

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO**  
**CIVIL**

**“ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DE PAREDES ESBELTAS DE**  
**ALVENARIA ESTRUTURAL”**

**Guilherme Martins Lopes**

**São Carlos**  
**2014**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO**  
**CIVIL**

**“ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DE PAREDES ESBELTAS DE**  
**ALVENARIA ESTRUTURAL”**

**GUILHERME MARTINS LOPES**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

**Área de Concentração:** Sistemas Estruturais.

**Orientador:** Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian

**Co-Orientador:** Prof. Dr. Marcio Roberto Silva Corrêa

**São Carlos**

**2014**

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da  
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

L864et

Lopes, Guilherme Martins.

Estudo teórico e experimental de paredes esbeltas de alvenaria estrutural / Guilherme Martins Lopes. -- São Carlos : UFSCar, 2014.

133 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2014.

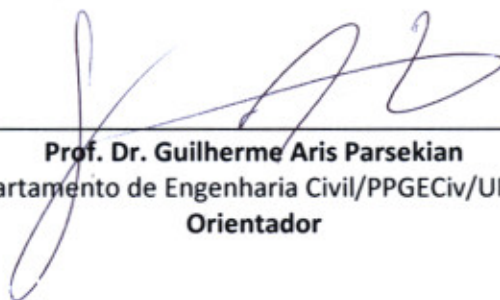
1. Alvenaria. 2. Esbeltez. 3. Dimensionamento a compressão. 4. Parede esbelta. I. Título.

CDD: 693.1 (20<sup>a</sup>)

**GUILHERME MARTINS LOPES**

**Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 19 de fevereiro de 2014.**

**Banca Examinadora constituída pelos membros:**



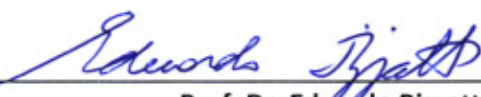
---

**Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian**  
Departamento de Engenharia Civil/PPGECiv/UFSCar  
**Orientador**



---

**Prof. Dr. Emil de Souza Sanchez Filho**  
Pós-Graduação em Engenharia Civil/Universidade Federal Fluminense/UFF  
**Examinador Externo**



---

**Prof. Dr. Eduardo Rizzatti**  
Departamento de Estruturas e Construção Civil/Universidade Federal de Santa Maria/UFSM  
**Examinador Externo**

*“Se os fatos não se encaixam  
na teoria, modifique os fatos”*

## Agradecimentos

---

À Carla Fernanda Morelli Lopes e Alice Morelli Lopes, pelo apoio familiar dado todos os dias durante estes dois anos de trabalho.

Ao Professor Guilherme Aris Parsekian, pelo convite e por acreditar no potencial deste trabalho.

Aos Engenheiros Marco Antônio Nagliati e Edmilson Roberto Gavioli, por apoiarem a causa.

À aluna de graduação Isabella Cavichioli, pela ajuda e dedicação em todas as etapas deste trabalho.

Ao aluno de graduação Paulo Henrique Menino Azevedo, pela força e descontração dada nos ensaios das paredes esbeltas.

À FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) pela bolsa de mestrado e pelo financiamento de toda etapa experimental deste trabalho.

À TATU – Pré-Moldados pelos blocos estruturais de concreto concedidos para os ensaios.

À Cerâmica City pelos blocos cerâmicos fornecidos para os ensaios.

Ao Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE), pelo apoio e mão de obra para os ensaios de caracterização.

Ao técnico do Laboratório do Departamento de Engenharia de Estruturas, Luiz Vicente Varela, pelo apoio na fase experimental.

Ao Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto (NetPre), por emprestar suas instalações e equipamentos para a realização dos ensaios das paredes esbeltas.

# Sumário

---

<b>1</b>	<b>Introdução .....</b>	<b>1</b>
1.1.	Breve histórico.....	1
1.2.	Dimensionamento a compressão .....	2
1.2.1.	Fator de redução de resistência pela norma americana (ACI).....	3
1.3.	Objetivos .....	7
1.4.	Justificativas .....	7
1.5.	Descrição dos capítulos .....	8
<b>2</b>	<b>Análise Teórica .....</b>	<b>9</b>
2.1.	Altura efetiva.....	10
2.1.1.	Normas Brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1).....	10
2.1.2.	Norma Americana (ACI 530).....	10
2.1.3.	Norma Canadense (CSA - S304.1-04).....	10
2.1.4.	Norma Europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1) .....	10
2.1.5.	Norma Australiana(AS 3700).....	11
2.2.	Espessura efetiva .....	12
2.2.1.	Normas Brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1).....	12
2.2.1.	Norma Americana (ACI 530) e Norma Canadense (CSA-S304.1-04) .....	12
2.2.2.	Norma europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1) .....	13
2.2.3.	Norma Australiana (AS 3700) .....	13
2.3.	Índice de esbeltez .....	14
2.3.1.	Norma Brasileira (NBR 15961-1 e NBR 15812-1).....	14
2.3.2.	Norma Americana (ACI 530).....	15
2.3.3.	Norma Canadense (CSA - S304.1-04).....	15
2.3.4.	Norma Europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1) .....	15
2.3.5.	Norma Australiana (AS 3700) .....	16
2.4.	Dimensionamento a compressão simples .....	18
2.4.1.	Norma Brasileira (NBR 15961-1 e NBR 15812-1).....	18
2.4.1.1.	Compressão simples em alvenaria não armada .....	18
2.4.1.2.	Compressão simples em alvenaria armada.....	19
2.4.2.	Norma Americana (ACI 530).....	20
2.4.2.1.	Compressão simples em alvenaria não armada .....	20
2.4.2.1.	Compressão simples em alvenaria armada.....	20
2.4.3.	Norma Canadense (CSA - S304.1-04).....	21
2.4.3.1.	Compressão simples em alvenaria não armada .....	21
2.4.3.2.	Compressão simples em alvenaria armada.....	21
2.4.4.	Norma Europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1) .....	21
2.4.4.1.	Compressão simples em alvenaria não armada .....	21
2.4.4.1.	Compressão simples em alvenaria armada.....	24
2.4.5.	Norma Australiana (AS 3700) .....	25
2.4.5.1.	Compressão simples em alvenaria não armada .....	25
2.4.5.2.	Compressão simples em alvenaria armada.....	27
2.5.	Métodos mais refinados para o dimensionamento a compressão de paredes esbeltas.....	28
2.5.1.	Norma Americana (ACI 530).....	29
2.5.2.	Norma Canadense (CSA - S304.1-04).....	30

2.5.3.	Método refinado para cálculo (AS 3700) .....	33
2.5.3.1.	Excentricidade efetiva.....	33
<b>2.6.</b>	<b>Método proposto em (P.K. Bhandari et. Al.) .....</b>	<b>34</b>
<b>2.7.</b>	<b>Nova proposta de pesquisadores americanos .....</b>	<b>36</b>
2.7.1.	Estabilidade de paredes não armadas .....	37
2.7.2.	Verificações experimentais .....	38
2.7.3.	Aproximação pelo polinômio de quarto grau.....	39
2.7.4.	Aproximação quadrática dupla.....	40
2.7.5.	Fórmulas aproximadas.....	40
2.7.6.	Cálculo da carga crítica para as Paredes B2 e C3.....	41
<b>2.8.</b>	<b>Métodos para dimensionamento à compressão simples de paredes de concreto moldado in loco. ....</b>	<b>41</b>
2.8.1.	Norma Brasileira (NBR 16055).....	42
2.8.2.	Norma Americana (ACI 318).....	42
2.8.3.	Norma Canadense (CSA – A23.3-04).....	43
2.8.4.	Norma Europeia (EUROCODE 2).....	43
2.8.5.	Norma Australiana (AS 3600) .....	44
<b>2.9.</b>	<b>Redutor de resistência devido a esbeltez .....</b>	<b>44</b>
<b>2.10.</b>	<b>Resumo da análise teórica .....</b>	<b>46</b>
<b>2.11.</b>	<b>Comparação entre redutores de resistência devido à esbeltez.....</b>	<b>47</b>
2.11.1.	Altura efetiva ( $h_{ef}$ ) e espessura efetiva ( $t_{ef}$ ) .....	48
2.11.1.	Razão de esbeltez ( $\lambda$ ).....	49
2.11.2.	Redutores de resistência devido a compressão.....	49
<b>2.12.</b>	<b>Comparação entre alvenaria e paredes de concreto moldadas no local .....</b>	<b>51</b>
<b>3</b>	<b><i>Análise Experimental</i> .....</b>	<b>56</b>
<b>3.1.</b>	<b>Ensaio de caracterização dos materiais .....</b>	<b>57</b>
3.1.1.	Ensaio dimensionais .....	57
3.1.2.	Determinação do traço .....	60
3.1.3.	Argamassa .....	61
3.1.3.1.	Argamassa de prismas de blocos de concreto .....	62
3.1.3.2.	Argamassa de prismas de blocos cerâmicos .....	63
3.1.3.3.	Argamassa de paredes de h=1,0 m.....	63
3.1.3.4.	Argamassa de paredes de blocos de concreto (h=2,80 m) .....	64
3.1.3.5.	Argamassa de paredes de blocos cerâmicos (h=2,80 m) .....	65
3.1.4.	Graute .....	65
3.1.4.1.	Graute de prismas de blocos de concreto.....	67
3.1.4.2.	Graute de prismas de blocos cerâmicos .....	68
3.1.4.3.	Graute de paredes de blocos de concreto (h=2,80 m).....	68
3.1.4.4.	Graute de paredes de blocos cerâmicos (h=2,80 m) .....	69
3.1.5.	Ensaio das unidades (Blocos) .....	70
3.1.6.	Prismas vazados e grauteados.....	73
3.1.7.	Execução das paredes h=1,00m .....	77
3.1.7.1.	Execução dos ensaios das paredes h=1,00 m.....	78
3.1.1.	Resumo da caracterização .....	80
3.1.1.1.	Ensaio dimensionais .....	80
3.1.1.2.	Ensaio de compressão e flexão.....	81
<b>3.2.</b>	<b>Ensaio de paredes esbeltas.....</b>	<b>84</b>
3.2.1.	Assentamento 1ª etapa .....	85
3.2.2.	Grauteamento 1ª etapa .....	87
3.2.3.	Assentamento 2ª etapa .....	88
3.2.4.	Grauteamento 2ª etapa .....	88



3.2.5.	Execução dos ensaios das paredes h=2,80 m .....	90
3.2.6.	Resultados para paredes esbeltas .....	95
3.2.6.1.	Paredes esbeltas de blocos de concreto não-armadas.....	95
3.2.6.2.	Parede CPII .....	95
3.2.6.3.	Parede CPIII .....	97
3.2.6.4.	Paredes esbeltas de blocos cerâmicos não-armadas.....	98
3.2.6.1.	Parede CPI .....	98
3.2.6.2.	Parede CPII .....	100
3.2.6.3.	Paredes esbeltas de blocos de concreto armadas.....	101
3.2.6.4.	Parede CPI .....	101
3.2.6.5.	Parede CPII .....	103
3.2.6.6.	Paredes esbeltas de blocos cerâmicos armadas.....	104
3.2.6.1.	Parede CPI .....	104
3.2.6.1.	Parede CPII .....	105
3.2.7.	Resumo dos ensaios de paredes esbeltas .....	107
<b>4</b>	<b><i>Análise Teórica Experimental</i></b> .....	<b>109</b>
<b>4.1.</b>	<b>Paredes de blocos de concreto (h=1,0 m)</b> .....	<b>109</b>
4.1.1.	Altura efetiva, espessura efetiva e coeficiente de esbeltez .....	109
4.1.2.	Dimensionamento à compressão simples.....	110
<b>4.2.</b>	<b>Paredes de blocos cerâmicos (h=1,0 m)</b> .....	<b>110</b>
4.2.1.	Altura efetiva, espessura efetiva e coeficiente de esbeltez .....	110
4.2.2.	Dimensionamento à compressão simples.....	111
<b>4.3.</b>	<b>Paredes esbeltas de blocos de concreto – não armadas (h=2,80 m)</b> .....	<b>112</b>
4.3.1.	Altura efetiva, espessura efetiva e coeficiente de esbeltez .....	112
4.3.2.	Dimensionamento a compressão simples.....	112
<b>4.4.</b>	<b>Paredes esbeltas de blocos cerâmicos – não armadas (h=2,80 m)</b> .....	<b>113</b>
4.4.1.	Altura efetiva, espessura efetiva e coeficiente de esbeltez .....	113
4.4.2.	Dimensionamento à compressão simples.....	114
<b>4.5.</b>	<b>Paredes esbeltas – armadas (h=2,80 m)</b> .....	<b>114</b>
4.5.1.	Método do amplificador de momento da norma canadense.....	114
<b>4.6.</b>	<b>Conforme a teoria apresentada em (P.K. Bhandari ET AL)</b> .....	<b>115</b>
<b>4.7.</b>	<b>Nova proposta de pesquisadores americanos</b> .....	<b>115</b>
<b>4.8.</b>	<b>Relações de resistência</b> .....	<b>116</b>
4.8.1.	Correlações sugeridas na literatura .....	116
4.8.2.	Prisma/Bloco .....	116
4.8.3.	Argamassa/Bloco.....	116
4.8.4.	Graute/Bloco.....	116
4.8.5.	Parede/Prisma.....	117
<b>4.9.</b>	<b>Correlações obtidas experimentalmente</b> .....	<b>117</b>
<b>5</b>	<b><i>Conclusões</i></b> .....	<b>119</b>
<b>5.1.</b>	<b>Análise teórica</b> .....	<b>119</b>
5.1.1.	Alvenaria estrutural .....	119
5.1.2.	Paredes de Concreto.....	120
<b>5.2.</b>	<b>Análise Experimental</b> .....	<b>120</b>
5.2.1.	Caracterização .....	120
5.2.2.	Ensaio de paredes esbeltas .....	121
<b>5.3.</b>	<b>Análise Teórico-experimental</b> .....	<b>121</b>
5.3.1.	Paredes h=1,0 m .....	122

5.3.2.	Paredes não-armadas h=2,80 m.....	122
5.3.3.	Paredes armadas h=2,80 m.....	122
<b>6</b>	<b>Recomendações de projeto.....</b>	<b>123</b>
<b>7</b>	<b>Referências bibliográficas.....</b>	<b>124</b>
<b>8</b>	<b>Anexos.....</b>	<b>127</b>
<b>8.1.</b>	<b>Gráficos dos módulos de deformações (<math>E_p</math>) .....</b>	<b>127</b>
8.1.1.	Prismas de blocos de concreto oco .....	127
8.1.2.	Prismas de blocos cerâmicos oco .....	128
8.1.3.	Prismas de blocos de concreto cheio.....	130
8.1.4.	Prismas de blocos cerâmicos cheio.....	131
8.1.5.	Pequenas paredes de blocos de concreto.....	132
8.1.6.	Pequenas paredes de blocos cerâmicos .....	133

## Lista de Figuras

Figura 1-1: Resultados da comparação entre ACI 530 e NBR 15961-1 .....	6
Figura 2-1: Altura efetiva (ABCI, 1990) .....	9
Figura 2-2: Exemplo de argamassa total ou lateral.....	13
Figura 2-3: Flexo-compressão – Seção retangular - NBR 15961-1 e NBR 15812-1 .....	19
Figura 2-4: Seção para $x=0$ e $x=L$ .....	35
Figura 2-5: Curva de iteração ( $P_{ef}-M_w$ ).....	37
Figura 2-6: Configuração dos testes realizados.....	38
Figura 2-7: Curva de iteração ( $P_{ef}-M_w$ ) dos ensaios .....	39
Figura 2-8: Curvas de iteração a) Parede B2 e b) Parede C3 .....	40
Figura 2-9: Coeficientes devido as vinculações.....	42
Figura 2-10: Coeficiente das vinculações das paredes .....	44
Figura 2-11: Parede para exemplo 1.....	47
Figura 2-12: Gráfico R vs. $\lambda$ .....	50
Figura 2-13: Paredes para comparação.....	51
Figura 2-14: Resistência à compressão para paredes de alvenaria .....	52
Figura 2-15: Resistência à compressão para paredes de concreto .....	53
<b>Figura 2-16: Paredes de alvenaria x concreto (NBR).</b> .....	54
<b>Figura 2-17: Paredes de alvenaria x concreto (CSA).</b> .....	54
<b>Figura 2-18: Paredes de alvenaria x concreto (AS).</b> .....	54
<b>Figura 2-19: Paredes de alvenaria x concreto (ACI).</b> .....	55
<b>Figura 2-20: Paredes de alvenaria x concreto (Eurocode).</b> .....	55
Figura 3-1: Comprimento .....	57
Figura 3-2: Largura .....	57
Figura 3-3: Altura .....	57
Figura 3-4: Desvio em relação ao esquadro .....	57
Figura 3-5: Planeza .....	57
Figura 3-6: Paredes.....	57
Figura 3-7: Comprimento .....	59
Figura 3-8: Largura .....	59
Figura 3-9: Altura .....	59
Figura 3-10: Espessura (a).....	59
Figura 3-11: Espessura (b).....	59
Figura 3-12: Espessura (c) .....	59
Figura 3-13: Dimensões .....	60
Figura 3-14: Corpo de prova prismático.....	62
Figura 3-15: Sala climatizada .....	62
Figura 3-16: Ensaio a flexão de argamassa.....	62
Figura 3-17: Ensaio a compressão de argamassa .....	62
Figura 3-18: Mistura de graute .....	66
Figura 3-19: Slump test.....	66
Figura 3-20: Medição do slump.....	66
Figura 3-21: Corpo de prova cilíndrico de graute .....	66
Figura 3-22: Corpo de prova de graute .....	67
Figura 3-23: Compressão de graute.....	67
Figura 3-24: Capeamento blocos de concreto .....	70
Figura 3-25: Capeamento blocos cerâmicos .....	70
Figura 3-26: Martelo de borracha e nível de bolha .....	71
Figura 3-27: Blocos capeados.....	71
Figura 3-28: Ensaio a compressão de bloco de concreto .....	71
Figura 3-29: Ensaio de módulo de bloco de concreto .....	71
Figura 3-30: Ensaio a compressão de bloco cerâmico .....	71
Figura 3-31: Ensaio de módulo de bloco cerâmico .....	71
Figura 3-32: Prismas de blocos cerâmicos .....	73
Figura 3-33: Prismas de blocos de concreto .....	73
Figura 3-34: Grauteamento de prismas de concreto .....	73

<i>Figura 3-35: Grauteamento de prismas cerâmicos.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 3-36: Ensaio a compressão de prismas de concreto.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 3-37: Ensaio de módulo de prismas de concreto.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 3-38: Ensaio a compressão de prismas cerâmicos.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 3-39: Ensaio de módulo de prismas cerâmicos.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 3-40: Exemplo do gráfico para modulo de prisma grauteado.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 3-41: Parede de 1,0 m de altura com blocos cerâmico.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 3-42: Parede de 1,0 m de altura com blocos de concreto.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 3-43: Sistema de transporte.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 3-44: Rotula inferior.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 3-45: Rotula superior.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 3-46: Transdutores verticais.....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 3-47: Capeamento com neoprene.....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 3-48: Armação adotada nas paredes.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 3-49: Disposição das paredes.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 3-50: Alinhamento das bases.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 3-51: Detalhe do escantilhão.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 3-52: Caixa de argamassa.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 3-53: Aplicação da argamassa.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 3-54: Cordão de argamassa.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 3-55: Utilização do martelo de borracha.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 3-56: Parede até terceira fiadas.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 3-57: Assentamento da quarta fiada.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 3-58: verificação de nível.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 3-59: Verificação do prumo.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 3-60: Abertura para retirada de argamassa de paredes grauteadas.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 3-61: Barras de aço Ø 12,5 mm.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 3-62: Paredes de blocos de concreto, até fiada 7, com barras de aço posicionadas.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 3-63: Todas as paredes, até fiada 7, com barras de aço posicionadas.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 3-64: Grauteamento até a sétima fiada.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 3-65: Andaime.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 3-66: Assentamento de blocos 2ª etapa.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 3-67: Assentamento de blocos 2ª etapa.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 3-68: Paredes de blocos cerâmicos pronta.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 3-69: Abertura de retirada de argamassa em parede com blocos de concreto.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 3-70: Abertura de retirada de argamassa em parede com blocos cerâmicos.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 3-71: Paredes prontas.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 3-72: Fixação da rótula.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura 3-73: Fixação da rotula.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura 3-74: Fixação da viga superior.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura 3-75: Base inferior.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura 3-76: Chapa superior.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura 3-77: Fixação da viga inferior.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura 3-78: Sistema de rótula inferior.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura 3-79: Sistema de transporte completo.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 3-80: Parede posicionada no pórtico de reação.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 3-81: Fixação das telas.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 3-82: Posicionamento dos transdutores horizontais.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 3-83: Transdutores verticais e extensômetros.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 3-84: Transdutor vertical.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 3-85: Sistema de aquisição de dados.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 3-86: Calibração de transdutor I.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 3-87: Calibração de transdutor II.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 3-88: Posição dos transdutores.....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 3-89: Deslocamentos laterais CP II.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 3-90: Gráfico de deslocamentos verticais da CP II.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 3-91: Deslocamentos laterais CP III.....</i>	<i>97</i>

<i>Figura 3-92: Gráfico de deslocamentos verticais da CP III.</i>	98
<i>Figura 3-93: Deslocamentos laterais CP I.</i>	99
<i>Figura 3-94: Gráfico de deslocamentos verticais da CP I.</i>	99
<i>Figura 3-95: Deslocamentos laterais CP II.</i>	100
<i>Figura 3-96: Gráfico de deslocamentos verticais da CP II.</i>	101
<i>Figura 3-97: Deslocamentos laterais CP I.</i>	102
<i>Figura 3-98: Gráfico de deslocamentos verticais da CP I.</i>	102
<i>Figura 3-99: Deslocamentos laterais CP II.</i>	103
<i>Figura 3-100: Gráfico de deslocamentos verticais da CP II.</i>	104
<i>Figura 3-101: Deslocamentos laterais CP I.</i>	105
<i>Figura 3-102: Gráfico de deslocamentos verticais da CP I.</i>	105
<i>Figura 3-103: Deslocamentos laterais CP II.</i>	106
<i>Figura 3-104: Gráfico de deslocamentos verticais da CP II.</i>	107

## Lista de Tabelas

Tabela 1-1: Valores do fator redutor de resistência normas brasileira e americana.....	5
Tabela 1-2: Redução do valor de R.....	6
Tabela 2-1: Coeficiente $\delta$ para espessura efetiva.....	12
Tabela 2-2: Coeficiente $\rho_t$ para espessura efetiva.....	13
Tabela 2-3: Coeficiente $k_t$ para espessura efetiva.....	14
Tabela 2-4: Coeficiente $C_v$ e $C_h$ .....	17
Tabela 2-5: Valores de $\gamma_m$ .....	22
Tabela 2-6: Valores de K.....	23
Tabela 2-7: Coeficiente de fluência final da alvenaria.....	24
Tabela 2-8: Tabela para cálculo da resistência característica a compressão.....	27
Tabela 2-9: Fator de resistência a compressão ( $k_h$ ).....	27
Tabela 2-10: Classes de argamassa.....	27
Tabela 2-11: Fator $\phi_e$ .....	31
Tabela 2-12: Resistência de tração na flexão ( $f_t$ ).....	33
Tabela 2-13: Parâmetros dos ensaios.....	39
Tabela 2-14: Resultados para paredes B2 e C3.....	41
Tabela 2-15: Redutores de resistência devido à esbeltez.....	45
Tabela 2-16: Coeficientes para altura efetiva.....	46
Tabela 2-17: Coeficientes para espessura efetiva.....	47
Tabela 2-18: Cálculo de $h_{ef}$ e $t_{ef}$ .....	49
Tabela 2-19: Cálculo do $\lambda$ .....	49
Tabela 2-20: Cálculo dos redutores de resistência.....	50
Tabela 3-1: Ensaios do programa experimental.....	56
Tabela 3-2: Procedimentos utilizados na caracterização do bloco e parede.....	56
Tabela 3-3: Ensaio dimensional de blocos cerâmicos.....	57
Tabela 3-4: Tolerâncias para o ensaio dimensional para bloco cerâmico.....	58
Tabela 3-5: Resultados do ensaio dimensional para bloco cerâmico.....	58
Tabela 3-6: Ensaio dimensional de blocos de concreto.....	59
Tabela 3-7: Tolerâncias para ensaio dimensional para bloco de concreto.....	59
Tabela 3-8: Resultados do ensaio dimensional para bloco de concreto.....	60
Tabela 3-9: Densidade dos materiais.....	60
Tabela 3-10: Traços em volume.....	60
Tabela 3-11: Traço argamassa de prismas blocos de concreto, paredes $h=1,0$ m e paredes $h=2,80$ m.....	61
Tabela 3-12: Traço para argamassa de prismas de blocos cerâmicos.....	61
Tabela 3-13: Traço para graute.....	61
Tabela 3-14: Argamassa prismas de concreto.....	62
Tabela 3-15: Argamassa prismas cerâmico.....	63
Tabela 3-16: Argamassa para paredes de $h=1,0$ m.....	63
Tabela 3-17: Argamassa paredes $h=2,80$ m (7ª fiada).....	64
Tabela 3-18: Argamassa paredes $h=2,80$ m (14ª fiada).....	64
Tabela 3-19: Argamassa paredes $h=2,80$ m (7ª fiada).....	65
Tabela 3-20: Argamassa paredes $h=2,80$ m (14ª fiada).....	65
Tabela 3-21: Slump para graute.....	66
Tabela 3-22: Graute para prismas de concreto.....	67
Tabela 3-23: Graute para prismas cerâmicos.....	68
Tabela 3-24: Graute para paredes $h=2,80$ m (7ª Fiada).....	68
Tabela 3-25: Graute para paredes $h=2,80$ m (14ª Fiada).....	69
Tabela 3-26: Graute para paredes $h=2,80$ m (7ª Fiada).....	69
Tabela 3-27: Graute para paredes $h=2,80$ m (14ª Fiada).....	70
Tabela 3-28: Resultados de ensaio de resistência à compressão.....	72
Tabela 3-29: Resultados dos ensaios de resistência à compressão de prisma.....	75
Tabela 3-30: Resultados dos ensaios resistência à compressão de prismas grauteados.....	75
Tabela 3-31: Valores de $E_p$ para prismas sem graute.....	76
Tabela 3-32: Valores de $E\delta$ para prismas com graute.....	76
Tabela 3-33: Compressão simples para paredes de blocos de concreto ( $h=1,0m$ ).....	79

<i>Tabela 3-34: Compressão simples para paredes de blocos cerâmicos (h=1,0 m).....</i>	<i>80</i>
<i>Tabela 3-35: Resumo dos ensaios dimensionais.....</i>	<i>80</i>
<i>Tabela 3-36: Relações da caracterização.....</i>	<i>81</i>
<i>Tabela 3-37: Resumo da caracterização – blocos de concreto.....</i>	<i>82</i>
<i>Tabela 3-38: Resumo da caracterização – blocos Cerâmicos.....</i>	<i>83</i>
<i>Tabela 3-39: Carga de ruptura CP II.....</i>	<i>95</i>
<i>Tabela 3-40: Carga de ruptura CP III.....</i>	<i>97</i>
<i>Tabela 3-41: Carga de ruptura CP I.....</i>	<i>98</i>
<i>Tabela 3-42: Carga de ruptura CP II.....</i>	<i>100</i>
<i>Tabela 3-43: Carga de ruptura CP I.....</i>	<i>101</i>
<i>Tabela 3-44: Carga de ruptura CP II.....</i>	<i>103</i>
<i>Tabela 3-45: Carga de ruptura CP I.....</i>	<i>104</i>
<i>Tabela 3-46: Carga de ruptura CP II.....</i>	<i>106</i>
<i>Tabela 3-47: Resumo de resultados para paredes esbeltas.....</i>	<i>108</i>
<i>Tabela 4-1: Valores calculados para <math>h_{ef}</math> e <math>t_{ef}</math>.....</i>	<i>110</i>
<i>Tabela 4-2: Valores calculados para carga admissível.....</i>	<i>110</i>
<i>Tabela 4-3: Valores calculados para <math>h_{ef}</math> e <math>t_{ef}</math>.....</i>	<i>111</i>
<i>Tabela 4-4: Valores calculados para carga admissível.....</i>	<i>111</i>
<i>Tabela 4-5: Valores calculados para <math>h_{ef}</math> e <math>t_{ef}</math>.....</i>	<i>112</i>
<i>Tabela 4-6: Valores calculados para carga admissível.....</i>	<i>113</i>
<i>Tabela 4-7: Valores calculados para <math>h_{ef}</math> e <math>t_{ef}</math>.....</i>	<i>114</i>
<i>Tabela 4-8: Valores calculados para carga admissível.....</i>	<i>114</i>
<i>Tabela 4-9: Cargas teóricas e experimentais para paredes com h=1,0m.....</i>	<i>115</i>
<i>Tabela 4-10: Cargas teóricas e experimentais para paredes com h=2,8 m.....</i>	<i>115</i>
<i>Tabela 4-11: Razões obtidas a partir dos ensaios de parede h=1 m.....</i>	<i>117</i>
<i>Tabela 4-12: Razões obtidas a partir dos ensaios de parede h=2,8m.....</i>	<i>118</i>

## Resumo

---

A resistência a compressão é propriedade determinante no uso da alvenaria como estrutura, uma vez que a grande maioria dos elementos estruturais nesse tipo de sistema construtivo são submetidos preponderadamente ao esforço de compressão. Um dos fatores a ser levado em conta no dimensionamento de elementos comprimidos é a esbeltez desse elemento. Até hoje no Brasil utiliza-se o conceito de esbeltez simplificado, onde o comprimento de flambagem é determinado por uma altura efetiva ( $h_{ef}$ ) e o raio de giração é substituído por um parâmetro chamado espessura efetiva ( $t_{ef}$ ) para cálculo de fator minorador de resistência. Esse fator tem sua origem em normas e códigos de construção internacionais bastante antigos, remontando a épocas em que esses códigos tratavam o dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis, tendo sido perdida e, portanto, sendo desconhecida a efetiva explicação da sua dedução. Com as diversas atualizações de normas internacionais em alvenaria estrutural e com a consequente adoção do Método dos Estados Limites para dimensionamento, esse fator foi abolido. Na normalização brasileira, mesmo com a adoção do Método dos Estados Limites, esse fator continua vigente, o que gera uma contradição. Estudos sobre o efeito da redução da resistência devido à esbeltez, mostram que existem grandes diferenças nos resultados quando se compara o método simplificado na NBR com os de outras normas internacionais. Essas diferenças provavelmente não induzem a perda de segurança nas estruturas nacionais porque o índice de esbeltez tem sido limitado a valores baixos, em especial no caso de alvenaria não-armada.

*Palavras-Chave: Esbeltez, Dimensionamento a compressão, Parede Esbelta.*



## Abstract

---

The resistance to compression is the property that determines the use of masonry as a structural system since the great majority of structural elements in such systems are generally subjected to compressive stresses. One of the factors to be taken into account in the design of these compression elements is their slenderness. For design in Brazil it is still used the concept of simplified slenderness where the buckling length is determined by an effective depth ( $h_{ef}$ ) and the radius of gyration is replaced by a parameter called the effective thickness ( $t_{ef}$ ) for calculating a resistance reduction factor. This reduction factor has its origin in very old international standards and building codes, dating back to when these codes used the allowable stresses method for the dimensioning of structural elements; due to its age, an effective explanation and derivation of this factor, therefore, has been lost and is unknown at this time. With the various updates of international standards for structural masonry and the consequent adoption of the limit state design method for dimensioning of elements, this factor has been abolished. In the Brazilian standards, however, even with the adoption of the limit state design method, this factor is still used, which is a contradiction. Studies on the strength reduction due to slenderness effects show that there are large differences when comparing the results given by the simplified method in the NBR with those given by international standards. These differences probably don't lead to loss of structural integrity of structures in Brazil because the slenderness ratio has been limited to low values, particularly in the case of unreinforced masonry.

*Keywords: Slenderness, Compressive design, Slender Wall.*

# 1 INTRODUÇÃO

---

Alvenaria estrutural se destaca por garantir aumento na rapidez de execução das obras e a diminuição de desperdícios. Assim a alvenaria estrutural é um sistema construtivo racionalizado. Além disso, a alvenaria possui desempenho térmico e acústico.

Essas vantagens fazem com que atualmente no Brasil a alvenaria estrutural seja cada vez mais utilizada como sistema construtivo.

## 1.1. Breve histórico

Desde a antiguidade a alvenaria vem sendo utilizada como estrutura em diversos tipos de edificações. Muito se conhece sobre o histórico de desenvolvimento da alvenaria estrutural.

Exemplo histórico nos Estados Unidos da América (EUA), entre os anos de 1889 e 1891, é a construção do edifício Monadnock, em Chicago, edifício com 16 andares e cerca de 60 m de altura, onde foram utilizados blocos cerâmicos e paredes que variavam de 30 cm no topo até 1,83 m na base.

Essas grandes espessuras de paredes se davam pelo fato de que o modelo de cálculo da época considerava que os esforços laterais do edifício eram resistidos pelas paredes de fachada. Mantido o alinhamento externo das paredes, cada andar superior descarregava suas cargas verticais nos andares inferiores com excentricidade. O momento gerado por esta excentricidade não é suficiente para tombar o edifício, mais sim suficiente para equilibrar o momento gerado pelas ações laterais de vento, principalmente.

Na Europa no período pós 2º Guerra Mundial era necessária a construção de muitas edificações, em função da destruição causada nesse período. Essas precisam ser erguidas e forma rápida e eficaz, portanto, era necessário que essas construções fossem racionalizadas. Avaliações da época induziram que o sistema de pórticos (pilares e vigas) não era o mais econômico para edifícios residenciais com diversas paredes divisórias. Nesses casos é possível apoiar as lajes diretamente nas paredes e utilizá-las como estrutura. A necessidade gerada em avançar o conhecimento sobre a alvenaria como estrutura, leva ao surgimento de novos materiais e procedimentos para cálculo.

Um exemplo marcante da época são os edifícios construídos na Suíça, na década de 1950, pelo engenheiro e professor Paul Haller. Um edifício composto por 18 andares foi construído em alvenaria não armada com paredes de espessura entre 30 cm e 37,5 cm. Foi uma revolução no uso da alvenaria estrutural. Foi pioneira a utilização de métodos racionais de dimensionamento, porém, deve-se ressaltar que isso só foi possível após estudos teóricos e experimentais. Estima-se que o professor Paul Haller tenha ensaiado mais de 1.600 paredes de alvenaria.

Atualmente no Brasil, com o grande desenvolvimento dos procedimentos de cálculo e dos materiais aplicados para alvenaria estrutural, permitem-se paredes com espessura entre 14 cm e 19 cm em edifícios altos, respeitando-se os limites de esbeltez impostos pelas normas brasileiras.

Um dos principais fatores de dimensionamento de paredes de alvenaria estrutural é o dimensionamento à compressão.

## 1.2. Dimensionamento a compressão

Um dos fatores a ser levado em conta no dimensionamento de elementos comprimidos é a esbelteza desse elemento. Atualmente no Brasil utiliza-se o conceito de esbelteza simplificado, em que o comprimento de flambagem é determinado por uma altura efetiva ( $h_{ef}$ ) e o raio de giração é substituído por um parâmetro designado espessura efetiva ( $t_{ef}$ ). A diminuição da resistência à compressão é, então, determinada pelo fator R dado por:

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right]$$

### **Equação 1-1**

Esse fator tem sua origem em normas e códigos de construção internacionais bastante antigos, remontando a épocas em que esses códigos tratavam o dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis, tendo sido perdida e, portanto, sendo desconhecida a efetiva explicação da sua dedução. Em consultas a vários pesquisadores estrangeiros e de tradição no desenvolvimento de normas internacionais, sabe-se apenas que tal fator foi calibrado a partir de alguns ensaios experimentais, cujo registro hoje é desconhecido.

Em Concrete Masonry Structures – Design and Construction (Title no. 67-23a, ACI Journal, may 1970) é encontrada a referência a essa equação ao trocar a referência  $t_{ef}$  pelo raio de giração ( $r$ ), considerando-se uma seção retangular de parede sem enrijecedores, tem-se:

$$r = \sqrt{I/A}$$

### **Equação 1-2**

onde

**I:** momento de inércia da seção;

**A:** área da seção transversal.

Considerando-se uma seção sólida com espessura ( $t$ ) e comprimento ( $l$ ), tem-se que  $I = l \cdot t^3 / 12$  e  $A = l \cdot t$ , sendo o raio de giração de uma seção sólida é dado por:

$$r = \sqrt{\frac{l \cdot t^3}{12 \cdot l \cdot t}} = \sqrt{\frac{t^2}{12}} = t / \sqrt{12} = 0,289 \cdot t$$

### **Equação 1-3**

Com isso o valor do redutor R em função da altura efetiva ( $h_{ef}$ ) e da espessura efetiva ( $t_{ef}$ ):

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{h_{ef}}{140r} \right)^3 \right] = \left[ 1 - \left( \frac{h_{ef}}{140 \cdot 0,289 \cdot t_{ef}} \right)^3 \right]$$

$$\therefore R = \left[ 1 - \left( \frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right]$$

### **Equação 1-4**

Nota-se na Equação 1-4, a potência ao cubo, que posteriormente foi revista para potência ao quadrado, conforme será apresentado neste trabalho.

Com a evolução dos conhecimentos científicos adquiridos passou-se a utilizar o Método dos Estados Limites, no qual as solicitações correspondentes às solicitações características ampliadas são comparadas com a capacidade de resistência minoradas. A partir disso foram realizadas diversas atualizações em normas internacionais e esse fator foi abolido. Na normalização brasileira o Método dos Estados Limites foi adotado para os cálculos de dimensionamento à compressão da alvenaria, porém, esse fator continua vigente, o que pode gerar uma contradição na atualização das normas brasileiras. Os estudos comparativos sobre o efeito da redução da resistência devida à esbeltez (PARSEKIAN 2002, CORREA e SILVA 2010) mostram que existem grandes diferenças nos resultados quando se compara o método simplificado na norma brasileira com os de outras normas internacionais.

### **1.2.1. Fator de redução de resistência pela norma americana (ACI)**

Antes da década de 1970, quando foi adotado o Método dos Estados Limites, a norma americana utilizava para o cálculo do fator redutor de capacidade de carga devido à esbeltez, a mesma expressão que é vigente hoje na norma brasileira, conforme indicando em Concrete Masonry Structures – Design and Construction (Title no. 67-23a, ACI Journal, may 1970).

Porém, com o desenvolvimento de estudos científicos de pesquisadores americanos, esse fator foi atualizado, corrigindo a potência para “quadrado” e não cubo e limitando-se sua aplicação a valores de  $(h_{ef}/r)$  menores que 99. A partir desse valor uma nova expressão foi deduzida.

O fator hoje utilizado pela norma norte-americana (MSJC, 2011) considera o problema de flambagem, de acordo com a teoria clássica da resistência dos materiais. Considera-se a ocorrência de deslocamento lateral em barra submetida à compressão e descreve-se a seguinte equação para sua linha elástica:

$$\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{-M}{E \cdot I}$$

**Equação 1-5**

Para uma seção qualquer, com distância  $x$  do apoio de referência, o momento fletor é dada por  $M = P \cdot v$ , onde:

$$\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{-P \cdot v}{E \cdot I}$$

**Equação 1-6**

Solucionando-se a equação diferencial e impondo as condições de contorno de deslocamento das extremidades apoiadas, tem-se:

$$\sqrt{\frac{P}{E \cdot I}} = n\pi$$

**Equação 1-7**

Considerando-se o valor de  $n=1$  (barra bi-apoiada) e isolando-se o valor de  $P$ , resulta a carga de flambagem:

$$P_{fl} = \frac{\pi^2 EI}{h_{ef}^2}$$

**Equação 1-8**

Assumindo-se  $E = 1000 \cdot f_p$ , valor médio de alvenarias, obtém-se a um valor de esbeltez crítica ( $\lambda = h_{ef}/r$ ) igual a 99. Para valores de esbeltez menores que 99, essa norma especifica que o valor de  $f_p$  deve ser multiplicado pelo fator de redução (R), obtido por meio da aproximação de ensaios experimentais:

$$R = \left[ 1 - \frac{\left( h_{ef}/r \right)^2}{140} \right]$$

**Equação 1-9**

Para  $\lambda > 99$  deve-se verificar o elemento considerando-se a flambagem e uma excentricidade acidental (e) igual a 0,1.t. Aplicando-se a teoria de Euler em materiais com resistência à compressão e não resistentes à tração, e em elementos de seção maciça, de maneira análoga à descrita anteriormente, mas considerando-se a excentricidade do carregamento, a carga máxima é dada por:

$$P_{fl} = \frac{\pi^2 EI}{h_{ef}^2} = \left( 1 - \frac{2e}{t} \right)^3$$

**Equação 1-10**

Adotando-se os mesmos valores anteriormente descritos para (e) e (E), também adotando-se  $I=r^2.A$ , tem-se:

$$P_{fl} = \frac{\pi^2 1000 f_p I}{h_{ef}^2} = \left( 1 - \frac{2.0,1t}{t} \right)^3 = 5053,23 \frac{f_p r^2 A}{h_{ef}^2} \rightarrow \frac{P_{fl}}{A} = f_p \left( \frac{70}{h_{ef}/r} \right)^2$$

**Equação 1-11**

Dessa formulação retira-se o coeficiente redutor de capacidade e carga que é dado por:

$$R = \left( \frac{70}{h_{ef}/r} \right)^2$$

**Equação 1-12**

Observa-se que o redutor devido à norma americana teve uma evolução e tem uma demonstração teórica possível, o que não ocorre com o coeficiente utilizado pela norma brasileira. Com o intuito de comparar os fatores de redução da resistência à compressão

hoje vigentes na norma brasileira e na norma americana, foram calculados os valores dos mesmos para ambas as concepções, variando-se o coeficiente de esbeltez ( $h/t$ ) de 15 até 30.

Para o cálculo pela norma americana, para que os parâmetros utilizados pudessem ser os mesmos, utilizou-se a seguinte expressão:

$$r = \frac{t_{ef}}{\sqrt{12}}$$

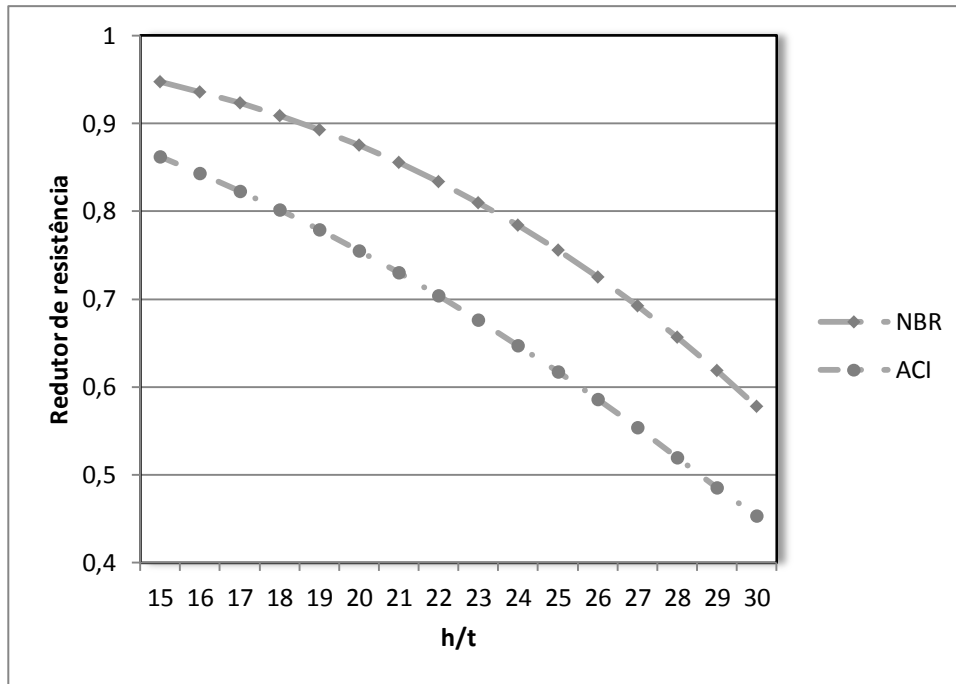
**Equação 1-13**

Para seções retangulares simples o limite  $h_{ef}/r = 99$  equivale a  $h_{ef}/t_{ef} = 28,6$ . Como a normalização brasileira limita  $h_{ef}/t_{ef} = 30$ , a aplicação da equação simplificada seria justificável com pequeno erro. A Tabela 1-1 apresenta os valores de redutores calculados para a comparação.

**Tabela 1-1: Valores do fator redutor de resistência normas brasileira e americana**

$h_{ef}/t_{ef}$	NBR 15961-1 $1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t_{ef}}\right)^3$	ACI 530 $\left[1 - \left(\frac{h_{ef}/r}{140}\right)^2\right]$
15	0,947	0,862
16	0,936	0,843
17	0,923	0,823
18	0,909	0,802
19	0,893	0,779
20	0,875	0,755
21	0,855	0,730
22	0,834	0,704
23	0,810	0,676
24	0,784	0,647
25	0,756	0,617
26	0,725	0,586
27	0,692	0,554
28	0,657	0,520
29	0,619	0,486
30	0,578	0,454

Para melhor visualizar as diferenças entre os resultados, a partir dos dados da Figura 1-1 apresenta um gráfico com as respectivas curvas formadas pelas expressões do fator de redução utilizada por cada uma das normas:



**Figura 1-1: Resultados da comparação entre ACI 530 e NBR 15961-1**

Comparando-se os valores dispostos na tabela e as curvas apresentadas no gráfico, pode-se observar que existe uma discrepância considerável entre os valores calculados para cada uma das normas. A diferença entre os valores aumenta conforme cresce também a razão  $h/t$ .

Observa-se que os menores valores obtidos são os calculados pela norma americana, que utiliza equação corrigida (potência ao quadrado e não ao cubo). Sendo os coeficientes analisados multiplicadores da resistência a ser considerada para um elemento em alvenaria, entende-se que a norma americana está a favor da segurança se comparada com a norma brasileira.

Verificando-se em porcentagem o quanto a norma brasileira difere dos valores da norma americana se obtém os resultados apresentados na Tabela 1-2.

**Tabela 1-2: Redução do valor de R**

$h_{ef}/t_{ef}$	Redução (%)	$h_{ef}/t_{ef}$	Redução (%)
15	9,9	23	19,8
16	11,00	24	21,1
17	12,2	25	22,4
18	13,4	26	23,8
19	14,6	27	25,1
20	15,9	28	26,4
21	17,2	29	27,5
22	18,5	30	27,4

Os valores dispostos anteriormente apresentam crescimento de acordo com o aumento da razão  $h/t$  e observa-se a grande discrepância entre os valores obtidos por meio dos cálculos das normas brasileira e americana para valores em que essa razão se

aproxima de 30, que é o limite estabelecido pela norma brasileira, chegando-se a valores próximos de 30% de diferença.

Pelo estudo realizado e os valores observados, podemos concluir que a expressão adotada atualmente pela norma brasileira leva a reduções menores que as adotadas no MSCJ, principalmente em situações em que a esbeltez do elemento é consideravelmente grande.

### **1.3. Objetivos**

O objetivo deste trabalho é realizar um estudo teórico e experimental que permita uma evolução na consideração da esbeltez em paredes de alvenaria estrutural, eliminando-se a consideração simplista e aproximada hoje existente na normalização brasileira, para o procedimento analítico. Um grande ganho técnico pode advir da adoção de critério de dimensionamento à compressão mais preciso:

- ✓ a normalização brasileira poderá efetivamente ser baseada em um procedimento de Estado Limite Último, com determinação precisa dos critérios de dimensionamento e com padrão comparável ao de normas internacionais;
- ✓ verificação das reduções de capacidade de carga com base em programa experimental consistente, realizado com materiais brasileiros e em atendimento à prática usual de construção adotada no Brasil;
- ✓ verificar critérios de dimensionamento de paredes com índice de esbeltez superiores aos limites atuais, casos comuns em várias construções, incluindo-se edificações comerciais e industriais térreas de pé-direito usual elevado (depósitos, supermercados, shopping centers, ginásios de esportes, entre outros), casas populares térreas com bloco de pequena espessura e muitas vezes sem travamento superior, edificações residenciais com pé-direito duplo;
- ✓ a utilização de tabela simplificada para determinação de espessura efetiva de paredes com enrijecedores (fonte de vários erros de projeto nas últimas duas décadas) torna-se desnecessária;
- ✓ permitir dimensionamento de elementos sujeitos a ação perpendicular aos seus planos sujeitos também à força normal de compressão;
- ✓ aperfeiçoar o dimensionamento de paredes protendidas esbeltas;
- ✓ elaborar recomendações para projetos de paredes esbeltas, tanto de alvenaria quanto de outros materiais, como por exemplo, paredes de concreto moldadas no local.

