305	11,12104591	0,000473301	7,326007326	0,000372005	7,326007326
0,000762032	12,51117665	0,000552736	8,241758242	0,000425909	8,241758242
0,000909091	13,90130739	0,000640777	9,157509158	0,000480479	9,157509158
0,001012032	15,29143813	0,000704325	10,07326007	0,000541704	10,07326007
0,001165107	16,68156887	0,00078376	10,98901099	0,000602928	10,98901099
0,001355615	18,07169961	0,000853928	11,9047619	0,000668146	11,9047619
		0,000939982	12,82051282	0,000731366	12,82051282
		0,00101015	13,73626374	0,000806566	13,73626374
		0,001086937	14,65201465	0,000882431	14,65201465
		0,00120609	15,56776557	0,000971606	15,56776557
				0,001054791	16,48351648

A-PF					
OCO		G1		G2	
ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0	0	0
6,16622E-05	1,672371684	7,49343E-05	0,915750916	2,37676E-05	0,915750916
0,000152145	3,344743368	0,0001617	1,831501832	6,60211E-05	1,831501832
0,000258713	5,017115052	0,000246494	2,747252747	0,000113556	2,747252747
0,000374665	6,689486736	0,000314198	3,663003663	0,000161752	3,663003663
0,000485255	8,36185842	0,00037993	4,578754579	0,000205326	4,578754579
0,000689008	10,0342301	0,000444347	5,494505495	0,000262104	5,494505495
0,00088874	11,70660179	0,000518624	6,41025641	0,0003136	6,41025641
		0,000579755	7,326007326	0,000367077	7,326007326
		0,000648116	8,241758242	0,000425176	8,241758242
		0,000692813	9,157509158	0,000480634	9,157509158
		0,000780894	10,07326007	0,000539393	10,07326007
		0,000866345	10,98901099	0,000606734	10,98901099
				0,000668134	11,9047619
				0,000743398	12,82051282
				0,000825264	13,73626374
				0,00090713	14,65201465

B-PF					
OCO		G1		G2	
ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0	0	0
8,14782E-05	1,672371684	4,88556E-05	0,915750916	2,60928E-05	0,915750916
0,000158281	3,344743368	0,000109595	1,831501832	4,54951E-05	1,831501832
0,000243099	5,017115052	0,00015581	2,747252747	8,56378E-05	2,747252747
0,000323241	6,689486736	0,000200704	3,663003663	0,000131802	3,663003663
0,000409394	8,36185842	0,000245599	4,578754579	0,000184657	4,578754579
0,000506233	10,0342301	0,000289173	5,494505495	0,000239518	5,494505495
0,000629118	11,70660179	0,000334067	6,41025641	0,000296387	6,41025641
0,000734639	13,37897347	0,000377641	7,326007326	0,000348573	7,326007326
0,000892253	15,05134516	0,000425176	8,241758242	0,000402765	8,241758242
0,001059216	16,72371684	0,000474032	9,157509158	0,000464318	9,157509158
		0,000524868	10,07326007	0,000521855	10,07326007
		0,000584947	10,98901099	0,000580731	10,98901099
		0,000649648	11,9047619	0,000642284	11,9047619
		0,000732835	12,82051282	0,000710526	12,82051282
		0,000816021	13,73626374	0,000784121	13,73626374
				0,000869759	14,65201465
				0,000941347	15,56776557
				0,00105843	16,48351648

C-PF					
OCO		G1		G2	
ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)	ϵ	TENSÃO (MPa)
0	0	0	0	0	0
2,80499E-05	1,672371684	3,8326E-05	0,915750916	2,39787E-05	0,915750916
8,2146E-05	3,344743368	8,06167E-05	1,831501832	6,39432E-05	1,831501832
0,000160285	5,017115052	0,000120264	2,747252747	9,19183E-05	2,747252747
0,000267142	6,689486736	0,000161233	3,663003663	0,000111901	3,663003663
0,000384684	8,36185842	0,000204846	4,578754579	0,000141208	4,578754579
0,00051024	10,0342301	0,000252423	5,494505495	0,000159858	5,494505495
0,00065984	11,70660179	0,000303965	6,41025641	0,000181172	6,41025641
0,000814782	13,37897347	0,000359471	7,326007326	0,000230462	7,326007326
0,000984417	15,05134516	0,000425551	8,241758242	0,000259769	8,241758242
0,001172752	16,72371684	0,000502203	9,157509158	0,000293073	9,157509158
0,001383793	18,39608852	0,000597357	10,07326007	0,000346359	10,07326007
		0,00070837	10,98901099	0,000370337	10,98901099
		0,000828634	11,9047619	0,000407638	11,9047619
		0,000988546	12,82051282	0,000462256	12,82051282
		0,001162996	13,73626374	0,00053952	13,73626374
				0,000596803	14,65201465
				0,000650089	15,56776557
				0,000730018	16,48351648
				0,000795293	17,3992674
				0,000875222	18,31501832
				0,000968472	19,23076923
				0,001071048	20,14652015