### **1.4. Justificativas**

As normas internacionais em alvenaria estrutural com o tempo tiveram grandes evoluções quanto ao dimensionamento de paredes esbeltas, com a adoção do Método dos Estados Limites. Com adoção desse método o fator de redução R foi abolido.

Na normalização brasileira, mesmo com a adoção do Método dos Estados Limites, esse fator continua sendo utilizado, o que pode gerar uma contradição na atualização. A possibilidade de tornar o cálculo de uma parede esbelta mais preciso e real torna este trabalho oportuno.

Entre as possíveis aplicações incluem-se paredes com índice de esbeltez superiores aos limites atuais, casos comuns em várias construções, incluindo edificações comerciais e industriais térreas de pé-direito usual elevado (depósitos, supermercados,



shopping centers, ginásios de esportes, entre outros), casas populares térreas com bloco de pequena espessura e muitas vezes sem travamento superior, edificações residenciais com pé-direito duplo.

Ainda é interessante aplicar a teoria de paredes esbeltas em alvenaria estrutural em painéis esbeltos submetidos à compressão, não necessariamente construídos de blocos estruturais, podendo ser, por exemplo, paredes de concreto moldadas no local.

### **1.5. Descrição dos capítulos**

No capítulo 2 apresenta-se a análise teórica realizada sobre o tema paredes de alvenaria estrutural esbeltas, comparando-se diversos critérios de dimensionamento a compressão e parâmetros de diversas normas internacionais, também está apresentado um comparativo de dimensionamento a compressão de paredes de concreto moldadas no local.

No capítulo 3 apresenta-se a descrição completa da análise experimental que será realizada neste trabalho, apresentando o detalhamento completo do programa experimental proposto.

O capítulo 4 apresenta a análise teórica experimental, que visa comparar os resultados obtidos da análise experimental com as teorias estudadas na análise teórica.

O capítulo 5 traz as conclusões obtidas no trabalho.

No capítulo 6 a partir da análise teórica experimental apresentam-se algumas recomendações para projeto de paredes esbeltas.

O capítulo 7 traz as referências utilizadas no trabalho, e o capítulo 8 os anexos.

## 2 ANALISE TEÓRICA

Este capítulo apresenta a revisão sobre os conceitos relativos ao tema dimensionamento à compressão de alvenarias estruturais esbeltas, considerando-se referências tanto nacionais quanto internacionais.

Os elementos comprimidos estarão sempre sujeitos à flambagem, que é inerente a esse tipo de solicitação. Quanto mais esbelta for a parede menor será a sua capacidade de carga. A esbeltez depende da espessura efetiva ( $t_{ef}$ ) e da altura efetiva ( $h_{ef}$ ) da parede.

A altura efetiva é equivalente ao comprimento de flambagem na nomenclatura clássica da resistência dos materiais e depende do tipo de vinculação da parede, e também da altura. A Figura 2-1 traz recomendações clássicas para consideração da altura efetiva de uma parede. Pela normalização brasileira apenas duas considerações são possíveis:

- parede com travamento lateral na base e no topo (apoio-apoio)
  - ✓  $h_{ef} =$  altura da parede
- parede sem travamento no topo (engaste-livre)
  - ✓  $h_{ef} = 2 \times$  altura da parede

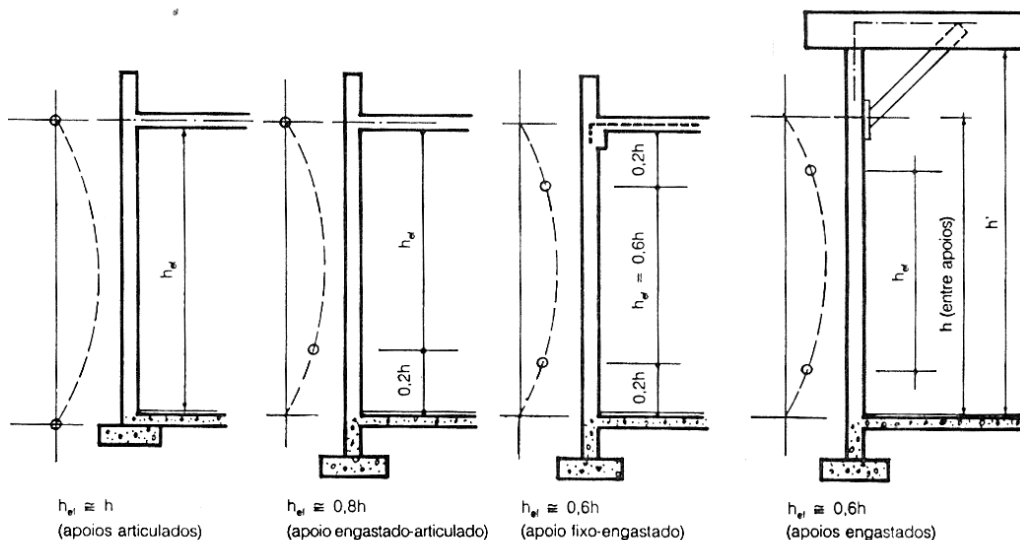


Figura 2-1: Altura efetiva (ABCI, 1990)

A espessura efetiva é uma simplificação do raio de giração  $i = \sqrt{(\text{Momento de Inercia})/(\text{Área})}$ , usualmente utilizado para cálculo do comprimento de flambagem. Se não houver enrijecedores na parede, a espessura efetiva é a sua própria espessura real. No caso de paredes com enrijecedores a espessura efetiva representa uma aproximação do aumento no valor do raio de giração da parede enrijecida, em comparação com uma parede de seção retangular.

A seguir comenta-se como cada norma trata esses fatores.

## **2.1. Altura efetiva**

A altura efetiva de uma parede consiste em multiplicar a altura livre da parede por um fator que está relacionado com as vinculações da parede analisada.

### **2.1.1. Normas Brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1)**

As normas brasileiras NBR 15961-1 e a NBR 15812-1 definem como altura efetiva de uma parede dois casos a seguir descritos:

Paredes com travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas extremidades;

Paredes com uma extremidade engastada que restringe conjuntamente o deslocamento horizontal e a rotação, e a outra extremidade livre.

Para o primeiro caso a altura efetiva da parede tem o mesmo valor que a altura livre, já para o segundo caso a altura efetiva deve ser o dobro da altura livre.

### **2.1.2. Norma Americana (ACI 530)**

A norma americana ACI 530 define como altura efetiva de uma parede dois casos que são os mesmos adotados pelas normas brasileiras NBR 15961-1 e a NBR 15812-1, sendo assim a altura efetiva pode ser igual a altura livre ou o seu dobro, de acordo com a sua vinculação.

### **2.1.3. Norma Canadense (CSA - S304.1-04)**

A altura efetiva pela norma canadense CSA - S304.1-04 é dada por:

$$h_{ef} = k \cdot h$$

**Equação 2-1**

onde

$h_{ef}$ : altura efetiva da parede;

$h$ : altura livre da parede;

$k$ : coeficiente multiplicador de altura.

O coeficiente multiplicador  $k$ , vale 0,80 quando a parede tiver vinculações no topo, na base e nas suas laterais. Para paredes com a extremidade inferior restringindo conjuntamente o deslocamento horizontal e a rotação e a extremidade superior livre o valor do fator  $k$  deve ser adotado igual a 2.

### **2.1.4. Norma Europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1)**

Para a norma Europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1) a altura efetiva da parede é dada por:

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

**Equação 2-2**

onde

$h_{ef}$ : altura efetiva da parede;

$h$ : altura livre da parede;

$\rho_n$ : coeficiente multiplicador de altura, com  $n= 2, 3$  ou  $4$ , dependendo do vínculo da parede.

O coeficiente  $\rho_n$  assume os valores a seguir descritos:

O coeficiente tem o valor de  $\rho_2 = 0,75$ , para paredes consideradas apoiadas na parte superior e inferior por pisos de concreto armado ou telhados, apoiando-se nas duas

faces, no mesmo nível, ou por pisos de concreto armado, apoiando-se em uma das faces, considerando-se que o apoio ocupa 2/3 da espessura da parede.

O coeficiente tem o valor de  $\rho_2 = 1,0$  para paredes consideradas apoiadas na parte superior e inferior por pisos de madeira ou telhados, apoiando-se nas duas faces, no mesmo nível, ou por pisos de madeira, apoiando-se em uma das faces, considerando-se que o apoio ocupa 2/3 da espessura da parede, mas não inferior a 85 mm:

Para paredes vinculadas na parte superior e inferior com apenas uma face lateral apoiada, coeficientes  $\rho_3$  são dados por:

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{3L}\right]^2} \rho_2 > 0,3 \text{ para } h \leq 3,5L$$

**Equação 2-3**

$$\rho_3 = \frac{1,5L}{h} \text{ para } h > 3,5L$$

**Equação 2-4**

Para paredes vinculadas na parte superior e inferior com as duas laterais apoiadas, o coeficiente  $\rho_4$  tem os seguintes valores:

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{L}\right]^2} \rho_2 \text{ para } h \leq L$$

**Equação 2-5**

$$\rho_4 = \frac{0,5 L}{h} \text{ para } h > L$$

**Equação 2-6**

Para paredes com a extremidade inferior restringindo-se conjuntamente o deslocamento horizontal e a rotação e a extremidade superior livre, a norma Europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1) não apresenta um valor de coeficiente multiplicador, sendo assim para se ter um parâmetro para ser utilizado em futuras análises foi adotado o valor fornecido pela norma inglesa (BS 5628-2), que é 2.

### 2.1.5. Norma Australiana(AS 3700)

A altura efetiva pela norma australiana (AS 3700) é dada por

$$h_{ef} = a_v \cdot H$$

**Equação 2-7**

onde

$h_{ef}$ : altura efetiva da parede;

$H$ : altura livre da parede;

$a_v$ : coeficiente multiplicador de altura.

O coeficiente  $a_v$  assume os seguintes valores:

$a_v=0,75$  quando a parede tiver vinculações que restrinjam o deslocamento horizontal e a rotação no topo e na base.

$a_v=0,85$  quando a parede tiver vinculações que restrinjam o deslocamento horizontal e parcialmente o giro no topo ou na base.

$a_v=1,00$  quando a parede tiver vinculações laterais, na base e no topo.

$a_v=1,50$  quando a parede tiver vinculações que restrinjam o deslocamento horizontal e parcialmente o giro na base, e parcialmente o deslocamento horizontal no topo.

$a_v=2,50$  quando a parede tiver vinculações na base seu topo for livre.

## 2.2. Espessura efetiva

A espessura efetiva de uma parede tem relação com o seu raio de giração. Para uma parede com enrijecedores, que têm um raio de giração maior, é necessário realizar uma correção na espessura da parede, tal correção consiste em multiplicar a espessura da parede por um fator.

### 2.2.1. Normas Brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1)

A espessura efetiva considerada pelas normas brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1) é referente a área bruta dos blocos. Para o caso de paredes sem enrijecedores a espessura efetiva ( $t_e$ ) é a própria espessura ( $t$ ) das paredes. Quando há enrijecedores nas paredes a espessura efetiva é dada por:

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

**Equação 2-8**

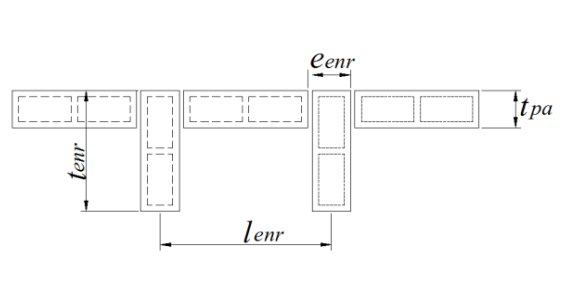
onde

$t_{ef}$ : espessura efetiva da parede;

$t$ : espessura da parede;

$\delta$ : coeficiente multiplicador de altura, obtido através do Tabela 2-1.

**Tabela 2-1: Coeficiente  $\delta$  para espessura efetiva**

	$l_{enr}/e_{enr}$	$t_{enr}/t_{pa} = 1$	$t_{enr}/t_{pa} = 2$	$t_{enr}/t_{pa} = 3$
	6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7	
10	1,0	1,2	1,4	
15	1,0	1,1	1,2	
20 ou mais	1,0	1,0	1,0	

### 2.2.1. Norma Americana (ACI 530) e Norma Canadense (CSA-S304.1-04)

Tanto a norma americana (ACI 530) quanto a norma canadense (CSA-S304.1-04) não utilizam o conceito de espessura efetiva para dimensionar paredes de alvenaria estrutural. Ambas as normas utilizam o conceito de raio de giração, que é dado por:

$$r = \sqrt{I/A}$$

**Equação 2-9**

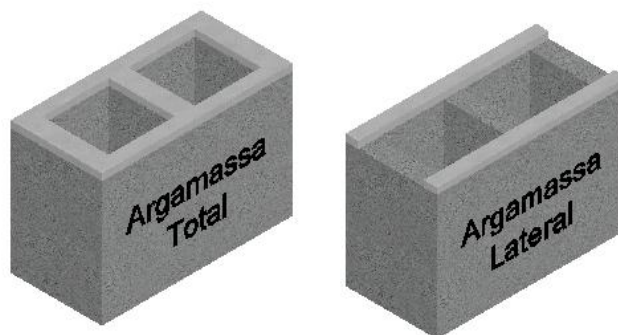
onde

$I$ : momento de inércia da seção;

$A$ : área da seção transversal.

Além de utilizar esse conceito, a norma americana (ACI 530) e a norma canadense (CSA-S304.1-04) calculam tanto a inércia ( $I$ ) quanto a área ( $A$ ) na área efetiva,

isto é, utilizam a área que realmente existe argamassa no bloco. A Figura 2-2 apresenta um exemplo de argamassa total e lateral.



**Figura 2-2: Exemplo de argamassa total ou lateral**

### 2.2.2. Norma europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1)

A espessura efetiva considerada pela norma europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1) é referente à área bruta dos blocos, sendo dada por:

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

**Equação 2-10**

onde

- $t_{ef}$ : espessura efetiva da parede;
- $t$ : espessura da parede;
- $\rho_t$ : coeficiente obtido do Tabela 2-2.

**Tabela 2-2: Coeficiente  $\rho_t$  para espessura efetiva**

	$l_{enr}/e_{enr}$	$t_{enr}/t_{pa} = 1$	$t_{enr}/t_{pa} = 2$	$t_{enr}/t_{pa} = 3$
	6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4	
20	1,0	1,0	1,0	

Vale ressaltar que a interpolação linear entre valores do Tabela 2-2 é permitida, desde que os valores não ultrapassem os limites dados.

### 2.2.3. Norma Australiana (AS 3700)

A espessura efetiva considerada pela norma australiana (AS 3700) é referente à área bruta dos blocos, sendo dada por:

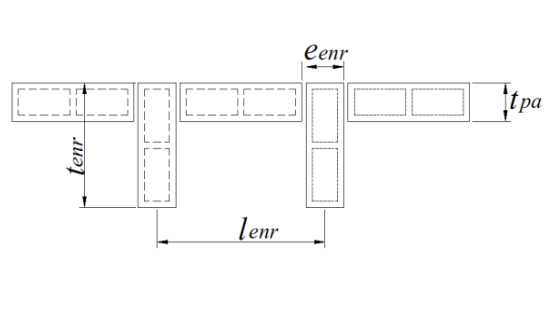
$$t_{ef} = k_t \cdot t$$

**Equação 2-11**

onde

- $h_{ef}$ : espessura efetiva da parede;
- $h$ : espessura da parede;
- $k$ : coeficiente multiplicador de espessura.

Tabela 2-3: Coeficiente  $k_t$  para espessura efetiva

	$l_{enr}/e_n$	$t_{enr}/t_{pa} =$	$t_{enr}/t_{pa} =$	$t_{enr}/t_{pa} =$
	$r$	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0	
8	1,0	1,3	1,7	
10	1,0	1,2	1,4	
15	1,0	1,1	1,2	
20 ou mais	1,0	1,0	1,0	

Vale ressaltar que a interpolação linear entre valores do Tabela 2-3 é permitida, desde que os valores não ultrapassem os limites dados.

### 2.3. Índice de esbeltez

A relação de esbeltez é um parâmetro que indica a importância do problema de flambagem no elemento estrutural. As paredes com índice de esbeltez pequenos (robustas) têm o limite de resistência compressão pela simples resistência a compressão do material (o problema de flambagem não é relevante). De maneira análoga, em paredes esbeltas a questão de deslocamentos laterais e solicitações de segunda ordem geralmente limitam a capacidade de carga a um valor inferior a resistência à compressão do material.

As paredes não armadas têm baixa capacidade de resistir a momentos de flexão. Dessa forma não podem resistir ao momento de segunda ordem que ocorre em paredes esbeltas. Portanto, seu uso é limitado apenas a casos em que o índice de esbeltez é pequeno. Usualmente esse limite é especificada em torno do índice de esbeltez igual a 24 (altura efetiva / espessura efetiva).

Outra questão relacionada a esse índice é até que ponto as equações simplificadas existentes em normas podem ser utilizadas, ou se analisar o problema de forma mais precisa com outros equacionamentos. Por exemplo, nas normas brasileiras o equacionamento simples (fator de redução R) pode ser aplicada até o índice de esbeltez limite igual a 30. Acima desse valor a normalização brasileira não permite o dimensionamento. A rigor o dimensionamento é possível, porém, deve-se aprofundar a análise a uma teoria mais rigorosa que vem a ser o tema deste trabalho.

A seguir comenta-se como cada norma trata esse índice.

#### 2.3.1. Norma Brasileira (NBR 15961-1 e NBR 15812-1)

Para as normas brasileiras NBR 15961-1 e a NBR 15812-1, o índice de esbeltez é a razão entre a altura efetiva e a espessura efetiva da parede ou pilar:

$$\lambda = h_e/t_e$$

Equação 2-12

onde

$h_e$  : altura efetiva da parede;

$t_e$  : espessura efetiva da parede;

O índice de esbeltez na norma brasileira (NBR 15961-1) está limitado em 24 para alvenaria não armada e 30 para alvenaria armada, caso se queira se construir uma parede

com índice de esbeltez maior que 30 deve-se efetuar, por exemplo, uma correção na espessura efetiva utilizando enrijecedores.

### **2.3.2. Norma Americana (ACI 530)**

Para a norma americana (ACI 530) a limitação devida a esbeltez da parede é dada por:

$$\lambda = h/r$$

**Equação 2-13**

onde

*h* : altura efetiva da parede;  
*r* : raio de giração;

Tal razão está limitada em 99, sendo que elementos cuja relação ultrapassem esse valor, tanto para alvenaria armada quanto não armada, são dimensionados segundo um critério, e os elementos cuja esta relação é menor que 99, também para ambos os tipos de paredes, têm outra formulação para seu dimensionamento a compressão.

### **2.3.3. Norma Canadense (CSA - S304.1-04)**

Para a norma canadense (CSA - S304.1-04) o índice de esbeltez é a razão entre a altura efetiva e a espessura efetiva da parede ou pilar:

$$\lambda = kh/t$$

**Equação 2-14**

onde

*h*: altura livre da parede;  
*k*: coeficiente multiplicador de altura;  
*t*: espessura da parede.

O índice de esbeltez na norma canadense (CSA - S304.1-04) está limitado em 30, tanto para a alvenaria não armada quanto para a alvenaria armada.

### **2.3.4. Norma Europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1)**

Para a norma europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1) o índice de esbeltez é a razão entre a altura efetiva e a espessura efetiva da parede ou pilar:

$$\lambda = h_{ef}/t_{ef}$$

**Equação 2-15**

onde

*h<sub>ef</sub>* : altura efetiva da parede;  
*t<sub>ef</sub>*: espessura efetiva da parede.

O índice de esbeltez na norma europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1) está limitado em 27, tanto para alvenaria não armada quanto para alvenaria armada, caso se queira construir uma parede com índice de esbeltez maior que 27 deve-se efetuar, por exemplo, uma correção na espessura efetiva utilizando-se enrijecedores.



### **2.3.5. Norma Australiana (AS 3700)**

A norma australiana (AS 3700) adota um coeficiente de esbeltez de um elemento submetido a um carregamento axial separando-o em dois grupos.

Para paredes sem apoios laterais, ao longo de um ou de ambos os eixos verticais, têm-se:

$$S_{rs} = \frac{a_v H}{k_t t}$$

**Equação 2-16**

Para paredes com apoios laterais, ao longo de um ou de ambos os eixos verticais, esse coeficiente é dado pelo menor valor entre a Equação 2-16 e:

$$S_{rs} = \frac{0,7}{t} \sqrt{a_v H a_h L}$$

**Equação 2-17**

onde

$S_{rs}$ : coeficiente de esbeltez simplificado;

$a_v$ : coeficiente redutor da altura devido a esbeltez;

$H$ : altura livre de um membro;

$k_t$ : coeficiente de espessura;

$a_h$ : coeficiente redutor da largura devido a esbeltez;

$L$ : comprimento livre da parede entre dois apoios laterais ou em caso de paredes com aberturas ou juntas de controle o comprimento deve ser limitado até a abertura ou até a junta de controle.

Este valor, porém, é utilizado para se calcular um coeficiente redutor de resistência devido a esbeltez, para limitar as dimensões da paredes devido a esbeltez a norma australiana (AS 3700), adota o coeficiente  $C_v$ , que está apresentado na Tabela 2-4.

$$C_v \geq H/t_r \text{ para pilar isolado}$$

**Equação 2-18**

$$C_v \geq H/k_t t_r \text{ para parede}$$

**Equação 2-19**

$$C_v = \text{Sem Limitação para } C_h \geq L_r/t_r$$

**Equação 2-20**

$$(C_v + C_h) / (L_r - C_h t_r) \geq H/t_r \text{ para } C_h < L_r/t_r$$

**Equação 2-21**

onde

$H$ : altura livre do elemento;

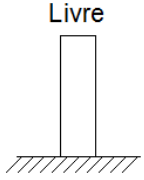
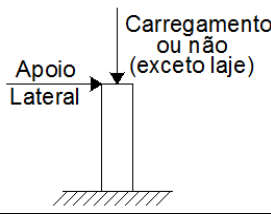
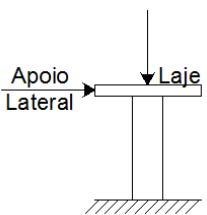
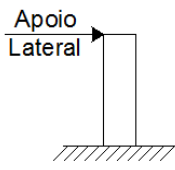
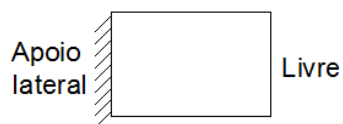
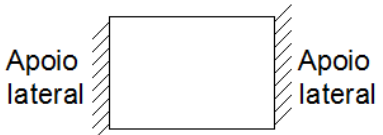
$t_r$ : espessura da parede;

$k_t$ : coeficiente de espessura;

$C_v$  e  $C_h$ : coeficientes de rigidez, apresentados na Tabela 2-4;

$L_r$ : comprimento livre da parede.

**Tabela 2-4: Coeficiente  $C_v$  e  $C_h$**

Restrições da base e topo para paredes	$C_v$	
	Verticalmente não armada	Verticalmente armada
<p>Livre</p> 	6	12 com armadura continua caso contrario 6
	27	36
	36	48
Restrições da base e topo para pilares	$C_v$	
	Verticalmente não armada	Verticalmente armada
	13.5	30
Restrições laterais para pilares	$C_h$	
	Horizontalmente não armadas	Horizontalmente armadas
	12	24 com armadura continua caso contrario 6
	36	48

#### **2.4. Dimensionamento a compressão simples**

A resistência a compressão é propriedade determinante no uso da alvenaria como estrutura, uma vez que a maioria dos elementos estruturais nesse tipo de sistema construtivo são submetidas preponderadamente à compressão. Este item apresentará o dimensionamento a compressão simples segundo diversas normas:

- ✓ Norma Brasileira (NBR 15961-1 e 15812-1);
- ✓ Norma Americana (ACI 530);
- ✓ Norma Canadense (CSA - S304.1-04);
- ✓ Norma Europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1);
- ✓ Norma Australiana (AS 3700).

##### **2.4.1. Norma Brasileira (NBR 15961-1 e NBR 15812-1)**

Para as normas brasileiras NBR 15961-1 e a NBR 15812-1 o dimensionamento à compressão simples é tratado de duas formas, que são as alvenarias não armadas e as armadas.

###### *2.4.1.1. Compressão simples em alvenaria não armada*

A norma brasileira (NBR 15961-1) apresenta a seguinte formulação para o cálculo da resistência à compressão simples de uma parede ou pilar.

$$N_{rd} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ paredes} \\ 0,9 \text{ pilares} \end{array} \right\} \cdot f_d A R$$

**Equação 2-22**

onde

- $N_{rd}$ : força normal resistente de cálculo;
- $f_d$ : resistência a compressão de cálculo da alvenaria;
- $A$ : área da seção resistente;
- $R$ : coeficiente redutor devido à esbeltez da parede.

Toda contribuição de eventuais armaduras existentes será sempre desconsiderada. A resistência a compressão de cálculo da alvenaria é dada pela divisão da resistência característica da parede ( $f_k$ ) pelo coeficiente da alvenaria ( $\gamma_m$ ), que usualmente na alvenaria é utilizado  $\gamma_m = 2,0$ . A resistência característica da parede,  $f_k$ , é admitida igual a 70% de  $f_{pk}$  (prisma característico)

A força normal resistente de cálculo é dada pela multiplicação do coeficiente majorados da carga normal ( $\gamma_f$ ), que usualmente é utilizado  $\gamma_f = 1,40$ .

A partir dos conceitos apresentados anteriormente têm-se a expressão de dimensionamento à compressão simples da norma brasileira (NBR 15961-1):

$$\frac{\gamma_f \cdot P_k}{A} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ paredes} \\ 0,9 \text{ pilares} \end{array} \right\} \cdot \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \cdot R$$

**Equação 2-23**

Sendo o coeficiente redutor devido à esbeltez da parede dado por:

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right]$$

**Equação 2-24**

onde

- $h_{ef}$ : altura efetiva;

$t_{ef}$ : espessura efetiva.

**2.4.1.2. Compressão simples em alvenaria armada**

No caso de alvenaria armada, com excentricidade  $e_x$ , quando o elemento é curto,  $\lambda \leq 12$ , permite-se a adoção de armadura mínima em seções retangulares quando a força normal de cálculo  $N_{sd}$  não excede a:

$$N_{rd} = f_d b (h - 2e_x)$$

**Equação 2-25**

onde

- $b$** : largura da seção;
- $e_x$** : excentricidade resultante no plano de flexão;
- $f_d$** : resistência de cálculo à compressão;
- $h$** : altura da seção no plano de flexão.

Para outros casos, a resistência da seção pode ser obtida pelas seguintes expressões:

$$N_{rd} = f_d b y + f_{s1} A_{s1} - f_{s2} A_{s2}$$

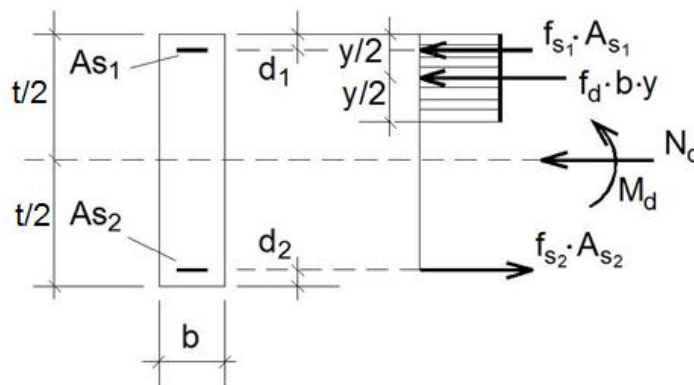
**Equação 2-26**

$$M_{rd} = 0,5 f_d b y (h - y) + f_{s1} A_{s1} (0,5h - d_1) + f_{s2} A_{s2} (0,5h - d_2)$$

**Equação 2-27**

onde

- $A_{s1}$** : área de armadura comprimida na face de maior compressão;
- $A_{s2}$** : área de armadura na outra face;
- $b$** : largura da seção;
- $d_1$** : distância do centróide da armadura  $A_{s1}$  à borda mais comprimida;
- $d_2$** : distância do centróide da armadura  $A_{s2}$  à outra borda;
- $y$** : profundidade da região de compressão uniforme ( $y = 0,8x$ );
- $f_d$** : resistência à compressão de cálculo da alvenaria;
- $f_{s1}$** : tensão na armadura na face mais comprimida =  $0,5 f_{yd}$ ;
- $f_{s2}$** : tensão na armadura na outra face, podendo ser  $\pm 0,5 f_{yd}$ , se estiver tracionada ou comprimida, respectivamente;
- $h$** : altura da seção no plano de flexão.



**Figura 2-3: Flexo-compressão – Seção retangular - NBR 15961-1 e NBR 15812-1.**

Deve-se destacar que para se considerar a contribuição da armadura comprimida, essa deve estar corretamente contraventada pela inclusão de estribos com espaçamento adequado.

Quando a esbeltez é maior que 12 o momento de segunda ordem a ser somando ao de 1ª ordem é dado por:

$$M_{2d} = \frac{N_{rd}(h_e)^2}{2000t}$$

**Equação 2-28**

onde

$N_d$ : força normal de cálculo;

$H_e$ : altura efetiva do elemento comprimido;

$t$ : dimensão da seção transversal da peça no plano de flexão.

#### **2.4.2. Norma Americana (ACI 530)**

Para a norma americana (ACI 530) o dimensionamento à compressão simples é tratado de duas formas, que são as alvenarias não armadas e as armadas.

##### *2.4.2.1. Compressão simples em alvenaria não armada*

A norma americana (ACI 530) apresenta as seguintes equações para o cálculo da resistência a compressão simples em alvenaria não armada:

$$P_d = 0,80 \left\{ 0,80 A_n f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{140r} \right)^2 \right] \right\} \text{ para } h/r \leq 99$$

**Equação 2-29**

$$P_d = 0,80 \left[ 0,80 A_n f'_m \left( \frac{70r}{h} \right)^2 \right] \text{ para } h/r > 99$$

**Equação 2-30**

onde

$A_n$ : área efetiva área de argamassa;

$f'_m$ : resistência à compressão do prisma;

$h$ : altura efetiva da paredes;

$r$ : raio de giração.

##### *2.4.2.1. Compressão simples em alvenaria armada*

A norma americana (ACI 530) apresenta as seguintes equações para o cálculo da resistência a compressão simples em alvenaria armada:

$$P_d = 0,80 [0,80 f'_m (A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \left[ 1 - \left( \frac{h}{140r} \right)^2 \right] \text{ para } h/r \leq 99$$

**Equação 2-31**

$$P_d = 0,80 [0,80 f'_m (A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \left( \frac{70r}{h} \right)^2 \text{ para } h/r > 99$$

**Equação 2-32**

onde

$A_n$ : área efetiva área de argamassa;  
 $f'_m$ : resistência à compressão do prisma;  
 $h$ : altura efetiva da paredes;  
 $r$ : raio de giração;  
 $A_{st}$ : área total de armadura;  
 $f_y$ : tensão de escoamento da armadura.

**2.4.3. Norma Canadense (CSA - S304.1-04)**

Para a norma canadense (CSA - S304.1-04) o dimensionamento a compressão simples é tratado de duas formas, para as alvenarias não armadas e as armadas.

*2.4.3.1. Compressão simples em alvenaria não armada*

A norma canadense (CSA - S304.1-04) apresenta as seguintes equações para o cálculo da resistência a compressão simples em alvenaria não armada:

$$P_{r(\text{máx})} = 0,80(0,85\phi_m f'_m A_e)$$

**Equação 2-33**

onde

$A_e$ : área efetiva área de argamassa;  
 $f'_m$ : resistência a compressão do prisma;  
 $\phi_m$ : fator de resistência de alvenaria na compressão utiliza-se  $\phi_m=0,60$ .

*2.4.3.2. Compressão simples em alvenaria armada*

A norma canadense (CSA - S304.1-04) apresenta as seguintes equações para o cálculo da resistência a compressão simples em alvenaria armada:

$$P_{r(\text{max})} = 0,80[0,85\phi_m f'_m (A_e - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}]$$

**Equação 2-34**

onde

$A_e$ : área efetiva área de argamassa;  
 $f'_m$ : resistência a compressão do prisma;  
 $\phi_m$ : fator de resistência de alvenaria na compressão utiliza-se  $\phi_m=0,60$ ;  
 $A_{st}$ : área total de armadura;  
 $\phi_s$ : fator de resistência da armadura, utiliza-se  $\phi_s=0,85$ .  
 $f_y$ : tensão de escoamento da armadura.

**2.4.4. Norma Europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1)**

Para a norma europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1) o dimensionamento a compressão simples é tratado de duas formas, para as alvenarias não armadas e as armadas.

*2.4.4.1. Compressão simples em alvenaria não armada*

A norma europeia (EUROCODE 6 – Parte 1-1) apresenta o procedimento descrito a seguir para o dimensionamento a compressão.

*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Análise Teórica*

No estado limite último o valor de cálculo de carga vertical aplicado a paredes de alvenaria,  $N_{Sd}$ , deve ser inferior ou igual ao valor de projeto de resistência a carregamento vertical da parede,  $N_{Rd}$ , de tal forma que:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \phi t f_d$$

**Equação 2-35**

onde

$\Phi$ : fator de redução de capacidade,  $\Phi_i$  na parte superior ou inferior da parede, ou  $\Phi_m$ , no meio da parede;

$t$ : espessura da parede;

$f_d$ : resistência à compressão de projeto da alvenaria.

O valor de projeto da resistência da alvenaria utilizado para o dimensionamento a compressão é dado por:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

**Equação 2-36**

onde

$f_k$ : resistência a compressão da alvenaria;

$\gamma_m$ : coeficiente de ponderação dos materiais, (Tabela 2-5);

**Tabela 2-5: Valores de  $\gamma_m$**

Material	$\gamma_m$			
	Classe			
	1	2	3	4
<b>Unidades da categoria I,</b>	1,5	1,7	2,0	2,2
<b>Unidades de categoria I,</b>	1,7	2,0	2,2	2,5
<b>Unidades da categoria II,</b>	2,0	2,2	2,5	2,7
<b>Nota 1: Requisitos de argamassa de projeto encontrados em EN 998-2 e EN1996-2</b>				
<b>Nota 2: Requisitos de argamassa prescrita encontrados em EN 998-2 e EN1996-2</b>				

Para a obtenção do valor característico de resistência a compressão da alvenaria,  $f_k$ , são utilizadas as seguintes equações:

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3}$$

**Equação 2-37**

$$f_k = K f_b^{0,85}$$

**Equação 2-38**

onde

$K$ : constante dada em função do tipo de unidade e argamassa. Seus valores são indicados na Tabela;

$f_b$ : resistência à compressão da unidade;

$f_m$ : resistência à compressão da argamassa.

**Tabela 2-6: Valores de K**

Unidade de alvenaria		Argamassa para casos gerais
<b>Cerâmica</b>	Grupo 1	0,50
	Grupo 2	0,45
	Grupo 3	0,35
	Grupo 4	0,30
<b>Concreto</b>	Grupo 1	0,50
	Grupo 2	0,50
	Grupo 3	0,30
	Grupo 4	0,30

O valor do fator de redução  $\phi$  a ser utilizado, deve ser o maior redutor entre o topo da parede, a base e o meio, para o topo e a base da parede. O redutor ( $\phi_i$ ) é dado por:

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$$

**Equação 2-39**

onde

$e_i$ : excentricidade na parte superior ou inferior da parede,

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{hi} + e_a \geq 0,05t_{ef}$$

**Equação 2-40**

onde

$M_{id}$ : valor de projeto do momento fletor na parte superior ou inferior da parede, resultando da excentricidade de carga do piso no apoio;

$N_{id}$ : valor de projeto da carga vertical na parte superior ou inferior da parede;

$e_{hi}$ : excentricidade na parte superior ou inferior da parede, se houver, resultante de forças horizontais (por exemplo, vento);

$e_a$ : excentricidade acidental;

$t$ : espessura da parede;

Para o meio da parede o redutor ( $\Phi_m$ ) é dado por:

$$\phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) e^{-\frac{u^2}{2}}$$

**Equação 2-41**

Com

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



**Equação 2-42**

onde:

$e_{mk}$  : excentricidade no meio de um quinto da altura da parede,  
 $h_{ef}$  : altura efetiva da parede;  
 $t_{ef}$  : espessura efetiva da parede;  
 $t$  : espessura da parede;

O Valor da excentricidade no meio de um quinto da altura da parede ( $e_{mk}$ ) é dado por:

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

**Equação 2-43**

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_a$$

**Equação 2-44**

onde

$e_m$ : excentricidade devido ao carregamento;  
 $M_{md}$  : valor de projeto do maior momento no meio da altura da parede,  
 $N_{md}$  : valor de projeto da carga vertical no meio da altura da parede;  
 $e_{hm}$ : excentricidade a meia altura, resultante de cargas horizontais (por exemplo, vento);  
 $h_{ef}$  : altura efetiva da parede;  
 $t_{ef}$  : espessura efetiva da parede;  
 $e_k$  : excentricidade devido à fluência, calculada segundo a equação

$$e_k = 0,002\phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{te_m}$$

**Equação 2-45**

$\Phi_{\infty}$ : coeficiente de fluência final, (Tabela 2-7).

**Tabela 2-7: Coeficiente de fluência final da alvenaria**

Unidade de alvenaria	Coeficiente de fluência final
<b>Cerâmica</b>	0,5 a 1,5
<b>Concreto</b>	1,0 a 2,0

**2.4.4.1. Compressão simples em alvenaria armada**

Quando o índice de esbeltez ( $\lambda$ ) de uma parede armada for maior que 12, adota-se o mesmo procedimento para determinar a resistência à compressão simples das paredes não armadas, porém, deve-se levar em conta o momento adicional que é dado por:

$$M_{ad} = \frac{N_D h_{ef}^2}{2000t}$$

**Equação 2-46**

onde

$N_D$ : força vertical de cálculo;

$h_{ef}$ : altura efetiva;  
 $t$ : espessura da parede.

Os elementos de alvenaria submetidos a baixas cargas verticais podem ser dimensionados apenas para o momento que está sujeito, desde que a tensão de compressão não seja maior que 30% do que a resistência à compressão da alvenaria  $f_d$ . O momento resistente de um elemento armado de alvenaria é dado por:

$$M_{RD} = A_s f_{yd} z \quad \text{sendo} \quad z = d \left( 1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \leq 0,95d$$

**Equação 2-47**

onde

$b$ : largura da seção;  
 $d$ : altura útil;  
 $A_s$ : área total de armadura;  
 $f_d$ : resistência a compressão de cálculo;  
 $f_{yd}$ : tensão de escoamento da armadura.

#### 2.4.5. Norma Australiana (AS 3700)

Para a norma australiana (AS 3700) o dimensionamento a compressão simples é tratado de duas formas, para as alvenarias não armadas e as armadas.

##### 2.4.5.1. Compressão simples em alvenaria não armada

A norma australiana (AS 3700) apresenta o procedimento descrito abaixo para o dimensionamento a compressão.

$$F_d \leq k F_o$$

**Equação 2-48**

onde

$F_d$ : resistência a compressão de cálculo;  
 $F_o$ : resistência básica a compressão.  
 $k$ =coeficiente redutor devido a esbeltez que é dado pelo menor valor entre 0,67 e  $0,67 - 0,02(\lambda_{rs} - 14)$

A resistência básica a compressão da seção transversal ( $F_o$ ) deve ser interpretada das seguintes formas apresentadas a seguir:

$$F_o = \phi f'_m A_b \text{ Para alvenaria não grauteada}$$

**Equação 2-49**

$$F_o = \phi \left( f'_m A_b + k_c \sqrt{\frac{f'_{cg}}{1.3}} A_c \right) \text{ Para alvenaria grauteada com ensaios}$$

**Equação 2-50**

$$F_o = \phi f'_{mg} A_d \text{ Para alvenaria grauteada sem ensaios}$$

**Equação 2-51**

onde

- $\Phi$ : coeficiente redutor de resistência a compressão ( $\Phi=0,45$ );
- $f'_m$ : resistência a compressão característica da alvenaria;
- $A_b$ : área efetiva da seção transversal da alvenaria;
- $k_c$ : coeficiente de resistência para graute na compressão;
  - $k_c = 1,4$  para unidades de alvenaria ocas de concreto de densidade maior que  $2000 \text{ kg/m}^3$ ;
  - $k_c = 1,2$  para outras alvenarias;
- $f'_{cg}$ : o valor característico de projeto de resistência a compressão do graute;
- $A_c$ : a área da seção transversal grauteada de projeto;
- $f'_{mg}$ : a resistência característica à compressão de amostras grauteadas de alvenaria fabricadas e testadas;
- $A_d$ : área da seção transversal de projeto do elemento.

A resistência característica a compressão da alvenaria é dividida em dois casos que são:

- ✓ alvenarias comuns;
- ✓ alvenarias especiais.

Para alvenaria comum, existem dois casos que são os seguintes:

- i. para alvenaria construída com unidades que não seja de concreto aerado autoclavado (AAC), o valor de resistência a compressão característica é dado por.

$$f'_m = k_h f'_{mb}$$

**Equação 2-52**

$$f'_{mb} = k_m \sqrt{f'_{uc}}$$

**Equação 2-53**

onde

- $k_m$ : fator utilizado para obter a resistência a compressão da alvenaria segundo a Tabela 2-8;
- $k_h$ : fator que reflete a proporção entre a altura e a espessura da junta de argamassa da unidade obtido pela Tabela 2-9.
- $f'_{uc}$ : valor característico de resistência à compressão de unidades de alvenaria em megapascal;

Os valores de  $f'_{uc}$  apresentados no Tabela 2-8 são considerados para satisfazer a equação;

- ii. para unidades de alvenaria de concreto aerado autoclavado (AAC), com uma camada fina de argamassa, o valor característico de resistência a compressão é dado por.

$$f'_m = f'_{uc}$$

**Equação 2-54**

Para unidades de alvenaria de concreto aerado autoclavado (AAC),  $f_m$  deve ser a resistência de 28 dias. Se os ensaios foram realizados com outra idade, uma correção apropriada deve ser feita para obter o valor da resistência de 28 dias.

**Tabela 2-8: Tabela para cálculo da resistência característica a compressão**

Tipo da unidade de alvenaria	Argamassa total ou lateral	Classificação da argamassa (Nota 2)	Valor característico de resistência à compressão da unidade ( $f_{uc}$ ) MPa								$k_m$
			5	10	15	20	25	30	40	$\geq 50$	
Cerâmica	Total	M2	2,5	3,5	4,3	4,9	5,5	6,0	7,0	7,8	1,1
Cerâmica	Total	M3	3,1	4,4	5,4	6,3	7,0	7,7	8,8	9,9	1,4
Cerâmica	Total	M4	3,4	4,7	5,8	6,7	7,5	8,2	9,5	10,6	1,5
Cerâmica	Lateral	M3	3,6	5,1	6,2	7,2	8,0	8,8	10,1	11,3	1,6
Concreto	Total	M3	3,1	4,4	5,4	6,3	7,0	7,7	8,8	9,9	1,4
Concreto	Lateral	M3	3,6	5,1	6,2	7,2	8,0	8,8	10,1	11,3	1,6

**Notas:**

- Interpolação linear pode ser usada.
- Classificação da argamassa é dada pelo Tabela 2-10

**Tabela 2-9: Fator de resistência a compressão ( $k_h$ )**

Relação altura do bloco pela espessura da junta	0,0	3,0	7,6	12,0	$\geq 19,0$
Fator de resistência a compressão ( $k_h$ )	0,0	0,6	1,0	1,2	1,3

**Tabela 2-10: Classes de argamassa**

Classe da Argamassa	Proporção em volume da mistura					Aplicação da argamassa	
	Cimento	Cimento de alvenaria	Cal	Areia	Água Espessante (Nota 3)	Cerâmica	Concreto
M1	0	0	1	3	Não	✓	☒
	1	0	3	12	Não	✓	☒
M2	1	0	2	9	Não	✓	☒
M3	1	0	1	6	Opcional	✓	✓
	1	0	0	5	Sim	✓	✓
	0	1	0	4	Não	✓	✓
M4	1	0	0,5	4,5	Opcional	✓	✓
	1	0	0	4	Sim	✓	✓
	1	0	0 a 0,25	3	Opcional	✓	✓
	0	1	0	3	Não	✓	☒

**2.4.5.2. Compressão simples em alvenaria armada**

A norma australiana (AS 3700) apresenta a seguinte equação para o cálculo da resistência à compressão simples em alvenaria armada:

$$F_d \leq \phi K_s \left[ f'_m A_b + k_c \sqrt{\left( \frac{f'_{cg}}{1,3} \right) A_c + f_{sy} A_s} \right]$$

**Equação 2-55**

onde

- $F_d$ : resistência à compressão de cálculo;  
 $\Phi$  : coeficiente redutor de resistência a compressão, para alvenaria armada tem o valor de 0,75 ( $\Phi=0,75$ );  
 $k_s$ : fator redutor dado por:  $(1,18 - 0,03S_{rs}) \leq 1,0$   
 $S_{rs}$ : coeficiente de esbeltez simplificado;  
 $f'_m$  : resistência à compressão característica da alvenaria;  
 $A_b$  : área efetiva da seção transversal da alvenaria;  
 $k_c$  : coeficiente de resistência para graute na compressão;  
 $k_c = 1,4$  para unidades de alvenaria ocas de concreto de densidade maior que 2000 kg/m<sup>3</sup>;  
 $k_c = 1,2$  para outras alvenarias;  
 $f'_{cg}$ : resistência de cálculo do graute.  
 $A_c$  : área da seção transversal grauteada de projeto;  
 $f_{sy}$ : tensão de escoamento da armadura.  
 $A_s$ : área total de armadura.

O momento resistente para a alvenaria armada é obtido pela norma australiana (AS 3700) por:

$$M_d \leq \phi f_{sy} A_{sd} d \left[ 1 - \frac{0,6 f_{sy} A_{sd}}{(13 f'_m) b d} \right]$$

**Equação 2-56**

onde

- $M_d$ : momento resistente de cálculo;  
 $\phi$  : coeficiente redutor de resistência a compressão, para alvenaria armada tem o valor de 0,75 ( $\phi =0,75$ );  
 $f_{sy}$ : tensão de escoamento da armadura;  
 $A_{sd}$  : porção da área de armadura de tração principal, tendo como valor o menor entre  $A_{st}$  e  $\frac{0,29 f'_m b d 1,3}{f_{sy}}$ ;  
 $d$ : altura útil do elemento armado;  
 $f'_m$ : resistência à compressão característica da alvenaria;  
 $b$ : largura do elemento armado;  
 $A_{st}$ : área de aço ancorada na região tracionada.

## 2.5. Métodos mais refinados para o dimensionamento a compressão de paredes esbeltas

A norma americana (ACI 530) e a norma canadense (CSA - S304.1-04), apresentam dois métodos mais refinados para o dimensionamento de paredes de alvenaria, um deles é o método do P- $\Delta$  e o outro é denominado como momento amplificado.

### 2.5.1. Norma Americana (ACI 530)

Para combinar o efeito do momento com a força vertical em um elemento de alvenaria não armada, a norma americana (ACI 530) utiliza o método P-Δ, que consiste em dimensionar o elemento pela força combinada ( $P_u$ ), e o momento ampliado, ( $M_c$ ), que é dado por:

$$M_c = \delta M_u$$

**Equação 2-57**

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{A_n f'_m \left(\frac{70r}{h}\right)^2}}$$

**Equação 2-58**

onde

$M_c$ : momento ampliado;  
 $M_u$ : momento combinado;  
 $A_n$ : área efetiva;  
 $P_u = P_{wf} + P_{uf}$   
 $P_{uf}$ : cargas de pisos ou telhados;  
 $P_{uw}$ : peso próprio do elemento;  
 $r$ : raio de giração;  
 $h$ : altura efetiva.

Para utilizar momento combinado ( $M_u$ ) é preciso que a relação entre a carga combinada ( $P_u$ ) e a área bruta ( $A_g$ ), não exceda 20% da resistência a compressão do prisma ( $f'_m$ ). O momento combinado ( $M_u$ ) é dado pela seguinte equação:

$$M_u = \frac{W_u h^2}{8} + P_{uf} \frac{e_u}{2} + P_u \delta_s$$

**Equação 2-59**

onde

$P_u = P_{wf} + P_{uf}$   
 $P_{uf}$ : cargas de pisos ou telhados;  
 $P_{wf}$ : peso próprio do elemento;  
 $W_u$ : cargas fora do plano, por exemplo, ação de vento;  
 $h$ : altura efetiva;  
 $e_u$ : excentricidade de  $P_{uf}$ ;  
 $\delta_s$ : deslocamentos horizontais.

Para  $h/t$  maior que 30a força combinada ( $P_u$ ) deve ser limitada a 5% da resistência a compressão do prisma ( $f'_m$ ).

Os deslocamentos horizontais ( $\delta_s$ ) são limitados por 0,7% da altura livre ( $h$ ). Para se obter o valor do deslocamento horizontal deve-se utilizar as seguintes equações:

$$\delta_s = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_g} \text{ para } M_u < M_{cr}$$

**Equação 2-60**

$$\delta_s = \frac{5M_u h^2}{48E_m I_g} + \frac{5(M_u - M_{cr})h^2}{48E_m I_{cr}} \text{ para } M_u > M_{cr}$$

**Equação 2-61**

Com

$$M_{cr} = \left( \phi f_r + \frac{P}{A_n} \right) \frac{I_g}{t/2}$$

**Equação 2-62**

onde

$f_r$ : módulo de ruptura da alvenaria;

$P$ : força axial aplicada;

$t$ : espessura da parede;

$\phi=0,60$

$E_m$ : módulo de elasticidade da parede;

$I_g$ : momento de inércia na seção bruta;

$I_{cr}$ : momento de inércia da seção fissurada.

Sendo o momento de inércia da seção fissurada dado por:

$$I_{cr} = n \left( A_s + \frac{P_u t_{sp}}{f_y 2d} \right) (d - c)^2 + \frac{bc^3}{3}$$

**Equação 2-63**

$$c = \frac{A_s f_y + P_u}{0,64 f'_m b}$$

**Equação 2-64**

### 2.5.2. Norma Canadense (CSA - S304.1-04)

Para paredes pequenas, consideradas pela norma canadense (CSA - S304.1-04), pode-se desprezar o efeito da flambagem já que o erro pela desconsideração é menor que 10%. O limite para essa desconsideração é dado por:

$$\frac{kh}{t} \leq 10 - 3,5 \frac{e_1}{e_2}$$

**Equação 2-65**

Caso se deseje considerar um método para o cálculo desses elementos, ou de elementos com  $kh/t > 30$ , pode-se utilizar o método do P- $\Delta$  e do momento ampliado, para dimensionar paredes de alvenaria, os critérios, são apresentados a seguir.

Para o método do P- $\Delta$  o momento total é composto pelo momento de primeira ordem somado à carga vertical multiplicada pelo deslocamento horizontal assim:

$$M_{ftot} = M_{fp} + P_f \delta_f$$

**Equação 2-66**

onde

$M_{fp}$ : momento de cálculo de primeira ordem;  
 $P_f$ : carga vertical de cálculo  
 $\delta_f$ : deslocamentos horizontais, calculado de acordo com:

$$\delta_f = \frac{\phi_e (EI)_{eff}}{(1 + 0,5\beta_d)}$$

**Equação 2-67**

onde

$\phi_e$ : dado pela Tabela 2-11;  
 $\beta_d$ : razão entre momento permanente pelo momento total;  
 $(EI)_{eff}$ : módulo de elasticidade (E) e momento de inércia na área efetiva ( $I_0$ ).

$$(EI)_{eff} = 0,4E_m I_0 \text{ para alvenaria não armada}$$

**Equação 2-68**

$$EI_{ef} = E_a \left[ 0,25I_0 - (0,25I_0 - I_{cr}) \left( \frac{e - e_k}{2e_k} \right) \right] \text{ para alvenaria armada}$$

**Equação 2-69**

**Tabela 2-11: Fator  $\phi_e$**

$\phi_e$	Tipo
<b>0,65</b>	Alvenaria não armada
<b>0,75</b>	Alvenaria armada

No método do amplificador de momento consiste que o momento total de cálculo ( $M_{fitot}$ ) deve ser amplificado por um coeficiente, portanto, sendo dado por:

$$M_{ftot} = M_{fp} \frac{C_m}{1 - P_f / P_{cr}}$$

**Equação 2-70**

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \phi_e (EI)_{ef}}{(kh)^2 (1 + 0,5\beta_d)}$$

**Equação 2-71**

onde

$M_{fp}$ : momento de cálculo de primeira ordem;  
 $P_f$ : carga vertical de cálculo;  
 $\phi_e$ : dado pela Tabela 2-11;  
 $(EI)_{eff}$ : módulo de elasticidade (E) e momento de inércia na área efetiva ( $I_0$ ), dado pelo;  
 $h$ : altura livre da parede;  
 $k$ : coeficiente multiplicador de altura;  
 $\beta_d$ : relação entre momento permanente pelo momento total.



*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Análise Teórica*

A norma canadense (CSA - S304.1-04) permite o projeto de paredes esbeltas, com  $kh/t > 30$ , em alvenaria armada sob baixa carga vertical deve obedecer as condições especiais relatados a seguir:

- ✓ A espessura da parede deve ser maior ou igual a 14 cm.
- ✓ A parede deve estar apoiada na base e topo, sendo assumidos apoios simples nas duas extremidades.
- ✓ A  $P_f$ : carga vertical de cálculo deve ser limitada a  $0,10\phi_m f'_m A_e$ .
- ✓ A taxa de armadura é limitada de maneira a garantir  $C/d \leq 600 / (600 + f_y)$ .

Nesse método o momento total de cálculo ( $M_{ftot}$ ) deve ser calculado por:

$$M_{ftot} = \frac{w_f h^2}{8} + P_{ft} \frac{e}{2} + (P_{fw} + P_{ft}) \Delta_f$$

**Equação 2-72**

onde

$W_f$ : força lateral de projeto;

$P_{ft}$ : carga axial de projeto aplicada decorrente de carregamentos aplicados no piso do nível do topo da parede;

$P_{fw}$ : carga axial de projeto resultante de carregamentos de pisos acima do nível do topo da parede (não considera excentricidade de carregamento);

$e$ : excentricidade de  $P_{ft}$ ;

$\Delta_f$ : deslocamento lateral no meio da altura.

$$\Delta_f = \frac{5M_s h^2}{48EI_0} \text{ para } M_s < M_{cr}$$

**Equação 2-73**

$$\Delta_f = \frac{5M_{cr} h^2}{48EI_0} + \frac{5(M_s - M_{cr}) h^2}{48EI_{cr}} \text{ para } M_s > M_{cr}$$

**Equação 2-74**

Com

$$M_{cr} = (f_t + f_{cs}) \frac{I_0}{y_t}$$

**Equação 2-75**

onde

$f_{cs}$ : tensão de compressão axial calculada carga permanente;

$f_t$ : resistência de tração na flexão da alvenaria dada pela Tabela;

$M_s$ : momento máximo no meio do vão;

$h$ : altura livre da parede;

$(EI)_{eff}$ : módulo de elasticidade (E) e momento de inércia na área efetiva ( $I_0$ ).

**Tabela 2-12: Resistência de tração na flexão ( $f_t$ )**

Bloco	Argamassa total		Argamassa lateral	
	Argamassa S	Argamassa N	Argamassa S	Argamassa N
<b>Cerâmico</b>	0,30	0,20	0,55	0,35
<b>Concreto</b>	0,40	0,30	0,80	0,55
<b>Grauteados</b>	0,65	0,50	0,85	0,55

O cálculo de  $M_{ftot}$  é iterativo devendo ser calculado o deslocamento lateral inicial, depois o acréscimo de momento pelo deslocamento, o novo valor de deslocamento e assim sucessivamente até o ponto de convergência.

### 2.5.3. Método refinado para cálculo (AS 3700)

O método citado a seguir ser aplicado para alvenaria não-armada, com ou sem enrijecedores, e para pilares isolados. As possibilidades de flambagem na direção de cada um dos eixos principais da seção transversal do elemento devem ser avaliadas.

As considerações são para membros simetricamente uniformes sujeitos à compressão e flexão uniaxial. Outros casos devem ser analisados usando-se os mesmos princípios gerais, com as devidas alterações necessárias, baseadas em princípios de mecânica estrutural.

#### 2.5.3.1. Excentricidade efetiva

A excentricidade efetiva de uma carga deve ser determinada considerando-se para efeito de cálculo a rigidez relativa dos elementos de alvenaria e lajes ou vigas que a alvenaria resiste, a rotação relativa das lajes e vigas e o elemento de apoio em alvenaria, e uma série de outros fatores que afetam a interação dos componentes.

Essa exigência deve ser considerada atendida se a excentricidade efetiva é calculada assumindo-se que a carga transmitida para uma parede por um piso simples ou telhado simples atua com um terço da espessura da área de rolamento da face carregada da parede. Quando uma laje ou telhado apoiado é contínuo sobre uma parede, cada lado da laje ou telhado deve ser considerado como individualmente apoiada em uma das metades de área de rolamento total. A excentricidade resultante do carregamento em qualquer nível deve ser calculada assumindo-se que a carga vertical total na parede sobre o plano considerado é axial, imediatamente acima do plano horizontal considerado.

De maneira alternativa, para paredes com (mínima) tensão de compressão de projeto imediatamente acima da junta considerada maior do que 0,25 MPa, uma análise da estrutura rígida deve ser usada com condições apropriadas para giro relativo entre chapa e parede nas juntas.

O fator de redução ( $k$ ) deve ser o menor entre os valores calculados nos itens (a) e (b), como segue:

(a) para instabilidade lateral, o valor de  $k$  é dado por

$$(i) \quad \text{para } e_1/t_w \leq 0,05 \rightarrow k = 1,18 - 0,03S_{RS} \leq 1,0$$

**Equação 2-76**

$$(ii) \quad \text{para } e_1/t_w > 0,05$$

$$k = 0,5 \left(1 + \frac{e_2}{e_1}\right) \left[ \left(1 - 2,083 \frac{e_1}{t_w}\right) - \left(0,025 - 0,037 \frac{e_1}{t_w}\right) (1,33S_r - 8) \right] \\ + 0,5 \left(1 - 0,6 \frac{e_1}{t_w}\right) \left(1 - \frac{e_2}{e_1}\right) (1,18 - 0,03S_r)$$

**Equação 2-77**

(b) para esmagamento, o valor de k é dado por

(i) para membros da seção transversal sólida com argamassa total ou paredes completamente grauteadas

$$k = 1 - 2 \frac{e_1}{t_w}$$

**Equação 2-78**

(ii) para membros com argamassa lateral ou parede diafragma, o menor entre:

$$k = \frac{1 - \frac{t_{fs}}{t_w}}{1 - \frac{t_{fs}}{t_w} + 2 \frac{e_1}{t_w}}$$

**Equação 2-79**

e

$$k = \frac{1}{2 \frac{t_{fs}}{t_w}} \left(1 - 2 \frac{e_1}{t_w}\right)$$

**Equação 2-80**

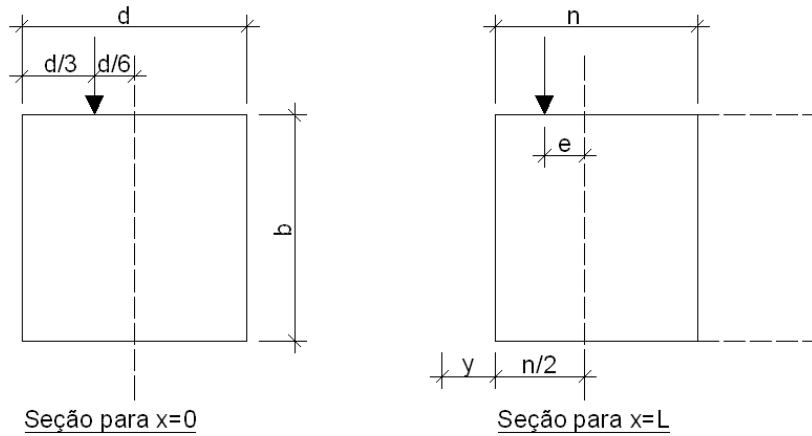
onde

**e<sub>1</sub>**: a maior excentricidade da força vertical, no topo e na base do elemento;  
**e<sub>2</sub>**: a menor excentricidade da força vertical na outra extremidade; é negativa quando as excentricidades estão de lados opostos do elemento;  
**t<sub>w</sub>**: a espessura total da parede ou do pilar;  
**t<sub>fs</sub>**: a espessura da parede longitudinal do bloco vazado de alvenaria ou espessura da flange em paredes diafragma.

## 2.6. Método proposto em (P.K. Bhandari et. Al.)

Em (P.K. Bhandari et. Al.) Os autores realizaram um estudo teórico para verificar a carga e tensão máxima que uma coluna de alvenaria pode ser submetida, para tal análise os autores fizeram algumas considerações que seguem:

- ✓ a distribuição de tensão é linear;
- ✓ os efeitos do cisalhamento foram desconsiderados;
- ✓ a linha neutra esta dentro da seção
- ✓ a alvenaria não resiste a tração;
- ✓ a deformada é simétrica pela metade da altura.



**Figura 2-4: Seção para x=0 e x=L.**

Considerando-se que uma carga de compressão P está aplicada com uma excentricidade dada por el no topo da coluna e considerando n=d tem-se o equilíbrio da seção dado por:

$$\sigma = \frac{P}{b \cdot d} - \frac{P \cdot e}{z} \rightarrow z = \frac{b \cdot n^2}{6} \rightarrow e = d/6$$

**Equação 2-81**

Como:

$$e_{máx} = e \cdot L = d/6$$

**Equação 2-82**

Para a seção x=L tem-se que:

$$e = \frac{n}{2} + y - \frac{d}{3} \rightarrow n = 6 \cdot e \rightarrow n = 6 \cdot \left( \frac{6e}{2} + y - \frac{d}{3} \right) \rightarrow n = d - 3y$$

**Equação 2-83**

Agora, a equação de equilíbrio para qualquer seção em uma distância x pode ser escrita tal como segue.

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -Pe \rightarrow \text{sendo } I = \frac{bn^3}{12} \text{ e } n = d - 3y$$

**Equação 2-84**

tem-se

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{2P}{(d - 3y)^2 Eb} \rightarrow \text{Sendo } 6e = d - 3y \text{ fazendo } \frac{d^2y}{dx^2} \text{ obtem}$$

**Equação 2-85**

Sendo

$$6e = d - 3y \text{ fazendo } \frac{d^2y}{dx^2} \text{ obtem } \rightarrow \frac{d^2y}{dx^2} = -2 \frac{d^2e}{dx^2}$$

**Equação 2-86**

assim

$$\frac{d^2e}{dx^2} = \frac{P}{36Eb} \frac{1}{e^2} \rightarrow \text{Sendo } \Delta = \frac{P}{36Eb} \rightarrow \frac{d^2e}{dx^2} = \frac{\Delta}{e^2}$$

**Equação 2-87**

Fazendo

$$\int \frac{de}{dx} \cdot \frac{d^2e}{dx^2} \cdot dx = \int \frac{de}{dx} \cdot \frac{\Delta}{e^2} \cdot dx$$

**Equação 2-88**

considerando-se as condições de contorno para resolver a integral acima.

$$e = e_0 \text{ para } x = L/2 \text{ e } e = d/6 \text{ para } x = L$$

**Equação 2-89**

Sendo assim os autores obtiveram a seguinte equação para carga admissível em uma coluna de alvenaria:

$$P_{cr} = 0,2837 \cdot \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

**Equação 2-90**

Para a tensão admissível tem-se:

$$\sigma_{cr} = 0,2837 \cdot \frac{\pi^2 EI}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

**Equação 2-91**

Os autores concluíram que a equação obtida é conservadora, levando-se em conta que foi considerado que a alvenaria não resiste a tração e o uso da razão tensão/deformação como sendo linear.

Os autores também afirmam que elementos esbeltos precisam de uma análise de estabilidade além da análise de compressão.

A equação obtida é válida para analisar o comportamento de colunas de alvenaria com tração zero e submetidas a carregamentos com até um sexto de excentricidade, essa equação fornece a carga crítica e tensão para a coluna. Considerando-se que a carga da flambagem e Euler é dada por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

**Equação 2-92**

A expressão obtida pelos autores é a própria carga de flambagem de Euler com uma redução de 28,4 %

## **2.7. Nova proposta de pesquisadores americanos**

SCHULTZ 2003 propõe uma solução analítica para ações axiais críticas utilizando-se o conceito da excentricidade equivalente. Essa solução é considerada uma solução não linear entre a ação axial e o momento fletor em paredes sem armaduras.

Nesse trabalho foi utilizado um polinômio de quarto grau, como evolução de um trabalho anterior. Para realizar a verificação dos dados obtidos foi realizado um conjunto de ensaios para comparação.

### 2.7.1. Estabilidade de paredes não armadas

Para a avaliação da influência da ação axial sobre a estabilidade da parede utilizou-se a equação seguinte, que é utilizada desde o final dos anos 1980 nos EUA. A carga crítica é dada por:

$$P_e = P_E \left[ 1 - 0.577 \left( \frac{e_a}{r} \right) \right]^3$$

**Equação 2-93**

onde

- ✓  $P_E$ : carga de flambagem de Euler  $P_E = \pi^2 E_m I_n / (h_e)^2$ ;
- ✓  $e_a = 1,733r$ ;
- ✓  $r$ : raio de giração.

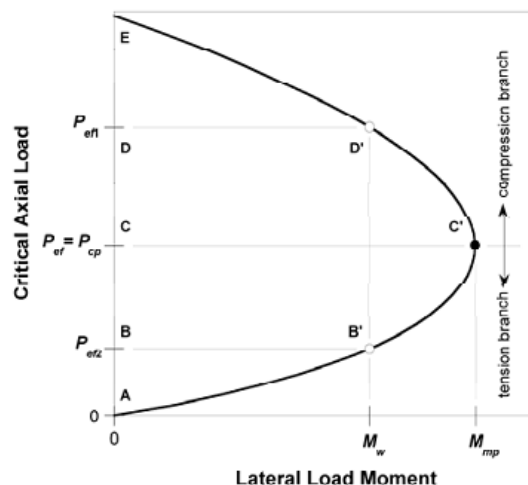
Para a avaliação da influência da ação lateral sobre a estabilidade da parede utilizou-se a equação seguinte, que foi obtida por SCHULTZ (2003) considerando-se que a alvenaria têm comportamento linear, elástica e não tem resistência à tração. A carga crítica é dada por:

$$P_{ef} = P_E \left[ 1 - 0,577 \left( \frac{e_a + \lambda_{ef}}{r} \right) \right]^3$$

**Equação 2-94**

- ✓  $\lambda_{ef} = 0,9$  (Biapoiada e carga uniformemente distribuída).

Equação de  $P_{ef}$  define uma curva de interação não-linear que é apresentada na Figura 2-5.



**Figura 2-5: Curva de interação ( $P_{ef}$ - $M_w$ )**

- ✓  $M_w = 0$ ,  $P_{FE} = P_e$ .
- ✓ O caminho ED' apresenta o aumento dos valores de  $M_w$ .

- ✓ O ponto C' apresenta  $P_{ef}=P_{cp}$ .
- ✓ A parede não é capaz de resistir momentos fletores maiores que  $M_{mp}$ , isso só ocorre quando  $P_{ef}=P_{cp}$ .
- ✓ Devido à suposição de resistência de tração zero, com a redução da ação axial a parede tende a não resistir ao momento fletor, como indica o caminho B'A'.

Os valores de  $P_{cp}$  e  $M_{mp}$  estão definidos por SCHULTZ (2003) e dados nas equações abaixo.

$$P_{cp} = \left(\frac{27}{64}\right) P_E \left(1 - 0.577 \frac{e_a}{7}\right)^3 = \left(\frac{27}{64}\right) P_e$$

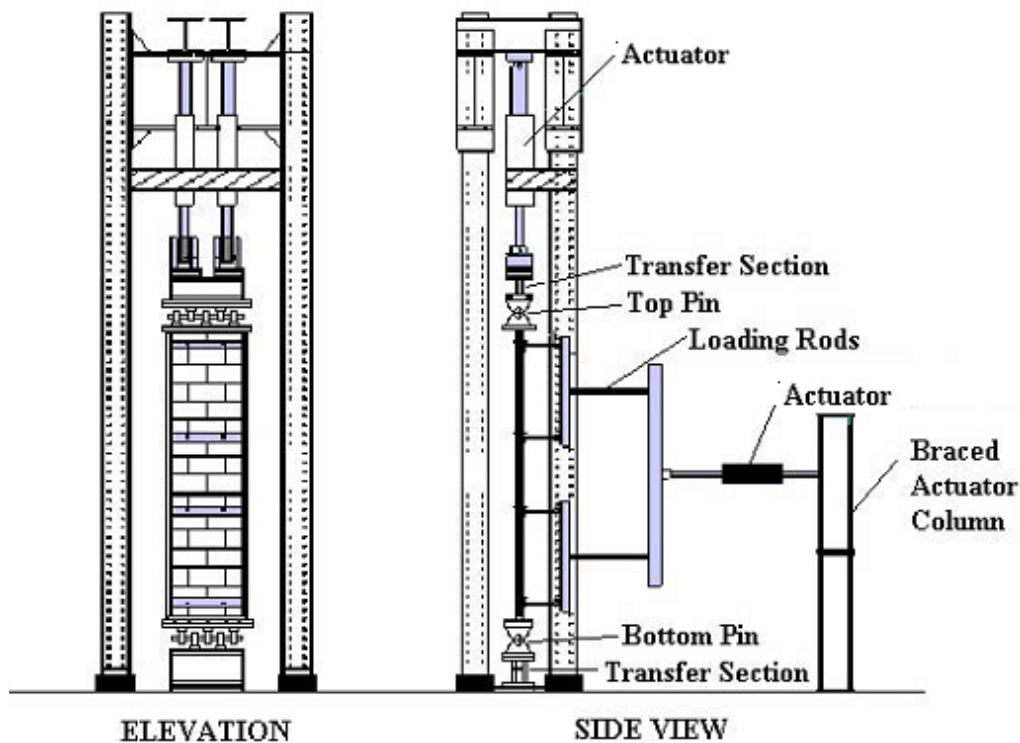
**Equação 2-95**

$$M_{mp} = \frac{0.1828r}{\lambda} P_E \left(1 - 0.577 \frac{e_a}{7}\right)^4 = \frac{0.1828r}{\lambda} P_e \left(1 - 0.577 \frac{e_a}{7}\right)$$

**Equação 2-96**

### 2.7.2. Verificações experimentais

A Figura 2-6 apresenta a configuração dos testes utilizados para comparação dos resultados com o modelo teórico proposto.



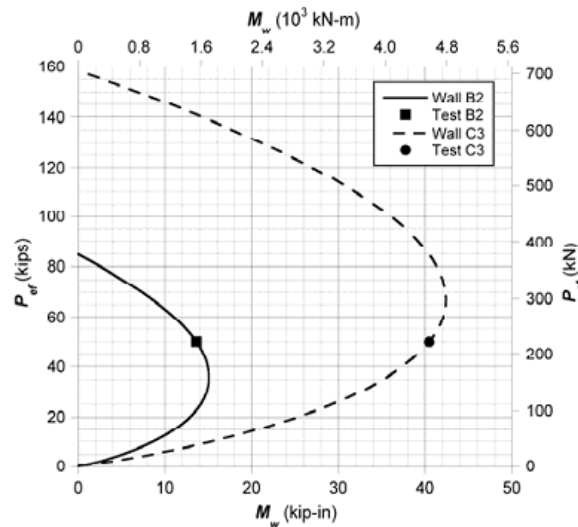
**Figura 2-6: Configuração dos testes realizados**

Os resultados dos testes de ensaios em paredes esbeltas biapoiadas carregadas verticalmente e lateralmente foram utilizados para comparação com o modelo teórico proposto. A Tabela 2-13 apresenta os parâmetros destes ensaios.

**Tabela 2-13: Parâmetros dos ensaios**

Parâmetros	Parede B2	Parede C3
$f_m$ , psi (MPa)	4,720 (32,5)	2,670 (18,4)
$E_m$ , Ksi (MPa)	1,920 (13,240)	1,770 (12,200)
$h_c$ , in (mm)	128,4 (3,260)	137,1 (3,480)
$t$ , in (mm)	3,54 (89,0)	3,65 (92,7)
$r$ , in (mm)	1,02 (25,9)	1,19 (30,2)
$I_n$ , in <sup>4</sup> (10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> )	116,9 (48,66)	125,3 (52,25)
$M_w$ , Kip-in (kN-mm)	13,63 (1,540)	40,45 (4,570)
$P_{ef}$ , Kips (kN)	50,0 (222,4)	50,0 (222,4)
$e_a$ , in (mm)	+0,25 (+6,4)	-0,22 (-5,7)

Na definição de carregamento foi considerado que as paredes de alvenaria resistem às ações verticais permanentes, que são menos variáveis que as ações laterais, os quais são ações tipicamente do meio, como por exemplo vento ou sismos.



**Figura 2-7: Curva de interação ( $P_{ef}$ - $M_w$ ) dos ensaios**

### 2.7.3. Aproximação pelo polinômio de quarto grau

Para realizar a aproximação pelo polinômio de quarto grau algumas condições devem ser admitidas que são:

- ✓  $M_w=0$  e  $P_{ef}=0$ ;
- ✓  $M_w=0$  e  $P_{ef}=P_e$ ;
- ✓  $M_w=M_{mp}$  e  $P_{ef}=P_{cp}$ .

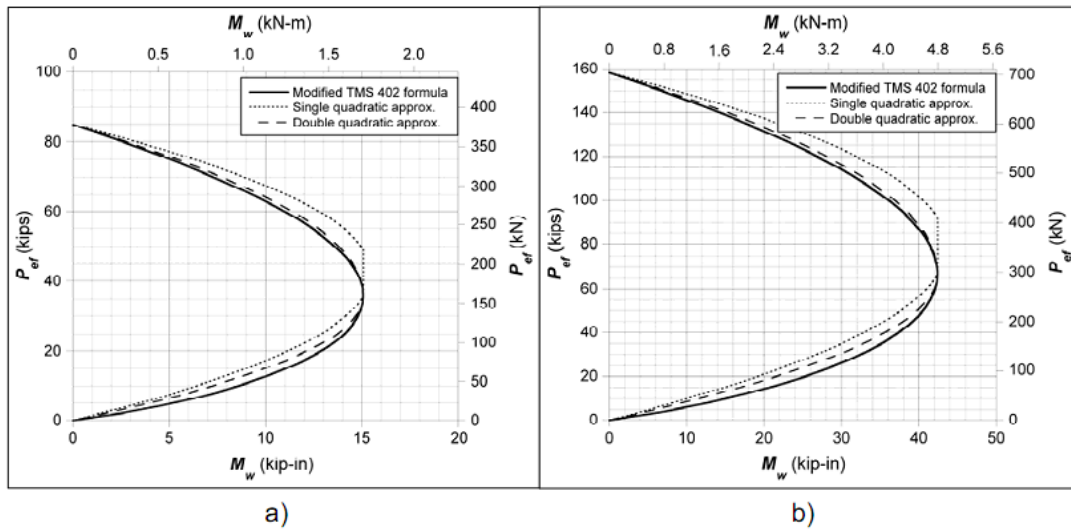
A partir dessas considerações, pode-se escrever  $M_w$  como:

$$M_w = \left[ \frac{M_{mp}}{\frac{P_{cp}}{P_e} \left( 1 - \frac{P_{cp}}{P_e} \right)} \right] \left[ \left( \frac{P_{ef}}{P_e} \right) - \left( \frac{P_{ef}}{P_e} \right)^2 \right]$$

**Equação 2-97**



A partir da equação anterior pode-se traçar as curva de iteração de ambas paredes ensaiadas.



**Figura 2-8: Curvas de iteração a) Parede B2 e b) Parede C3**

#### 2.7.4. Aproximação quadrática dupla

Para a aproximação quadrática dupla quando  $0 \leq P_{ef} \leq P_{cp}$ , têm-se as seguintes condições:

- ✓  $M_w=0$  e  $P_{ef}=0$ ;
- ✓  $dM_w/d P_{ef} =0$  e  $P_{ef}=P_{cp}$ ;
- ✓  $M_w=M_{mp}$  e  $P_{ef}=P_{cp}$ .

A partir dessas considerações, pode-se escrever  $M_w$  como:

$$M_w = M_{mp} \left[ 2 \left( \frac{P_{ef}}{P_{cp}} \right) - \left( \frac{P_{ef}}{P_{cp}} \right)^2 \right]$$

**Equação 2-98**

Para a aproximação quadrática dupla quando  $P_{cp} \leq P_{ef} \leq P_e$ , deve-se cumprir as seguintes condições:

- ✓  $dM_w/d P_{ef} =0$  e  $P_{ef}=P_{cp}$ ;
- ✓  $M_w=M_{mp}$  e  $P_{ef}=P_{cp}$ ;
- ✓  $M_w=0$  e  $P_{ef}=P_e$ ;

A partir destas considerações, pode-se escrever  $M_w$  como:

$$M_w = \frac{M_{mp}}{\left(1 - \frac{P_{cp}}{P_e}\right)^2} \left[ 2 \left( \frac{P_{cp}}{P_e} \right) \left( \frac{P_{ef}}{P_e} \right) - \left( \frac{P_{ef}}{P_e} \right)^2 + \left(1 + 2 \frac{P_{cp}}{P_e}\right) \right]$$

**Equação 2-99**

#### 2.7.5. Fórmulas aproximadas

Para se obter a equação seguinte, utilizou-se a maior raiz da equação Equação 2-99, com as definições utilizadas nas equações Equação 2-95 e Equação 2-96 assumindo-se que  $M_w$  é conhecido. O valor da carga axial crítica será:

$$P_{ef1} = 0.422P_e \left[ 1 + 1.37 \sqrt{1 - \left( \frac{M_w}{M_{mp}} \right)} \right] = P_e \left[ 0.422 + 0.578 \sqrt{1 - \frac{5.47 \left( \frac{\lambda M_w}{P_e r} \right)}{\left( 1 - 0.577 \frac{e_a}{r} \right)}} \right]$$

**Equação 2-100**

Para se obter a equação seguinte, utilizou-se a menor raiz da equação Equação 2-98 com as definições utilizadas nas equações Equação 2-95 e Equação 2-96. O valor da carga axial crítica será:

$$P_{ef2} = 0.422P_e \left[ 1 + 1.37 \sqrt{1 - \left( \frac{M_w}{M_{mp}} \right)} \right] = P_e \left[ 0.422 + 0.422 \sqrt{1 - \frac{5.47 \left( \frac{\lambda M_w}{P_e r} \right)}{\left( 1 - 0.577 \frac{e_a}{r} \right)}} \right]$$

**Equação 2-101**

No uso das equações propostas pelos autores, as propriedades do material, seção transversal ( $E_m$ ,  $I_n$ ,  $r$ ), carga e condições de apoio ( $\lambda$ ,  $M_w$ ,  $e_a$ ) devem ser conhecidos.

### 2.7.6. Cálculo da carga crítica para as Paredes B2 e C3

Aplicando-se o modelo teórico proposto pelo autor para as paredes por ele ensaiadas B2 e C3 foram obtidos-se os resultados apresentados na Tabela 2-14.

**Tabela 2-14: Resultados para paredes B2 e C3**

Parâmetro	Parede B2	Parede C3
$P_E$ , Kips (kN)	134,4 (59,7)	116,5 (518,0)
$P_E$ , Kips (kN)	84,8 (377,3)	158,4 (704,5)
$P_{cp}$ , Kips (kN)	35,78 (199,2)	66,82 (297,2)
$M_{mp}$ , Kip-in (kN-mm)	15,07 (1,703)	42,42 (4,792)
$M_w < M_{mp}$	Ok	Ok
$P_{ef1}$ , Kips (kN)	50,97 (226,7)	86,54 (384,9)
$P_{ef2}$ , Kips (kN)	24,70 (109,9)	52,44 (233,2)
Erro (%)	1,9	4,9

Uma verificação refinada do método norte-americano em desenvolvimento é apresentado em POPEHN & SCHULTZ (2011), onde são utilizados modelos numéricos propostos por LU *et al.* (2004) para comparar os resultados dos ensaios, método simplificado e numérico, obtendo-se boa correlação.

### 2.8. Métodos para dimensionamento à compressão simples de paredes de concreto moldado in loco.

Com o intuito de expandir a revisão teórica deste trabalho, foi realizado também o estudo a respeito do dimensionamento à compressão de paredes de concreto moldadas no local, sistema construtivo que têm muitas semelhanças com a distribuição de cargas verticais e ações horizontais. Também essas estão predominantemente submetidas à compressão.

As considerações para altura efetiva, espessura efetiva e índice de esbeltez são as mesmas que as citadas para alvenaria estrutural. Estas estão descritas no capítulo 4 deste trabalho.

A seguir, será tratado o dimensionamento à compressão segundo cada uma das normas já estudadas neste trabalho.

### 2.8.1. Norma Brasileira (NBR 16055)

A expressão para a resistência última à compressão apresentada pela norma brasileira de paredes de concreto, dada por:

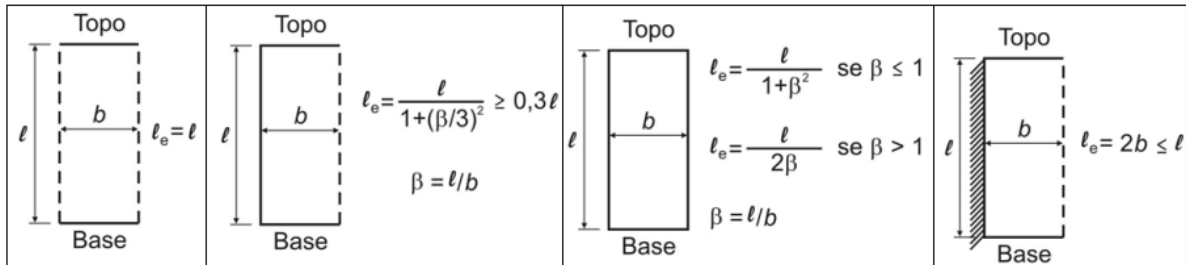
$$n_{d, resit} = \frac{\left(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \left(\frac{E_s \cdot 0,002}{\gamma_s}\right)\right) \cdot A_c}{k_1 [1 + 3 \cdot k_2 \cdot (2 - k_2)]} \leq \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot A_c}{1,643} \leq 0,4 \cdot 0 f_{cd} \cdot A_c$$

**Equação 2-102**

onde:

- n<sub>dresit</sub>**: resistência última à compressão por metro;
- f<sub>cd</sub>**: resistência de cálculo à compressão do concreto;
- γ<sub>c</sub>**: coeficiente redutor da resistência do concreto igual a 1,4<sub>x</sub>12,=1,68;
- ρ**: taxa geométrica da armadura vertical da parede, não maior que 1%;
- A<sub>c</sub>**: área da seção transversal de concreto da parede;
- l<sub>e</sub>**: o comprimento equivalente da parede, ver Figura 1;
- f<sub>scd</sub>**: resistência de cálculo do aço;
- E<sub>s</sub>**: módulo de elasticidade do aço;
- γ<sub>s</sub>**: coeficiente redutor da resistência do aço igual a 1,15.

Os fatores k<sub>1</sub> e k<sub>2</sub> são obtidos a partir do valor do índice de esbeltez ( $\lambda = \frac{l_e \cdot \sqrt{12}}{t}$ ), para  $35 \leq \lambda \leq 86$ : k<sub>1</sub> = λ/35 e k<sub>2</sub> = 0 e para  $86 < \lambda \leq 120$ : k<sub>1</sub> = λ/35 e k<sub>2</sub> = (λ - 86)/35.



**Figura 2-9: Coeficientes devido as vinculações**

### 2.8.2. Norma Americana (ACI 318)

A expressão da norma americano para resistência última à compressão é:

$$P_{nw} = 0,55 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot h}{32 \cdot t_w}\right)^2\right]$$

**Equação 2-103**

onde

- P<sub>nw</sub>**: resistência última à compressão;
- Φ=0,7**: para elementos comprimidos;
- t<sub>w</sub>**: espessura da parede;
- f'<sub>c</sub>**: resistência característica à compressão do concreto (MPa);
- A<sub>g</sub>**: área bruta da seção transversal da parede;
- h**: altura total da parede;

**k:** coeficiente para definir a altura efetiva da parede, onde:

**k = 0,8** quando as vinculações impedem rotações e deslocamentos;

**k = 1,0** quando as vinculações impedem deslocamentos horizontais;

**k = 2,0** quando as paredes forem engastadas na base e livres no topo.

### 2.8.3. Norma Canadense (CSA – A23.3-04)

A expressão da norma canadense para resistência última à compressão é:

$$P_r = \frac{2}{3} \cdot \alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[ 1 - \left( \frac{k \cdot h_u}{32 \cdot t} \right)^2 \right]$$

**Equação 2-104**

Sendo:

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 \cdot f'_c \geq 0,67$$

**Equação 2-105**

onde

**$\Phi_c=0,65$**  para elementos comprimidos;

**$f'_c$** : resistência característica à compressão do concreto (MPa);

**$A_g$** : área bruta da seção transversal da parede;

**k:** coeficiente para definir a altura efetiva da parede, onde:

**k = 0,8** quando as vinculações impedem rotações e deslocamentos horizontais;

**k= 1,0** quando as vinculações impedem deslocamentos horizontais;

**$h_u$** : altura livre da parede;

**t:** espessura da parede.

### 2.8.4. Norma Europeia (EUROCODE 2)

A expressão da resistência última à compressão apresentada pelo Eurocode2, considera que as paredes de concreto têm vinculações laterais, e em sua base e em seu topo. A formulação da resistência última à compressão é apresentada a seguir:

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd} \cdot \phi$$

**Equação 2-106**

onde

**$N_{Rd}$** : resistência última à compressão por unidade de comprimento;

**b:** comprimento da seção transversal da parede;

**$h_w$** : espessura da parede;

**$f_{cd}$** : resistência de cálculo à compressão do concreto;

**$\Phi$** : excentricidades incluindo efeitos de 2ª ordem, onde:

$$\phi = 1,14 \cdot \left[ \left( 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h_w} \right) - \frac{0,02 \cdot \beta \cdot l_w}{h_w} \right] \leq \left( 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h_w} \right)$$

**Equação 2-107**

onde

**$e_{tot}$** : excentricidade total dada por:  $e_{tot}=e_0+e_i$ ;

**$e_0$** : excentricidade de 1ª ordem;

**$e_i$** : excentricidade que considera as imperfeições geométricas dada por:

$$e_i = \beta \cdot l_w / 400$$

Equação 2-108

onde

$l_w$ : altura livre da parede de piso a teto;

$\beta$ : coeficiente das vinculações da parede apresentado na Figura 2-10.

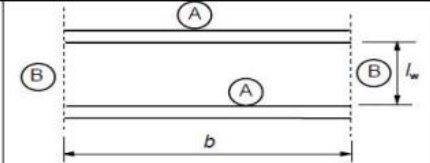
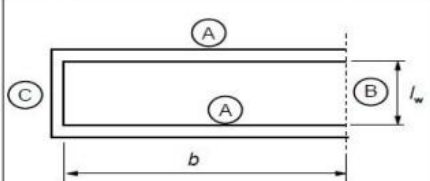
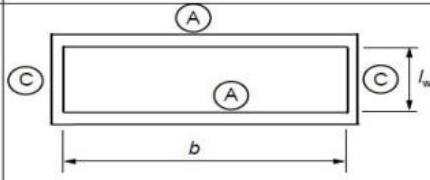
along two edges			$\beta = 1.0$ for any ratio of $l_w/b$																		
Along three edges		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>b/l_w</math></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,26</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,59</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,76</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,85</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,90</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,95</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,97</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>1,00</td></tr> </tbody> </table>	$b/l_w$	$\beta$	0,2	0,26	0,4	0,59	0,6	0,76	0,8	0,85	1,0	0,90	1,5	0,95	2,0	0,97	5,0	1,00
$b/l_w$	$\beta$																				
0,2	0,26																				
0,4	0,59																				
0,6	0,76																				
0,8	0,85																				
1,0	0,90																				
1,5	0,95																				
2,0	0,97																				
5,0	1,00																				
Along four edges		<p>If <math>b \geq l_w</math></p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ <p>If <math>b &lt; l_w</math></p> $\beta = \frac{b}{2l_w}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>b/l_w</math></th> <th><math>\beta</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,2</td><td>0,10</td></tr> <tr><td>0,4</td><td>0,20</td></tr> <tr><td>0,6</td><td>0,30</td></tr> <tr><td>0,8</td><td>0,40</td></tr> <tr><td>1,0</td><td>0,50</td></tr> <tr><td>1,5</td><td>0,69</td></tr> <tr><td>2,0</td><td>0,80</td></tr> <tr><td>5,0</td><td>0,96</td></tr> </tbody> </table>	$b/l_w$	$\beta$	0,2	0,10	0,4	0,20	0,6	0,30	0,8	0,40	1,0	0,50	1,5	0,69	2,0	0,80	5,0	0,96
$b/l_w$	$\beta$																				
0,2	0,10																				
0,4	0,20																				
0,6	0,30																				
0,8	0,40																				
1,0	0,50																				
1,5	0,69																				
2,0	0,80																				
5,0	0,96																				

Figura 2-10: Coeficiente das vinculações das paredes

### 2.8.5. Norma Australiana (AS 3600)

A norma Australiana apresenta como resistência última à compressão de uma parede de concreto armado a seguinte formulação:

$$N_u = \phi \cdot \left( t_w - 1,2 \cdot e - 2 \cdot \left( \frac{(H_{we})^2}{2500 \cdot t_w} \right) \right) \cdot 0,6 \cdot f'_c$$

Equação 2-109

onde:

$N_u$ : resistência última à compressão por unidade de comprimento;

$\Phi=0,6$  para elementos comprimidos;

$t_w$ : espessura da parede;

$f'_c$ : resistência característica à compressão do concreto (MPa);

$e$ : excentricidade inicial de 1ª ordem;

$H_{we}$ : altura efetiva da parede.

A norma australiana considera que paredes que tenham vinculações na base e topo, que impeçam tanto as rotações quanto as translações, têm altura efetiva igual a 0,75.  $H_{wu}$ , no caso do travamento com laje, sendo  $H_{wu}$  a altura livre da parede. Para o caso das restrições não impedirem a rotação, o fator que multiplica a altura da parede é 1,0.

### 2.9. Redutor de resistência devido a esbeltez

Os redutores de resistência à compressão devido a esbeltez de um elemento de alvenaria são de grande importância para este trabalho, que visa estudar o efeito da mesma em elementos comprimidos de alvenaria.

Com a finalidade de organizar as informações já apresentadas neste capítulo, a Tabela 2-15 apresenta um resumo com as equações dos redutores de resistência devido a esbeltez. As equações estão organizadas de acordo com a sua respectiva norma e se o redutor se aplica a alvenaria armada ou não armada.

**Tabela 2-15: Redutores de resistência devido à esbeltez**

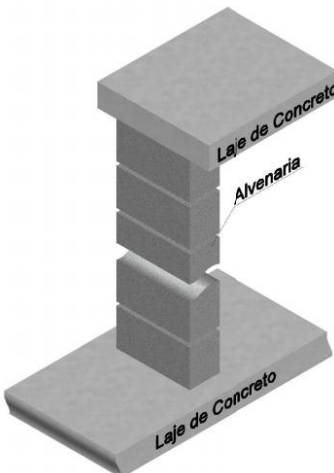
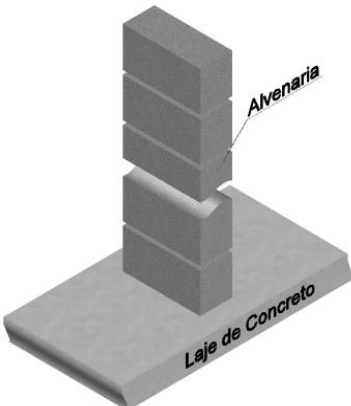
Norma	Redutor devido a esbeltez
<b>Normas brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1)</b>	<i>Para Alvenaria Armada e Não Armada</i> $R = \left[ 1 - \left( \frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right]$
<b>Norma Americana (ACI 530)</b>	<i>Para Alvenaria Armada e Não Armada</i> $\left[ 1 - \left( \frac{h}{140r} \right)^2 \right] \text{ para } h/r \leq 99$
	$\left( \frac{70r}{h} \right)^2 \text{ para } h/r > 99$
<b>Norma Canadense (CSA - S304.1-04)</b>	<i>Quando <math>\frac{kh}{t} \leq 10 - 3,5 \frac{e_1}{e_2}</math> o efeito da esbeltez pode ser desconsiderado, caso contrario utilizar o método <math>P\Delta</math> ou do coeficiente amplificador de momento</i>
<b>Norma Europeia (Eurocode 6)</b>	<i>Para Alvenaria Armada e Não Armada</i> $\phi \text{ menor entre } \begin{cases} \phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \\ \phi_m = \left( 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \right) e^{-\frac{u^2}{2}} \end{cases}$
	$u = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2/23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}$
<b>Norma Australiana (AS 3700)</b>	<i>Para Alvenaria Não Armada</i> $k \text{ menor entre } \begin{cases} 0,67 \\ 0,67 - 0,02(\lambda_{rs} - 14). \end{cases}$
	<i>Para Alvenaria Armada</i>
	$k_s = (1,18 - 0,03S_{rs}) \leq 1,0$

2.10. **Resumo da análise teórica**

Com a finalidade de organizar as informações já apresentadas neste capítulo, a Tabela 2-16, apresenta um resumo com os coeficientes para altura de acordo com a sua respectiva norma e duas situações que são:


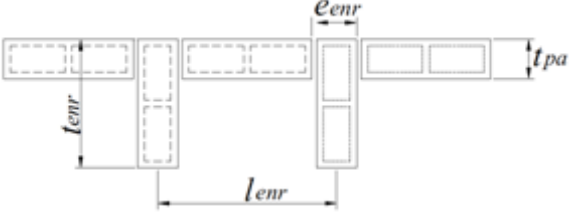
- ✓ paredes com laje na base e no topo;
- ✓ paredes com laje na base e o topo livre.

**Tabela 2-16: Coeficientes para altura efetiva**

Norma			
<b>NBR 15961-1 e NBR 15812-1</b>	–	1,00	2,00
<b>ACI 530</b>	–	1,00	2,00
<b>Eurocode 6</b>	$\rho_n h$	0,75	2,00 <sup>1</sup>
<b>CSA - S304. 1-04</b>	$\alpha_v h$	0,80	2,00
<b>AS 3700</b>	kh	0,75	2,50
<b>Nota 1 – Valor retirado da norma inglesa (BS 5628).</b>			

Buscando organizar as informações sobre espessura efetivas já apresentadas neste capítulo, a Tabela 2-17 apresenta um resumo com os coeficientes para espessura de acordo com a respectiva norma.

Tabela 2-17: Coeficientes para espessura efetiva

Norma			
NBR 15961-1 e NBR 15812-1	$\delta t^1$	1,00	Ver Tabela 2-1
ACI 530	- <sup>2</sup>	$t = r/\sqrt{12}$	
Eurocode 6	$\rho_t t^1$	1,00	Ver Tabela 2-2
CSA - S304.1-04	- <sup>2</sup>	$t = r/\sqrt{12}$	
AS 3700	$k_t t^1$	1,00	Ver Tabela 2-3

Nota 1 - Valores a partir da área bruta.  
Nota 2 - Valores a partir da área efetiva.

2.11. Comparação entre redutores de resistência devido à esbeltez

Para realizar a comparação entre as normas analisadas, será realizado um exemplo que está detalhado na Figura 2-11.