BIBLIOGRAFIA

ALY, V. L. C. *Determinação da capacidade resistente do elemento parede de alvenaria armada de blocos de concreto, submetido a esforços de compressão*. São Paulo, 1992. 246p. Dissertação (Mestrado em engenharia) apresentado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

ALY, V. L. C.; SABBATINI, F. H. *Determinação de correlações de resistência mecânica de paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto*. Proceedings of the Fifth International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, p.115-126, Florianópolis, agosto/1994.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE; AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS; THE MASONRY SOCIETY. *Building Code Requirements for Masonry Structures*. ACI 530/ASCE 5/TMS 402. 1995

----- . *Building Code Requirements for Masonry Structures*. ACI 530.1/ASCE 6/TMS 602. 1995

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard test methods of sampling and testing brick and structural clay tile – ASTM C 67*. In: Annual Book of ASTM Standards, Section 4, p.37-67. Philadelphia, 1991.

----- . *Standard specification for hollow load-bearing concrete masonry units – ASTM C 90*. In: Annual Book of ASTM Standards, Section 4, p.68-70. Philadelphia, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Agregado para concreto*. NBR 7211. Rio de Janeiro, 1983.

----- *Agregados – Ensaio de qualidade de agregado miúdo*. NBR 7221. Rio de Janeiro, 1987.

----- *Argamassa de assentamento para alvenaria de blocos de concreto*. NBR 9287. Rio de Janeiro, 1986.

----- *Bloco vazado de concreto para alvenaria – Retração por secagem – Método de ensaio*. NBR 12117. Rio de Janeiro, 1991.

----- *Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural*. NBR 6136. Rio de Janeiro, 1994.

----- *Bloco vazado de concreto simples para alvenaria – Determinação da resistência à compressão*. NBR 7184. Rio de Janeiro, 1992.

----- *Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural – Determinação da absorção de água, do teor de umidade e da área líquida*. NBR 12118. Rio de Janeiro, 1992.

----- *Cálculo da alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. NBR 10837. Rio de Janeiro, 1989.

----- *Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*. NBR 7223. Rio de Janeiro, 1992.

----- *Concreto – ensaio à compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. NBR 5739. Rio de Janeiro, 1994.

----- *Determinação da resistência à compressão – cimento Portland*. NBR 7215. Rio de Janeiro, 1991.

----- . *Execução e controle de obras de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto - Procedimento*. NBR 8798. Rio de Janeiro, 1986.

----- . *Moldagem e cura de corpos de prova prismáticos ou cilíndricos de concreto*. NBR 5738. Rio de Janeiro, 1994.

----- . *Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – preparo e ensaio à compressão – método de ensaio*. NBR 8215. Rio de Janeiro, 1983.

----- . *Projeto e execução de obras de concreto armado - Procedimento*. NBR 6118. Rio de Janeiro, 1978.

ATKINSON, R. H.; KINGSLEY, G. R. *A comparison of the behavior of clay and concrete masonry in compression*. Atkinson – Noland & associates, inc., Boulder, setembro/1985.

ATKINSON, R. H.; YAN, G. G. *Results of a Statistical Study of Masonry Deformability*. TMS Journal, agosto/1990.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. *Code of practice for structural use of masonry - Part 1: Structural use of unreinforced masonry - BS5628*. London, 1992.

----- . *Code of practice for structural use of masonry - Part 2: Structural use of reinforced and prestressed masonry - BS5628*. London, 1985.

----- . *Specification for precast concrete masonry units*. – BS6073. London, 1981.

CHUKWUNENYE, A. O.; HAMID, A. A. *Compression Behavior of concrete masonry prisms*. ASCE Journal of Structural Engineering, v.112, p.605-613, março/1986.

DRYSDALE, R. G. et al. *Masonry Structures Behavior and design*. New Jersey, Prentice-Hall & Inc., 1993.

- FAHMY, E. H.; GHONEIM, T. G. M. *Behaviour of concrete block masonry prisms under axial compression*. Canadian Journal of Civil Engineering, v.22, n° 5, outubro/1995.
- FERREIRA JR., S. *Produção de blocos de concreto para alvenaria estrutural*. Boletim Técnico da ABCP, n°107, 3ª edição. São Paulo, 1995.
- FORREST, J. C. M. et al. *Some typical aspects os design and construction (being as every day story of masonry folk!)*. In: Practical Design of Masonry Structures, Proceedings, p. 71-90. London, 1986.
- FRANCO, L.S. *Desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria empregado na alvenaria estrutural não armada quando submetido a esforços de compressão*. São Paulo, 1987. 136p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- FRANCO, L.S. *Desempenho da alvenaria à compressão*. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, n° 20, 14p., São Paulo, 1988.
- GALLEGOS, H. *Albañileria Estructural*. Pontificia Univarsidad Católica do Perú. Lima, 1989.
- GOMES, N. S. *A resistência das paredes de alvenaria*. São Paulo, 1983. 190p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- HAMID, A. A.; DRYSDALE; R. G. *Suggested Failure Criteria for Grouted Concrete Masonry Under Axial Compression*. ACI Journal, p.1047-1060, Detroit, outubro/1979.
- HAMID, A. A.; CHANDRAKEERTHY, S.R. de S. *Compressive Strength of Partially Grouted Concrete Masonry using Small Scale Wall Elements*. TMS Journal, p.75-85, agosto/1992.