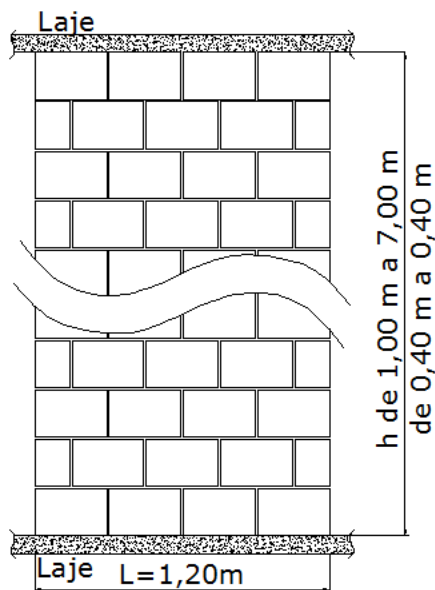


Figura 2-11: Parede para exemplo 1



Para esse exemplo será adotada uma parede de 1,20 m de comprimento por alturas desde 1,00 m a 7,40 m variando de 0,40 m (40,00 cm). As paredes de 7,00 m de altura apenas serão utilizadas nas normas que o índice de esbeltez não alcance o valor de 40 com a parede de 5,40 m.

A espessura da parede será de 0,14 m (14,00 cm). Serão adotadas algumas considerações para o exemplo retiradas das normas brasileiras NBR 15961-1 e NBR 15912-1, que são

- ✓ alvenaria não armada  $\lambda < 24$ ;
- ✓ alvenaria armada  $\lambda > 24$ ;
- ✓ o limite de  $\lambda > 30$  será ultrapassado;
- ✓ a parede não estará submetida a nenhuma carga;
- ✓ argamassa total nos blocos;
- ✓ para altura efetiva serão utilizados os coeficientes da Tabela 2-15;
- ✓ para espessura efetiva serão utilizados os coeficientes da Tabela 2-16;
- ✓ para o cálculo dos redutores serão utilizadas as equações da Tabela 2-15;
- ✓ as alturas de 1,00 m a 5,40 m serão chamadas respectivamente de  $h_1$  a  $h_{12}$ ;
- ✓ os redutores de resistência devido à esbeltez serão chamados de  $R_1$  a  $R_{12}$ .

### **2.11.1. Altura efetiva ( $h_{ef}$ ) e espessura efetiva ( $t_{ef}$ )**

A Tabela 2-18 apresenta todos os casos de altura efetiva ( $h_{ef}$ ) e espessura efetiva ( $t_{ef}$ ). Para o cálculo da altura efetiva de uma parede com laje inferior e laje superior, devem-se utilizar os coeficientes multiplicadores da altura livre, apresentados na Tabela 2-16.

Para o cálculo da altura efetiva de uma parede com laje inferior e laje superior, deve-se utilizar os coeficientes multiplicadores da altura livre apresentados na Tabela 2-16, sendo assim, para cada altura livre deve-se multiplicar os valores de 1,00, 1,00, 0,75, 0,80 e 0,75, para as normas NBR 15961-1 e NBR 15812-1, ACI 530, CSA - S304.1-04, Eurocode 6 e AS 3700, respectivamente.

Para o cálculo da espessura efetiva de uma parede com argamassa total para as normas NBR 15961-1 e NBR 15812-1, Eurocode 6 e AS 3700, deve-se multiplicar o valor de 1,00 na espessura da paredes (0,14 m), pois a parede não contém enrijecedores. Para as normas ACI 530 e CSA - S304.1-04, deve-se encontrar a raio de giração correspondente a área efetiva na parede, que é dado por:

$$r = \sqrt{I/A} = \sqrt{20356,03/854,76} = 4,88 \text{ cm} = 0,0488 \text{ m}$$

Como

$$r = t_{ef} / \sqrt{12} \rightarrow t_{ef} = r\sqrt{12} = 0,0488\sqrt{12} = 0,169 \text{ m}$$

Os resultados apresentados a seguir seguem a seguinte nomenclaturas para as normas:

- ✓ 1 = normas brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1);
- ✓ 2 = norma Americana (ACI 530);
- ✓ 3 = norma Canadense (CSA - S304.1-04);
- ✓ 4 = norma Europeia (Eurocode 6);

✓ 5 = norma Australiana (AS 3700).

**Tabela 2-18: Cálculo de  $h_{ef}$  e  $t_{ef}$**

Nº	$h_{ef1}$	$h_{ef2}$	$h_{ef3}$	$h_{ef4}$	$h_{ef5}$	$h_{ef6}$	$h_{ef7}$	$h_{ef8}$	$t_{ef}$
1	1,00	1,40	1,80	2,20	2,60	3,00	3,40	3,80	0,140
2	1,00	1,40	1,80	2,20	2,60	3,00	3,40	3,80	0,169
3	0,80	1,12	1,44	1,76	2,08	2,40	2,72	3,04	0,169
4	0,75	1,05	1,35	1,65	1,95	2,25	2,55	2,85	0,140
5	0,75	1,05	1,35	1,65	1,95	2,25	2,55	2,85	0,140
Nº	$h_{ef9}$	$h_{ef10}$	$h_{ef11}$	$h_{ef12}$	$h_{ef13}$	$h_{ef14}$	$h_{ef15}$	$h_{ef16}$	$t_{ef}$
1	4,20	4,60	5,00	5,40					0,140
2	4,20	4,60	5,00	5,40	5,80	6,20	6,60		0,169
3	3,36	3,68	4,00	4,32	4,64	4,96	5,28	5,60	0,169
4	3,15	3,45	3,75	4,05	4,35	4,65	4,95	5,25	0,140
5	3,15	3,45	3,75	4,05	4,35	4,65	4,95	5,25	0,140

### 2.11.1. Razão de esbeltez ( $\lambda$ )

A Tabela 2-19 apresenta os valores da razão de esbeltez ( $\lambda$ ) de cada parede considerada no exemplo, em todas as normas estudadas o índice de esbeltez é dado pela razão da altura efetiva ( $h_{ef}$ ) pela espessura efetiva ( $t_{ef}$ ).

Tabela 2-19: Cálculo do  $\lambda$

Nº	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\lambda_4$	$\lambda_5$	$\lambda_6$	$\lambda_7$	$\lambda_8$
1	7,14	10,00	12,86	15,71	18,57	21,43	24,29	27,14
2	5,92	8,28	10,65	13,02	15,38	17,75	20,12	22,49
3	4,73	6,63	8,52	10,41	12,31	14,20	16,09	17,99
4	5,36	7,50	9,64	11,79	13,93	16,07	18,21	20,36
5	5,36	7,50	9,64	11,79	13,93	16,07	18,21	20,36
Nº	$\lambda_9$	$\lambda_{10}$	$\lambda_{11}$	$\lambda_{12}$	$\lambda_{13}$	$\lambda_{14}$	$\lambda_{15}$	$\lambda_{16}$
1	30,00	32,86	35,71	38,57	-	-	-	-
2	24,85	27,22	29,59	31,95	34,32	36,69	39,05	-
3	19,88	21,78	23,67	25,56	27,46	29,35	31,24	33,14
4	22,50	24,64	26,79	28,93	31,07	33,21	35,36	37,50
5	22,50	24,64	26,79	28,93	31,07	33,21	35,36	37,50

### 2.11.2. Redutores de resistência devido a compressão

A Tabela 2-20 fornece os valores dos redutores de resistência devido à esbeltez. As equações utilizadas foram extraídas da Tabela 2-15.

A norma canadense (CSA - S304.1-04), não apresenta um redutor de resistência devido à esbeltez, apenas exclui ou não a necessidade de se considerar tal efeito, caso esse efeito for considerado a parede deve ser dimensionada pelo método do P- $\Delta$  ou do amplificador de momento, como nessa etapa pretende-se apenas computar a redução devida a esbeltez na resistência, a norma canadense não foi considerada na análise.

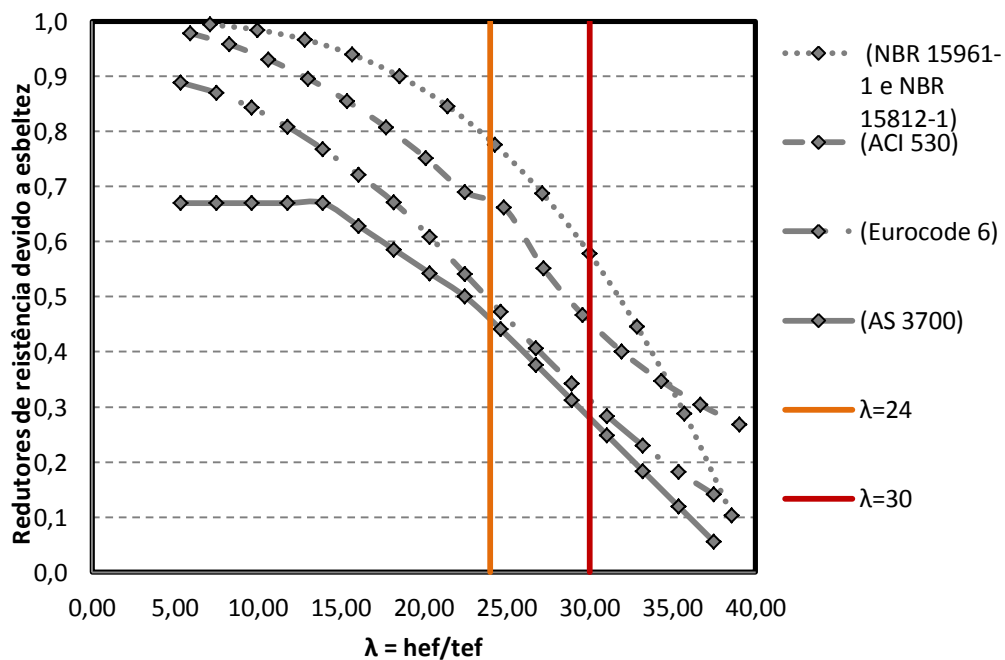
**Tabela 2-20: Cálculo dos redutores de resistência**

Nº	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
1	0,994	0,984	0,967	0,939	0,900	0,846	0,776	0,688
2	0,979	0,958	0,931	0,896	0,855	0,807	0,752	0,690
3	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0,889	0,870	0,843	0,809	0,768	0,721	0,671	0,609
5	0,670	0,670	0,670	0,670	0,670	0,629	0,586	0,543
Nº	R9	R10	R11	R12	R13	R14	R15	R16
1	0,578	0,446	0,288	0,103	-	-	-	-
2	0,662	0,551	0,467	0,400	0,347	0,304	0,268	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0,541	0,473	0,406	0,343	0,283	0,230	0,182	0,141
5	0,500	0,441	0,376	0,312	0,248	0,184	0,119	0,055

Os valores destacados em vermelho mais forte da norma americana (ACI 530), correspondem a faixa de redutores das paredes que a razão h/r ultrapassa 99, sendo assim o redutor devido a esbeltez é diferente do que a faixa destacada em vermelho mais fraco, que corresponde à faixa de redutores das paredes que a razão h/r não ultrapassa 99.

Os valores destacados em azul mais forte da norma australiana (AS 3700), correspondem a faixa de redutores das paredes em alvenaria armada ( $\lambda > 24$ ), por outro lado os valores destacados em azul mais claro correspondem a faixa de redutores das paredes em alvenaria não armada ( $\lambda < 24$ ),

A Figura 2-12 apresenta um gráfico onde no eixo das abscissas se encontram os valores de  $\lambda$  e no eixo das ordenadas tem-se os valores dos redutores de resistência devido à esbeltez.



**Figura 2-12: Gráfico R vs.  $\lambda$**

A linha laranja no gráfico representa o limite de  $\lambda < 24$ , isto é, alvenaria não armada, a linha em vermelho corresponde a  $\lambda = 30$ , limite de esbeltez para as normas brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1), lembrando-se que para esse exemplo foi permitido que tal limite fosse excedido.

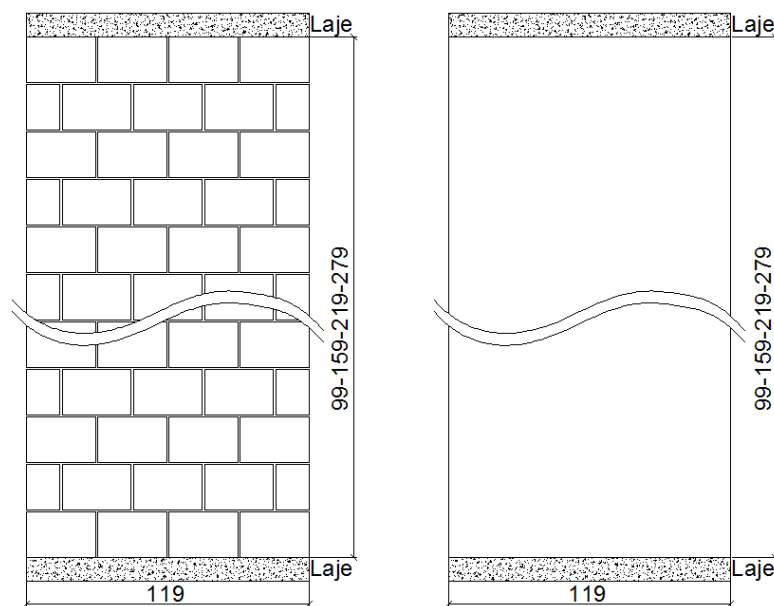
Pelo gráfico pode-se observar que as normas brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1) utilizam os menores valores de redução para as paredes até 4,20 m, a partir daí as suas reduções consideradas foram as maiores. Para uma parede de 5,40 m de altura apenas 10% da resistência da parede pode ser considerada.

Para paredes de até 2,60 m a norma australiana (AS 3700), utiliza como redutor o valor de 0,67, mantendo-se assim até esse ponto um redutor constante de resistência. Para paredes com  $24 < \lambda < 30$ , a norma australiana (AS 3700), teve o maior valor de redução que foi de 0,312.

As normas brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1) e a norma americana (ACI 530), têm redutores muito próximos, até o limite de  $\lambda < 30$ , porém a norma americana sempre considera uma redução um pouco maior que a brasileira.

### 2.12. Comparação entre alvenaria e paredes de concreto moldadas no local

Para realizar a comparação proposta nesta dissertação, são apresentados resultados de dimensionamento à compressão simples de paredes com alturas diferentes (99 cm, 159 cm, 219 cm e 279 cm), tanto em alvenaria quanto em concreto, como observação para alvenaria estrutural apenas será considerado o bloco de concreto para uma comparação entre materiais mais próximos.



**Figura 2-13: Paredes para comparação**

Dados para os exemplos:

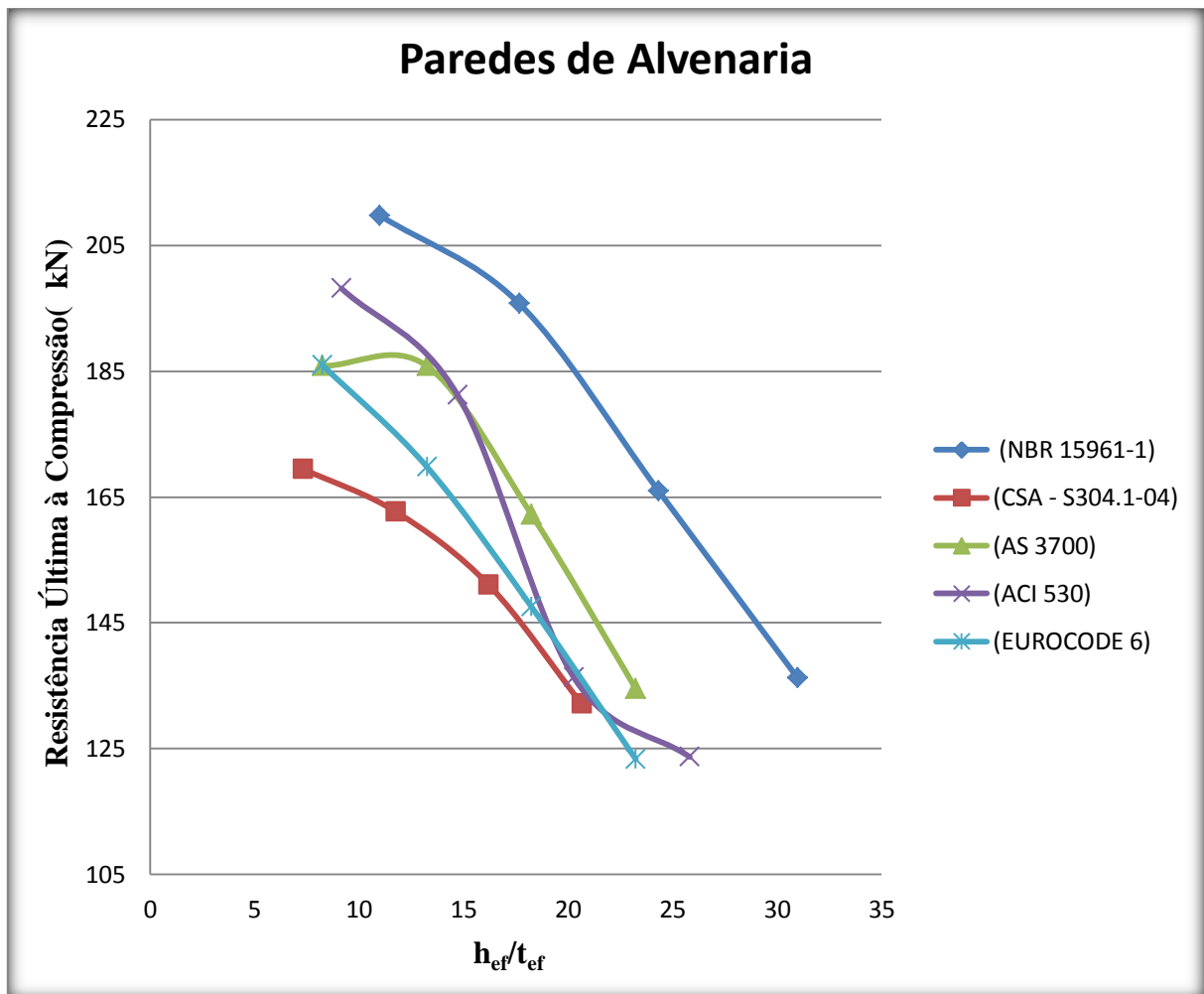
- ✓ espessura  $t = 9$  cm;
- ✓ concreto  $f_{ck} = 10$  Mpa;
- ✓ blocos de concreto  $f_{bk} = 10$  Mpa;
- ✓ argamassa total;
- ✓ prisma  $f_{pk} = 0,75 \cdot 10 \cdot 1,75 = 13,12$  Mpa;

*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Análise Teórica*

- ✓ inércia da área efetiva  $I_n=7958 \text{ cm}^4$ ;
- ✓ área bruta  $A_g=1071 \text{ cm}^2$ ;
- ✓ área efetiva  $A_g=707 \text{ cm}^2$ .

Os exemplos anteriormente descritos serão dimensionados com base nas expressões de norma apresentadas, e os parâmetros para determinar a alvenaria armada e não armada (para o caso de paredes de alvenaria), serão os da norma brasileira NBR 15961-1.

As paredes com índice de esbeltez até 24 serão consideradas como alvenaria não-armada, e com valores entre 24 e 30 serão consideradas alvenaria armada, para todos os casos. A Figura 2-14 apresenta os resultados da variação da resistência à compressão em função da esbeltez para as paredes de alvenaria com blocos de concreto.



**Figura 2-14: Resistência à compressão para paredes de alvenaria.**

De modo análogo para as paredes de concreto foi adotado concreto de  $F_{ck}= 10$  MPa, sendo assim a comparação entre os dois tipos de paredes fica mais real. A Figura 2-15 apresenta os resultados da análise das paredes de concreto moldadas *in loco*.

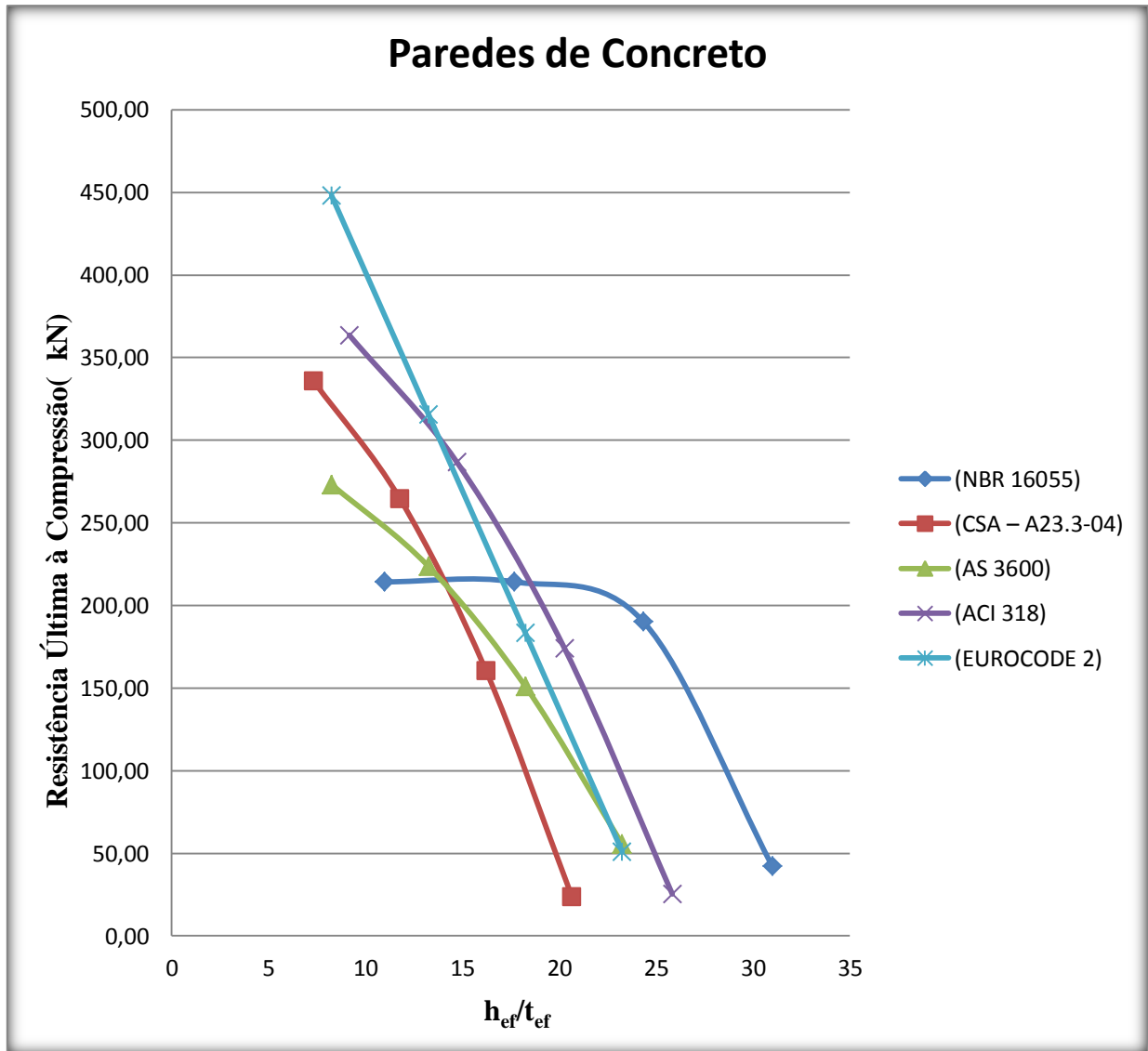


Figura 2-15: Resistência à compressão para paredes de concreto.

Para as paredes com altura de 2,79 m, altura usual em edifícios residenciais, os valores obtidos para a resistência à compressão de projeto para paredes de alvenaria, para as normas brasileira e americana foram respectivamente, 136 kN e 124 kN, valores estes maiores que os de paredes de concreto moldadas *in loco*, que são respectivamente, 42 kN e 25 kN, também considerando-se a normalização brasileira e americana.

Esse resultado causa estranheza pelo fato de uma parede de concreto ser aparentemente mais resistente que uma parede de alvenaria. Observa-se que as curvas de resistência a compressão indicam valores que são reduzidos conforme aumenta-se a esbeltez.

As figuras a seguir apresentam os gráficos de cargas resistentes tanto para paredes de alvenaria quanto de concreto, separados por cada norma utilizada comparação.

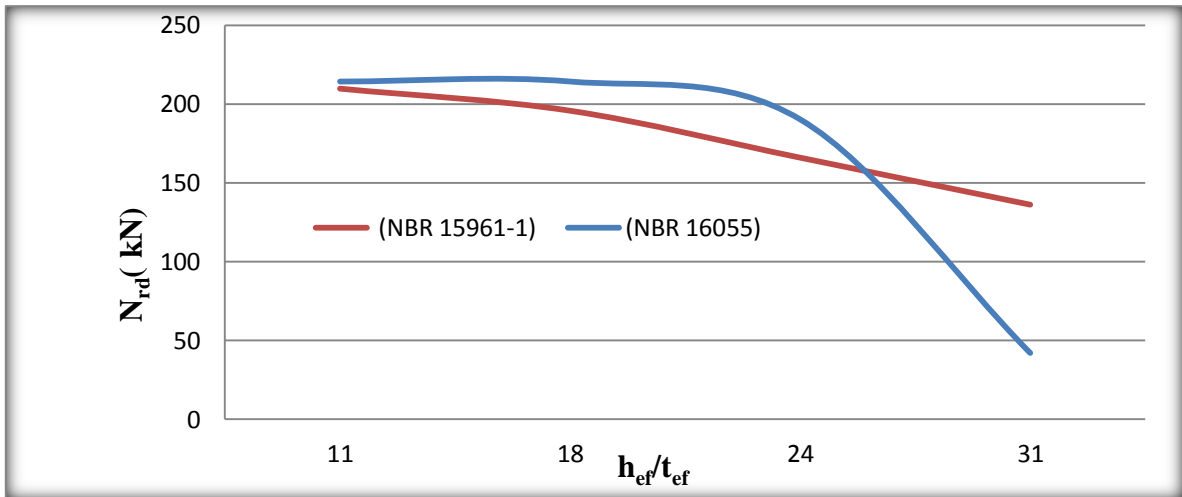


Figura 2-16: Paredes de alvenaria x concreto (NBR).

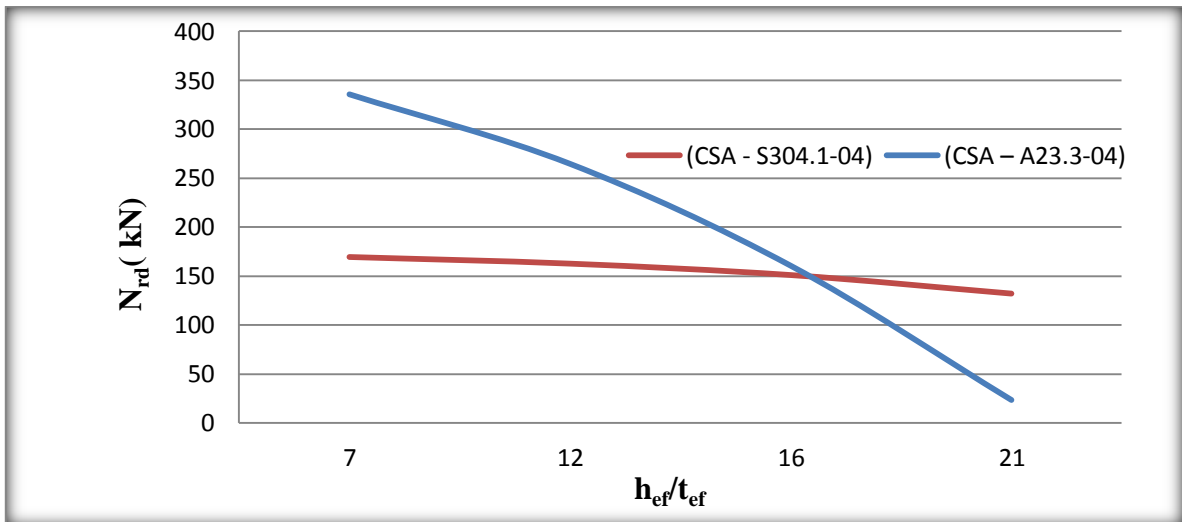


Figura 2-17: Paredes de alvenaria x concreto (CSA).

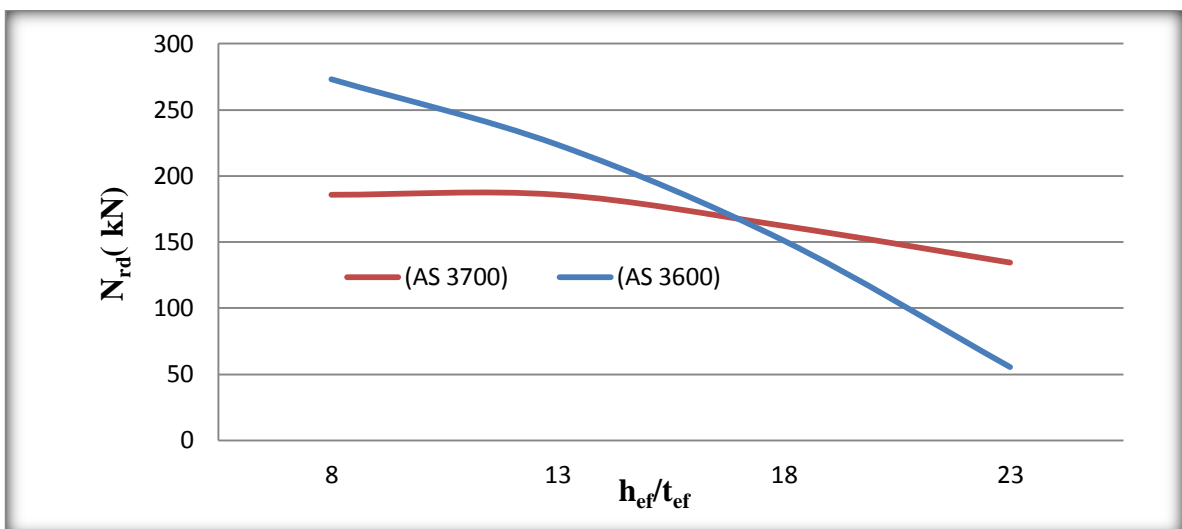


Figura 2-18: Paredes de alvenaria x concreto (AS).

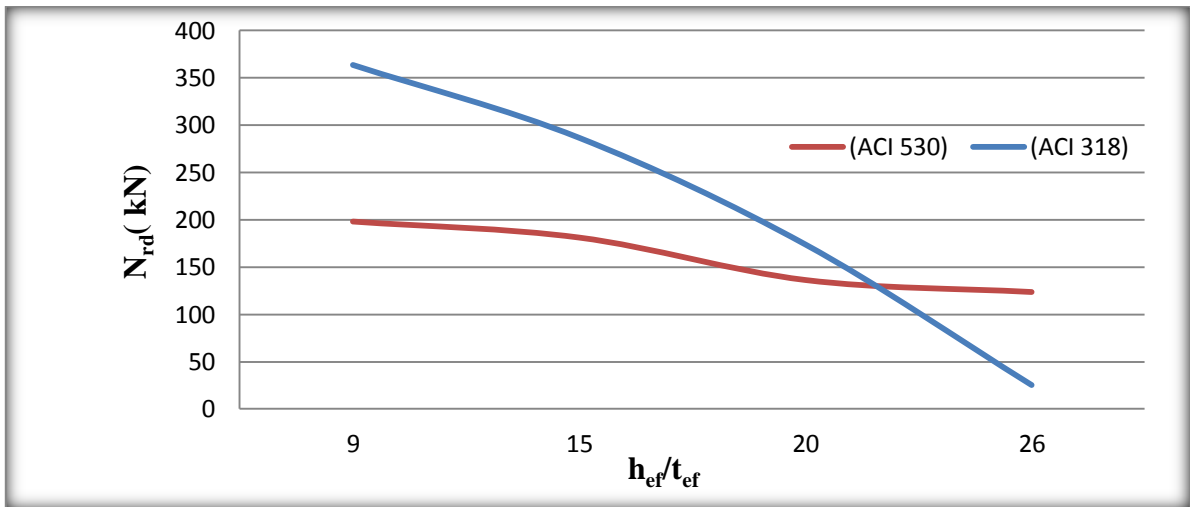


Figura 2-19: Paredes de alvenaria x concreto (ACI).

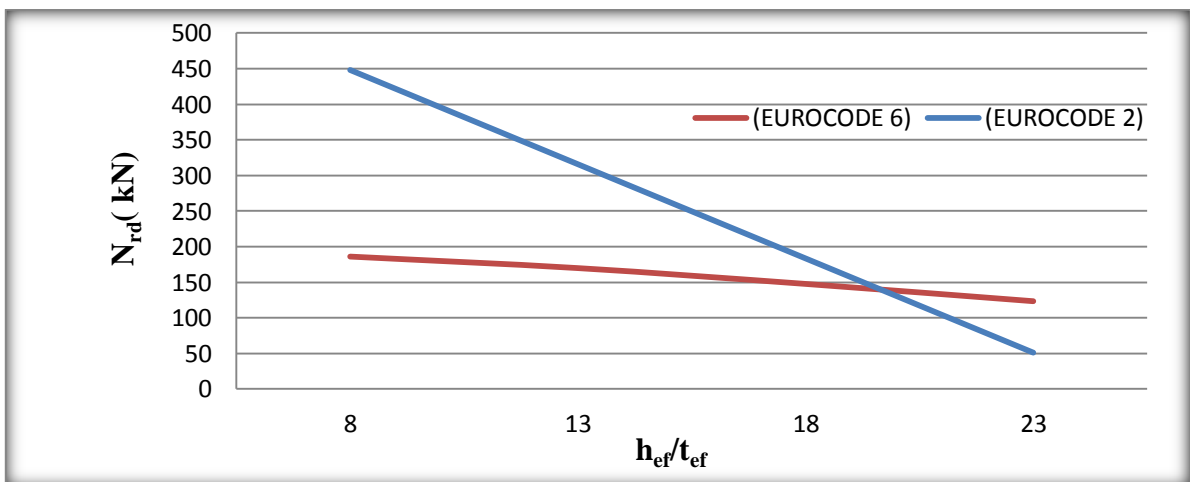


Figura 2-20: Paredes de alvenaria x concreto (Eurocode).

Observa-se que em todas as normas as paredes de baixa altura, têm a maior diferença entre os resultados de resistência a compressão para os dois tipos de materiais utilizados, pois sempre as paredes de concreto mais baixas têm muito mais resistência que as paredes baixas de alvenaria, porém quanto ao resultado da parede de 2,79 m, nota-se que os resultados são próximos, suas as paredes de alvenaria resistem mais a compressão que as paredes de concreto.



# 3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

O programa experimental inclui realização de ensaios de paredes sujeitas à compressão simples, com instrumentação para a medida das deformações axiais e dos deslocamentos laterais em diferentes pontos ao longo da altura.

Foram ensaiadas paredes de blocos de concreto e cerâmicos com 1,0 m de altura (5 fiadas) e 2,80 m de altura (14 fiadas). Para o caso das paredes de 2,80 m de altura foram realizados ensaios em 3 exemplares sem armadura e 3 exemplares de paredes armadas para cada tipo de bloco. Já para o caso das paredes de 1,0 m de altura apenas 3 exemplares de cada tipo de bloco sem armadura foram ensaiadas. Sendo assim o programa experimental é composto por 18 ensaios de paredes. A Tabela 3-1 apresenta um resumo do programa experimental realizado.

**Tabela 3-1: Ensaios do programa experimental**

Bloco	Altura	Armadura	Quantidade
Cerâmico	1,00 m	Não	3
Concreto	1,00 m	Não	3
Cerâmico	2,80 m	Não	3
Concreto	2,80 m	Não	3
Cerâmico	2,80 m	Sim	3
Concreto	2,80 m	Sim	3

Os ensaios foram realizados em dois laboratórios da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), que são: Laboratório de Sistema Estrutural (LSE) e Núcleo de Estudo e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto (NetPre). Além desses foi realizada uma série de ensaios para caracterização da alvenaria. Os ensaios de caracterização estão detalhados no Tabela 3-2.

**Tabela 3-2: Procedimentos utilizados na caracterização do bloco e parede**

	Ensaio	Procedimento
BLOCO	Especificação	NBR 13270-3/2005
	Resistência a Compressão	NBR 13270-3/2005
PAREDE	Resistência de Prisma	NBR 15961-2/2011
ARGAMASSA	Caracterização	Utilizados resultados de caracterização prévia realizada no LSE

Os ensaios de compressão dos prismas de alvenaria foram executados segundo a NBR 15961-2:2011. Essa mesma norma designa o prisma como o principal parâmetro de especificação e controle dos materiais empregados na alvenaria.





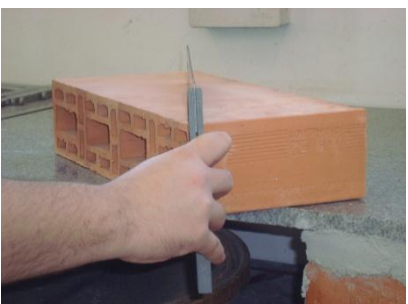

### **3.1. Ensaio de caracterização dos materiais**

Foi realizada uma extensa caracterização dos materiais utilizados no programa experimental, cujo detalhamento dessa primeira etapa dos experimentos está relatado a seguir.

#### **3.1.1. Ensaio dimensionais**

Para os ensaios dimensionais dos blocos cerâmicos foi utilizado o procedimento proposto na NBR 15270-2/2005, no qual a amostra de blocos que devem ser conferidos é de 13 blocos, com isso foram selecionados 13 blocos aleatórios no lote de blocos cerâmicos. As Figura 3-1 a Figura 3-6, da Tabela 3-3, ilustram como foram realizadas as devidas medições.

**Tabela 3-3: Ensaio dimensional de blocos cerâmicos**

<b>Ensaio dimensionais</b>		
		
<b>Figura 3-1: Comprimento.</b>	<b>Figura 3-2: Largura.</b>	<b>Figura 3-3: Altura.</b>
		
<b>Figura 3-4: Desvio em relação ao esquadro.</b>	<b>Figura 3-5: Planeza.</b>	<b>Figura 3-6: Paredes.</b>

A Tabela 3-4 apresenta as tolerâncias para cada medida dimensional apresentada pela NBR 15270-2/2005.

**Tabela 3-4: Tolerâncias para o ensaio dimensional para bloco cerâmico**

Dimensão	Tolerância			
Comprimento	Individual= ± 5 mm		Média =± 3 mm	
	395	385	393	387
Largura	Individual= ± 5 mm		Média =± 3 mm	
	95	85	93	87
Altura	Individual= ± 5 mm		Média =± 3 mm	
	195	185	193	187
Desvio em relação ao esquadro	Máximo ≤ 3 mm			
Planeza das faces	Máximo ≤ 3 mm			
Espessura mínima das paredes	Internas ≥ 7 mm			
	Externas ≥ 8 mm			

A Tabela 3-5 apresenta os resultados das medidas na amostra analisada, em mm.







**Tabela 3-5: Resultados do ensaio dimensional para bloco cerâmico**

Dimensão	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	Média
Comprimento	390	389	389	389	389	389	390	389	390	390	390	390	390	<b>389,54</b>
Largura	90	89,5	89,5	90	90	90	90	89,5	90	90	90	90	90	<b>89,88</b>
Altura	189	187,5	187,5	189	189,5	189	189	188,5	188,5	189	188	188,5	188,5	<b>188,58</b>
Desvio ao esquadro	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1	1	<b>1,15</b>
Planeza das faces	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1	1	<b>1,15</b>
Paredes internas	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	<b>7</b>
Paredes externas	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	<b>8</b>

Observa-se que tanto o valor individual quanto a média os resultados na análise dimensional realizada nos blocos cerâmicos foi satisfatória, atendendo-se todos os limites especificados pela NBR 15270-2/2005. As medidas das espessuras das paredes internas e externas são indicadas na Tabela 3-5. Nenhum valor obtido foi menor que os especificados, por isso os resultados foram apresentados como constantes.

Para os ensaios dimensionais dos blocos de concreto foi utilizado o procedimento proposto na NBR 7173, onde a amostra de blocos que devem ser conferidos é de 10 blocos, com isso foram selecionados 10 blocos aleatórios no lote de blocos concreto. A Tabela 3-6 apresenta os ensaios realizados nos blocos de concreto.

**Tabela 3-6: Ensaio dimensional de blocos de concreto**

<b>Ensaio dimensionais</b>		
		
<b>Figura 3-7: Comprimento.</b>	<b>Figura 3-8: Largura.</b>	<b>Figura 3-9: Altura.</b>
		
<b>Figura 3-10: Espessura (a).</b>	<b>Figura 3-11: Espessura (b).</b>	<b>Figura 3-12: Espessura (c).</b>

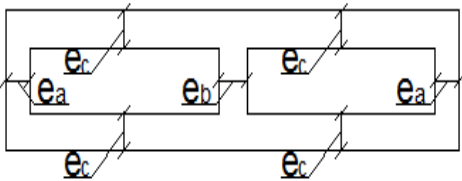
A Tabela 3-7 apresenta os limites para dimensões dos blocos fornecidos pela NBR 7173.

**Tabela 3-7: Tolerâncias para ensaio dimensional para bloco de concreto**

<b>Dimensão</b>	<b>Tolerância</b>	
<b>Comprimento</b>	Individual= $\pm 5$ mm	
	395	388
<b>Largura</b>	Individual= $\pm 5$ mm	
	95	88
<b>Altura</b>	Individual= $\pm 5$ mm	
	195	188
<b>Espessura das paredes</b>	$e \geq 15$ mm	

**Tabela 3-8: Resultados do ensaio dimensional para bloco de concreto**

Dimensão	Superior	Inferior	Média
<b>Comprimento</b>	389,7	390	389,9
<b>Largura</b>	88,0	88,7	88,4
<b>Altura</b>	190,0	189,3	189,7
<b>e (a)</b>	18,0	22,8	20,4
<b>e (b)</b>	18,3	30,7	24,5
<b>e (c)</b>	17,4	29,3	23,4



**Figura 3-13: Dimensões**

A Figura 3-13 apresenta uma seção do bloco de concreto com as notações adotadas para as espessuras de paredes, os resultados apresentados tratam das médias da amostra analisada, a coluna superior e inferior se representam as duas faces do bloco já que têm as paredes com espessuras diferentes, a coluna média representa a média das medidas na face superior e inferior do bloco. Quanto aos resultados nota-se que todas as dimensões estão de acordo com os limites especificados na Tabela 3-7.

### 3.1.2. Determinação do traço

Para determinação dos traços em peso (kg) de material foi necessário obter a densidade de cada material utilizado para argamassa e graute.

Para o ensaio foi utilizado um recipiente cilíndrico de 1275 cm<sup>3</sup> de volume. Uma amostra de aproximadamente três vezes o volume do recipiente foi separada.

O recipiente foi preenchido até a borda e rasado com uma espátula em movimentos de vai e vem com uma inclinação de 45°, garantido que a superfície ficasse perfeitamente plana. Com o recipiente preenchido e rasado, foi realizada sua pesagem e anotada sua massa. O procedimento foi realizado por três vezes. Com os valores obtidos foi calculada a média aritmética das massas. Essa média foi dividida pelo volume do recipiente, e então encontrada a massa específica média de cada material; os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 3-9.

**Tabela 3-9: Densidade dos materiais**

Material	Massa específica kg/m <sup>3</sup>
<b>Cimento CP II Z 32</b>	1.123
<b>Cal hidratada</b>	600
<b>Areia fina</b>	1450
<b>Areia grossa</b>	1.590
<b>Água</b>	1.000
<b>Pedrisco</b>	1419
<b>Aditivo</b>	1.300

Os traços em volume de argamassa e graute foram os seguintes (Tabela 3-10):

**Tabela 3-10: Traços em volume**

<b>Argamassa para prismas de blocos cerâmicos</b>	<b>1,0 : 2,5 : 4,0 – a/c : 1,5</b>
<b>Argamassa prismas de blocos de concreto, paredes h=1,0 m e paredes h=2,80 m</b>	1,0 : 2,0 : 2,5 – a/c : 0,95
<b>Graute</b>	1,0 : 0,1 : 1,4 : 1,6 – a/c : 0,60 1,5 % Aditivo

A partir da massa específica e da proporção em volume de cada material é possível obter os traços em peso para dosar a argamassa e graute em laboratório pesando cada material em balança. Abaixo segue as tabelas mostrando os dados de cada traço em peso utilizados neste trabalho.

**Tabela 3-11: Traço argamassa de prismas blocos de concreto, paredes h=1,0 m e paredes h=2,80m**

Material	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	Traço volume	Traço Peso	Quantidade (kg)	a/c
<b>Cimento CP II Z 32</b>	1122,767	1,000	1,000	5,000	1
<b>Cal Hidratada</b>	600,000	2,000	1,069	5,344	
<b>Areia</b>	1449,670	2,500	3,228	16,139	
<b>Água</b>	1000,000			4,770	

**Tabela 3-12: Traço para argamassa de prismas de blocos cerâmicos**

Material	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	Traço volume	Traço Peso	Quantidade (kg)	a/c
<b>Cimento CP II Z 32</b>	1122,767	1,000	1,000	3,500	1,5
<b>Cal Hidratada</b>	600,000	2,500	1,336	4,676	
<b>Areia</b>	1449,670	4,000	5,661	19,815	
<b>Água</b>	1000,000			5,250	

**Tabela 3-13: Traço para graute**

Material	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	Traço volume	Traço Peso	Quantidade (kg)	a/c
<b>Cimento CP II Z 32</b>	1122,77	1,000	1,000	15,00	0,6
<b>Cal Hidratada</b>	640	0,100	0,057	0,86	
<b>Areia</b>	1589,08	1,400	1,981	29,72	
<b>Brita</b>	1419,09	1,600	2,022	30,33	
<b>Água</b>	1000	–	–	9,00	
<b>Aditivo</b>	1300,00	0,015	0,017	0,26	

### 3.1.3. Argamassa

Para analisar a resistência da argamassa foi retirado os corpos de prova prismáticos como mostra a Figura 3-14. O dispositivo apresentado abaixo deve ser preenchido até metade com argamassa, e devem ser aplicados 30 golpes em um equipamento padronizado, Figura 3-15, posterior a isso o dispositivo deve ser todo preenchido e aplicado mais 30 golpes.

O excesso de argamassa deve ser retirado e os corpos de prova devem ser mantidos em ambiente climatizado para cura por 28 dias.



**Figura 3-14: Corpo de prova prismático.**



**Figura 3-15: Sala climatizada.**

Os corpos de prova prismáticos eram ensaiados a flexão, sendo assim 3 exemplares, a partir da sua ruptura era aproveitada cada metade do corpo de prova para realizar o ensaio a compressão da argamassa, que é realizado com corpos de prova cúbicos, como mostram as Figura 3-16 e Figura 3-17.



**Figura 3-16: Ensaio a flexão de argamassa.**



**Figura 3-17: Ensaio a compressão de argamassa.**

### 3.1.3.1. Argamassa de prismas de blocos de concreto

Os resultados obtidos tanto para flexão quanto para compressão da argamassa utilizadas na confecção dos prismas de blocos de concreto estão apresentados na Tabela 3-14

**Tabela 3-14: Argamassa prismas de concreto**

Argamassa de prismas de blocos de concreto			
Flexão (MPa)		Compressão (MPa)	
<b>CPI</b>	1,89	<b>CPI</b>	7,69
<b>CPII</b>	2,36	<b>CPII</b>	6,71
<b>CPIII</b>	2,16	<b>CPIII</b>	7
		<b>CPIV</b>	7,49
		<b>CPV</b>	6,79
		<b>CPVI</b>	6,9
<b>F<sub>am</sub></b>	<b>2,14</b>	<b>F<sub>am</sub></b>	<b>7,10</b>
<b>S</b>	<b>0,24</b>	<b>S</b>	<b>0,40</b>
<b>CV</b>	<b>11,04%</b>	<b>CV</b>	<b>5,63%</b>

Sendo assim o valor considerado de resistência a compressão dessa argamassa é de 7,10 MPa.

*3.1.3.2. Argamassa de prismas de blocos cerâmicos*

Os resultados obtidos tanto para flexão quanto para compressão da argamassa utilizadas na confecção dos prismas de blocos cerâmicos estão apresentados na Tabela 3-15.

**Tabela 3-15: Argamassa prismas cerâmico**

<b>Argamassa de prismas de blocos cerâmicos</b>			
<b>Flexão (MPa)</b>		<b>Compressão (MPa)</b>	
<b>CPI</b>	0,81	<b>CPI</b>	5,04
<b>CPII</b>	0,9	<b>CPII</b>	4,4
<b>CPIII</b>	1,14	<b>CPIII</b>	4,75
		<b>CPIV</b>	4,32
		<b>CPV</b>	5,74
		<b>CPVI</b>	5,33
<b>F<sub>am</sub></b>	<b>0,95</b>	<b>F<sub>am</sub></b>	<b>4,93</b>
<b>S</b>	<b>0,17</b>	<b>S</b>	<b>0,55</b>
<b>CV</b>	<b>17,96%</b>	<b>CV</b>	<b>11,16%</b>

Sendo assim o valor considerado de resistência a compressão desta argamassa é de 4,93 MPa.

*3.1.3.3. Argamassa de paredes de h=1,0 m*

Os resultados obtidos tanto para flexão quanto para compressão da argamassa utilizadas na confecção das paredes de altura de 1,0 m tanto para blocos de concreto quanto cerâmicos, estão apresentados na Tabela 3-16.

**Tabela 3-16: Argamassa para paredes de h=1,0 m**

<b>Argamassa de paredes de blocos de concreto (h=1,0 m)</b>			
<b>Flexão (MPa)</b>		<b>Compressão (MPa)</b>	
<b>CPI</b>	1,91	<b>CPI</b>	9,11
<b>CPII</b>	2,52	<b>CPII</b>	6,08
<b>CPIII</b>	1,11	<b>CPIII</b>	6,25
		<b>CPIV</b>	6,24
		<b>CPV</b>	6,59
		<b>CPVI</b>	7,11
<b>F<sub>am</sub></b>	<b>1,85</b>	<b>F<sub>am</sub></b>	<b>6,90</b>
<b>S</b>	<b>0,71</b>	<b>S</b>	<b>1,14</b>
<b>CV</b>	<b>38,29%</b>	<b>CV</b>	<b>16,60%</b>



Sendo assim o valor considerado de resistência à compressão desta argamassa é de 6,90 MPa.

**3.1.3.4. Argamassa de paredes de blocos de concreto (h=2,80 m)**

Os resultados obtidos, tanto para flexão quanto para compressão da argamassa utilizadas na confecção da primeira metade (da 1ª a 7ª fiada) das paredes de blocos de concreto, estão apresentados na Tabela 3-17.

**Tabela 3-17: Argamassa paredes h=2,80 m (7ª fiada)**

<b>Argamassa de paredes de blocos de concreto (h=2,80 m) -até 7ª Fiada</b>			
<b>Flexão (MPa)</b>		<b>Compressão (MPa)</b>	
<b>CPI</b>	3,09	<b>CPI</b>	6,85
<b>CPII</b>	2,88	<b>CPII</b>	6,42
<b>CPIII</b>	2,47	<b>CPIII</b>	6,46
		<b>CPIV</b>	7,14
		<b>CPV</b>	7,5
		<b>CPVI</b>	7,65
<b>f<sub>a</sub></b>	<b>2,81</b>	<b>f<sub>a</sub></b>	<b>7,00</b>
<b>S</b>	<b>0,32</b>	<b>S</b>	<b>0,52</b>
<b>CV</b>	<b>11,21%</b>	<b>CV</b>	<b>7,40%</b>

Sendo assim o valor considerado de resistência à compressão desta argamassa é de 7,00 MPa, já para a segunda metade (da 7ª a 14ª fiada) estão apresentados na Tabela 3-18.

**Tabela 3-18: Argamassa paredes h=2,80 m (14ª fiada)**

<b>Argamassa de paredes de blocos de concreto (h=2,80 m) -até 14ª Fiada</b>			
<b>Flexão (MPa)</b>		<b>Compressão (MPa)</b>	
<b>CPI</b>	2,17	<b>CPI</b>	6,01
<b>CPII</b>	2,9	<b>CPII</b>	6,2
<b>CPIII</b>	2,86	<b>CPIII</b>	6,89
		<b>CPIV</b>	6,53
		<b>CPV</b>	5,88
		<b>CPVI</b>	6,13
<b>F<sub>am</sub></b>	<b>2,64</b>	<b>F<sub>am</sub></b>	<b>6,27</b>
<b>S</b>	<b>0,41</b>	<b>S</b>	<b>0,37</b>
<b>CV</b>	<b>15,53%</b>	<b>CV</b>	<b>5,95%</b>

Sendo assim o valor considerado de resistência à compressão desta argamassa é de 6,27 MPa

3.1.3.5. Argamassa de paredes de blocos cerâmicos ( $h=2,80\text{ m}$ )

Os resultados obtidos, tanto para flexão quanto para compressão da argamassa utilizadas na confecção da primeira metade (da 1ª a 7ª fiada) das paredes de blocos cerâmicos, estão apresentados na Tabela 3-19.

**Tabela 3-19: Argamassa paredes  $h=2,80\text{ m}$  (7ª fiada)**

<b>Argamassa de paredes de blocos cerâmicos (<math>h=2,80\text{ m}</math>) -até 7ª Fiada</b>			
<b>Flexão (MPa)</b>		<b>Compressão (MPa)</b>	
<b>CPI</b>	2,58	<b>CPI</b>	6,62
<b>CPII</b>	3,23	<b>CPII</b>	6,73
<b>CPIII</b>	2,63	<b>CPIII</b>	5,79
		<b>CPIV</b>	6,14
		<b>CPV</b>	6,14
		<b>CPVI</b>	5,92
<b>F<sub>am</sub></b>	<b>2,81</b>	<b>F<sub>am</sub></b>	<b>6,22</b>
<b>S</b>	<b>0,36</b>	<b>S</b>	<b>0,38</b>
<b>CV</b>	<b>12,86%</b>	<b>CV</b>	<b>6,05%</b>

Sendo assim o valor considerado de resistência à compressão desta argamassa é de 6,22 MPa, já para a segunda metade (da 7ª a 14ª fiada), estão apresentados na Tabela 3-20.

**Tabela 3-20: Argamassa paredes  $h=2,80\text{ m}$  (14ª fiada)**

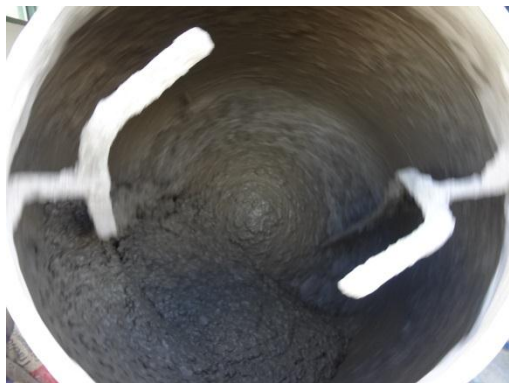
<b>Argamassa de paredes de blocos cerâmicos (<math>h=2,80\text{ m}</math>) -até 14ª Fiada</b>			
<b>Flexão (MPa)</b>		<b>Compressão (MPa)</b>	
<b>CPI</b>	2,93	<b>CPI</b>	6,75
<b>CPII</b>	2,71	<b>CPII</b>	6,7
<b>CPIII</b>	2,95	<b>CPIII</b>	6,82
		<b>CPIV</b>	6,71
		<b>CPV</b>	7,34
		<b>CPVI</b>	6,28
<b>F<sub>am</sub></b>	<b>2,86</b>	<b>F<sub>am</sub></b>	<b>6,77</b>
<b>S</b>	<b>0,13</b>	<b>S</b>	<b>0,34</b>
<b>CV</b>	<b>4,65%</b>	<b>CV</b>	<b>5,02%</b>

Sendo assim o valor considerado de resistência a compressão desta argamassa é de 6,77 MPa

**3.1.4. Graute**

A Figura 3-18 apresenta o graute sendo misturado na betoneira. Posterior a sua mistura realizou-se ensaio conhecido como “Slumptest”, que por meio de um cone padronizado, Figura 3-19, se preenche esse cone em três camadas realizando o

adensamento de cada camada com a haste de socamento descrita na NBR 5738. Para o adensamento deve-se dar 25 golpes por camada até o preenchimento completo do cone. Posteriormente o cone é levantado e o graute é espalhado em uma placa de aço, a medida do topo do cone até o topo do graute esparramado é o valor do slump, como mostra a Figura 3-20.



**Figura 3-18: Mistura de graute.**



**Figura 3-19: Slumptest.**



**Figura 3-20: Medição do slump.**



**Figura 3-21: Corpo de prova cilíndrico de graute.**

O resultado obtido se slump estão apresentados na Tabela 3-21.

**Tabela 3-21: Slump para graute**

Local de aplicação	Slump (cm)
Prismas de blocos de concreto	24
Prismas de blocos cerâmicos	23
Paredes de blocos de concreto (h=2,80 m) - até 7ª Fiada	25
Paredes de blocos de concreto (h=2,80 m) - até 14ª Fiada	24
Paredes de blocos cerâmicos (h=2,80 m) - até 7ª Fiada	25
Paredes de blocos cerâmicos (h=2,80 m) - até 14ª Fiada	23

O ideal para graute é um slump mais alto que o de concreto, entre 20 à 25 cm, já que o fator água cimento do graute é elevada, pois a absorção de água pelos blocos é elevada. (DRYSDALE *et al.*, 2002).

*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Análise Experimental*

A Figura 3-21 apresenta a modelagem dos corpos de prova cilíndricos de graute, que foram ensaiados com 28 dias, foram moldados 12 corpos de prova de graute, para cada etapa de grauteamento, que foram desmoldados após 24 horas e deixados em ambiente climatizado e totalmente submerso para realizar a cura adequada dos corpos de prova. Os corpos de prova são preenchidos em três camadas com adensamento de 12 golpes por camada o ensaio a compressão simples dos mesmos seguiram as prescrições da NBR 5739.

A Figura 3-22 apresenta o corpo de prova cilíndrico de graute pronto para ser ensaiado no equipamento. A Figura 3-23 apresenta o mesmo corpo de prova após o ensaio. Os resultados obtidos de cada aplicação estão detalhados a seguir.



**Figura 3-22: Corpo de prova de graute. Figura 3-23: Compressão de graute.**

*3.1.4.1. Graute de prismas de blocos de concreto*

Os resultados obtidos para compressão da argamassa utilizadas na confecção dos prismas de blocos de concreto estão apresentados na Tabela 3-22.

**Tabela 3-22: Graute para prismas de concreto**

<b>Graute de prismas de blocos de concreto</b>	
<b>Compressão (MPa)</b>	
<b>CPI</b>	27,07
<b>CPII</b>	28,12
<b>CPIII</b>	26,45
<b>CPIV</b>	23,09
<b>CPV</b>	22,29
<b>CPVI</b>	23,49
<b>F<sub>gm</sub></b>	<b>25,09</b>
<b>S</b>	<b>2,42</b>
<b>CV</b>	<b>9,66%</b>
<b>F<sub>gk</sub></b>	<b>21,32</b>

*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Análise Experimental*

Sendo assim o valor considerado de resistência média à compressão deste graute é de 25,09 MPa, já o seu valor característico é 21,32 MPa

**3.1.4.2. Graute de prismas de blocos cerâmicos**

Os resultados obtidos para compressão da argamassa utilizadas na confecção dos prismas de blocos cerâmicos estão apresentados na Tabela 3-22.

**Tabela 3-23: Graute para prismas cerâmicos**

<b>Graute de prismas de blocos cerâmicos</b>	
<b>Compressão (MPa)</b>	
<b>CPI</b>	27,45
<b>CPII</b>	25,96
<b>CPIII</b>	24,25
<b>CPIV</b>	25,84
<b>CPV</b>	26
<b>CPVI</b>	26,1
<b>F<sub>gm</sub></b>	<b>25,93</b>
<b>S</b>	<b>1,02</b>
<b>CV</b>	<b>3,92%</b>
<b>F<sub>gk</sub></b>	<b>22,04</b>

Sendo assim o valor considerado de resistência média a compressão deste graute é de 25,93 MPa, já o seu valor característico é 22,04 Mpa

**3.1.4.3. Graute de paredes de blocos de concreto (h=2,80 m)**

Os resultados obtidos para compressão do graute utilizado na confecção da primeira metade (da 1ª a 7ª fiada) das paredes de blocos de concreto estão apresentados na Tabela 3-24.

**Tabela 3-24: Graute para paredes h=2,80 m (7ª Fiada)**

<b>Graute de paredes de blocos de concreto (h=2,80 m) -até 7ª Fiada</b>	
<b>Compressão (MPa)</b>	
<b>CPI</b>	31,2
<b>CPII</b>	31,69
<b>CPIII</b>	33,6
<b>CPIV</b>	34,38
<b>CPV</b>	36,03
<b>CPVI</b>	29,78
<b>F<sub>gm</sub></b>	<b>32,78</b>
<b>S</b>	<b>2,30</b>
<b>CV</b>	<b>7,02%</b>
<b>F<sub>gk</sub></b>	<b>27,86</b>

Sendo assim o valor considerado de resistência média a compressão deste graute é de 32,78 MPa, já o seu valor característico é 27,86 MPa, já para a segunda metade (da 7ª a 14ª fiada), estão apresentados na Tabela 3-25.

**Tabela 3-25: Graute para paredes h=2,80 m (14ª Fiada)**

<b>Graute de paredes de blocos de concreto (h=2,80 m) -até 14ª Fiada</b>	
<b>Compressão (MPa)</b>	
<b>CPI</b>	29,64
<b>CPII</b>	29,57
<b>CPIII</b>	25,17
<b>CPIV</b>	25,51
<b>CPV</b>	29,46
<b>CPVI</b>	24,65
<b>F<sub>gm</sub></b>	<b>27,33</b>
<b>S</b>	<b>2,45</b>
<b>CV</b>	<b>8,97%</b>
<b>F<sub>gk</sub></b>	<b>23,23</b>

Sendo assim o valor considerado de resistência média a compressão deste graute é de 27,33 MPa, já o seu valor característico é 23,23 MPa

**3.1.4.4. Graute de paredes de blocos cerâmicos (h=2,80 m)**

Os resultados obtidos para compressão do graute utilizado na confecção da primeira metade (da 1ª a 7ª fiada) das paredes de blocos de concreto estão apresentados na Tabela 3-26.

**Tabela 3-26: Graute para paredes h=2,80 m (7ª Fiada)**

<b>Graute de paredes de blocos cerâmicos (h=2,80 m) - até 7ª Fiada</b>	
<b>Compressão (MPa)</b>	
<b>CPI</b>	31,44
<b>CPII</b>	30,65
<b>CPIII</b>	35,45
<b>CPIV</b>	30,63
<b>CPV</b>	30,11
<b>CPVI</b>	29,43
<b>F<sub>gm</sub></b>	<b>31,29</b>
<b>S</b>	<b>2,15</b>
<b>CV</b>	<b>6,86%</b>
<b>F<sub>gk</sub></b>	<b>26,59</b>

Sendo assim o valor considerado de resistência média a compressão deste graute é de 31,29 MPa, já o seu valor característico é 26,59 MPa, já para a segunda metade (da 7ª a 14ª fiada), estão apresentados na Tabela 3-27.

**Tabela 3-27: Graute para paredes h=2,80 m (14ª Fiada)**

<b>Graute de paredes de blocos cerâmicos (h=2,80 m) - até 14ª Fiada</b>	
<b>Compressão (Mpa)</b>	
<b>CPI</b>	24,75
<b>CPII</b>	25,36
<b>CPIII</b>	23,39
<b>CPIV</b>	24,15
<b>CPV</b>	23,71
<b>CPVI</b>	25,02
<b>F<sub>gm</sub></b>	<b>24,40</b>
<b>S</b>	<b>0,77</b>
<b>CV</b>	<b>3,17%</b>
<b>F<sub>gk</sub></b>	<b>20,74</b>

Sendo assim o valor considerado de resistência média a compressão deste graute é de 24,40 MPa, já o seu valor característico é 20,74 MPa.

### **3.1.5. Ensaio das unidades (Blocos)**

Outra etapa da caracterização são os ensaios a compressão dos blocos. A NBR 6136 prescreve a necessidade de ensaiar a compressão uma amostra de 12 blocos, sendo 6 para ensaio e 6 para contraprova; para este trabalho foram ensaiados toda a amostra de 12 blocos, tanto para cerâmico quanto de concreto, sendo 6 deles para compressão simples e 6 deles para obtenção do módulo de elasticidade.

Na preparação das faces dos blocos para os ensaios é necessário realizar o capeamento das mesmas, As Figuras de 20 a 23 apresentam o capeamento da primeira face de cada tipo de bloco; para realizar o capeamento utilizou-se uma pasta de cimento ARI (Alta resistência inicial) espalhada sobre uma bancada já nivelada, e aplicando-se o bloco diretamente na pasta de cimento, nivelando cada face do bloco com a utilização da régua com nível bolha e acertando-se o nível com a ajuda de um martelo de borracha.



**Figura 3-24: Capeamento blocos de concreto.**



**Figura 3-25: Capeamento blocos cerâmicos.**



**Figura 3-26: Martelo de borracha e nível de bolha.**



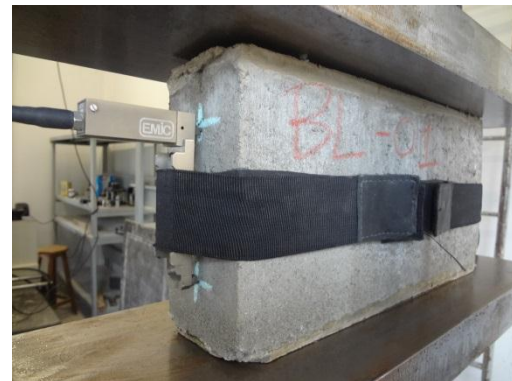
**Figura 3-27: Blocos capeados.**

A Figura 3-27 apresenta os dois tipos de blocos utilizados no trabalho (cerâmico e concreto), com ambas as faces capeadas.

Os blocos das Figura 3-28 e Figura 3-30 foram ensaiados apenas à compressão simples; já nos das Figura 3-29 e Figura 3-31 nota-se a presença das cintas de fixação dos extensômetros para obtenção do módulo de elasticidade dos blocos.



**Figura 3-28: Ensaio a compressão de bloco de concreto.**



**Figura 3-29: Ensaio de módulo de bloco de concreto.**



**Figura 3-30: Ensaio a compressão de bloco cerâmico.**



**Figura 3-31: Ensaio de módulo de bloco cerâmico.**



*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Análise Experimental*

O ensaio de compressão simples consiste apenas em aplicar carga até a ruptura do bloco, a razão da carga de ruptura pela área bruta do bloco fornece a tensão de ruptura do bloco, no caso em kN/m<sup>2</sup>, que posteriormente é transformado em MPa, unidade comercial de elementos de alvenaria estrutural.

O ensaio para módulo de elasticidade consiste em aplicar metade da carga de ruptura obtida no ensaio à compressão simples, e manter esta carga por 3 minutos, posteriormente descarrega-se o carregamento e realiza-se esse processo por mais uma vez.

Logo aplicasse 10% da carga de ruptura e mantém esta carga por 1 min, assim se acrescenta mais 10% de carga e mantém-se por 1 minuto esse carregamento esse processo se repete até que a metade da cara seja atingida novamente, em todo o processo os extensômetros medem os deslocamentos referentes a cada etapa do ensaio. Após todo processo descrito acima o bloco é ensaiado até a sua carga de ruptura.

A Tabela 20 apresenta os resultados que foram obtidos para os ensaios de resistência à compressão realizados nos blocos de concreto e nos blocos cerâmicos, onde CV representa o coeficiente de variação e  $f_{pk}$  o valor característico.

**Tabela 3-28: Resultados de ensaio de resistência à compressão**

Bloco de Concreto		Bloco Cerâmico	
Compressão (MPa)		Compressão (MPa)	
	13,02		7,3
	13,7		7,8
	14		9,41
	14,3		9,48
	15,2		10,07
	15,58		10,3
	15,78		10,47
	16,43		10,5
	16,75		10,56
	17,18		10,6
	19,3		11,16
			13,7
<b>F<sub>bm</sub></b>	<b>15,57</b>	<b>F<sub>bm</sub></b>	<b>10,11</b>
<b>S</b>	<b>1,81</b>	<b>S</b>	<b>1,21</b>
<b>CV</b>	<b>11,7%</b>	<b>CV</b>	<b>12%</b>
<b>F<sub>bk</sub></b>	<b>12,62</b>	<b>F<sub>bk</sub></b>	<b>7,32</b>

A partir dos resultados acima nota-se que a resistência característica dos blocos de concreto é 12,62 MPa, já para os blocos cerâmicos é 7,32 MPa, contra 15,57 MPa e 10,11 MPa (média) dos mesmos blocos.

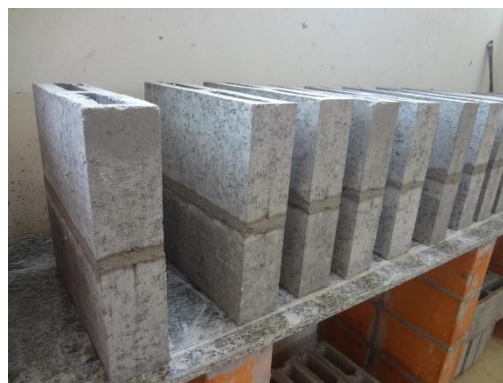
Para o módulo de deformação ( $E_p$ ) dos blocos tanto de concreto quanto cerâmicos obteve-se resultados muito elvados, portanto tai valores não serão apresentados neste trabalho.

### **3.1.6. Prismas vazados e grauteados**

A amostra dos prismas é de 12 exemplares foram ensaiados de acordo com o anexo A da NBR 15961-2. A primeira etapa é a construção dos prismas, lembrando-se que os prismas devem ser construídos com a disposição de argamassa total nos blocos. Foram todos moldados sobre as bancadas existentes no laboratório, como mostram as Figura 3-32 e Figura 3-33.



**Figura 3-32: Prismas de blocos cerâmicos.**



**Figura 3-33: Prismas de blocos de concreto.**

Para a argamassa foram utilizadas as informações já apresentadas neste trabalho, o mesmo vale para o graute; foi esperado um período de 24 horas para se encher os prismas de graute.



**Figura 3-34: Grauteamento de prismas de concreto.**



**Figura 3-35: Grauteamento de prismas cerâmicos.**

A Figura 3-34 e Figura 3-35 apresentam os prismas já grauteados. Para o grauteamento primeiramente molha-se as paredes dos furos que irão receber o graute, posteriormente os furos são preenchidos em duas camadas e adensadas com 12 golpes com a haste de socamento descrita na NBR 5738. Os furos foram protegidos para evitar a perda de água com aplicação de plástico filmes e todos os prismas ficaram protegidos em abrigo do sol e vento, e imóveis por um período maior que sete dias, conforme especificado no anexo A da NBR 15961-2.

*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Análise Experimental*

Após o tempo de imobilidade dos prismas grauteados, todos os prismas do trabalho, grauteados e não grauteados tiveram suas faces capeadas. O procedimento para capeamento foi o mesmo já descrito no item de capeamento dos blocos.



**Figura 3-36: Ensaio a compressão de prismas de concreto.**



**Figura 3-37: Ensaio de módulo de prismas de concreto.**



**Figura 3-38: Ensaio a compressão de prismas cerâmicos.**



**Figura 3-39: Ensaio de módulo de prismas cerâmicos.**

O ensaio de compressão simples consiste apenas em se aplicar carga até a ruptura do prisma. A razão da carga de ruptura pela área bruta do prisma fornece a tensão de ruptura do bloco, no caso em  $\text{kN/m}^2$ , que posteriormente é transformado em MPa, unidade comercial de elementos de alvenaria estrutural.

O ensaio para módulo de elasticidade consiste em aplicar metade da carga de ruptura obtida no ensaio a compressão simples, e manter essa carga por 3 minutos. Posteriormente descarrega-se e realiza-se esse processo por mais uma vez. Logo aplicasse 10% da carga de ruptura e mantém-se essa carga por 1 min, assim acrescenta mais 10% de carga e mantém por 1 minuto esse carregamento. Esse processo se repete até que a metade da carga seja atingida novamente; em todo o processo os extensômetro medem os deslocamentos referentes a cada etapa do ensaio. Após todo processo descrito o prisma é ensaiado até a sua carga de ruptura

Na Tabela 3-29 se encontram os resultados dos ensaios para os prismas sem graute, e na Tabela 3-30 os resultados para os prismas grauteados.

**Tabela 3-29: Resultados dos ensaios de resistência à compressão de prisma**

Prisma concreto sem graute – (MPa)		Prisma cerâmico sem graute – (MPa)	
	4,9		3,1
	5,6		3,7
	5,9		3,9
	6,6		4,4
	7,9		4,4
			4,8
<b>F<sub>pm</sub></b>	<b>6,18</b>	<b>F<sub>pm</sub></b>	<b>4,05</b>
<b>S</b>	<b>1,14</b>	<b>S</b>	<b>0,61</b>
<b>C.V.</b>	<b>18,43%</b>	<b>C.V.</b>	<b>15,04%</b>
<b>f<sub>pk</sub></b>	<b>4,26</b>	<b>f<sub>pk</sub></b>	<b>2,90</b>

**Tabela 3-30: Resultados dos ensaios resistência à compressão de prismas grauteados**

Prisma concreto grauteado – (MPa)		Prisma cerâmico grauteado – (MPa)	
	13,9		5,7
	15,5		6,7
	16,6		7
	17,1		7,3
	17,4		7,52
	17,94		
<b>F<sub>pm</sub></b>	<b>16,1</b>	<b>F<sub>pm</sub></b>	<b>6,84</b>
<b>S</b>	<b>1,43</b>	<b>S</b>	<b>0,71</b>
<b>C.V.</b>	<b>8,9%</b>	<b>C.V.</b>	<b>10,4%</b>
<b>f<sub>pk</sub></b>	<b>12,8</b>	<b>f<sub>pk</sub></b>	<b>4,90</b>

Ao final deste capítulo é apresentado um quadro de resumo com todos os resultados da caracterização com as razões consideradas mais adequadas para comparação. A Tabela 3-31 apresenta o módulo de deformação ( $E_p$ ) dos prismas sem graute tanto para blocos de concreto quanto cerâmicos, todos os gráficos dessa análise estão não anexos deste trabalho.

**Tabela 3-31: Valores de  $E_p$  para prismas sem graute**

Prisma concreto sem graute		Prisma cerâmico sem graute	
$E_p$ (GPa)		$E_p$ (GPa)	
<b>CPI</b>	–	<b>CPI</b>	3,111
<b>CPII</b>	15,32	<b>CPII</b>	2,79
<b>CPIII</b>	8,53	<b>CPIII</b>	3,10
<b>CPIV</b>	11,60	<b>CPIV</b>	3,69
<b>CPV</b>	–	<b>CPV</b>	3,277
<b>CPVI</b>	–	<b>CPVI</b>	4,994
<b><math>E_{pm}</math></b>	11,82	<b><math>E_{pm}</math></b>	3,49
<b>S</b>	3,40	<b>S</b>	0,79
<b>C.V.</b>	28,75%	<b>C.V.</b>	22,68%

Para o caso dos prismas grauteados notou-se um comportamento diferente na curva para obtenção do módulo de deformações sendo assim a análise foi realizada de maneira diferente conforme apresentada a seguir.

**Tabela 3-32: Valores de  $E_s$  para prismas com graute**

Prisma concreto com graute			Prisma cerâmico com graute		
$E_p$ (Gpa)			$E_p$ (Gpa)		
<b>CP</b>	1ª Etapa	2ª Etapa	<b>CP</b>	1ª Etapa	2ª Etapa
<b>CPI</b>	–	–	<b>CPI</b>	68,647	9,873
<b>CPII</b>	–	–	<b>CPII</b>	33,53	8,19
<b>CPIII</b>	313,98	10,30	<b>CPIII</b>	–	–
<b>CPIV</b>	481,43	7,63	<b>CPIV</b>	–	–
<b>CPV</b>	–	–	<b>CPV</b>	–	–
<b>CPVI</b>	–	–	<b>CPVI</b>	–	–
<b><math>E_{pm}</math></b>	397,70	8,96	<b><math>E_{pm}</math></b>	51,09	9,03
<b>S</b>	118,40	1,89	<b>S</b>	24,83	1,19
<b>C.V.</b>	29,77%	21,07%	<b>C.V.</b>	48,61%	13,18%

Nota-se que para o módulo dos prismas grauteados os de blocos de concreto é muito maior que o bloco cerâmico, isso se dá pelo fato de que a área do prisma de blocos de concreto grauteado ser toda a área bruta do bloco, o que não ocorre com o cerâmico. Após a primeira etapa que apresenta um módulo linear para ambos tipos de blocos, nota-se uma fase constante na tensão, e depois volta a subir até o ponto da metade de ruptura de cada corpo de prova; esta segunda etapa ambos tipos de blocos apresentam módulo semelhantes como observado na Tabela 3-32. Os gráficos para os prismas grauteados se encontram anexos a este trabalho. Para compreender o comportamento descrito a a Figura 3-40 mostra o gráfico de um prisma de blocos de concreto; notam-se bem a primeira e segunda etapas relatadas.

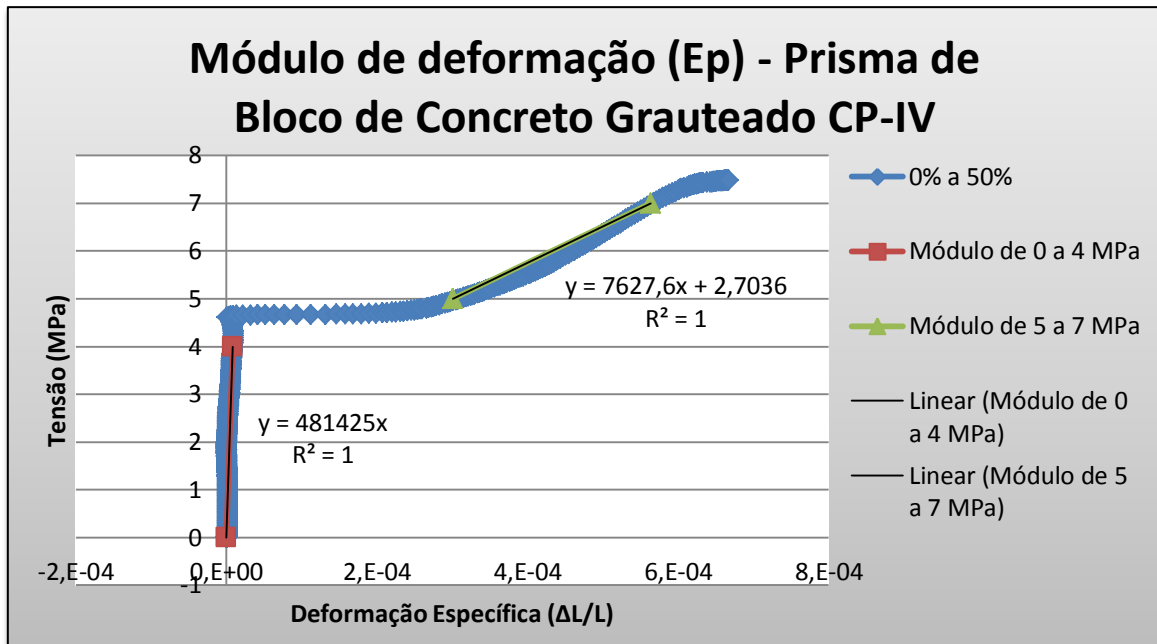


Figura 3-40: Exemplo do gráfico para módulo de prisma grauteado.

### 3.1.7. Execução das paredes $h=1,00m$

Foram moldadas 6 paredes com altura igual a 1,00 m (5 fiadas), que são:

- ✓ três paredes com blocos de concreto sem armadura;
- ✓ três paredes com blocos cerâmicos sem armadura.

Todas as paredes foram moldadas em uma base metálica, como mostram as Figura 3-41 e Figura 3-42. Para o assentamento foi utilizado argamassa total, sendo um cordão lateral aplicado com a desempenadeira e o restante preenchido com argamassa; todas as fiadas foram assentadas e niveladas com auxílio de uma régua de nível e para assentamento foi utilizado o martelo de borracha para garantir a fixação das fiadas das paredes.



Figura 3-41: Parede de 1,0 m de altura com blocos cerâmico.



Figura 3-42: Parede de 1,0 m de altura com blocos de concreto.

O sistema de transporte das paredes do ensaio está definido na Figura 3-43, onde uma chapa de aço e disposta sobre a parede e com ajuda de uma barra rosca aplicou-se

uma pequena carga de compressão nas paredes para possibilitar o seu transporte de maneira mais segura.



**Figura 3-43: Sistema de transporte.**

As paredes foram içadas por meio de um pequeno pórtico rolante existente no laboratório de sistemas estruturais (LSE). Para as paredes de blocos cerâmicos e de concreto foi utilizado o mesmo traço de argamassa que para os prismas de blocos de concreto. Antes da execução das três paredes de cada tipo de bloco foram retirados os corpos de prova prismáticos das argamassas, com o mesmo procedimento apresentado para os prismas .

#### *3.1.7.1. Execução dos ensaios das paredes $h=1,00$ m*

O esquema utilizado no ensaio foi de uma parede com apoios rotulados na base e no topo, sendo assim fez se necessário executar duas rótulas para permitir movimentos de rotação e deslocamento horizontal na parede. Para a parte inferior, foi colocada uma viga metálica perfil I apoiada sobre uma base metálica que tinha uma grande rótula (Figura 3-44), e sua a parte superior a viga era fixada a uma base metálica que tinha rótula do próprio pórtico de reação (Figura 3-45).



**Figura 3-44: Rotula inferior.**



**Figura 3-45: Rotula superior.**

A parede era transportada pelo o pórtico rolante até as proximidades da prensa, sendo posicionada manualmente até a posição de ensaio, onde foi devidamente marcada para garantir a aplicação correta da carga. As vigas superior e inferior eram fixadas com auxílio de grampos tipo C para após o ensaio não caírem.

Como capeamento em toda extensão das paredes foi utilizado uma camada de neoprene no todo topo Figura 3-47. A instrumentação utilizada nesse ensaio foi uma célula de carga (Figura 3-44) para poder obter a curva da força pelo deslocamento dos transdutores (Figura 3-46), para obter o módulo de deformação das paredes ( $E_p$ ).



**Figura 3-46: Transdutores verticais.      Figura 3-47: Capeamento com neoprene.**

A Tabela 3-33 apresenta os resultados a compressão simples das paredes de altura de 1,0 m composta por blocos de concreto; nota-se que as cargas de ruptura são muito altas da ordem de 700 kN, como os blocos são de 12,00 MPa de valor de resistência à compressão característica e a parede é baixa (robusta), a redução de resistência à compressão nestes casos é pequena e o que determina a ruptura da parede é a própria resistência do elemento (bloco).

**Tabela 3-33: Compressão simples para paredes de blocos de concreto (h=1,0m)**

<b>Paredes de blocos de concreto</b>		
<b>Amostra</b>	<b>Compressão</b>	
	<b>(kN)</b>	<b>(MPa)</b>
<b>CPI</b>	709,49	6,62
<b>CPII</b>	662,55	6,19
<b>CPIII</b>	797,20	7,44
<b>F<sub>ppm</sub></b>	<b>723,08</b>	<b>6,75</b>
<b>S</b>	<b>68,35</b>	<b>0,64</b>
<b>CV</b>	<b>9,45%</b>	<b>9,45%</b>
<b>F<sub>ppk</sub></b>		<b>5,74</b>

A Tabela 3-34 mostra os resultados a compressão das paredes de 1,0 m de altura compostas por blocos cerâmicos; nota-se que as cargas de ruptura são da ordem de 200 kN.



**Tabela 3-34: Compressão simples para paredes de blocos cerâmicos (h=1,0 m)**

<b>Paredes de blocos cerâmicos</b>		
<b>Amostra</b>	<b>Compressão</b>	
	<b>(kN)</b>	<b>(MPa)</b>
<b>CPI</b>	205,75	1,92
<b>CPII</b>	176,72	1,65
<b>CPIII</b>	333,79	3,12
<b>F<sub>ppm</sub></b>	<b>238,75</b>	<b>2,23</b>
<b>S</b>	<b>83,57</b>	<b>0,78</b>
<b>CV</b>	<b>35,00%</b>	<b>35,00%</b>
<b>F<sub>ppk</sub></b>		<b>1,65</b>

Pelo fato das pequenas paredes não serem tão suscetíveis a flambagem, por serem robustas, por meio dos transdutores verticais é possível se obter o valor do módulo de deformação dessas paredes. Por problemas no momento dos ensaios só foi possível obter o valor de módulo de uma parede de cada tipo de bloco.

Para o bloco de concreto o módulo obtido foi 9,0 GPa, e para blocos cerâmicos foi de 2,7 GPa; os gráficos para obtenção desses valores estão anexos a este trabalho.

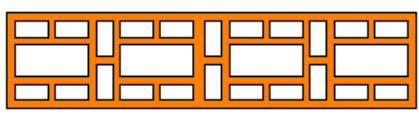
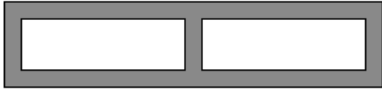
### 3.1.1. Resumo da caracterização

A fim de organizar melhor as informações apresentadas neste trabalho, este item, apresenta em forma de tabelas um resumo de todos os resultados obtidos na caracterização.

#### 3.1.1.1. Ensaios dimensionais

Desenhando-se as os blocos de acordo com as médias obtidas nas medições dos ensaios dimensionais obtém-se os valores descritos na Tabela 3-35.

**Tabela 3-35: Resumo dos ensaios dimensionais**

<b>Bloco Cerâmico</b>		<b>Bloco de concreto</b>	
			
<b>Dimensão</b>	<b>Média</b>	<b>Dimensão</b>	<b>Média</b>
<b>Comprimento (cm)</b>	38,954	<b>Comprimento (cm)</b>	38,99
<b>Largura (cm)</b>	8,988	<b>Largura (cm)</b>	8,84
<b>Altura (cm)</b>	18,858	<b>Altura (cm)</b>	18,97
<b>Área Bruta (m<sup>2</sup>)</b>	0,0351	<b>Área Bruta (m<sup>2</sup>)</b>	0,0343
<b>Área Líquida (m<sup>2</sup>)</b>	0,0159	<b>Área Líquida (m<sup>2</sup>)</b>	0,0165

*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Análise Experimental*

Nota-se os valores extraídos da área bruta e líquida dos dois tipos de blocos; tais valores foram utilizados nos cálculos de resistência (MPa) dos blocos, prismas e paredes.

*3.1.1.2. Ensaios de compressão e flexão*

Considerando-se a seguinte notação:

- ✓  $F_{bk}$  = resistência característica à compressão do bloco;
- ✓  $F_{pk}$  = resistência característica à compressão do prisma oco;
- ✓  $F_{pk}^*$  = resistência característica à compressão do prisma cheio;
- ✓  $F_{ppk}$  = resistência característica à compressão do pequena parede;
- ✓  $F_{bm}$  = resistência média à compressão do bloco;
- ✓  $F_{pm}$  = resistência média à compressão do prisma oco;
- ✓  $F_{pm}^*$  = resistência a média à compressão do prisma cheio;
- ✓  $F_{ppm}$  = resistência média à compressão do pequena parede;
- ✓  $F_{km}$  = resistência média à compressão da parede.

A Tabela 3-36 apresenta as razões entre primas / bloco, tanto oco quanto cheio e da pequena parede / bloco, para os dois tipos de blocos utilizados neste trabalho

**Tabela 3-36: Relações da caracterização**

<b>Razões</b>	<b>Concreto</b>	<b>Cerâmico</b>
$F_{pk} / F_{bk}$	0,34	0,40
$F_{pk}^* / F_{bk}$	1,01	0,67
$F_{ppk} / F_{pk}$	0,56	0,57
$F_{pm} / F_{bm}$	0,40	0,40
$F_{pm}^* / F_{bm}$	1,03	0,68
$F_{ppm} / F_{pm}$	0,55	1,09

**Tabela 3-37: Resumo da caracterização – blocos de concreto**

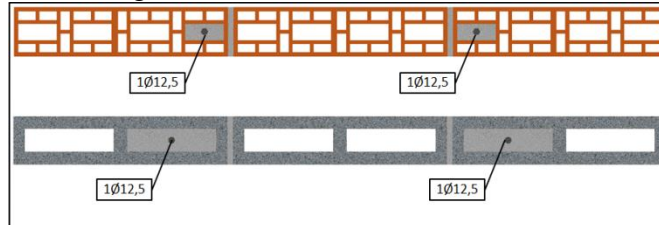
Elemento	Característico (MPa)	Média (MPa)	Ep (GPa)	Argamassa (MPa)		Graute (MPa)	
				Flexão	Compressão	Característico	Média
<b>Blocos de Concreto</b>	12,62	15,57	102,11	-	-	-	-
							
<b>Elemento</b>	<b>Característico (MPa)</b>	<b>Média (MPa)</b>	<b>Ep (GPa)</b>	<b>Argamassa (MPa)</b>		<b>Graute (MPa)</b>	
<b>Prismas de Concreto (Oco)</b>	4,26	6,18	11,82	2,14	7,10	-	-
							
<b>Elemento</b>	<b>Característico (MPa)</b>	<b>Média (MPa)</b>	<b>Ep (GPa)</b>	<b>Argamassa (MPa)</b>		<b>Graute (MPa)</b>	
<b>Prismas de Concreto (Cheio)</b>	12,8	16,1	22,65	2,14	7,10	21,32	25,09
							
<b>Elemento</b>	<b>Característico (MPa)</b>	<b>Média (MPa)</b>	<b>Ep (GPa)</b>	<b>Argamassa (MPa)</b>		<b>Graute (MPa)</b>	
<b>Paredes de Concreto (h=1,0m)</b>	5,74	6,62	9,0	1,85	6,90	-	-
							

**Tabela 3-38: Resumo da caracterização – blocos Cerâmicos**

Elemento	Característico (MPa)	Média (MPa)	Ep (GPa)	Argamassa (MPa)		Graute (MPa)	
<b>Blocos de Concreto</b>				<b>Flexão</b>	<b>Compressão</b>	<b>Característico</b>	<b>Média</b>
	7,32	10,11	35,32	-	-	-	-
Elemento	Característico (MPa)	Média (MPa)	Ep (GPa)	Argamassa (MPa)		Graute (MPa)	
<b>Prismas de Concreto (Oco)</b>				<b>Flexão</b>	<b>Compressão</b>	<b>Característico</b>	<b>Média</b>
	2,9	4,05	3,49	0,95	4,93	-	-
Elemento	Característico (MPa)	Média (MPa)	Ep (GPa)	Argamassa (MPa)		Graute (MPa)	
<b>Prismas de Concreto (Cheio)</b>				<b>Flexão</b>	<b>Compressão</b>	<b>Característico</b>	<b>Média</b>
	4,9	6,84	13,32	0,95	4,93	22,04	25,93
Elemento	Característico (MPa)	Média (MPa)	Ep (GPa)	Argamassa (MPa)		Graute (MPa)	
<b>Paredes de Concreto (h=1,0m)</b>				<b>Flexão</b>	<b>Compressão</b>	<b>Característico</b>	<b>Média</b>
	1,65	2,23	2,7	1,85	6,90	-	-

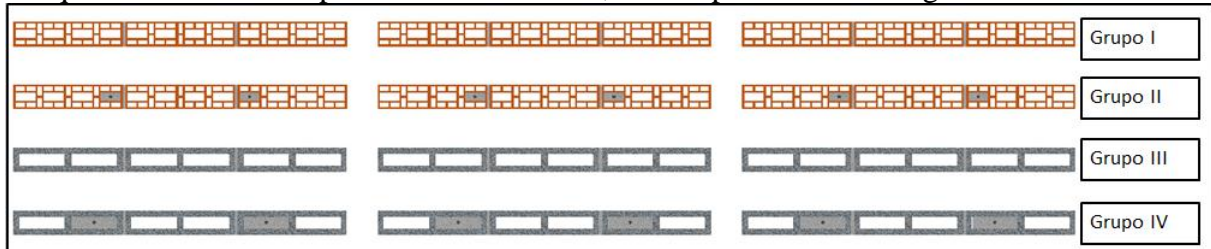
### 3.2. Ensaio de paredes esbeltas

Foram moldadas 12 paredes com altura igual a 2,80 m (14 fiadas), sendo divididas em quatro grupos: Grupo I blocos de concreto sem armadura; Grupo II blocos cerâmicos sem armadura; Grupo III blocos de concreto com armadura e Grupo IV blocos cerâmicos com armadura. Nas paredes com armadura foram utilizadas duas barras de diâmetro 12,5 mm, dispostas de acordo com a Figura 3-48.



**Figura 3-48: Armação adotada nas paredes.**

As paredes com altura igual a 2,80 m foram dispostas de acordo com seu grupo em quatro linhas de três paredes em cada linha, como apresentado na Figura 3-49.



**Figura 3-49: Disposição das paredes**

As paredes de altura igual a 2,80 m, (14 fiadas), foram realizadas em duas etapas, primeiramente foram executadas as paredes até altura de 1,40 m (7 fiadas), para cada grupo de parede, após o término da primeira etapa de todas as paredes iniciou-se o assentamento das sete fiadas restantes para completar a altura total final das paredes.



**Figura 3-50: Alinhamento das bases.**



**Figura 3-51: Detalhe do escantilhão.**

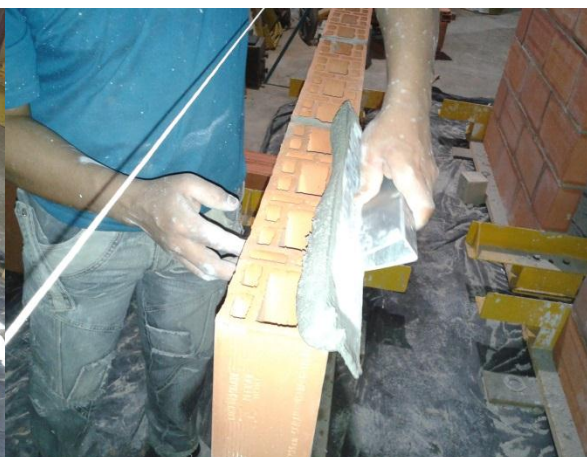
Todas as bases metálicas de apoio das paredes foram alinhadas segundo a disposição apresentada, com auxílio dos escantilhões cada base foi alinhada e com um nível de bolha foram niveladas, para que a primeira fiada de cada parede pudesse ser feita. A Figura 3-50 e Figura 3-51 apresentam o alinhamento das bases metálicas e o detalhe da linha de nylon no escantilhão

### **3.2.1. Assentamento 1ª etapa**

Para argamassa foi utilizado os traços e resistências já apresentadas anteriormente, depois de misturada era lançada na caixa, (Figura 3-52), e aplicada com a desempenadeira, como mostra a Figura 3-53. Foi utilizada argamassa total nos blocos, a Figura 3-54 trás um cordão lateral de argamassa aplicado com desempenadeira, foram aplicados cordões laterais nas duas faces dos blocos em toda extensão das paredes e posteriormente eram preenchidas as partes dos blocos que os cordões laterais não cobriam. Quando toda argamassa estava aplicada na parede o operário assentava os blocos com ajuda do martelo de borracha, como mostra a Figura 3-55.



**Figura 3-52: Caixa de argamassa.**



**Figura 3-53: Aplicação da argamassa.**



**Figura 3-54: Cordão de argamassa.**



**Figura 3-55: Utilização do martelo de borracha.**

O procedimento descrito foi utilizado para todas as paredes, tanto blocos cerâmicos quanto blocos de concreto. As figuras seguintes ilustram a evolução do assentamento de blocos em uma paredes de blocos de concreto. A Figura 3-56, mostra a parede já com 3 fiadas assentadas e a quarta fiada já marcada com a linha de nylon. A Figura 3-57 apresenta o assentamento de um bloco da quarta fiada da parede; após todas as fiadas das paredes serem assentadas era conferido o nível, como mostra a Figura 3-58 e como mostra a Figura 3-59 o prumo da parede, lembrando-se que para as paredes que tinham armadura foram deixadas nas bases aberturas para retirada do excesso de argamassa para receber o graute, como mostra a Figura 3-60.



**Figura 3-56: Parede até terceira fiada.**



**Figura 3-57: Assentamento da quarta fiada.**



**Figura 3-58: verificação de nível.**



**Figura 3-59: Verificação do prumo.**



**Figura 3-60: Abertura para retirada de argamassa de paredes grauteadas.**



**Figura 3-61: Barras de aço Ø 12,5 mm.**

As barras de aço utilizadas no trabalho estão apresentadas na Figura 3-61; apenas duas paredes de cada tipo de bloco receberam armaduras com extensômetros de 5 mm, dispostos a 1,7 m da base da parede. A Figura 3-62, apresenta as paredes de blocos de concreto até a sétima fiada e já com as barras de aço posicionadas, já a Figura 3-63 mostra todas as paredes até a metade da altura e com todas as barras posicionadas.