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P.. *Manual de Dosagem e Controle do Concreto*. São Paulo, PINI, 1992.

HILSDORF, H. K. *Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression*. *Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products*, p. 34-41. Houston, 1969.

KHALAF, F.M. *Factors influencing compressive strength of concrete masonry prisms*. In: *Magazine of Concrete Research*, v.48, Edinburgh, 1996.

KHALAF, F. M.; HENDRY, A. W.; FAIRBRAIN, D. R.. *Concrete Block Masonry Prism Compressed Normal and Parallel to Bed Face*. Fifth North American Masonry Conference, Illinois, USA, June 3-6, 1990, p. 595-614.

KHALAF, F.M.; HENDRY, A. W.; FAIRBRAIN, D.R. *Mechanical properties of material used in concrete blockwork construction*. In: *Magazine of Concrete Research*, v.44, Edinburgh, 1994.

KHALAF, F.M.; HENDRY, A. W.; FAIRBRAIN, D.R. *Study of the Compressive Strength of Blockwork Masonry*. In: *ACI Journal*, v.91, Detroit, julho-agosto/1994.

KHALIFA, M. A.; MAGZOUB, A. E. *Compressive Strength of Masonry Prisms*. *Proceedings of the Structures Congress XII*, p.1100-1105, ASCE, Nova York, 1994.

KHOO, C. L.; HENDRY, A. W. *A failure criteria for brickwork in axial compression*. *Proceedings of the Third International Brick Masonry Conference*, p. 139-145, Bonn, 1973.

LA ROVERE, Henriette L. *Alvenaria Estrutural*, Notas de aula , Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil - UFSC, 1997.

LA ROVERE, Henriette L. *Análise do Comportamento Mecânico de Prismas de Alvenaria de Blocos de Concreto por M.E.F.* Anais da XXVIII Jornadas Sulamericanas de Engenharia de Estrutural. Vol 1, p. 179-188, São Carlos - SP, 1997.

MEDEIROS, J.S. *Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto.* São Paulo, 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia) apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais.* PINI, São Paulo, 1994, cap.1 e 3.

MOHAMAD, G. *Comportamento mecânico na ruptura de prismas de alvenaria de blocos de concreto.* Florianópolis, 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

OLIVEIRA, L. A. P. *Estudo do desempenho dos grautes com adições para enchimento de blocos de alvenaria estrutural.* São Paulo, 1986. 100p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

PRIESTLEY, M. J. N.; YUK, C. *Prediction of masonry compressive strength Part 1.* In: New Zealand Concrete Construction. p.21-24, abril, 1984.

PRIESTLEY, M. J. N.; YUK, C. *Prediction of masonry compressive strength Part 2.* In: New Zealand Concrete Construction. p.11-14, março, 1984.

PRUDÊNCIO JR. *Alvenaria Estrutural.* Notas de aula, Curso de Graduação em Engenharia Civil - UFSC, 1994.

RAMAMURTHY, K.; GANESAN, T. P. *Behaviour of Concrete Hollow Block Masonry Prism Under Axial Compression.* ASCE Journal of Structural Engineering, v.112, p. 605-613, março/1992.

RODRIGUES, P. P. F.; *Parâmetros de dosagem do concreto*. ABCP, São Paulo, abril/1995.

SABBATINI, F. H. *Argamassas de assentamento para paredes de alvenaria resistente*. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, nº 02, 26p., São Paulo, 1986.

SABBATINI, F. H. *O processo construtivo de edifícios de alvenaria sílico-calcária*. São Paulo, 1984. 298 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) apresentado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

SALÓRZANO, M. G. P. *Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto*. São Paulo, 1994, 203p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

SALÓRZANO, M. G. P.; SABBATINI, F. H. *Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto*. São Paulo, 1995, 25p. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, BT/PCC/141.

SCRIVENER, J. C.; BAKER, L.R. *Factors influencing grouted masonry prism compressive strength*. Proceedings of the Eighth International Brick and Block Masonry Conference, Vol.2, 19 - 21 sept 1988, Dublin - Ireland, p. 874 - 883.

SHRIVE, N. G. *The failure mechanism of face shell bedded (ungrouted and unreinforced) masonry*. International Journal of Masonry Construction, v.2, nº 3, p.115-128, London, 1982.

SOLÍZ, V. H. V.. *Efeito da altura na resistência à compressão de prismas de alvenaria de blocos cerâmicos vazados com ou sem graute*. Niterói, 1995.143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) apresentada à Universidade Federal Fluminense.

TADROS, M.K. et al. *State of the art of concrete masonry units*. TMS Journal, p. 47-60. agosto, 1992.

TRISTÃO, F. A. *Influência da composição granulométrica da areia nas propriedades das argamassas de revestimento*. Florianópolis, 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) apresentada à Universidade Federal de Santa Catarina.