**Figura 3-62: Paredes de blocos de concreto, até fiada 7, com barras de aço posicionadas.**

**Figura 3-63: Todas as paredes, até fiada 7, com barras de aço posicionadas.**

### **3.2.2. Grauteamento 1ª etapa**

Com as paredes até a sétima fiada e já com as barras de aço posicionadas, foi executado o grauteamento dos furos armados das paredes para isso foi utilizado o traço de graute já apresentado neste trabalho.

Antes de se iniciar o lançamento de graute os furos recebiam água para limpeza e para que os blocos não retirassem muita água do graute prejudicando assim sua cura. O grauteamento foi executado com auxílio de um concha e de uma haste de aço para o adensamento do graute. O graute foi lançado em três etapas sendo cada etapa limitada por um terço da altura das fiadas; a cada etapa com a haste se realizava o adensamento com 12 golpes distribuídos por todo furo do bloco. A Figura 3-64 apresenta o resultado final do grauteamento de uma parede de bloco de concreto até a sétima fiada,



**Figura 3-64: Grauteamento até a sétima fiada.**



### **3.2.3. Assentamento 2ª etapa**

Os materiais e equipamentos para o assentamento da segunda etapa das paredes foi o mesmo descrito anteriormente, Por se tratar de alturas maiores de paredes para esta etapa foram montados andaimes, como mostra a Figura 3-65



**Figura 3-65: Andaime.**

**Figura 3-66: Assentamento de blocos 2ª etapa.**

A Figura 3-66 seguida da Figura 3-67 apresentam a parede já com argamassa e o operário assentando um bloco em uma parede com armadura, lembrando que os fios de ligação dos extensômetros foram passados pela junta de argamassa para permitir a ligação com o aquisitor de dados. Por fim a Figura 3-68 mostra uma parede de blocos cerâmicos pronta, sem armadura; o mesmo procedimento vale para as paredes de blocos de concreto.



**Figura 3-67: Assentamento de blocos 2ª etapa.**



**Figura 3-68: Paredes de blocos cerâmicos pronta.**

### **3.2.4. Grauteamento 2ª etapa**

Para o grauteamento da segunda etapa foram utilizados os mesmos materiais e equipamentos da primeira etapa, apenas com a necessidade dos andaimes para grautear os furos. Lembrando-se que também foram deixadas as aberturas para retirada da argamassa na oitava fiada de todas as paredes grauteada, a fim de retirar o excesso de argamassa para o grauteamento. A Figura 3-69 apresenta a abertura de uma parede de blocos de concreto, já a Figura 3-70 mostra uma parede de blocos cerâmicos, no qual nota-se a presença do fio de ligação do extensômetro.



**Figura 3-69: Abertura de retirada de argamassa em parede com blocos de concreto.**



**Figura 3-70: Abertura de retirada de argamassa em parede com blocos cerâmicos.**

Com o grauteamento da segunda etapa finalizou-se a montagem das paredes com altura de 2,80 m; foi respeitado o tempo de cura de 28 dias para os ensaios das paredes, sendo que para as paredes grauteadas foi contado o tempo de cura a partir do grauteamento da segunda etapa, e das paredes sem armadura foi contado a partir do assentamento da última fiada (décima quarta). A Figura 3-71 mostra todas as paredes prontas aguardando o tempo de cura para o ensaio.

Vale ressaltar que todas as juntas de argamassa foram limpas com auxílio de uma esponja seca, para dar melhor acabamento no assentamento dos blocos.



**Figura 3-71: Paredes prontas.**

### **3.2.5. Execução dos ensaios das paredes h=2,80 m**

O esquema utilizado no ensaio foi de uma parede com apoios rotulados na base e no topo, sendo assim fez se necessário executar duas rótulas para permitir movimentos de rotação e deslocamento horizontal na parede.

Para a parte inferior foi colocada uma viga metálica perfil I apoiada diretamente no laje de reação do laboratório e perfeitamente centralizada com o pórtico de reação, ao longo do comprimento da viga foram fixadas três faixas de neoprene de 4 cm de largura e aproximadamente 1cm de altura, cada uma como mostram as Figura 3-72 e Figura 3-73.



**Figura 3-72: Fixação da rótula.**



**Figura 3-73: Fixação da rotula.**

Posteriormente à colagem do neoprene foi esperado o tempo de aderência de 24 horas. Para apoiar as paredes foram colocados calços de madeira nas laterais.

Na parte superior foi colocada uma viga metálica presa à base superior da parede por meio de grampos tipo C, como mostra a Figura 3-74. Acima desta, foram apoiadas duas células de carga, onde cada célula tinha um o sistema de rótula, acopladas a dois macacos hidráulicos para dessa forma assegurar a distribuição uniforme de carga sobre a parede.



**Figura 3-74: Fixação da viga superior.**

*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Análise Experimental*

Após a montagem da parte superior a parede foi transportada; para a movimentação dentro do laboratório foi utilizado um sistema de fixação que aplicava uma pequena compressão nas paredes para evitar que as paredes tombassem.

Tal sistema era composto por uma base de apoio (Figura 3-75), onde foram construídas as paredes, fixada por meio de uma barra de 16 mm de diâmetro com rosca até a chapa superior (Figura 3-76) por meio de um gancho era aplicada a carga de compressão para o transporte.



**Figura 3-75: Base inferior.**



**Figura 3-76: Chapa superior.**

Após a montagem da parte superior a parede era transportadas até o sistema inferior, esses eram acoplados por meio de grampos tipo C, como mostram a Figura 3-77 e Figura 3-78.



**Figura 3-77: Fixação da viga inferior.**



**Figura 3-78: Sistema de rótula inferior.**

Após a fixação da parede com o sistema inferior de rótulas o sistema ficou como apresentado na Figura 3-79; para colocar o sistema todo na posição utilizou-se a ponte rolante do laboratório, e com ajuda de todos que trabalharam nos ensaios as paredes foram posicionadas e abaixadas para a marcação do centro do pórtico com muito cuidado; a Figura 3-80 apresenta a parede já centrada no sistema de ensaio.



**Figura 3-79: Sistema de transporte completo.**



**Figura 3-80: Paredre posicionada no pórtico de reação.**

Para alinhamento e fixação da parede no pórtico fui utilizado uma régua de nível e quando a parede estava com nivelamento desejado foi aplicada uma pequena carga com os macacos hidráulicos para fixar a parede no local e permitir que toda instrumentação pudesse ser fixada na parede. Para garantir a segurança daqueles que estavam trabalhando, a parede foi envolta por telas metálicas; a Figura 3-81 apresenta a fixação da tela frontal da parede.



**Figura 3-81: Fixação das telas.**

*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Análise Experimental*

Para a instrumentação das paredes foram montado dois pilares metálicos atrás das paredes, onde foram fixadas as bases magnéticas juntamente com os transdutores de deslocamentos. Como mostram as Figura 3-82 e Figura 3-83; para garantir a segurança dos transdutores foi instalada uma tela de malha reduzida para reter eventuais fragmentos que pudessem danificar os equipamentos. As paredes tiveram onze pontos de medição de deslocamentos laterais, sendo três linhas de instrumentação uma central com cinco pontos, e duas laterais com três pontos cada uma.



**Figura 3-82: Posicionamento dos transdutores horizontais.**



**Figura 3-83: Transdutores verticais e extensômetros.**

Os deslocamentos verticais foram medidos na parte frontal da parede com dois transdutores, sendo o sistema composto por uma haste de alumínio fixada a uma cantoneira metálica na parte inferior, e na parte superior o transdutor foi fixado a uma cantoneira de alumínio juntamente com a haste como mostra a Figura 3-84.



**Figura 3-84: Transdutor vertical.**

*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Análise Experimental*

Para as paredes armadas, no caso três de cada tipo de bloco, apenas duas paredes tinham extensômetros colados nas barras de aço; para a ligação do extensômetro foram soldados dois fios aos fios já deixados de espera nas barras.

O sistema de aquisição de dados ADS 2000, da Lynx, foi utilizado para aquisição dos deslocamentos e das cargas de ruptura das paredes (Figura 3-85).



**Figura 3-85: Sistema de aquisição de dados.**

Todos os dispositivos (célula de carga e transdutores de deslocamentos) foram calibrados. As Figura 3-86 e Figura 3-87 apresentam o equipamento utilizado para calibração dos transdutores de deslocamento.



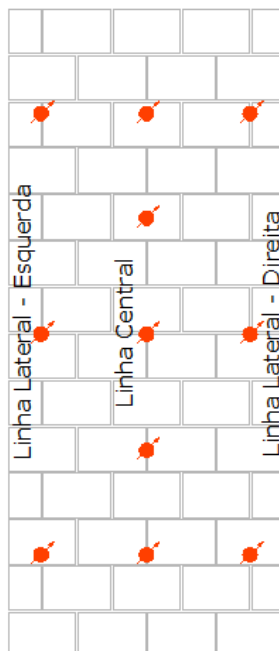
**Figura 3-86: Calibração de transdutor I. Figura 3-87: Calibração de transdutor II**

O equipamento fornece um deslocamento conhecido no transdutor e por meio do sistema do aquisitor de dados ADS2000 da Lynx, é possível obter qual a tensão em Volts, que corresponde a cada deslocamento. A calibração foi realizada de 2,5 mm a 2,5 mm até o limite especificado em cada transdutor,

A célula de carga foi calibrada de maneira muito parecida, um equipamento já calibrado fornecia uma carga conhecida na célula e o valor correspondente em Volts era marcado pelo equipamento de aquisição; as células foram calibradas de 10 kN a 10 kN até o valor de 50 kN, a partir daí foram de 50 kN a 50kN, até 950 kN. Sempre foram registrados dois valores para cada registro de carga.

### 3.2.6. Resultados para paredes esbeltas

A seguir têm-se a análise realizada nas paredes esbeltas de 2,80 m de altura (14 fiadas), sendo separadas pelos grupos já apresentados neste trabalho. Para todos os gráficos de deslocamentos laterais foi utilizada a seguinte notação apresentada na Figura 3-88.



**Figura 3-88: Posição dos transdutores.**

#### 3.2.6.1. Paredes esbeltas de blocos de concreto não-armadas

Denominando-se cada uma das três paredes ensaiadas de CPI, CPII e CPIII, têm seu que a parede CPI, apresentou alguma falha durante o ensaio e rompeu inesperadamente, por isso os resultados de deformações e cargas não foram analisados neste trabalho, sendo apresentados apenas os valores obtidos para as paredes CPII e CPIII.

#### 3.2.6.2. Parede CPII

O esquema de ensaio utilizado tinha duas células de carga, sendo que para o momento de ruptura as suas medições estão apresentadas na Tabela 3-39.

**Tabela 3-39: Carga de ruptura CPII**

Parede	Carga (kN)		$f_k$ (MPa)
	Célula 1	Célula 2	
CP II	11,16	11,02	0,21

Dividindo-se a média das cargas pela área bruta da parede obteve-se o valor de resistência à compressão da parede que vale 0,21 MPa.

Traçando-se duas curvas de deslocamento ao longo da altura das linhas de medições apresentadas, sendo a primeira delas com aproximadamente a metade da carga de ruptura neste caso 10 kN, e a outra com a própria carga de ruptura que vale para a CPII 22 kN, obtém-se os seguintes gráficos apresentados a seguir.



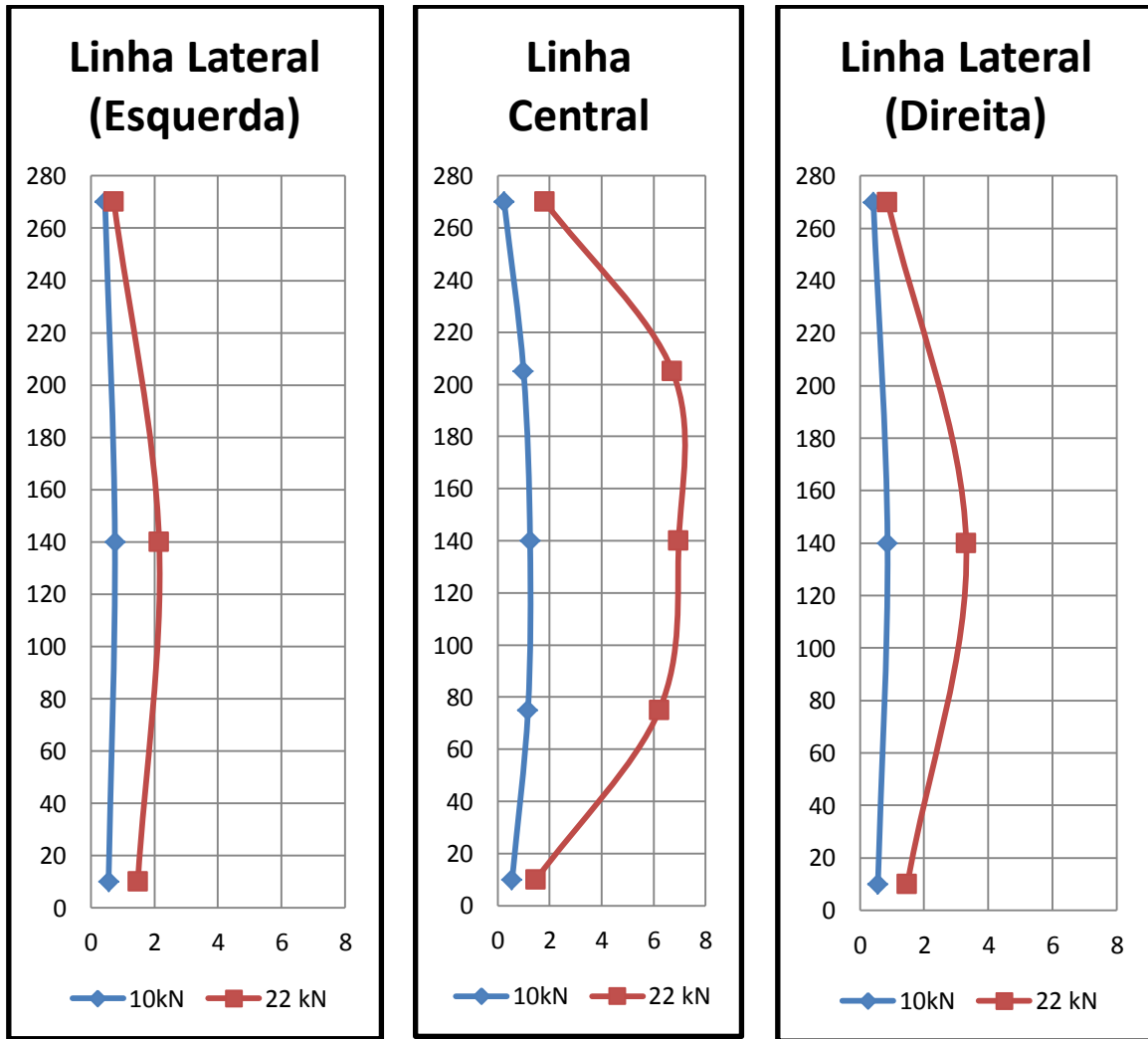


Figura 3-89: Deslocamentos laterais CP II.

A parede não foi instrumentada para obtenção do módulo de deformações ( $E_p$ ); foram colocados apenas transdutores para medir os deslocamentos verticais (encurtamento) na face tracionada, sendo assim é possível traçar o gráfico Tensão<sub>x</sub>Deformação específica apresentado na Figura 3-90.

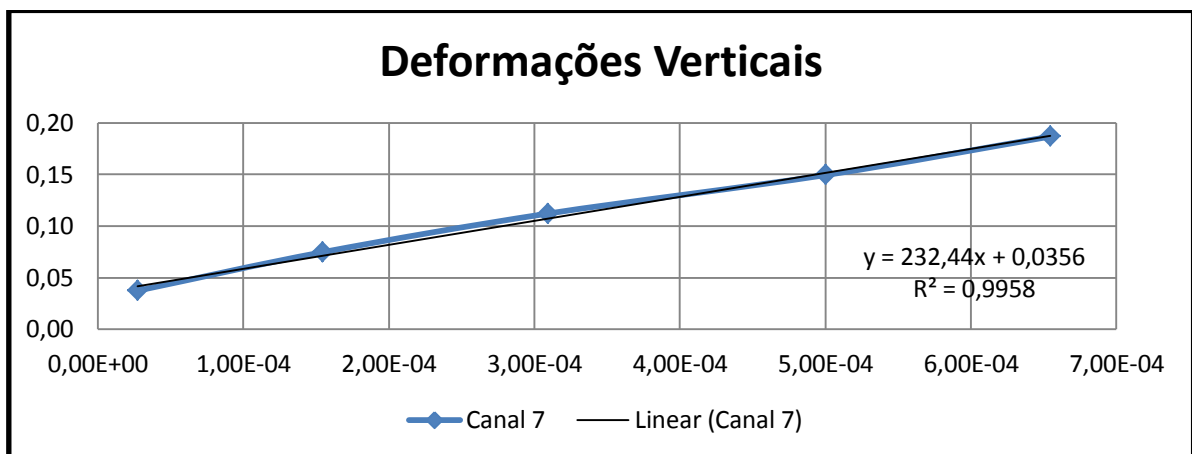


Figura 3-90: Gráfico de deslocamentos verticais da CPII.

3.2.6.3. *Parede CP III*

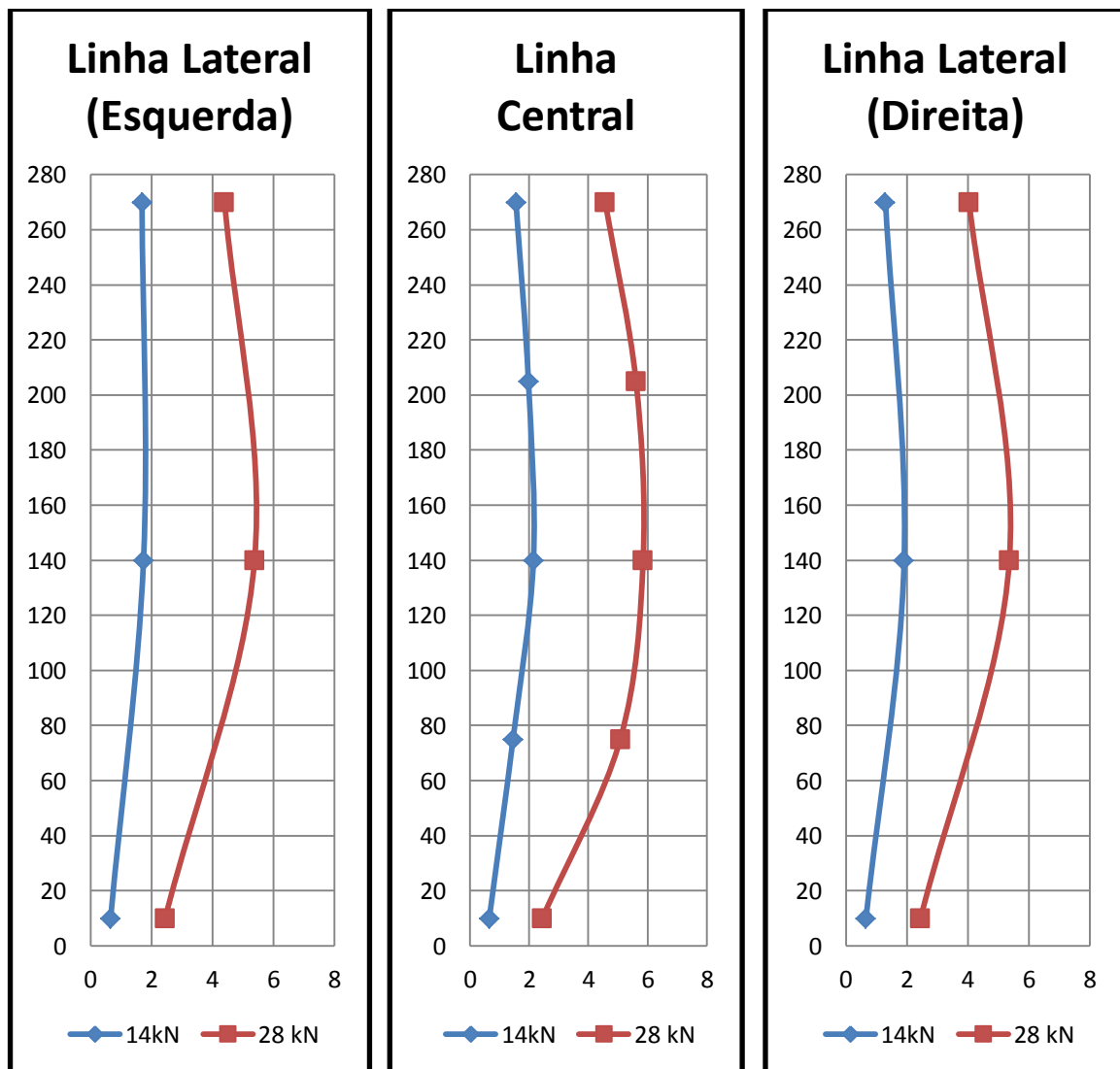
O esquema de ensaio utilizado tinha duas células de carga, sendo que para o momento de ruptura as suas medições estão apresentadas na Tabela 3-40.

**Tabela 3-40: Carga de ruptura CP III**

Parede	Carga (kN)		fk (MPa)
	Célula 1	Célula 2	
CP III	14,37	14,68	0,27

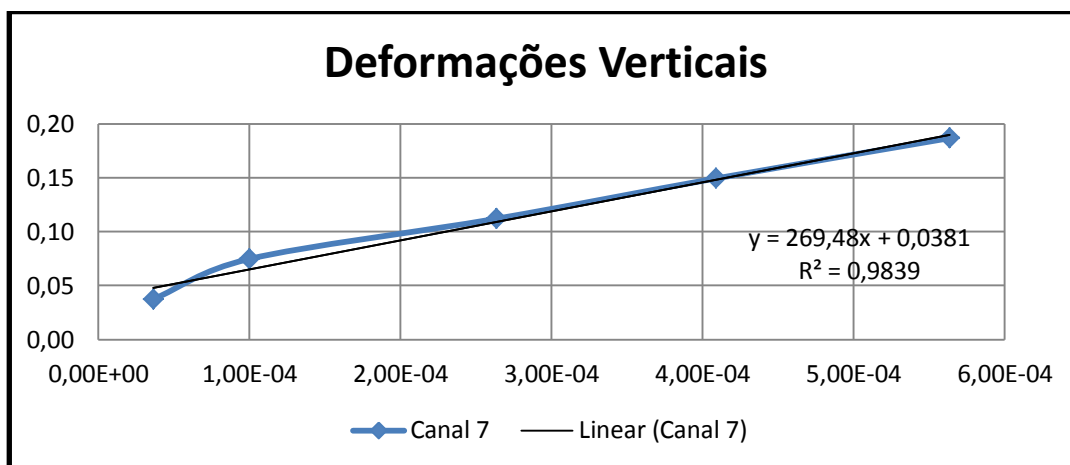
Dividindo-se a média das cargas pela área bruta da parede obteve-se o valor de resistência à compressão da parede que vale 0,27 MPa.

Traçando-se duas curvas de deslocamento ao longo da altura das linhas de medições apresentadas acima sendo a primeira delas com aproximadamente metade da carga de ruptura nesse caso 14 kN, e a outra com a própria carga de ruptura que vale para a CP II 28 kN obtém-se os seguintes gráficos apresentados a seguir.



**Figura 3-91: Deslocamentos laterais CP III**

Para as deformações verticais o gráfico Tensão<sub>x</sub>Deformação específica é apresentado na Figura 3-92.



**Figura 3-92: Gráfico de deslocamentos verticais da CPIII.**

#### 3.2.6.4. Paredes esbeltas de blocos cerâmicos não-armadas

Chamando-se cada uma das três paredes ensaiadas de CPI, CPII e CPIII, têm-se que a parede CPIII, apresentou alguma falha durante o ensaio e rompeu inesperadamente, por isso os resultados de deformações e cargas não foram analisados neste trabalho, sendo apresentados apenas os valores obtidos para as paredes CPI e CPII.

##### 3.2.6.1. Parede CPI

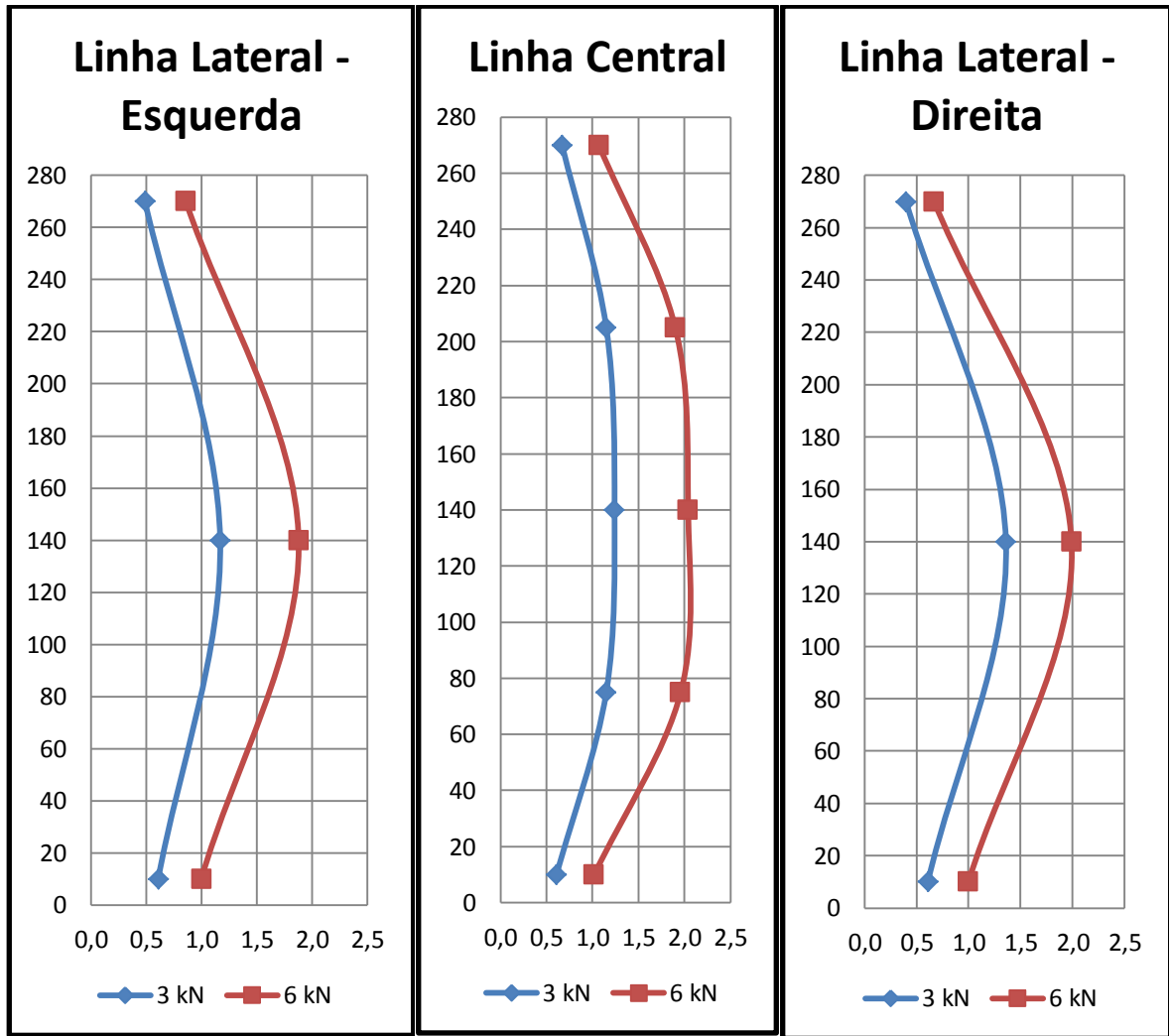
O esquema de ensaio utilizado tinha duas células de carga, sendo que para o momento de ruptura as suas medições estão apresentadas na Tabela 3-41.

**Tabela 3-41: Carga de ruptura CP I**

Parede	Carga (kN)		fk (MPa)
	Célula 1	Célula 2	
CPI	2,00	3,36	0,05

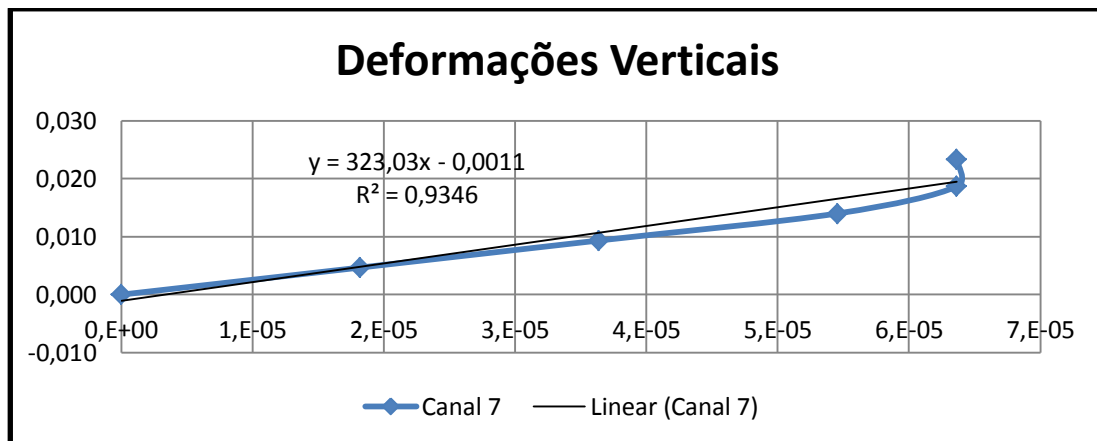
Dividindo-se a média das cargas pela área bruta da parede obteve-se o valor de resistência à compressão da parede que vale 0,05 MPa.

Traçando-se duas curvas de deslocamento ao longo da altura das linhas de medições apresentadas, acima sendo a primeira delas com aproximadamente a metade da carga de ruptura nesse caso 3 kN, e a outra com a própria carga de ruptura que vale para a CPI 6 kN, obtém-se os seguintes gráficos apresentados a seguir.



**Figura 3-93: Deslocamentos laterais CP I**

Para as deformações verticais o gráfico Tensão, Deformação específica é apresentado na Figura 3-94.



**Figura 3-94: Gráfico de deslocamentos verticais da CPI.**

3.2.6.2. Parede CP II

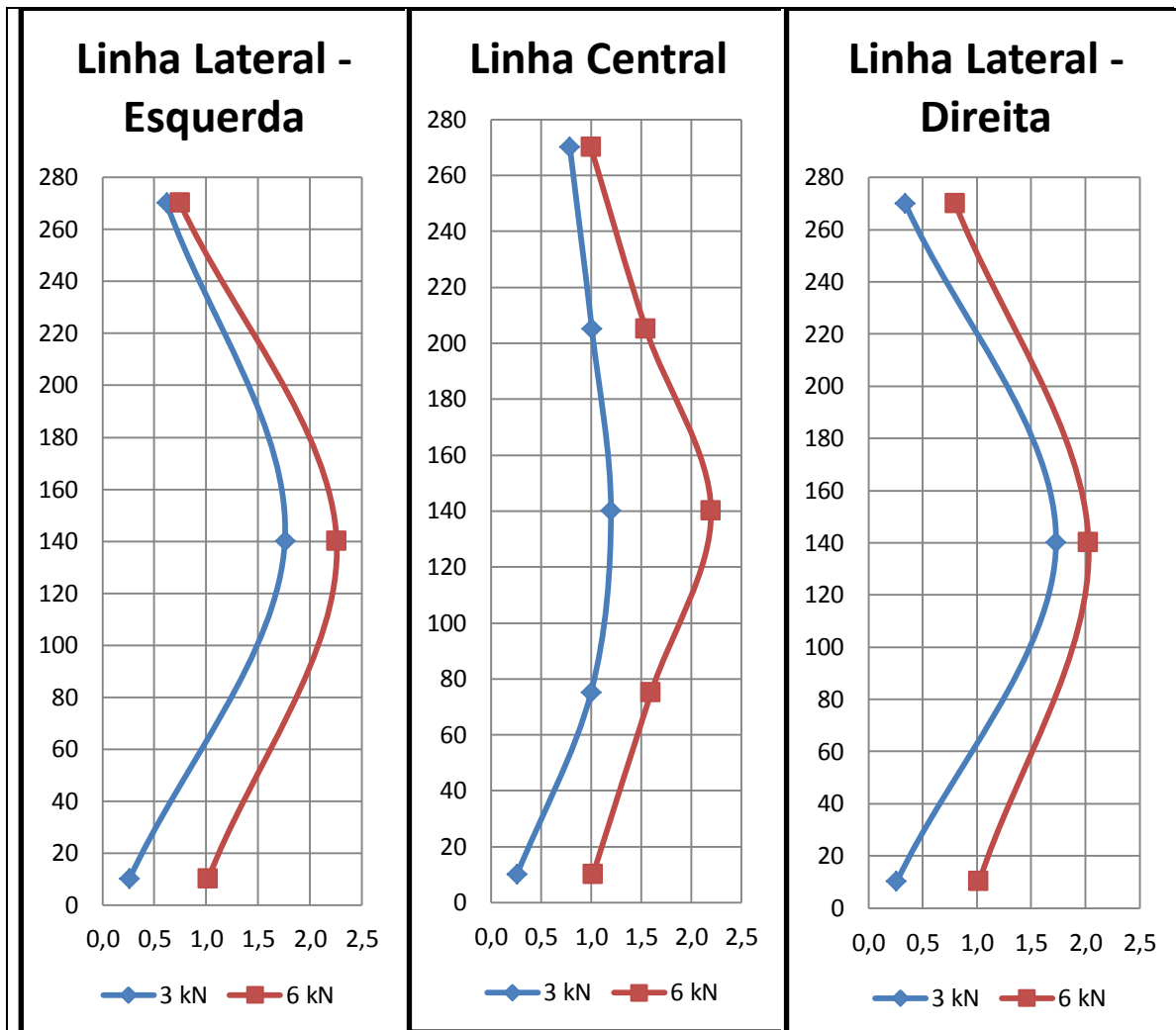
O esquema de ensaio utilizado tinha duas células de carga, sendo que para o momento de ruptura as suas medições estão apresentadas na Tabela 3-42.

**Tabela 3-42: Carga de ruptura CP II**

Parede	Carga (kN)		fk (MPa)
	Célula 1	Célula 2	
CP II	2,40	2,85	0,05

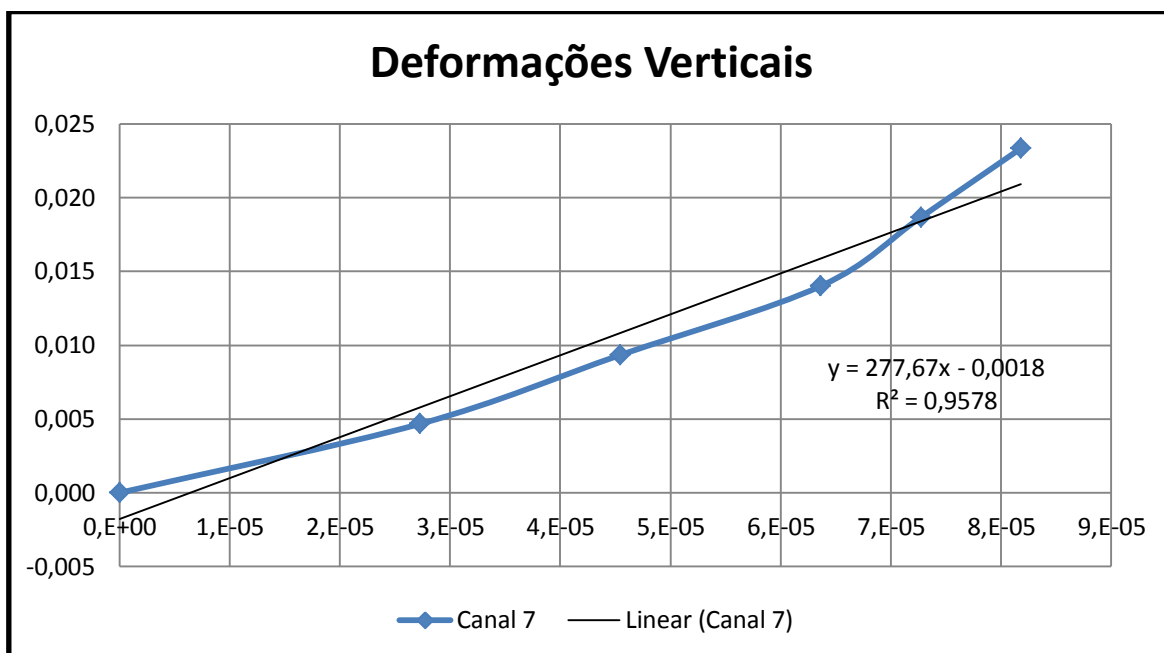
Dividindo-se a média das cargas pela área bruta da parede obteve-se a resistência a compressão da parede igual a 0,05 Mpa.

Traçando-se duas curvas de deslocamento ao longo da altura das linhas de medições apresentadas anteriormente, sendo a primeira com aproximadamente a metade da carga de ruptura, nesse caso 3 kN, e a outra com a própria carga de ruptura para a CP II 6 kN, obtem-se os seguintes gráficos apresentados a seguir.



**Figura 3-95: Deslocamentos laterais CP II.**

Para as deformações verticais o gráfico Tensão, Deformação específica é apresentado na Figura 3-96



**Figura 3-96: Gráfico de deslocamentos verticais da CP II.**

#### 3.2.6.3. Paredes esbeltas de blocos de concreto armadas

Chamando-se cada uma das três paredes ensaiadas de CPI, CPII e CPIII, têm-se que a parede CPIII apresentou alguma falha durante o ensaio e rompeu com carga abaixo do esperado, por isso os resultados de deformações e cargas não foram analisados neste trabalho, sendo apresentados apenas os valores obtidos para as paredes CPI e CPII.

#### 3.2.6.4. Parede CPI

O esquema de ensaio utilizado tinha duas células de carga, sendo que para o momento de ruptura as suas medições estão apresentadas na Tabela 3-43.

**Tabela 3-43: Carga de ruptura CP I**

Parede	Carga (kN)		fk (MPa)
	Célula 1	Célula 2	
<b>CP I</b>	100,61	107,46	1,94

Dividindo-se a média das cargas pela área bruta da parede obteve-se o valor de resistência a compressão da parede que vale 1,94 MPa.

Traçando-se três curvas de deslocamento ao longo da altura das linhas de medições apresentadas, sendo a primeira delas com 100 kN de carga, a segunda com 150 kN e por fim a própria carga de ruptura que vale para a CPI 210 kN, obtém-se os seguintes gráficos apresentados a seguir.

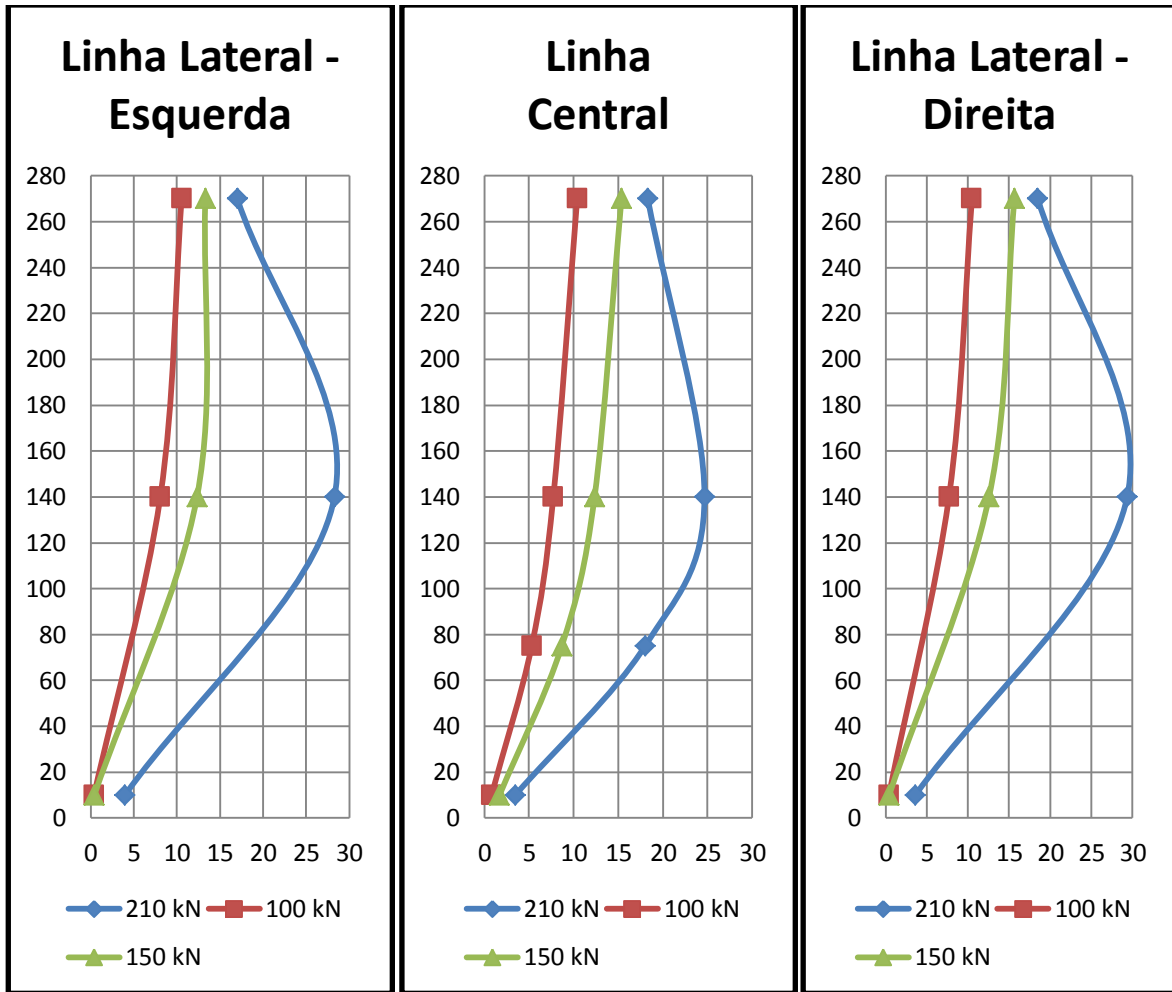


Figura 3-97: Deslocamentos laterais CP I

Para as deformações verticais o gráfico Tensão, Deformação específica é apresentado na Figura 3-98

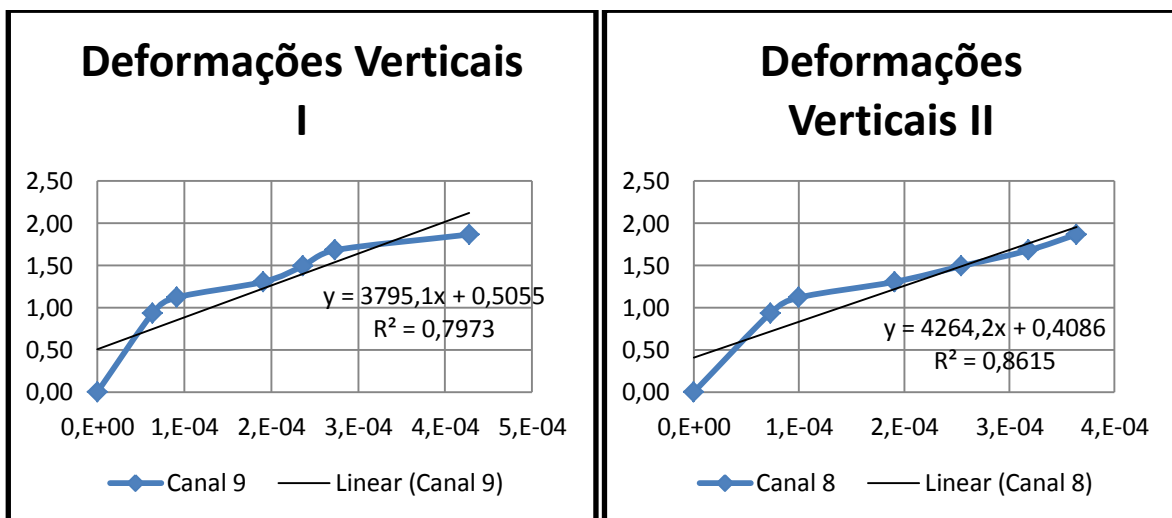


Figura 3-98: Gráfico de deslocamentos verticais da CP I.

3.2.6.5. Parede CP II

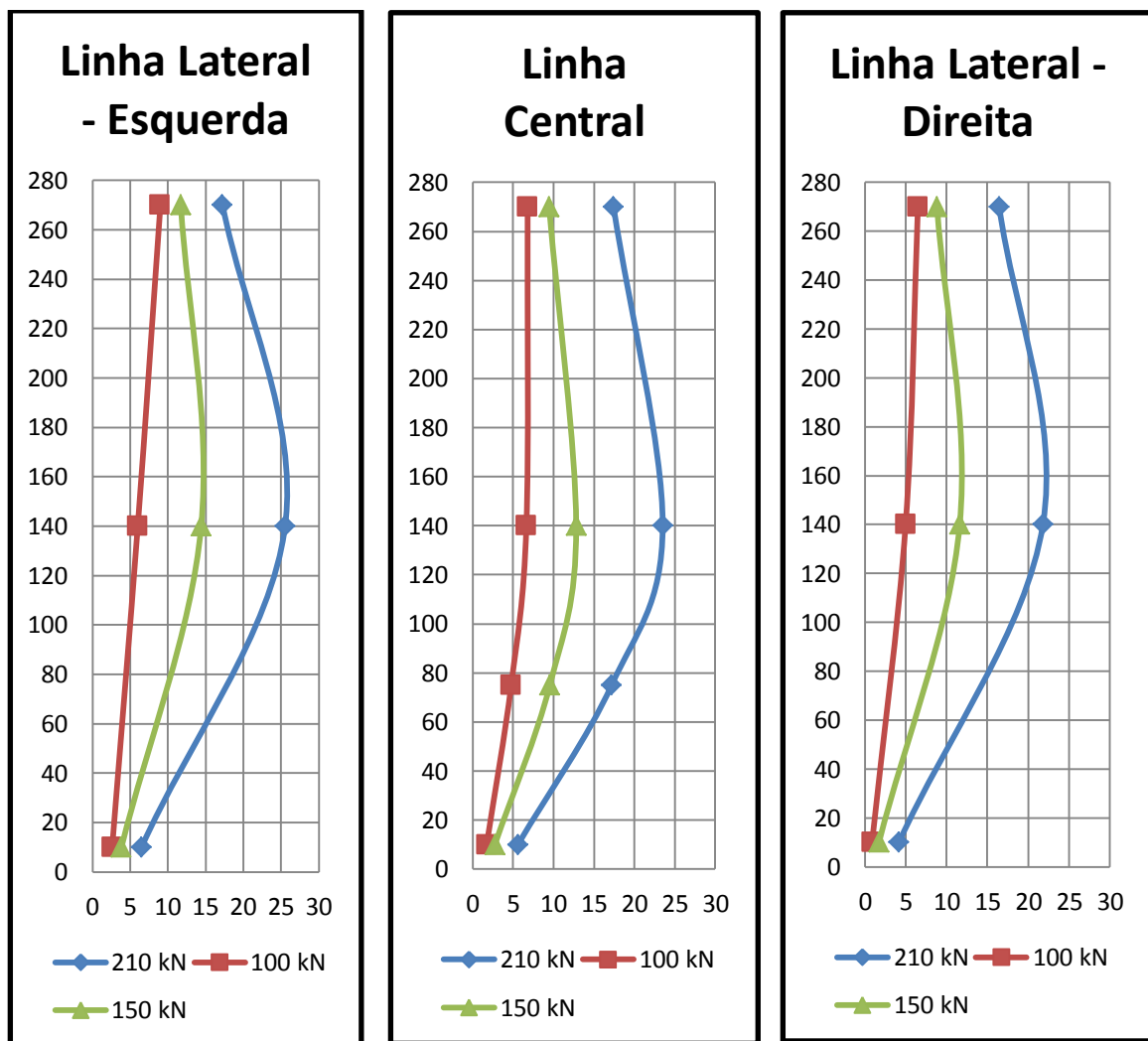
O esquema de ensaio utilizado tinha duas células de carga, sendo que para o momento de ruptura as suas medições estão apresentadas na Tabela 3-44

**Tabela 3-44: Carga de ruptura CP II**

Parede	Carga (kN)		fk (MPa)
	Célula 1	Célula 2	
CP II	109,17	111,20	2,06

Dividindo-se a média das cargas pela área bruta da parede obteve-se a resistência a compressão da parede que vale 2,06 MPa.

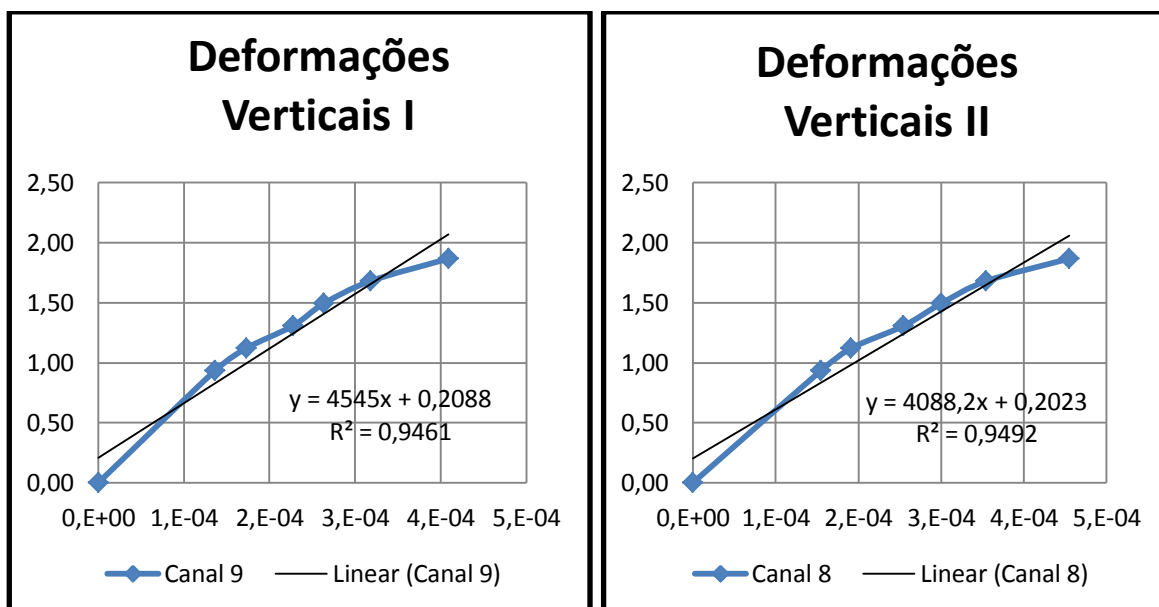
Traçando-se três curvas de deslocamento ao longo da altura das linhas de medições apresentadas, sendo a primeira delas com 100 kN de carga, a segunda com 150 kN e por fim a própria carga de ruptura que vale para a CP II 210 kN, obtém-se os seguintes gráficos apresentados a seguir.



**Figura 3-99: Deslocamentos laterais CP II.**



Para as deformações verticais o gráfico Tensão, Deformação específica é apresentado na Figura 3-100



**Figura 3-100: Gráfico de deslocamentos verticais da CP II.**

### 3.2.6.6. Paredes esbeltas de blocos cerâmicos armadas

Chamando cada uma das três paredes ensaiadas de CPI, CPII e CPIII, têm-se que a parede CPIII, apresentou alguma falha durante o ensaio e rompeu com carga abaixo do esperado, por isso os resultados de deformações e cargas não foram analisados neste trabalho, sendo apresentados apenas os valores obtidos para as paredes CPI e CPII.

#### 3.2.6.1. Parede CPI

O esquema de ensaio utilizado tinha duas células de carga, sendo que para o momento de ruptura as suas medições estão apresentadas na Tabela 3-45

**Tabela 3-45: Carga de ruptura CP I**

Parede	Carga (kN)		fk (MPa)
	Célula 1	Célula 2	
<b>CP I</b>	17,57	17,57	0,33

Dividindo-se a média das cargas pela área bruta da parede obteve-se o valor de resistência à compressão da parede que vale 0,33 MPa.

Traçando duas curvas de deslocamento ao longo da altura das linhas de medições apresentadas sendo a primeira delas com aproximadamente a metade da carga de ruptura neste caso 18 kN, e a outra com a própria carga de ruptura que vale para a CPI 36 kN, obtém-se os seguintes gráficos apresentados a seguir.

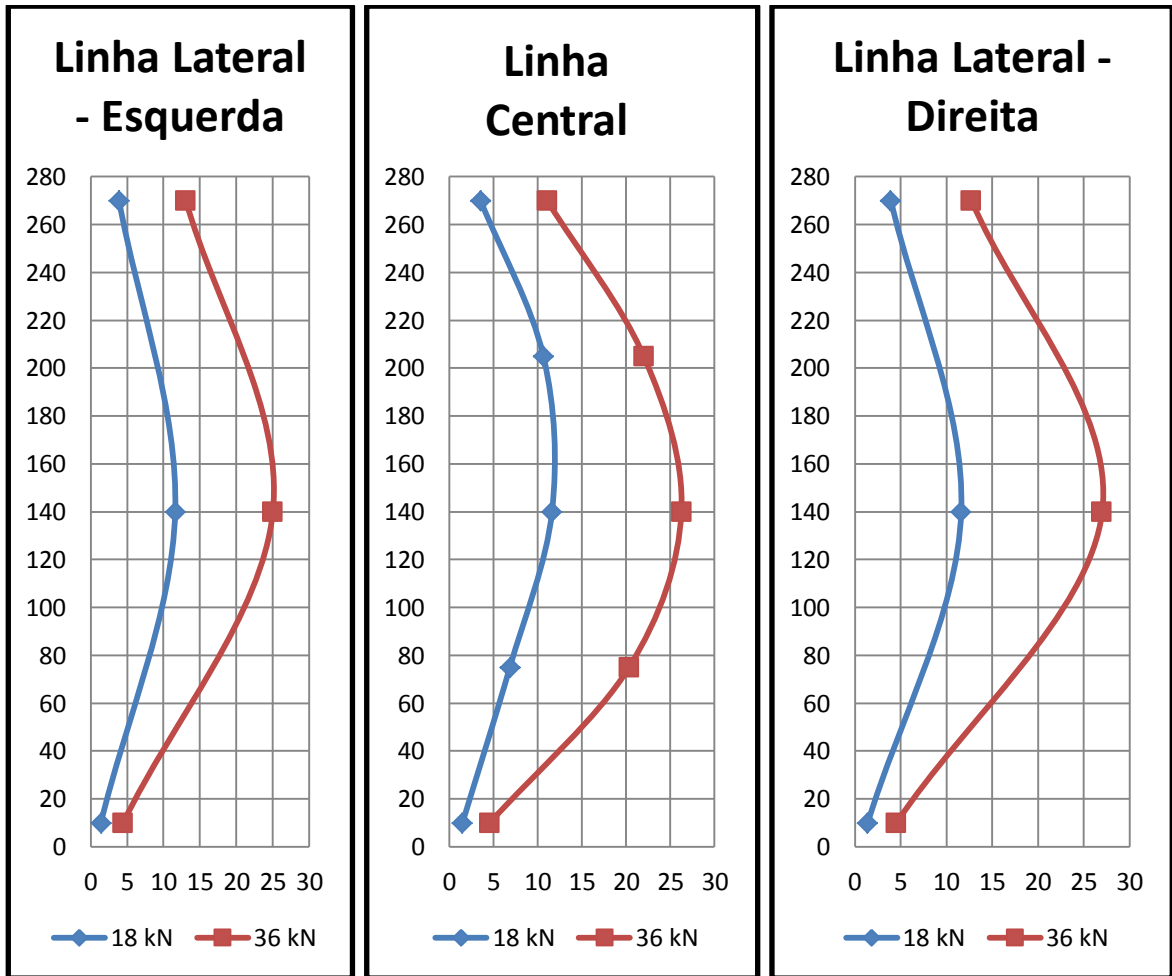


Figura 3-101: Deslocamentos laterais CP I

Para as deformações verticais o gráfico Tensão, Deformação específica é apresentado na Figura 3-102.

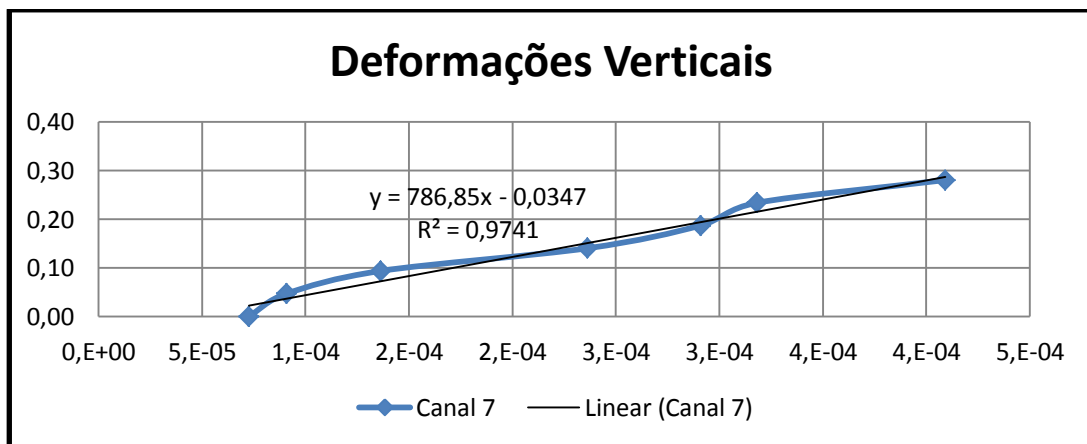


Figura 3-102: Gráfico de deslocamentos verticais da CP I

### 3.2.6.1. Parede CPII

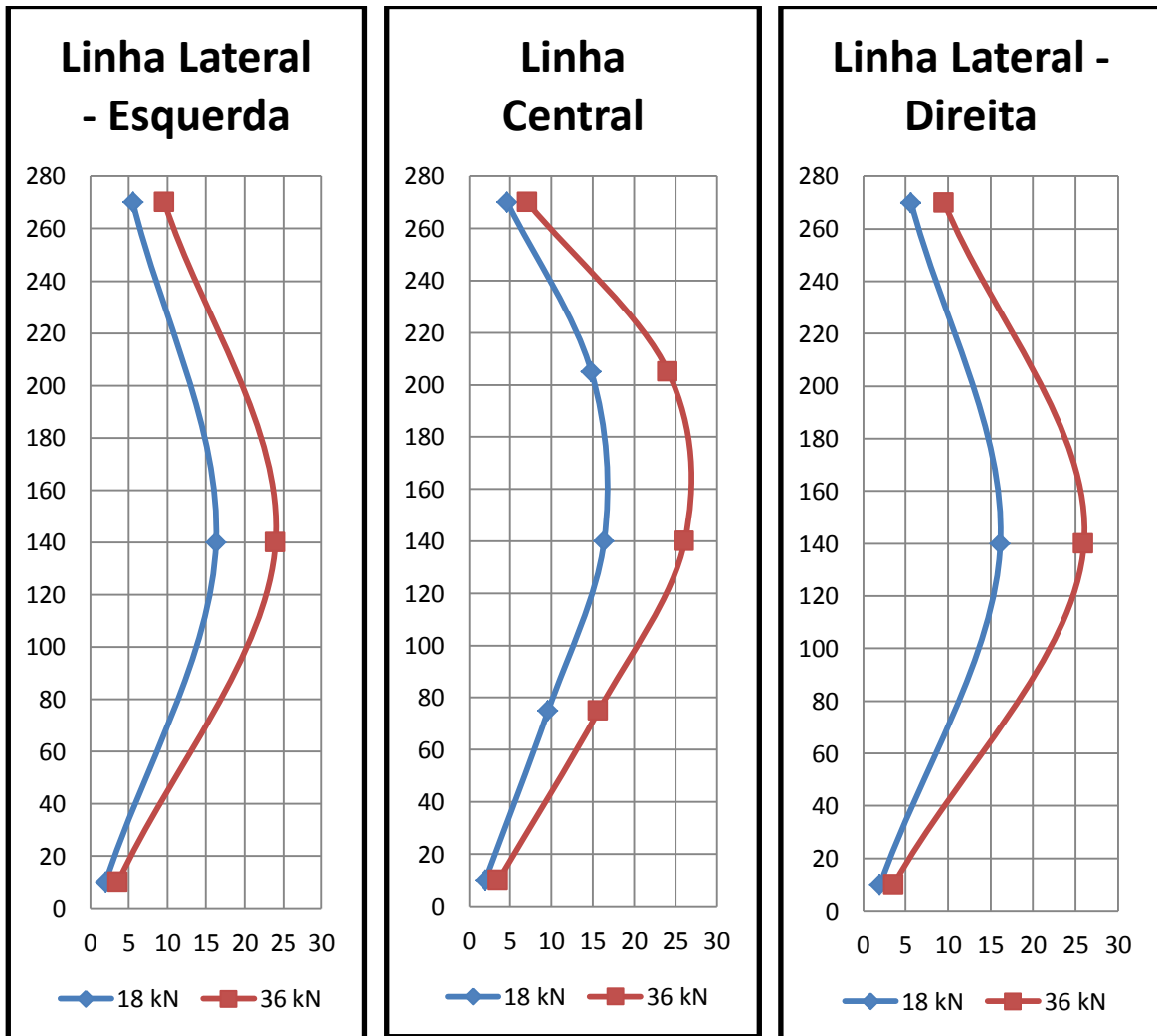
O esquema de ensaio utilizado tinha duas células de carga sendo que para o momento de ruptura as suas medições estão apresentadas na Tabela 3-46

**Tabela 3-46: Carga de ruptura CP II**

Parede	Carga (kN)		fk (MPa)
	Célula 1	Célula 2	
CP II	16,08	18,13	0,32

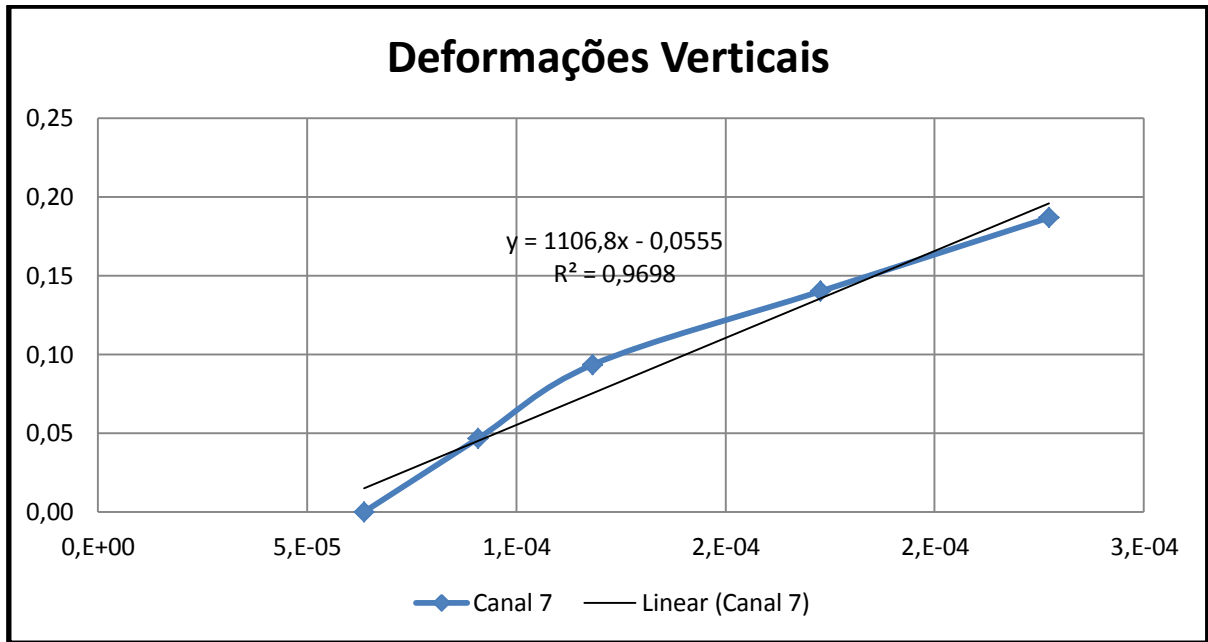
Dividindo-se a média das cargas pela área bruta da parede obteve-se o valor de resistência à compressão da parede que vale 0,32 MPa.

Traçando-se duas curvas de deslocamento ao longo da altura das linhas de medições apresentadas, sendo a primeira delas com aproximadamente a metade da carga de ruptura neste caso 18 kN, e a outra com a própria carga de ruptura que vale para a CPI 36 kN, obtém-se os seguintes gráficos apresentados a seguir.



**Figura 3-103: Deslocamentos laterais CP II.**

Para as deformações verticais o gráfico Tensão<sub>x</sub>Deformação específica é apresentado na Figura 3-104



**Figura 3-104: Gráfico de deslocamentos verticais da CP II.**





### **3.2.7. Resumo dos ensaios de paredes esbeltas**

Com a intenção de organizar melhor os resultados, assim como realizado na caracterização, este item apresenta todos os resultados obtidos na fase experimental das paredes esbeltas. A Tabela 3-47 apresenta todos esses resultados.

No capítulo da análise teórica-experimental, assim como a caracterização, será realizada a análise das razões de todos os resultados com o proposto na literatura estudada.

Também na Tabela 3-47 encontram-se os resultados das argamassas e grautes utilizados nas paredes esbeltas, separadas por etapas (até a 7ª fiada e até a 14ª fiada). Os Valores de módulo de deformações ( $E_p$ ) para os casos de paredes que tinham dois transdutores, é a média dos resultados.

**Tabela 3-47: Resumo de resultados para paredes esbeltas**

Elemento	Média (MPa)	Ep (GPa)	Argamassa (MPa) - Até 7ª Fiada		Graute (MPa) - Até 7ª Fiada		
<b>Blocos de Concreto - Não-Armadas</b>		0,24	0,25	Flexão (MPa)	Compressão (MPa)	Característico (MPa)	Média (MPa)
2,81				7,00	-	-	
Argamassa (MPa) - Até 14ª Fiada				Graute (MPa) - Até 14ª Fiada			
Flexão (MPa)				Compressão (MPa)	Característico (MPa)	Média (MPa)	
2,64				6,27	-	-	
<b>Elemento</b>	Média (MPa)	Ep (GPa)	Argamassa (MPa) - Até 7ª Fiada		Graute (MPa) - Até 7ª Fiada		
<b>Blocos Cerâmicos - Não-Armadas</b>		0,05	0,29	Flexão (MPa)	Compressão (MPa)	Característico (MPa)	Média (MPa)
2,81				6,22	-	-	
Argamassa (MPa) - Até 14ª Fiada				Graute (MPa) - Até 14ª Fiada			
Flexão (MPa)				Compressão (MPa)	Característico (MPa)	Média (MPa)	
2,86				6,77	-	-	
<b>Elemento</b>	Média (MPa)	Ep (GPa)	Argamassa (MPa) - Até 7ª Fiada		Graute (MPa) - Até 7ª Fiada		
<b>Blocos de Concreto - Armadas</b>		2,00	4,18	Flexão (MPa)	Compressão (MPa)	Característico (MPa)	Média (MPa)
2,81				7,00	32,78	27,86	
Argamassa (MPa) - Até 14ª Fiada				Graute (MPa) - Até 14ª Fiada			
Flexão (MPa)				Compressão (MPa)	Característico (MPa)	Média (MPa)	
2,64				6,27	27,33	23,23	
<b>Elemento</b>	Média (MPa)	Ep (GPa)	Argamassa (MPa) - Até 7ª Fiada		Graute (MPa) - Até 7ª Fiada		
<b>Blocos Cerâmicos - Armadas</b>		0,32	0,94	Flexão (MPa)	Compressão (MPa)	Característico (MPa)	Média (MPa)
2,81				6,22	31,29	26,59	
Argamassa (MPa) - Até 14ª Fiada				Graute (MPa) - Até 14ª Fiada			
Flexão (MPa)				Compressão (MPa)	Característico (MPa)	Média (MPa)	
2,86				6,77	24,4	20,74	

## **4 ANÁLISE TEÓRICA EXPERIMENTAL**

A partir da análise teórica realizada este capítulo confronta a teoria estudada com os resultados obtidos do programa experimental. Para melhor compreensão essa análise será dividida em dimensionamento de paredes esbeltas não armadas e armadas.

A partir dos estudos e pesquisas realizadas desde o início deste trabalho, iniciou-se o trabalho de estimativas, pelas considerações de cada uma das normas citadas, para o valor de resistência das paredes que foram ensaiadas, para as paredes em alvenaria não-armada.

O equacionamento para alvenaria armada sugerido pelas normas estudadas têm aproximações pelo fato de não se considerar o aumento da resistência à compressão de uma parede com a introdução de uma barra de aço.

Sabe-se que existe um aumento na resistência, porém, esse é ocasionado pela resistência à flexão que a armadura fornece à parede. Tanto a norma brasileira quanto à norma europeia seguem o mesmo procedimento para alvenarias armadas e não-armadas, portanto não serão abordadas neste tópico.

### **4.1. Paredes de blocos de concreto (h=1,0 m)**

Para comparar os resultados de carga de ruptura com o valor de cálculo de cada norma este item apresenta os valores obtidos para as paredes executadas com blocos de concreto com altura de 1,0 metros.

#### **4.1.1. Altura efetiva, espessura efetiva e coeficiente de esbeltez**

Sendo as paredes a serem ensaiadas apoiadas no topo e na base, os valores admitidos como coeficientes multiplicadores são de 1,00 para a norma brasileira (NBR 15961-1 e NBR 15812-1) e americana (ACI 530), de 0,75 para as normas europeia (Eurocode 6), australiana (AS 3700) e para a norma canadense (CSA - S304. 1-04) de 0,80.

Para a espessura efetiva, considera-se o fator multiplicador igual a 1,00 para as normas brasileira, europeia e australiana, a menos da presença de enrijecedores. Para a norma americana é necessário calcular o raio de giração para se obter a espessura efetiva. Dessa forma, seguem-se:

$$r = \sqrt{I/A} = \sqrt{6246,86/647,08} = 3,10 \text{ cm} = 0,0310 \text{ m}$$

como

$$r = t_{ef} / \sqrt{12} \rightarrow t_{ef} = r\sqrt{12} = 0,0310\sqrt{12} = 0,1076 \text{ m}$$

Na Tabela 4-1 mostram-se os valores calculados obtidos para as paredes de h=1,0 m.

**Tabela 4-1: Valores calculados para  $h_{ef}$  e  $t_{ef}$**

<b>Norma</b>	<b><math>h_{ef}</math></b>	<b><math>t_{ef}</math></b>	<b><math>\lambda</math> (h=1,0 m)</b>
<b>NBR 15961-1 e NBR 15812-1</b>	0,99	0,0883	11,21
<b>(ACI 530)</b>	0,99	0,1076	9,20
<b>(CSA - S304. 1-04)</b>	0,79	0,1076	7,34
<b>(Eurocode 6)</b>	0,74	0,0883	8,38
<b>(AS 3700)</b>	0,74	0,0883	8,38

#### 4.1.2. Dimensionamento à compressão simples

A Tabela 4-2 apresenta as cargas que o método de dimensionamento a compressão simples. Nota-se que as norma americana (ACI 530) e europeia (Eurocode 6), apresentam valores mais alto que os demais, sendo que as outras normas analisadas apresentam valores razoavelmente próximos. Para os cálculos que virão foi considerado todos os coeficientes de segurança das normas tanto redutores de resistência quanto majoradores de carga e foram utilizados os valores característico dos prismas obtidos na caracterização (4,26 MPa para blocos de concreto e 2,90 MPa para cerâmicos).

**Tabela 4-2: Valores calculados para carga admissível**

<b>Norma</b>	<b>kN</b>
<b>NBR 15961-1 e NBR 15812-1</b>	111,61
<b>(ACI 530)</b>	205,40
<b>(CSA - S304. 1-04)</b>	107,50
<b>(Eurocode 6)</b>	145,40
<b>(AS 3700)</b>	148,83

Lembrando-se que na média a carga de ruptura das paredes de 1,0 m de altura de blocos de concreto foi de 723,08 kN, sendo assim todos os valores dados pelas normas estão com extrema folga e muito a favor da segurança para o caso de paredes com baixas alturas.

#### 4.2. Paredes de blocos cerâmicos (h=1,0 m)

Para comparar os resultados de carga de ruptura com o valor de cálculo de cada norma este item apresenta os valores obtidos para as paredes feitas de blocos de concreto com altura de 1,0 m.

##### 4.2.1. Altura efetiva, espessura efetiva e coeficiente de esbeltez

Sendo as paredes ensaiadas apoiadas no topo e na base, os valores admitidos como coeficientes multiplicadores são de 1,00 para a norma brasileira (NBR 15961-1 e NBR 15812-1) e americana (ACI 530), de 0,75 para as normas europeia (Eurocode 6), australiana (AS 3700) e para a norma canadense (CSA - S304. 1-04) de 0,80.

Para a espessura efetiva considera-se o fator multiplicador igual a 1,00 para as normas brasileiras, europeia e australiana, a menos da presença de enrijecedores. Para a norma americana é necessário calcular o raio de giração para se obter a espessura efetiva. Dessa forma, seguem-se:

$$r = \sqrt{I/A} = \sqrt{4538,14/495,72} = 3,02 \text{ cm} = 0,0302 \text{ m}$$

como

$$r = t_{ef} / \sqrt{12} \rightarrow t_{ef} = r\sqrt{12} = 0,0302\sqrt{12} = 0,1046 \text{ m}$$

Na Tabela 4-3 mostram-se os valores calculados obtidos para as paredes de h=1,0 m.

**Tabela 4-3: Valores calculados para  $h_{ef}$  e  $t_{ef}$**

Norma	$h_{ef}$	$t_{ef}$	$\lambda_{(h=1,0m)}$
<b>NBR 15961-1 e NBR 15812-1</b>	0,99	0,0898	11,02
<b>(ACI 530)</b>	0,99	0,1046	9,46
<b>(CSA - S304. 1-04)</b>	0,79	0,1046	7,55
<b>(Eurocode 6)</b>	0,74	0,0898	8,24
<b>(AS 3700)</b>	0,74	0,0898	8,24

#### 4.2.2. Dimensionamento à compressão simples

A Tabela 4-4 apresenta as cargas que o método de dimensionamento à compressão simples apresenta. Nota-se que as norma americana (ACI 530) e europeia (Eurocode 6), apresentam valores mais alto que os demais, sendo que as outras normas analisadas que são valores razoavelmente próximos.

**Tabela 4-4: Valores calculados para carga admissível**

Norma	kN
<b>NBR 15961-1 e NBR 15812-1</b>	75,97
<b>(ACI 530)</b>	138,70
<b>(CSA - S304. 1-04)</b>	73,18
<b>(Eurocode 6)</b>	98,96
<b>(AS 3700)</b>	86,14



Lembrando-se que na média a carga de ruptura das paredes de 1,0 m de altura de blocos cerâmicos foi de 238,75 kN, sendo assim todos os valores dados pelas normas estão com alguma folga e ligeiramente a favor da segurança para o caso de paredes com baixas alturas.

#### **4.3. Paredes esbeltas de blocos de concreto – não armadas (h=2,80 m)**

Para comparar os resultados de carga de ruptura com o valor de cálculo de cada norma este item apresenta os valores obtidos para as paredes executadas com blocos de concreto com altura de 2,80 m. Vale ressaltar que mesmo as normas nas quais a parede ultrapassar o limite de esbeltez (30) será realizado seu dimensionamento.

##### **4.3.1. Altura efetiva, espessura efetiva e coeficiente de esbeltez**

Sendo as paredes ensaiadas apoiadas no topo e na base, os valores admitidos como coeficientes multiplicadores são de 1,00 para as normas brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1) e americana (ACI 530), de 0,75 para as normas europeia (Eurocode 6), australiana (AS 3700) e para a norma canadense (CSA - S304. 1-04) de 0,80.

Para a espessura efetiva considera-se o fator multiplicador igual a 1,00 para as normas brasileiras, europeia e australiana, a menos da presença de enrijecedores. Para a norma americana é necessário calcular o raio de giração se obter a espessura efetiva. Dessa forma, seguem-se:

$$r = \sqrt{I/A} = \sqrt{6246,86/647,08} = 3,10 \text{ cm} = 0,0310 \text{ m}$$

como

$$r = t_{ef}/\sqrt{12} \rightarrow t_{ef} = r\sqrt{12} = 0,0310\sqrt{12} = 0,1076 \text{ m}$$

Na Tabela 4-5 mostram-se os valores calculados obtidos para as paredes de h=2,8 m.

**Tabela 4-5: Valores calculados para  $h_{ef}$  e  $t_{ef}$**

<b>Norma</b>	<b><math>h_{ef}</math></b>	<b><math>t_{ef}</math></b>	<b><math>\lambda</math> (h=2,8m)</b>
<b>NBR 15961-1 e NBR 15812-1</b>	2,80	0,0883	31,71
<b>(ACI 530)</b>	2,80	0,1076	26,02
<b>(CSA - S304. 1-04)</b>	2,24	0,1076	20,81
<b>(Eurocode 6)</b>	2,10	0,0883	23,78
<b>(AS 3700)</b>	2,10	0,0883	23,78

##### **4.3.2. Dimensionamento a compressão simples**

A Tabela 4-6 mostra as cargas que o método de dimensionamento à compressão simples. Nota-se que a norma americana (ACI 530) e europeia (Eurocode 6), apresentam valores mais altos que os demais, sendo que as outras três normas analisadas apresentam valores razoavelmente próximos.

**Tabela 4-6: Valores calculados para carga admissível**

<b>Norma</b>	<b>kN</b>
<b>NBR 15961-1 e NBR 15812-1</b>	60,45
<b>(ACI 530)</b>	76,78
<b>(CSA - S304. 1-04)</b>	106,63
<b>(Eurocode 6)</b>	137,65
<b>(AS 3700)</b>	86,42

Lembrando-se que na média a carga de ruptura das paredes de 2,80 m de altura de blocos de concreto (não armadas) foi de 25,61 kN, sendo assim todos os valores dados pela norma estão muito maiores que a real resistência das paredes ensaiadas. Destaca-se que todas as normas não permitem o dimensionamento de paredes esbeltas não armadas, sendo assim seria necessário que essas paredes fossem armadas

#### **4.4. Paredes esbeltas de blocos cerâmicos – não armadas (h=2,80 m)**

Para comparar os resultados de carga de ruptura com o valor de cálculo de cada norma este item apresenta os valores obtidos para as paredes executadas de blocos de concreto com altura de 2,80 m. Vale ressaltar que mesmo as normas nas quais a parede ultrapassar o limite de esbeltez (30) será realizado seu dimensionamento.

##### **4.4.1. Altura efetiva, espessura efetiva e coeficiente de esbeltez**

Sendo as paredes ensaiadas apoiadas no topo e na base, os valores admitidos como coeficientes multiplicadores são de 1,00 para as normas brasileiras (NBR 15961-1 e NBR 15812-1) e americana (ACI 530), de 0,75 para as normas europeia (Eurocode 6), australiana (AS 3700) e para a norma canadense (CSA - S304. 1-04) de 0,80.

Para a espessura efetiva considera-se o fator multiplicador igual a 1,00 para as normas brasileiras, europeia e australiana, a menos da presença de enrijecedores. Para a norma americana é necessário calcular o raio de giração para se obter a espessura efetiva. Dessa forma, seguem-se:

$$r = \sqrt{I/A} = \sqrt{4538,14/495,72} = 3,02 \text{ cm} = 0,0302 \text{ m}$$

como

$$r = t_{ef} / \sqrt{12} \rightarrow t_{ef} = r\sqrt{12} = 0,0302\sqrt{12} = 0,1046 \text{ m}$$

Na Tabela 4-7 mostram-se os valores calculados obtidos para as paredes de h=1,0 m.

**Tabela 4-7: Valores calculados para  $h_{ef}$  e  $t_{ef}$**

<b>Norma</b>	<b><math>h_{ef}</math></b>	<b><math>t_{ef}</math></b>	<b><math>\lambda_{(h=1,0m)}</math></b>
<b>NBR 15961-1 e NBR 15812-1</b>	2,80	0,0898	31,18
<b>(ACI 530)</b>	2,80	0,1046	26,77
<b>(CSA - S304. 1-04)</b>	2,24	0,1046	21,41
<b>(Eurocode 6)</b>	2,10	0,0898	23,38
<b>(AS 3700)</b>	2,10	0,0898	23,38

#### **4.4.2. Dimensionamento à compressão simples**

A Tabela 4-8 apresenta as cargas que o método de dimensionamento a compressão simples apresenta. Nota-se que as norma americana (ACI 530) e europeia (Eurocode 6), apresentam valores mais alto que os demais, sendo que as outras normas analisadas que são valores razoavelmente próximos.

**Tabela 4-8: Valores calculados para carga admissível**

<b>Norma</b>	<b>kN</b>
<b>NBR 15961-1 e NBR 15812-1</b>	41,15
<b>(ACI 530)</b>	37,63
<b>(CSA - S304. 1-04)</b>	61,71
<b>(Eurocode 6)</b>	92,95
<b>(AS 3700)</b>	58,68

Lembrando-se que na média a carga de ruptura das paredes de 2,80 m de altura de blocos cerâmicos (não armadas) foi de 5,30 kN, sendo assim todos os valores dados por norma estão muito maiores que a real resistência das paredes ensaiadas. Essas paredes foram ser armadas de acordo com as recomendações das normas.

#### **4.5. Paredes esbeltas – armadas (h=2,80 m)**

Considerando-se o índice de esbeltez da norma brasileira para as paredes esbeltas ( $\lambda = 31,18$ ), o valor ultrapassou o limite de 30 especificado por norma. A norma canadense possui o método o amplificador de momento permite o dimensionamento deste elemento. A parede deve ser armada, sendo assim aqui será apresentado as cargas de ruptura para este método para ambos os tipos de blocos.

##### **4.5.1. Método do amplificador de momento da norma canadense**

Um dos métodos existentes para paredes com índice de esbeltez maior que 30 é o método do amplificador de momento da norma canadense. Realizando os cálculos para as paredes de 2,80 m com armadura, pois a norma canadense não permite paredes não armadas com índice de esbeltez maior que 30, têm-se.

Os valores de carga das paredes esbeltas armadas de concreto armadas foram de 208,07 kN e 220,37 kN, sendo a média 214,22 kN. Para o caso das paredes esbeltas

armadas cerâmicas as cargas de ruptura foram de 35,15 kN e 34,21 kN, sendo a média 34,67 kN.

Utilizando-se o método de dimensionamento apresentado pela norma canadense para paredes esbeltas, obteve-se os valores de 180,07 kN, para blocos de concreto e 37,63 kN. Nota-se que são valores muito próximos aos obtidos pelos ensaios deste trabalho. Dentre todas as teorias utilizadas na comparação esse método foi o que apresentou melhor representação da realidade.

#### 4.6. Conforme a teoria apresentada em (P.K. Bhandari ET AL)

De acordo com a teoria apresentada em (P.K. Bhandari *et al*), cuja equação proposta corresponde a um carga crítica de uma seção com excentricidade igual a  $d/6$ , que para as paredes deste trabalho corresponde a 15 mm. Como os autores não mencionaram a utilização de armadura em sua análise aqui não se comparará, com os valores de carga obtidos nas paredes com armadura.

Os autores não mencionam se a inércia considerada é na área bruta ou área líquida para fins comparativos foram considerados os dois tipo.

Para as paredes pequenas ( $h=1,0m$ ) a Tabela 4-9 mostra os valores da carga de ruptura para a equação de (P.K. Bhandari *et al*) e o valor obtido nos ensaios à compressão simples, valores todos expressos em kN.

**Tabela 4-9: Cargas teóricas e experimentais para paredes com  $h=1,0m$**

Paredes de $h=1,00 m$			
Bloco	Inércia Bruta	Inércia Líquida	Ensaio
Concreto	687,05	524,28	723,8
Cerâmico	350,78	221,09	238,75

Para as paredes pequenas ( $h=2,80 m$ ) a Tabela 4-10 mostra os valores da carga de ruptura para a equação de (P.K. Bhandari *et al*) e o valor obtido nos ensaios à compressão simples, valores todos expressos em kN.

**Tabela 4-10: Cargas teóricas e experimentais para paredes com  $h=2,8 m$**

Paredes de $h=2,80 m$			
Bloco	Inércia Bruta	Inércia Líquida	Ensaio
Concreto	87,62	66,86	25
Cerâmico	44,73	28,19	5

Observa-se que para as paredes pequenas os valores são mais próximos isso ocorre pelo fato de que o deslocamento dessas paredes devem ter se aproximado do parâmetro  $d/6$  considerado pelos autores, o que não ocorre nas paredes esbeltas pois os deslocamentos obtidos antes da ruptura não chegam a 15 mm ( $d/6$ ), apenas as paredes com armadura tiveram a deslocamentos maiores que esse, porém, seus resultados não são comparados pelo fato de que os autores não levaram em conta armadura em sua análise. Essa equação para paredes robustas apresenta uma boa aproximação da carga final de ruptura.

#### 4.7. Nova proposta de pesquisadores americanos

Tentou-se encontrar uma correlação dos resultados das paredes ensaiadas com a proposta apresentada por SCHULTZ 2003, porem notou-se que os valores de resistências

teóricos divergiam muito dos obtidos neste trabalho. Observou-se que em SCHULTZ 2003 aplicou cargas laterais e produziu um equacionamento que tem como variável o momento produzido por estas cargas. Como este trabalho não possui cargas laterais e esta variável é de grande importância para o dimensionamento proposto em SCHULTZ 2003 não foi possível obter uma boa relação com os resultados das paredes esbeltas deste trabalho.

#### **4.8. Relações de resistência**

A norma brasileira sugere algumas razões de eficiência entre os componentes e materiais utilizados para as edificações em alvenaria estrutural. A partir dos ensaios realizados pôde-se calcular essas razões utilizando-se os valores experimentais e verificar a conformidade com as sugeridas em norma.

##### **4.8.1. Correlações sugeridas na literatura**

A literatura sugere hoje algumas correlações entre resistências de alguns componentes e materiais de alvenaria estrutural. Isso ocorre para o caso em que não se têm todos estes resultados, sendo que vários deles são necessários para realização do dimensionamento.

##### **4.8.2. Prisma/Bloco**

A partir de ensaios experimentais realizados no Brasil nos últimos anos por CAVALHEIRO E GOMES (2002), pode-se perceber que a razão entre a resistência à compressão do prisma e do bloco apresentam variações significativas, dependendo do tipo de bloco a ser levado em consideração. Com os ensaios realizados, nota-se que a razão prisma/bloco pode variar entre um valor mínimo de 0,3 a 0,6 para blocos cerâmicos, dependendo muito da uniformidade, material e forma do bloco. Adota-se um valor médio de 0,5. Já para blocos de concreto há uma maior resistência à compressão do prisma, adotando-se um valor médio de 0,8 para essa mesma razão. Portanto:

- ✓  $f_{pk} = 0,5f_{bk}$  para blocos cerâmicos;
- ✓  $f_{pk} = 0,8f_{bk}$  para blocos de concreto.

##### **4.8.3. Argamassa/Bloco**

De acordo com apresentado no primeiro relatório deste trabalho, sabe-se que a resistência à compressão da argamassa não é diretamente proporcional à resistência da parede, uma vez que esta está sujeita à um confinamento entre os blocos, além do fato de que os blocos geralmente rompem por tração lateral. Logo, não há necessidade de adotar uma argamassa com resistência demasiado elevada.

As argamassas devem ter sua resistência à compressão inferior à dos blocos, para permitir a acomodação de deformações e para atrair as possíveis microfissuras para si, preservando o desempenho dos blocos estruturais. Sugere-se que a razão mínima entre a resistência da argamassa e do bloco seja de 70%. Portanto:

- ✓  $f_a = 0,7f_{bk}$ .

##### **4.8.4. Graute/Bloco**

O graute tem como função principal, dentre outras, proporcionar a aderência adequada entre a armadura e a parede. Para garantir sua trabalhabilidade, é necessário que esse material tenha bastante fluidez, porém, não é recomendável que sua resistência à compressão seja inferior à 15 MPa. Para o caso de blocos cerâmicos vazados, a razão entre a resistência do graute e do bloco recomendada é de 2,5; já para os blocos de concreto o valor mínimo sugerido para esta razão é de 2,0. Portanto:

- ✓  $f_{gk} = 2,5f_{bk}$  para blocos cerâmicos;
- ✓  $f_{gk} = 2,0f_{bk}$  para blocos de concreto.

#### 4.8.5. Parede/Prisma

Analisando-se os mesmos estudos propostos por CAVALHEIRO E GOMES (2002), de maneira diferente ao comportamento dos prismas em relação aos blocos, a razão entre os valores de resistência à compressão de paredes e prismas apresentou valores próximos a 0,7, em diferentes tipos de alvenaria. Dessa forma, é possível também averiguar a eficiência do prisma como um bom corpo-de-prova para avaliar a resistência de uma parede. Portanto:

- ✓  $f_k = 0,7f_{pk}$ .

#### 4.9. Correlações obtidas experimentalmente

A partir dos procedimentos experimentais realizados neste trabalho e dos valores de resistência à compressão característicos obtidos para os devidos materiais e componentes, foram calculadas as razões citadas anteriormente, para efeitos de comparação com as razões sugeridas pela norma brasileira.

A concordância entre os valores teóricos e experimentais foi calculada por meio da seguinte equação:

$$C = \left[ 1 - \frac{(X_{teo} - X_{exp})}{X_{teo}} \right] \cdot 100$$

**Equação 4-1**

onde

- ✓ C : concordância entre os dois valores;
- ✓  $X_{exp}$  : medição experimental da grandeza em questão;
- ✓  $X_{teo}$  : valor de referência para esta mesma grandeza;

Sendo que:

- ✓  $C > 100\%$  → valor experimental superior ao valor esperado teoricamente;
- ✓  $C < 100\%$  → valor experimental inferior ao valor esperado teoricamente;
- ✓  $C = 100\%$  → valor experimental igual ao valor esperado teoricamente.

Nas tabelas seguintes encontram-se os valores obtidos nos cálculos para as devidas razões e concordâncias, respectivamente, para os casos de paredes de 1,0 m, cerâmicas e de concreto, e de 2,80 m cerâmicas e de concreto, armadas e não-armadas, como indicado.

**Tabela 4-11: Razões obtidas a partir dos ensaios de parede h=1 m**

	Cerâmica				Concreto			
	$f_{pk}/f_{bk}$	$f_a/f_{bk}$	$f_{gk}/f_{bk}$	$f_{ppk}/f_{pk}$	$f_{pk}/f_{bk}$	$f_a/f_{bk}$	$f_{gk}/f_{bk}$	$f_{ppk}/f_{pk}$
$X_{teo}$	0,50	0,70	2,50	0,70	0,80	0,70	2,00	0,70
$X_{exp}$	0,40	0,67	3,54	0,46	0,49	0,56	1,99	1,16
C(%)	79,23	96,21	141,69	65,02	61,25	80,37	99,37	166,00

**Tabela 4-12: Razões obtidas a partir dos ensaios de parede h=2,8m**

	Cerâmica			Concreto		
	$f_k/f_{pk}$	$f_k^*/f_{pk}$	$f_k/f_{ppk}$	$f_k/f_{pk}$	$f_k^*/f_{pk}$	$f_k/f_{ppk}$
$X_{teo}$	0,37	0,37	0,45	0,37	0,37	0,45
$X_{exp}$	-	0,11	0,24	0,04	0,32	0,40
C(%)	-	29,82	53,87	10,50	87,47	89,79
<b>*Grauteado</b>						

Para as paredes cerâmicas de altura h=1m nota-se que a razão prisma/bloco foi inferior à média teórica, porém, está ainda dentro dos limites esperados. Já a relação argamassa/bloco foi menor do que a esperado, porém o valor obtido foi bem próximo do teórico, com variação inferior a 5,00 %.

Para o graute o valor encontrado para a razão com o bloco foi consideravelmente maior do que a razão esperada, sendo que esta foi superada em pouco mais de 41%, o que deixa o valor bastante a favor da segurança. A razão parede/prisma teve um valor inferior ao esperado, porém, deve-se levar em conta que o cálculo foi realizado com o valor característico da parede, e que, nos experimentos realizados, esse valor foi superado em grande quantidade.

Para as paredes de concreto de altura h=1 m, a razão entre a resistência do prisma e do bloco foi muito próxima do esperado, sendo apenas 2% inferior. Quanto à argamassa, houve uma diferença de aproximadamente 20%, sendo o valor inferior ao esperado; porém, observa-se a validade da hipótese de que os valores de resistência da argamassa não possuem influência direta na resistência da parede, uma vez que os resultados dos ensaios à compressão de paredes de concreto de altura 1 m apresentaram valores realmente altos. Para o graute, o valor encontrado para a concordância foi muito próximo de 100%, o que indica que o valor da razão está de acordo com a sugerida teoricamente.

Em relação às paredes de 2,80 m, foram estabelecidas comparações entre a resistência das paredes e a resistências dos prismas, além da resistência destas com a resistência das paredes de h=1 m. Como as paredes não armadas apresentaram comportamento muito instável, os valores utilizados para comparação com as paredes de h=1 m foram os referentes às paredes grauteadas.

Incluindo-se o fator redutor encontrado na norma brasileira de  $R=0,53$ :

- ✓  $f_k = 0,7 \cdot f_{pk} \cdot R = 0,37f_{pk}$
- ✓  $f_k = 0,85 \cdot f_{pk} \cdot R = 0,45f_{pk}$

Para as paredes não-grauteadas, observou-se grande discrepância de resultados, o que era esperado, uma vez que essa ultrapassa os limites de esbeltez impostos pela norma brasileira. Já para as paredes grauteadas os valores encontrados foram próximos aos esperados, apresentando pequenas diferenças. No entanto deve ser levado em consideração o fato de que os blocos utilizados para os ensaios não eram de alvenaria estrutural e sim de alvenaria de vedação com alta resistência.

# 5 CONCLUSÕES

---

Este capítulo apresenta as conclusões e considerações finais que foram obtidas neste trabalho.

## 5.1. Análise teórica

Separando-se as conclusões entre os tipos de paredes estudadas, de alvenaria estrutural, tanto blocos de concreto quanto cerâmicos e paredes de concreto moldadas no local, este item apresenta as conclusões obtidas neste trabalho.

### 5.1.1. Alvenaria estrutural

Quanto a espessura efetiva observou-se que das normas estudadas a norma americana e canadense utilizam o conceito do raio de giração e não mais a espessura efetiva. As demais ainda utilizam esse parâmetro para correção do raio de giração em paredes com enrijecedores as normas apresentam uma tabela com coeficientes que multiplicam a espessura da paredes para correção.

Para altura efetiva cada norma tem seus multiplicadores de acordo com as vinculações e dimensões das paredes, nota-se certa semelhança entre esses parâmetros, para todas as normas estudadas o índice de esbeltez é dado pela altura efetiva pela espessura efetiva, menor para as normas americanas e canadenses que não utilizam espessura efetiva.

A partir das avaliações realizadas e dos cálculos de dimensionamento a partir de cada norma, observou-se que existe grande diferença entre os métodos levados em conta em cada uma delas. Dentre todas as normas brasileiras é as que apresentam equacionamento mais simples, porém, resultados conservadores (comparáveis com outras normas) para  $\lambda \leq 30$ , limite considerada de alvenaria não-armada.

Deve-se destacar que esse resultado ocorre também porque a normalização brasileira de alvenaria impõe admitir o comprimento de flambagem (altura efetiva) sempre para a condição de apoio-apoio, mesmo para lajes carregadas em vários pavimentos. Logo, é admitido de modo geral que as paredes estão todas biapoiadas, superiormente e inferiormente, o que nem sempre é verdadeiro no caso real.

Caso fosse realizada mesma consideração indicada em outras normas, que consideram engaste e menor altura efetiva para esse caso, os resultados de acordo com as indicações normativas brasileiras seriam contra a segurança. Um erro está a favor da segurança, mas é compensado por outros parâmetros que deixam de ser levados em conta, ou que são aproximados de maneira muito imprecisa.

Em relação ao fator redutor, não foram encontradas referências que dizem respeito à expressão hoje encontrada nas normas brasileiras. Sabe-se que é uma equação empírica que provém de resultados experimentais, porém, não se sabe a respeito da origem desses ensaios. Até a década de 1970, essa expressão era utilizada pela norma americana, porém, foi abolida e substituída por métodos mais teóricos.

É importante ressaltar que as condições em que hoje atua a construção civil evoluíram de forma considerável nos último 40 anos, o que leva a um questionamento a respeito da pertinência do uso dessa expressão ainda hoje, uma vez que dentre as normas analisadas,



as normas brasileiras apresentam-se as menos conservadora, quando analisado a redução, em função do índice de esbeltez apenas.

As normas americana, canadense e australiana têm um método mais refinado para cálculo de paredes esbeltas e um método para paredes com esbeltez menor. Esses códigos estão mais evoluídos no que diz respeito a dimensionamento de paredes esbeltas de alvenaria.

### **5.1.2. Paredes de Concreto**

Os breves estudos realizados quanto à normatização brasileira e internacional para o dimensionamento de paredes de concreto moldadas no local, mostram que está é mais rigorosa do que as normas de alvenaria estrutural.

Nota-se certa semelhança no dimensionamento de paredes de concreto moldadas no local e de alvenaria estrutural, uma vez que basicamente a resistência à compressão do conjunto é reduzida de um fator que depende as vinculações e geometria das paredes.

Verificou-se é que conforme se aumenta o índice de esbeltez o dimensionamento por normas de concreto (brasileiras e internacionais) levam a resultados de menores resistências, isso se a mesma parede for dimensionada levando em conta critérios de normas de alvenaria, o que intuitivamente não deveria ocorrer já que o concreto é um material mais resistente que os blocos da alvenaria.

Os estudos realizados tiveram apenas objetivo de comparar os dimensionamentos entres os métodos com os métodos de alvenaria, portanto, muito ainda há que se estudar em paredes de concreto moldadas no local para se obter afirmações mais condizentes com a realidade.

## **5.2. Análise Experimental**

Apresentando-se as conclusões obtidas nas fases experimentais realizadas têm-se os itens a seguir, separados em caracterização e ensaio de paredes esbeltas.

### **5.2.1. Caracterização**

Para ambos os materiais os blocos tiveram suas resistências altas e próximas ao esperado para poder realizar os ensaios, uma vez que os blocos de grande resistências fornecem grande módulos de deformações para as paredes, tornando assim com que as paredes mais resistentes à instabilidade, que era o fator que mais interessava a este trabalho.

Com as razões apresentadas neste trabalho esperava-se uma argamassa com cerca de 7,0 MPa de resistência, e graute com cerca de 25,0 MPa, os traços estudados e utilizados trouxeram valores muito bons para estes dois componentes, assim trazendo mais confiabilidade para os resultados das paredes. Para determinação do traço foi extraída a massa específica de cada material para poder obter o traço em peso (kg), para melhor controle de confecção em laboratório.

Os ensaios de caracterização dos prismas, os resultados de resistência à compressão foram menores do que os esperados pelas razões já conhecidas pela norma brasileira, esse fato causou certa dúvida no princípio, porém, como os blocos utilizados no trabalho foram feitos sobre medida nos moldes de blocos de vedação, e não tinham a espessura de 14,00 cm, que já é muito utilizada e têm seus parâmetros já conhecidos.

A geometria desses é diferente de blocos estruturais com menor razão área líquida/bruta. Sendo assim como esses resultados se justificam por esse ponto e estão com os valores bastante confiáveis

A Tabela 3-36 apresenta as razões conhecidas para dimensionamento de alvenaria estrutural, nota-se que tanto para o valor característico ou média são muito próximos, nota-se que a razão do prisma cheio com o bloco de concreto tem praticamente a mesma resistência e no cerâmico cerca de 70%, este fato se dá por conta que ao se grautear o bloco de concreto fica com sua área bruta toda preenchida, o que não ocorre com o bloco cerâmico que possui pequenos furos ao redor do furo principal, sendo assim sua área bruta não é toda preenchida.

Pode-se afirmar que a razão prisma/bloco para ambos os materiais foi de 0,40 metade do conhecido para os blocos de 14,00 cm de espessura (0,80), isso ocorre devido à geometria do bloco ser diferente portanto esse valor também é considerado confiável.

A razão parede/prisma que normalmente é utilizada 0,7, foi aproximadamente de 0,55 para os blocos cerâmicos e 1,10 para os de concreto, mais uma vez essa diferença ocorre devido à geometria dos blocos utilizados.

Para as paredes pequenas notou-se grandes valores de resistência à compressão, isso se dá pelo fato de serem paredes robustas, portanto, as reduções devido a esbeltez são poucas e a ruptura da parede não se ocorre por instabilidade, mas sim por compressão, então as pequenas paredes são levadas até o limite de resistência a compressão.

### **5.2.2. Ensaio de paredes esbeltas**

Quanto aos ensaios das paredes, deve-se levar em consideração o fato de que todos foram realizados utilizando-se rótulas na parte superior e inferior do sistema, o que considera que as paredes estejam simplesmente apoiadas na parte superior e inferior.

No caso real isso não ocorre, uma vez que a laje sobre a parede impõe carregamento e faz a ligação se comportar com certo engastamento. Porém, nesse caso a altura efetiva diminui juntamente com o coeficiente  $\lambda$ , o que torna esse erro favorável.

Quanto as paredes não armadas nota-se que todos os casos a resistência a instabilidade das paredes é muito baixa, pois as cargas de rupturas das paredes ocorreram para pequenos deslocamentos, o que significa que o valor limite estabelecido pelas normas brasileiras para paredes não-armadas,  $\lambda \leq 24$ , é um limite importante e não seria prudente utilizar esse método em condições com maior coeficiente de esbeltez.

Notou-se em todos os casos que os deslocamentos horizontais das paredes no topo e na base não são próximos, isto se dá por conta da rótula superior das paredes permitir um deslocamento maior no topo, portanto, para o esquema de ensaio utilizado essa diferença é justificada.

Quanto às paredes armadas o comportamento observado foi o esperado e os resultados foram plausíveis, tornando possível desenhar o traçado da curvatura que a parede apresentou ao longo do ensaio devido à instabilidade lateral, por meio das medidas nos transdutores.

Outro ponto importante sobre as paredes esbeltas ensaiadas é o fato de que apenas dois furos armados aumentaram muito a resistência a instabilidade das paredes, com isso importante ressaltar que não é recomendado que se construa paredes esbeltas em alvenaria estrutural não armada, uma vez que essas não apresentam estabilidade suficiente. Pode-se afirmar que paredes com índice de esbeltez próximos a 30 devem obrigatoriamente ter armadura, caso tenham as vinculações consideradas neste trabalho.

### **5.3. Análise Teórico-experimental**

Apresentando as conclusões obtidas nas fase teórico-experimental realizadas têm-se os itens a seguir, separados em paredes  $h=1,0$  m, paredes não-armadas  $h=2,80$  m e paredes armadas  $h=2,80$  m.

### **5.3.1. Paredes h=1,0 m**

Para as paredes pequenas (altura h=1,0 m) todas as normas analisadas apresentam valores de resistência menores que os obtidos nos ensaios de compressão simples realizados, sendo assim seus dimensionamentos estão a favor da segurança. O método apresentado em (P.K. Bhandari *et al*), apresentou para este tipo de paredes resultados próximos aos obtidos nos ensaios sendo assim foi o método que mais representou as paredes de altura de 1,0 m.

Lembrando-se que em (P.K. Bhandari *et al*) os autores mencionam a necessidade de analisar a flambagem em elementos esbeltos e da necessidade de armar tais elementos, fato que foi evidenciado neste trabalho, verificando-se que com apenas dois pontos de graute e armadura nas paredes a resistência à compressão e os deslocamentos laterais aumentaram significadamente.

### **5.3.2. Paredes não-armadas h=2,80 m**

Já para o caso das paredes esbeltas não-armadas foi realizada a comparação, mesmo sem a permissão das normas de se executar uma parede como essa, notou-se que as resistências das normas são baixas devido a grande diminuição de resistência devido ao redutor de esbeltez, porém mesmo assim as cargas obtidas pelos métodos analisados foram maiores que os obtidos nos ensaios pode-se afirmar que as normas estão coerentes em não permitir paredes com índice de esbeltez maiores que 30. Vale ressaltar que algumas normas têm um dimensionamento específico para esse limite.

Ressalta-se que as condições de apoio das paredes ensaiadas era de apoios moveis, o que não ocorre no caso das normas que tratam do dimensionamento para paredes com laje x laje, sendo essas mais resistentes.

### **5.3.3. Paredes armadas h=2,80 m.**

Para as paredes esbeltas armadas a norma canadense apresenta um dimensionamento para elementos com índice de esbeltez maior que 30, tal método apresentou uma boa relação com as paredes ensaiadas, uma vez que para as paredes de blocos de concreto o valor de norma foi de 180,07 kN, na média 214,22 kN. Para as paredes de blocos cerâmicos a norma apresentou o valor de 37,63 kN, sendo valor obtido de 34,67 kN dos ensaios. Nota-se proximidade dos valores, principalmente para as paredes esbeltas armadas executadas com blocos cerâmicos.

## **6** RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

---

A partir do estudo teórico e experimental realizado neste trabalho são listadas algumas recomendações para projeto execução de paredes esbeltas de alvenaria estrutural.

A principal recomendação é que paredes esbeltas devem obrigatoriamente ter armadura, como foi observado nos ensaios realizados com apenas dois pontos de graute e armadura as paredes tiveram comportamento muito bom a flambagem, o que não ocorreu nas paredes sem graute.

Não foram analisadas paredes com argamassa lateral, porém para o caso de paredes esbeltas torna-se interessante utilizar argamassa total no assentamento e cuidado para manter as juntas, tanto verticais quanto horizontais, com 1,0 cm.

O limite de índice de esbeltez de 24 para paredes não armadas da norma brasileira, deve ser respeitado, nota-se que quando o índice ultrapassa esse valor a parede deve ser armada, ressalta-se que em uma situação de obra a parede tem vinculações mais rígidas que as ensaiadas neste trabalho.

Considerando-se que seja possível dimensionar uma parede de 2,80 m de altura e 9,0 cm de espessura pelas normas brasileiras sem necessitar de armadura, as cargas de ruptura encontradas são aproximadamente 85 kN para blocos de concreto e 55 kN para os cerâmicos, considerando-se os resultados de prismas apresentados na caracterização deste trabalho. Observa-se que a parede de blocos de concreto rompeu com aproximadamente 22 kN, e a de blocos cerâmicos com aproximadamente 3,0 kN sendo que para a primeira tem-se aproximadamente 23 % da carga estimada pela norma e para a segunda aproximadamente 5 %.

Pode-se pensar para o caso de paredes com baixa carga vertical, até 10% da carga estimada pela norma, o limite de índice de esbeltez 30 poderia ser ultrapassado, porém não recomendado alvenaria não-armada. A norma canadense apresenta um dimensionamento para esses tipos de paredes sendo esse dimensionamento aquele que forneceu resultado mais próximo de carga última obtidas na fase experimental, sendo assim esse método é recomendado para paredes esbeltas.

## **7** REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ABNT NBR 15270-3 – Componentes cerâmicos – Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2005.

ABNT NBR 15812-1:2010 – Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT NBR 15812-2:2010 – Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos Parte 2: Execução e Controle de Obras. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT NBR 15961-1:2011 – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

ABNT NBR 15961-2:2011 – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto Parte 2: Execução e Controle de Obras. Rio de Janeiro, 2011.

ABNT NBR 8949 – Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1985.

ABNT NBR 16055 – Paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos.

EUROCODE6, Part 1-1, EN 1996-1-1– General – Rules for reinforced and unreinforced masonry, including lateral loading.

EUROCODE6, Part 2, BS EN 1996-1-2– Selection and execution of masonry.

EUROCODE6, Part 3, BS EN 1996-1-3– Simplified calculation methods for masonry structures.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE: (ACI 530), Building Code Requirements for Masonry Structures.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE(ACI 318), Building Code Requirements for Structural Concrete.

BEAN POPEHN, J. R., A. E. SCHULTZ, M. LU, H. K. STOLARSKI, N. J. Ojard, “Influence of Transverse Loading on the Stability of Slender Unreinforced Masonry Walls,” *Journal of Engineering Structures* (Elsevier), 30(10), 2008, pp. 2830-2839.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. Code of practice for structural use of masonry - Part 1 – Structural use of unreinforced masonry - BS5628: part 1. Reino Unido, 1992.

CORREA, M. R. S.; SILVA, R. M. The New Brazilian Clay Masonry Code – 1st part: Design. In: 8<sup>th</sup> International Masonry Conference. Proceedings of the 8IMC, Dresden, Germany, 2010, p.1-10.

*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Referências Bibliográficas*

CSA Standards 2004: CSA S304.1-04, Design of masonry structures. p. 148, 2004.

CSA Standards 2004: (CSA – A23.3-04), Design of concrete structures.

EUROCODE 2 –Design of concrete structure – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

CURTIN, W. G., ET AL. Structural masonry designers' manual. 2nd edition (revised). Oxford : blackwell science ltd, 1995. 0-632-03899-3.

DRYSDALE, ROBERT G., HAMID, AHMAD A.; BAKER, LAWRIE R. Masonry structures – behavior and design. 2nd edition. Boulder : the masonry society, 1999. 1-929081-01-4.

GLANVILLE, J. I., HATZINIKOLAS M. A., OMRAN, H. A. B.. (1996). Engineered Masonry Design – Limit States Design. Winston House Enterprises, Winnipeg, Canadá, v. 20, p. 173-180.

HENDRY, A.W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. (1997). *Design of masonry structures*. Reino Unido, E&FN Spon.

LU, M., SCHULTZ A. E., STOLARSKI H. K., “Analysis of the Influence of Tensile Strength on the Stability of Eccentrically Compressed Slender Unreinforced Masonry Walls under Lateral Loads,” Journal of Structural Engineering (ASCE), 130(6), 2004, pp. 921-933.

MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE (2011). *Building code requirements for masonry structures* (ACI 530-11/TMS/ 402-11/ASCE 5-11).

PARSEKIAN, G. A. Tecnologia de produção de alvenaria estrutural protendida.. São Paulo, Tese (Doutorado), EPUSP, 263p., 2002.

POPEHN, B. R. J., SCHULTZ, A. E. Finite element verification of moment magnifiers for unreinforced masonry wall loaded out-of-plane. In: North American Masonry Conference, 11. 2011, Minneapolis, USA.

SCHULTZ, A. E. MUEFFELMAN J. M., “Elastic Stability of URM Walls Under Transverse Loading,” TMS Journal (The Masonry Society), 21(1), 2003, pp. 31-40.

SCHULTZ, A. E. Solutions for critical axial loads in eccentrically compressed and laterally loaded slender URM Members. In: North American Masonry Conference, 11.;2011, Minneapolis, USA.

SCHULTZ, A., J. BEAN POPEHN, J. TANNER, “Influence of Lateral Loading and Inelastic Buckling on Moment Magnification of URM Walls,” Proceedings to 8th International Masonry Conference, Dresden, Germany, 2010.

STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. Masonry Structures - AS 3700. Second Edition, Sydney, 1998.

*Estudo Teórico e Experimental de Paredes Esbeltas de Alvenaria Estrutural*  
*Referências Bibliográficas*

STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. Concrete Structures - AS 3600.

THE MASONRY SOCIETY. Masonry designers' guide. 4th edition. Boulder : the masonry society, 2003. Mdg403.

COLVILLE, J. "simplified Design of Load Bearing Masonry Walls" Proceedings, 5th International Symposium on Loadbearing Brickwork, Publication No. 27, British Ceramic society, London, Dec. 1978, pp. 2171-2234

COLVILLE, J. "Stress Reduction Design Factors for Masonry Walls" Proceedings, American society of Civil engineers, V. 105, ST10, New York, NY, Oct. 1979, pp. 2035-2051.

YOKEL, F. "Stability and Load Capacity of Members with no Tensile Strength," Proceedings, American Society of Civil Engineers, V. 97, ST7, New York, NY, July 1971, p. 1913-1926

P.K. BHANDARI, G.S BENIPAL, AND M. AHMED, "A study of elastic buckling of masonry columns," Asian journal of civil engineering (building and housing) vol. 9, no. 5 (2008) pages 539-548

# 8 ANEXOS

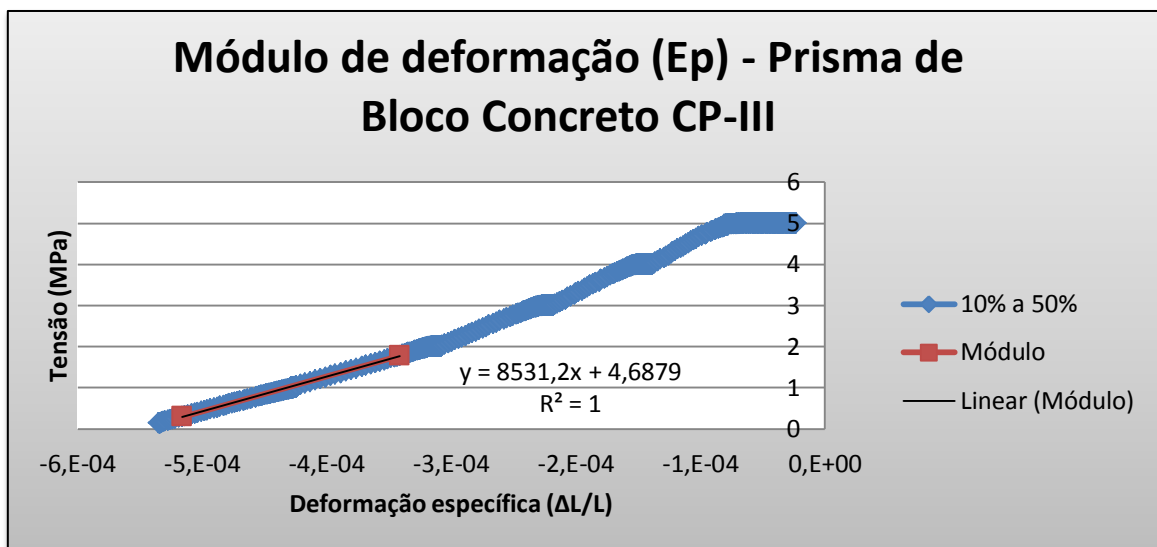
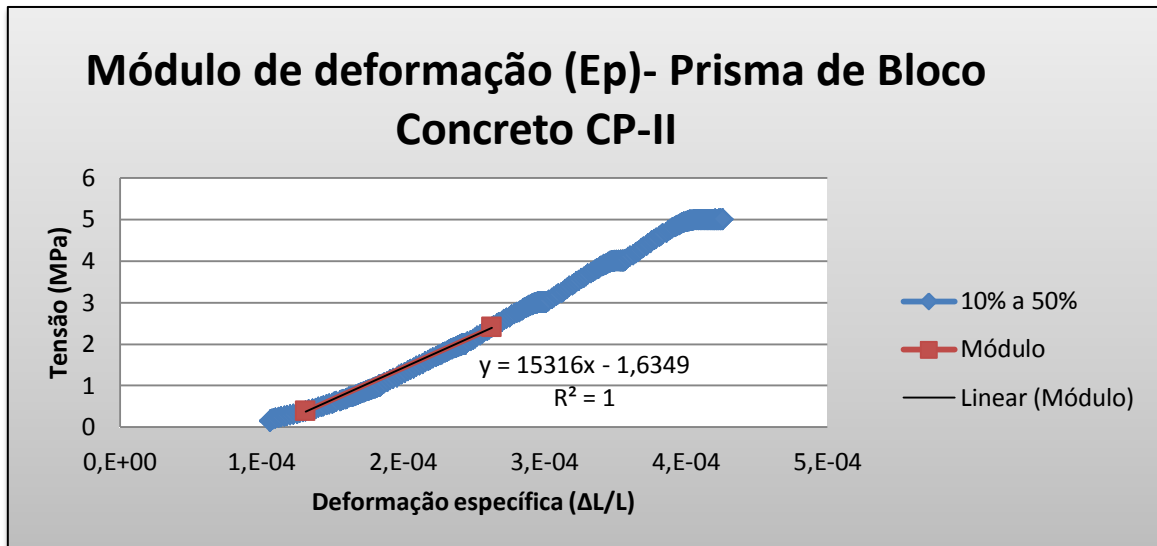
Os anexos deste trabalho apresentam os gráficos e figuras utilizadas no trabalho.

## 8.1. Gráficos dos módulos de deformações ( $E_p$ )

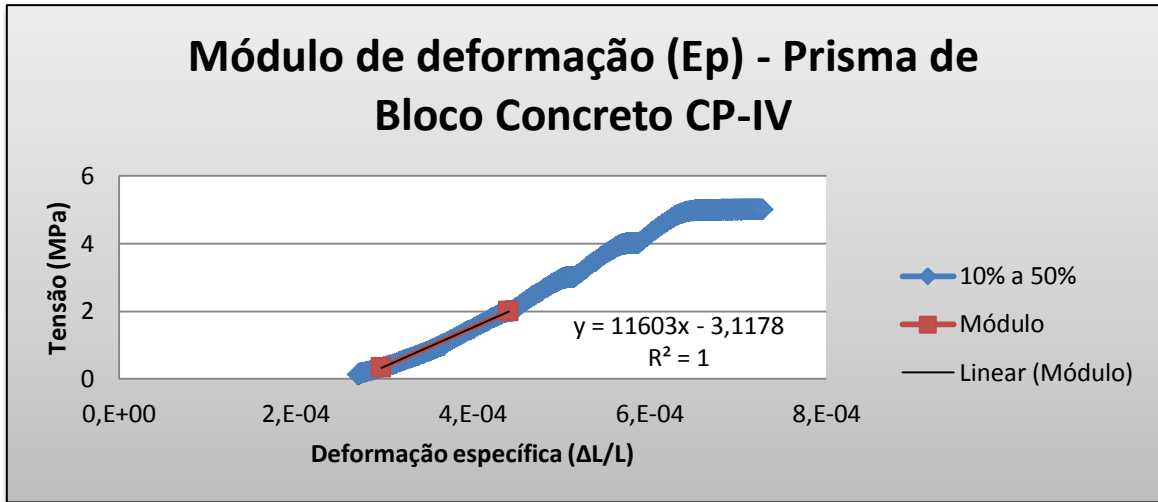
Abaixo têm-se os gráficos utilizados para obtenção do módulo de deformações da fase de caracterização.

### 8.1.1. Prismas de blocos de concreto oco

Para prismas de blocos de concreto oco tem-se:

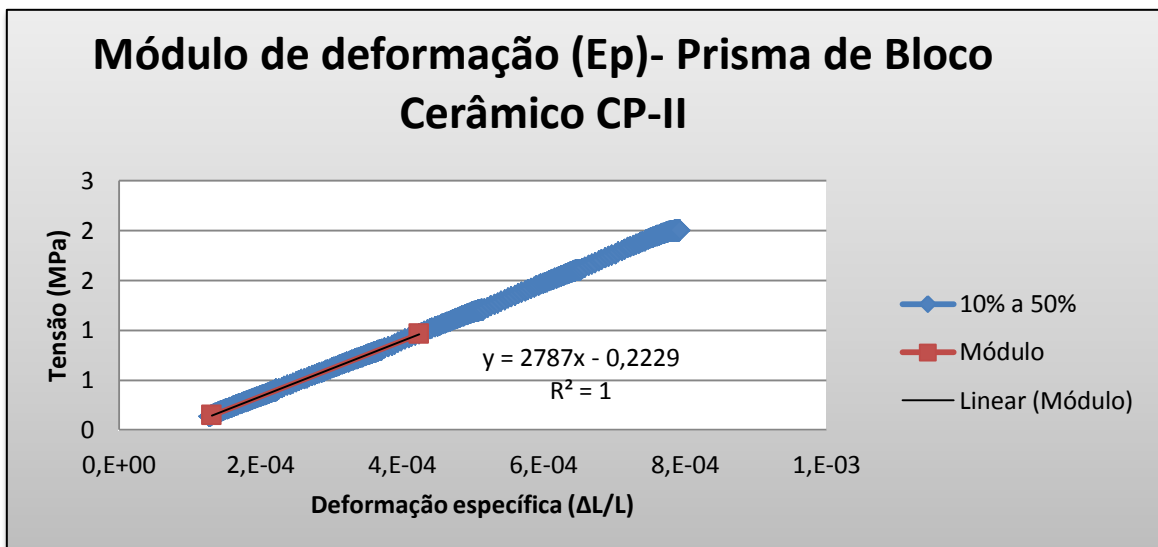
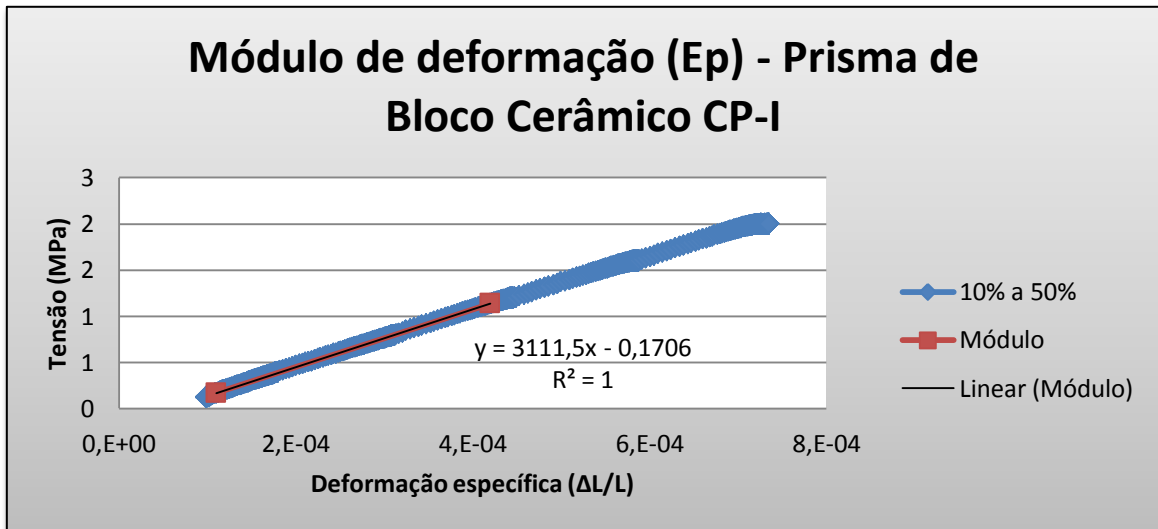


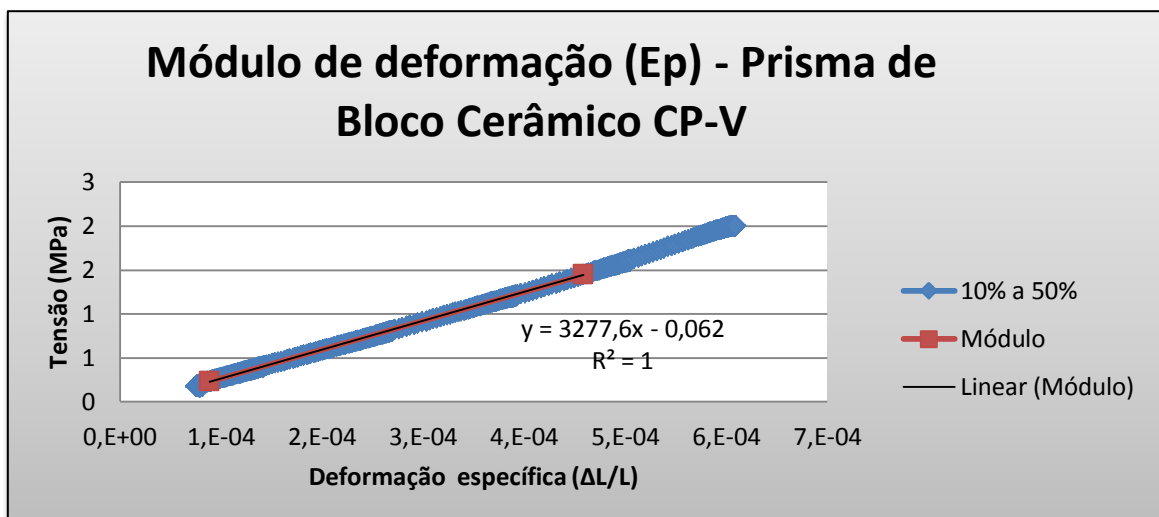
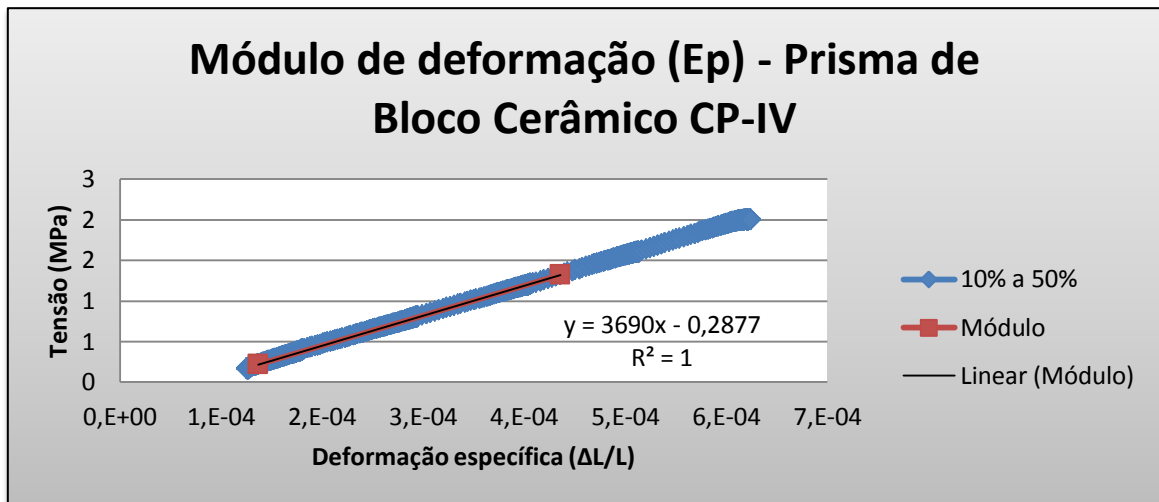
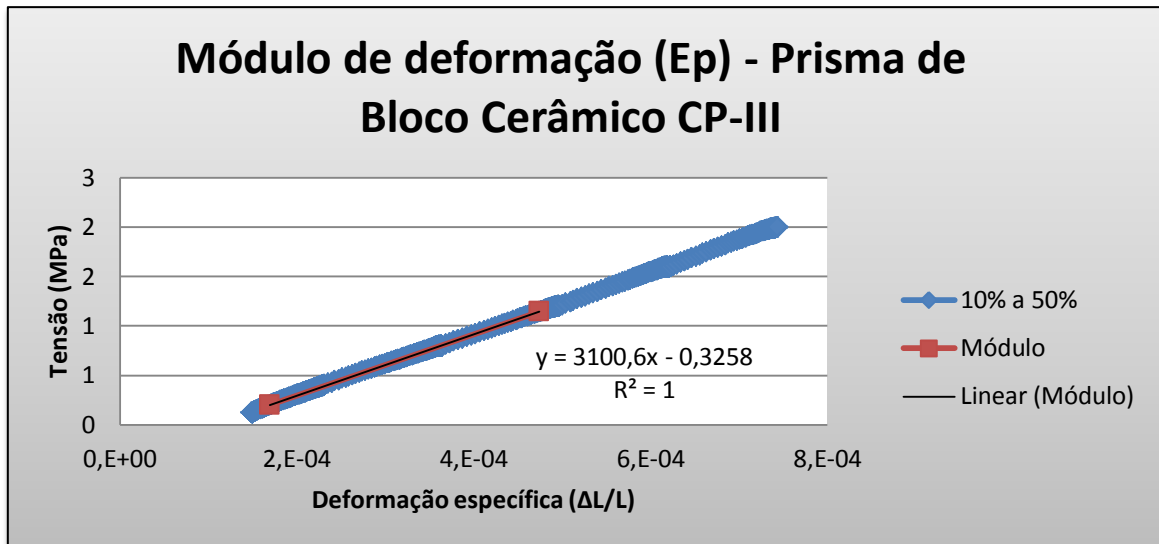


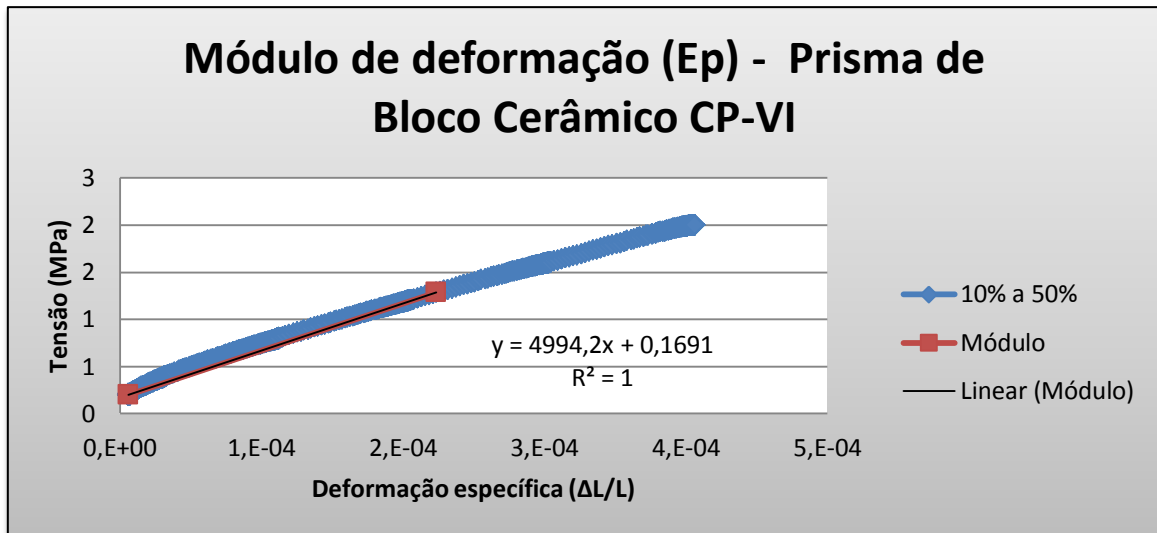


#### 8.1.2. Prismas de blocos cerâmicos oco

Para prismas de blocos cerâmicos oco tem-se:

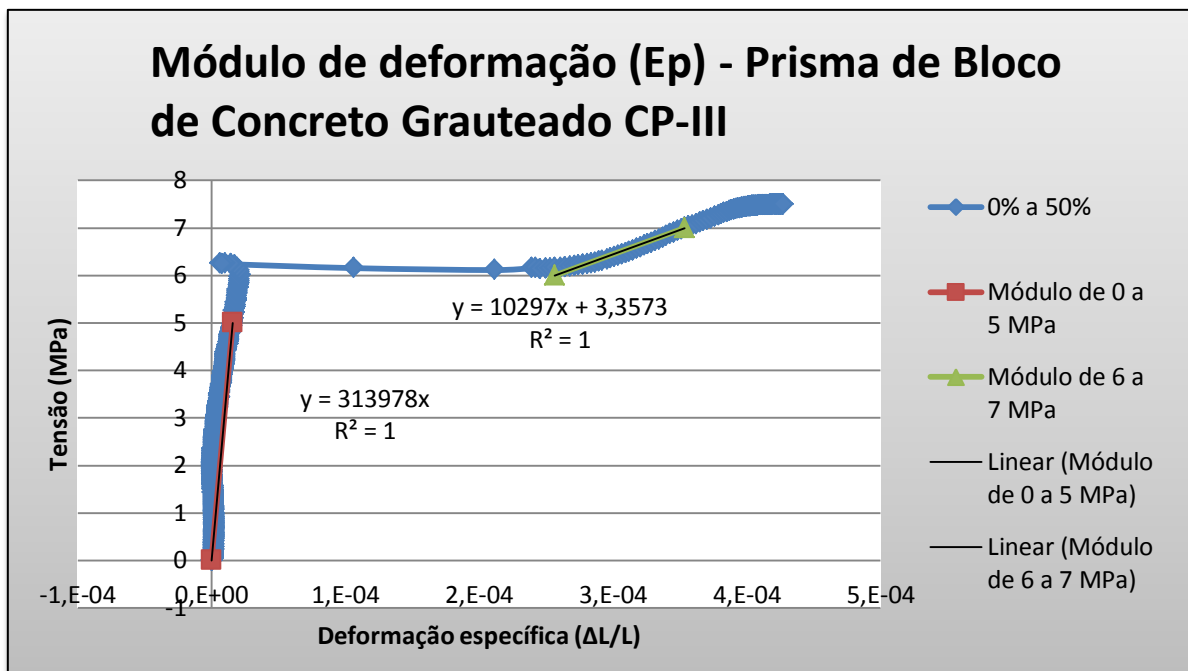


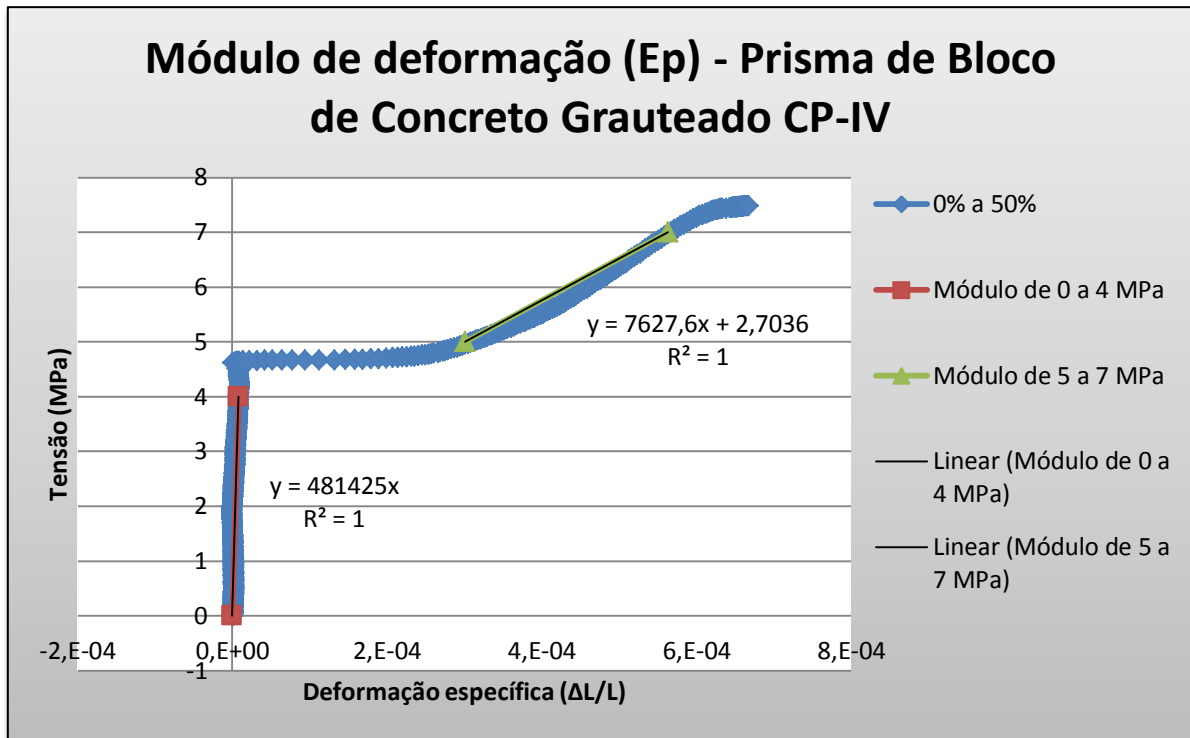




#### 8.1.3. Prismas de blocos de concreto cheio

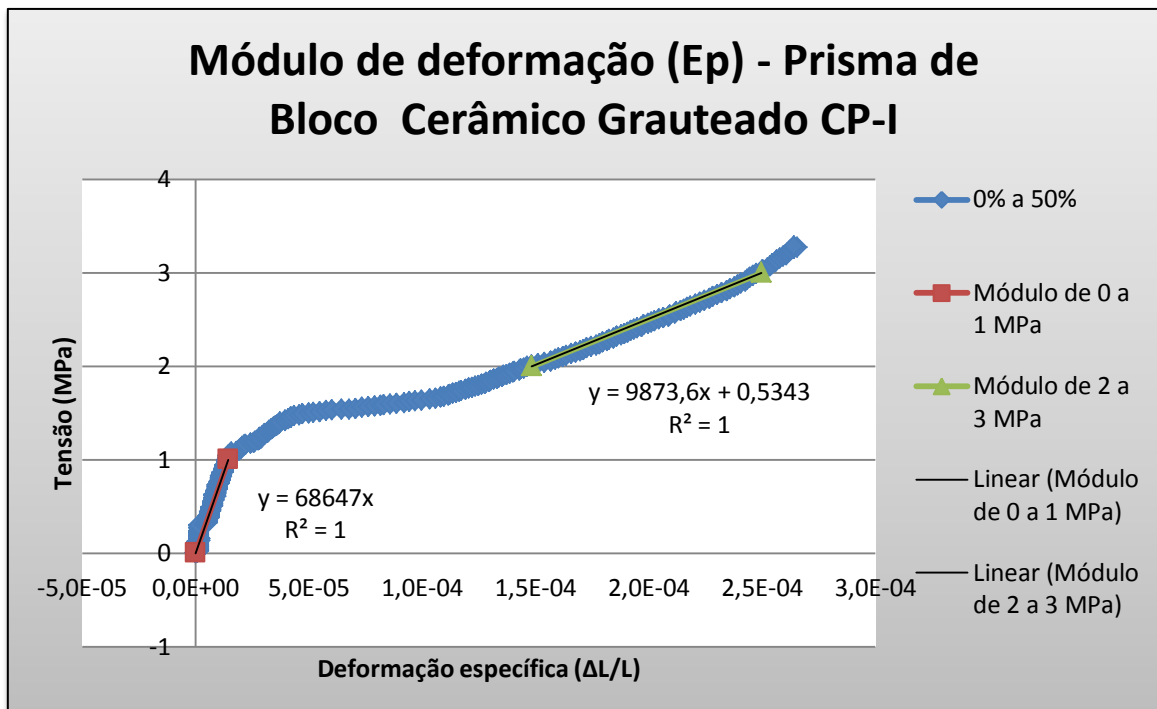
Para prismas de blocos de concreto cheio tem-se:

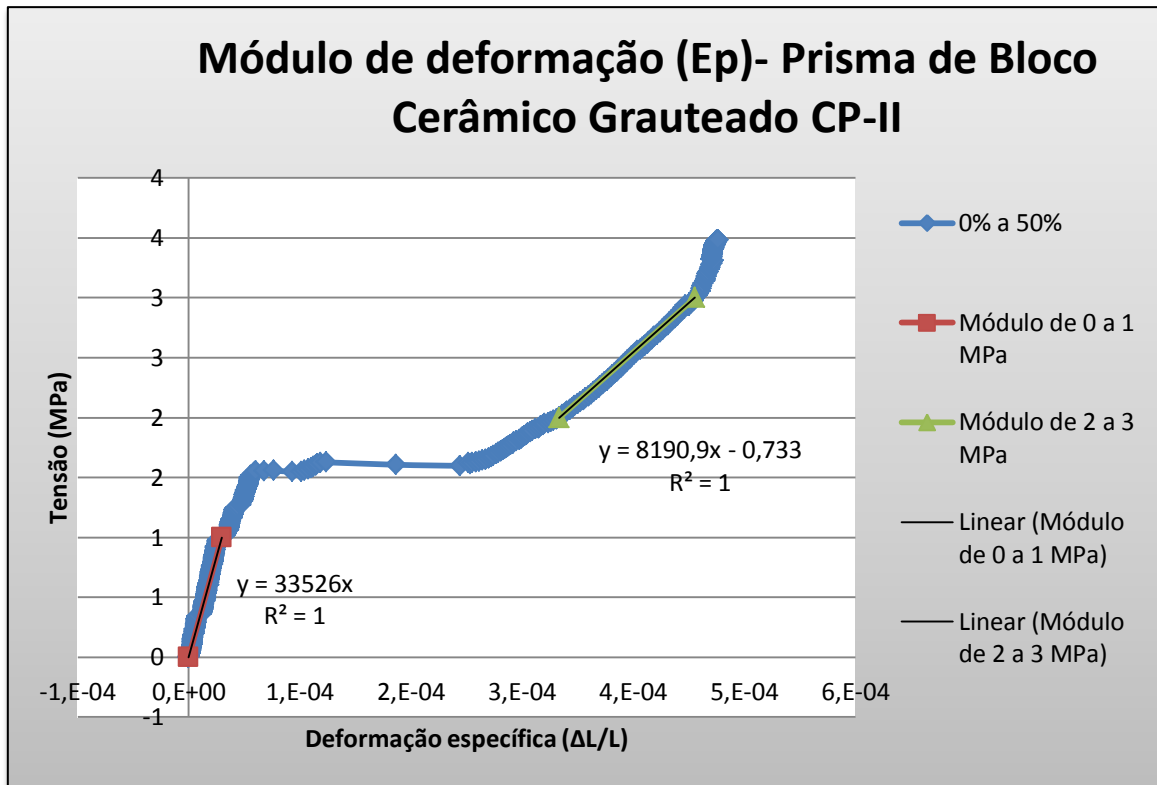




#### 8.1.4. Prismas de blocos cerâmicos cheio

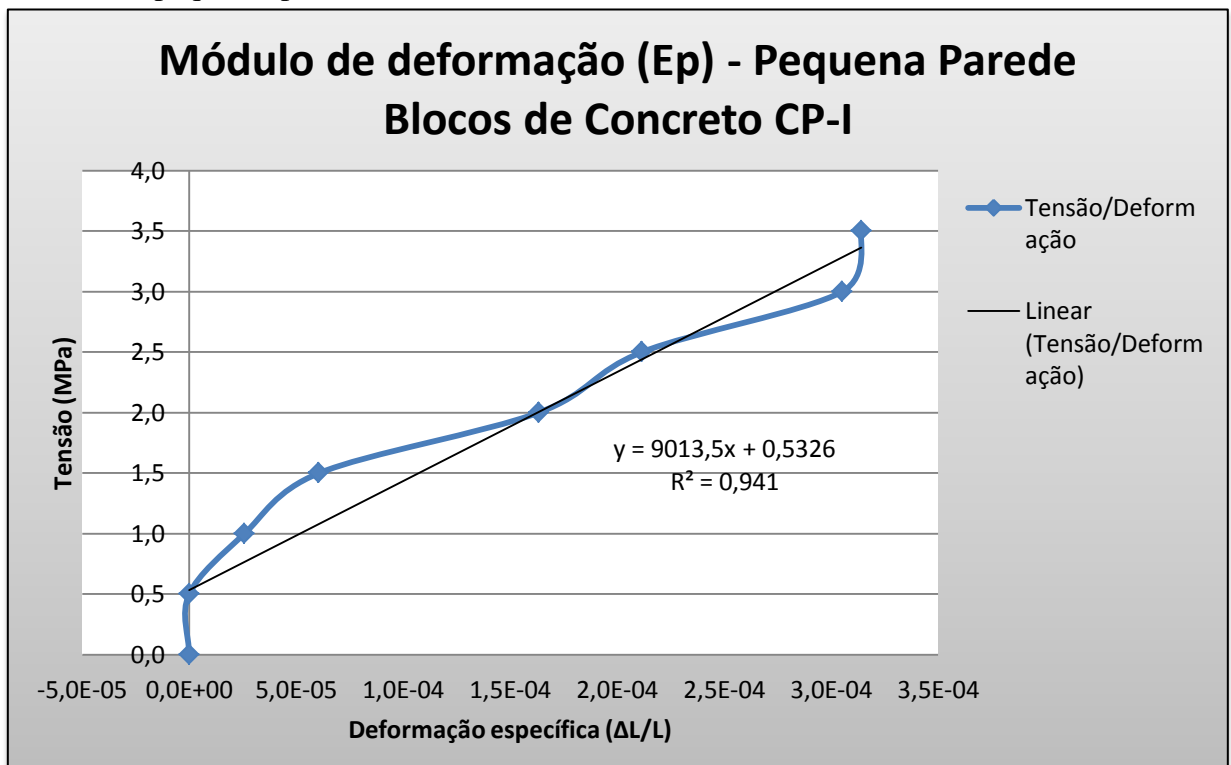
Para prismas de blocos cerâmicos cheio tem-se:





#### 8.1.5. Pequenas paredes de blocos de concreto

Para pequenas paredes de blocos de concreto tem-se:



### 8.1.6. Pequenas paredes de blocos cerâmicos

Para pequenas paredes de blocos cerâmicos tem-se:

