

ALVENARIA ESTRUTURAL NÃO ARMADA - PARÂMETROS BÁSICOS
A SEREM CONSIDERADOS NO PROJETO DOS ELEMENTOS RESISTENTES

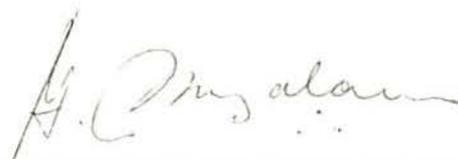
JEFFERSON SIDNEY CAMACHO

Dissertação apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

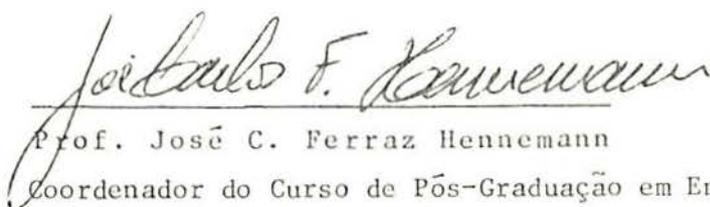
Porto Alegre

Agosto de 1986

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Curso de Pós-Graduação.



Prof. Alberto Ovidio Brizolara
Orientador



Prof. José C. Ferraz Hennemann
Coordenador do Curso de Pós-Graduação em Eng.Civil

BANCA EXAMINADORA:

- Prof. Alberto Ovidio Brizolara (Orientador)
Arq.Espec. pela Fac. Arquitetura de Montevideo
- Prof. Nelton Fernandes Bonilha
M.Sc. pelo CPGEC/UFRGS
- Prof. João Luiz Campagnolo
M.Sc. pelo CPGEC/UFRGS
- Prof. Vahan Agopyan
Ph.D. pela Univ. London

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos:

Ao professor Alberto Ovidio Brizolara pela orientação.

Ao prof. Nelton Fernandes Bonilha, cujo empenho e dedicação contribuíram significativamente para a realização deste trabalho.

Aos amigos que me propiciaram horas de agradável convívio e com os quais sempre pude contar em todas as ocasiões que deles necessitei.

Ao CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, cuja bolsa de estudos viabilizou a realização deste trabalho.

À Marlene, minha querida esposa, que tanto me incentivou e auxiliou na realização deste trabalho, não medindo esforços e sacrifícios pessoais.

À Marlene

SUMARIO

LISTA DE SÍMBOLOS.....	ix
LISTA DE FIGURAS.....	xii
LISTA DE TABELAS.....	xvi
RESUMO.....	xix
ABSTRACT.....	xx
DEFINIÇÕES.....	xxi
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. ALVENARIA ESTRUTURAL.....	4
2.1. Conceituação.....	4
2.2. Histórico.....	5
2.3. Alvenaria Estrutural no Brasil.....	7
2.4. Técnica Alternativa.....	8
2.5. Normas Internacionais.....	9
2.5.1. Normas Norte Americanas.....	10
2.5.1.1. Brick Institute of America (BIA).....	11
2.5.1.2. National Concrete Masonry Association (NCMA).....	11
2.5.1.3. American Concrete Institute (ACI).....	11
2.5.1.4. Uniform Building Code (UBC).....	12
2.5.2. Norma Inglesa.....	12
2.5.3. Norma Alemã.....	12
3. PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL.....	14
3.1. Considerações Iniciais.....	14
3.1.1. Considerações Iniciais.....	15
3.1.2. Hipóteses Básicas de Cálculo.....	17
3.1.3. Etapas de um Projeto Estrutural.....	17

3.2.	Estrutura.....	19
3.2.1.	Definição.....	19
3.2.2.	Sistemas Estruturais.....	19
3.2.3.1.	Sistema Celular.....	21
3.2.3.2.	Sistema de Paredes Transversais.....	21
3.2.2.3.	Sistema Complexo com Núcleo Resistente.....	21
3.3.	Estados Limites.....	22
3.3.1.	Definição.....	22
3.3.2.	Estados Limites Últimos.....	22
3.3.3.	Estados Limites de utilização.....	23
3.4.	Segurança.....	23
3.4.1.	Definição.....	23
3.4.2.	Método das Tensões Admissíveis.....	24
3.4.3.	Método do Coeficiente de Segurança Externo.....	25
3.4.4.	Métodos Probabilísticos.....	25
3.4.4.1.	Método Probabilístico Puro.....	26
3.4.4.2.	Método Probabilístico Con- dicionado.....	26
3.4.5.	Método Semi-Probabilístico.....	26
3.4.6.	Comentário.....	28
3.5.	Valores Característicos.....	29
3.5.1.	Definição.....	29
3.5.2.	Resistência Característica.....	30
3.5.3.	Ações e Solicitações Características.....	31
3.6.	Coeficiente de Segurança e Valores de Cálculo.....	32
3.6.1.	Definição.....	32
3.6.2.	Coeficiente de Majoração para as Ações.....	33
3.6.2.1.	BS 5628.....	34
3.6.2.2.	NBR 8681.....	35
3.6.3.	Coeficiente de Minoração para as Resis- tências.....	36
3.6.3.1.	BS 5628.....	36
3.6.3.2.	National Concrete Masonry Associa- tion (NCMA), Uniform Building Code (UBC), American Concrete Institute (ACI) e o Brick Institute of America (BIA).....	38

4.	PAREDE RESISTENTE.....	41
4.1.	Considerações Iniciais.....	41
4.2.	Fatores que Afetam a Resistência à Compressão da Alvenaria.....	42
4.2.1.	Resistência Básica da Alvenaria.....	43
4.2.2.	Resistência da Unidade.....	43
4.2.3.	Resistência da Argamassa.....	46
4.2.4.	Espessura das Juntas.....	49
4.2.5.	Absorção Inicial D'Água da Unidade.....	51
4.2.6.	Condições de Cura.....	52
4.2.7.	Influência da Mão-de-Obra.....	53
4.3.	Otimização da Resistência da Parede.....	56
4.4.	Recomendações sobre a Argamassa.....	57
4.5.	Determinação da Resistência à Compressão da Alvenaria.....	59
4.5.1.	Ensaio de Unidades.....	60
4.5.1.1.	Brick Institute of America (BIA).....	60
4.5.1.2.	National Concrete Masonry Association (NCMA) e American Concrete Institute (ACI).....	59
4.5.2.	Ensaio em Prismas.....	62
4.5.2.1.	Brick Institute of America (BIA).....	63
4.5.2.2.	Uniform Building Code (UBC).....	64
4.5.2.3.	National Concrete Masonry Association (NCMA).....	66
4.5.2.4.	American Concrete Institute (ACI).....	67
4.5.3.	Ensaio em Painéis de Alvenaria.....	67
4.5.4.	Comentário.....	70
4.6.	Determinação do Módulo de Elasticidade.....	72
4.6.1.	Brick Institute of America (BIA).....	73
4.6.2.	American Concrete Institute (ACI).....	75
4.6.3.	Uniform Building Code (UBC).....	75
4.6.4.	Rigidez à Flexão (EI).....	76

5. ANÁLISE ESTRUTURAL.....	77
5.1. Distribuição das Cargas Verticais.....	77
5.2. Paredes de Contraventamento.....	79
5.2.1. Definição das Paredes de Contraventamento...	79
5.2.1.1. American Concrete Institute (ACI) e National Concrete Masonry Association (NCMA).....	80
5.2.1.2. Uniform Building Code (UBC) e Brick Institute of America (BIA)...	82
5.2.1.3. BS 5628.....	82
5.2.2. Estabilidade Lateral.....	82
5.2.3. Excentricidade do Carregamento Vertical.....	83
5.2.4. Carga Vertical Admissível.....	84
5.2.5. Distribuição das Cargas Horizontais.....	84
5.2.6. Métodos de Cálculo.....	87
5.3. Espessura Efetiva.....	90
5.3.1. BS 5628.....	92
5.3.2. National Concrete Masonry Association (NCMA) e American Concrete Institute (ACI).....	95
5.3.3. Uniform Building Code (UBC) e Brick Institute of America (BIA).....	96
5.3.4. Paredes Celulares.....	96
5.4. Altura Efetiva.....	99
5.4.1. BS 5628.....	100
5.4.1.1. Paredes.....	100
5.4.1.2. Colunas.....	101
5.4.1.2.1. Colunas Enrijecedoras...	101
5.4.1.2.2. Colunas Formadas por Aberturas Adjacentes na Parede.....	102
5.4.2. National Concrete Masonry Association (NCMA), Brick Institute of America (BIA), Uniform Building Code (UBC) e American Concrete Institute (ACI).....	104
5.4.2.1. Paredes.....	104
5.4.2.2. Colunas.....	105

5.5.	Comprimento Efetivo.....	106
5.6.	Excentricidade do Carregamento.....	108
5.6.1.	Determinação da Excentricidade.....	108
5.6.1.1.	BS 5628.....	109
5.6.1.1.1.	Excentricidade no Topo do Elemento (e_x).....	109
5.6.1.1.2.	Excentricidade Adi- cional (e_a).....	111
5.6.1.1.3.	Excentricidade Final (e_m).....	111
5.6.1.2.	Método de Haller.....	112
5.6.2.	Efeito da Excentricidade do Carregamento....	116
5.6.2.1.	BS 5628.....	117
5.6.2.2.	Brick Institute of America (BIA) e Uniform Building Code (UBC).....	118
5.6.2.2.1.	Excentricidade em Relação a um Eixo.....	119
5.6.2.2.2.	Excentricidade em Relação a Dois Eixos....	119
5.7.	Coefficiente de Redução (β).....	121
5.8.	Consideração da Esbeltez.....	127
5.8.1.	BS 5628.....	128
5.8.2.	Uniform Building Code (UBC) e Brick Institute of America (BIA).....	129
5.8.3.	National Concrete Masonry Association (NCMA).....	131
5.8.4.	American Concrete Institute (ACI).....	133
5.8.5.	Comité Euro-International du Béton (CEB)....	133
5.8.6.	Comparação entre os Coeficientes de Esbeltez.....	134
5.8.7.	Discussão.....	135
5.9.	Capacidade Resistente de Elementos de Alvenaria....	137
5.9.1.	Cargas Verticais.....	138
5.9.1.1.	Brick Institute of America (BIA).....	138
5.9.1.2.	National Concrete Masonry Association (NCMA).....	139
5.9.1.2.1.	Carga Axial.....	140

5.9.1.2.2.	Carga Excêntrica.....	140
5.9.1.3.	American Concrete Institute.....	141
5.9.1.3.1.	Carga Axial.....	142
5.9.1.3.2.	Carga Excêntrica.....	142
5.9.1.4.	BS 5628.....	143
5.9.2.	Cargas Horizontais.....	144
5.9.2.1.	Brick Institute of America (BIA).....	144
5.9.2.2.	American Concrete Institute (ACI) e National Concrete Masonry Association (NCMA).....	144
5.9.2.3.	BS 5628.....	145
6.	CONCLUSÕES.....	146
7.	ANEXOS.....	149
7.1.	ASTM C 67.....	149
7.2.	ASTM C 140.....	150
7.3.	ASTM E 447.....	151
7.4.	Tabelas Inglesas para a Obtenção da Resistência Final Característica da Alvenaria.....	153
	BIBLIOGRAFIA.....	157

LISTA DE SÍMBOLOS

- c_c - centro de cisalhamento (centro de corte)
- C_e - coeficiente de excentricidade
- CG - centro de gravidade (centro de massa)
- C_s - coeficiente de esbeltez
- CV - coeficiente de variação
- E - módulo de elasticidade
- EI - rigidez à flexão
- e - excentricidade (genérica)
- e_a - excentricidade adicional
- e_m - excentricidade final
- e_x - excentricidade no topo do elemento
- e_1, e_2 - excentricidade virtual
- F - ação (genérica)
- f - resistência (genérica)
- F'_b - resistência média à compressão das unidades
- f_k - resistência característica da alvenaria
- f_m - resistência admissível à compressão da alvenaria
- f'_m - resistência média à compressão da alvenaria (ou resistência básica)
- f_t - resistência admissível à tração da alvenaria
- f_v - resistência característica ao corte da alvenaria
- G_k - carga permanente característica
- GK - peso próprio característico total
- H, h - altura

H_{ef} - altura efetiva
 h_j - altura das juntas
 h_u - altura das unidades
 I - momento de inércia
 i - raio de giração
 K - coeficiente de rigidez
 L, ℓ - comprimento
 L_{ef} - comprimento efetivo
 M_t - momento torçor
 m_o - resistência mínima da argamassa aos 28 dias de idade
 P - carga vertical aplicada
 p - probabilidade
 P_{lim} - resistência à compressão mínima aceitável (pré-definida) de uma amostra
 P_o - limite mínimo de resistência das unidades
 P_u - resistência característica das unidades
 Q_k - carga accidental característica
 R - resistência (genérica)
 R_c - resistência da argamassa utilizada no campo (obra)
 R_d - resistência de cálculo
 R_k - resistência característica
 R_m - resistência média
 R_p - resistência da argamassa utilizada nos painéis
 S - solicitação (genérica)
 s - desvio-padrão
 S_d - solicitação de cálculo
 S_K - solicitação característica
 SR - razão de esbeltez
 t - espessura

- t_{ef} - espessura efetiva
- t_p - espessura de uma coluna
- V_m - resistência admissível ao corte da alvenaria
- W_k - carga de vento
- \bar{X} - valor médio de uma grandeza qualquer
- Y_u - deflexão lateral no centro do painel
- Z - variável adimensional
- β - coeficiente de redução da resistência da alvenaria
- γ_e - coeficiente de segurança externo
- γ_i - coeficiente de segurança interno
- γ_f - coeficiente de majoração das ações
- γ_m - coeficiente de minoração da resistência à compressão da alvenaria
- γ_{mv} - coeficiente de minoração da resistência ao corte da alvenaria
- Δ - deslocamento horizontal
- λ - índice de esbeltez
- σ_a - tensão admissível
- σ_r - tensão de ruptura
- σ_s - tensão de serviço
- ψ_m - fator de redução da resistência da argamassa
- ψ_u - fator de redução da resistência das unidades

LISTA DE FIGURAS

- 3.1 - Ações atuantes em um sistema estrutural tipo caixa.
- 3.2 - Deslocamento horizontal em paredes de contraventamento.
- 3.3 - Etapas de um projeto estrutural.
- 3.4 - Sistemas estruturais.
- 3.5 - Não-linearidade entre ação e tensão.
- 3.6 - Situação de projeto: métodos semi-probabilísticos.
- 3.7 - Distribuição normal de uma grandeza.
- 3.8 - Distribuição normal reduzida.
- 3.9 - Relação coeficiente de segurança x coeficientes de variação, para diversas probabilidades de ruína.
- 4.1 - Resistência característica da alvenaria em função da resistência das unidades - Sutherland.
- 4.2 - Resistência característica da alvenaria - BS 5628.
- 4.3 - Influência da resistência da argamassa na resistência final da alvenaria.
- 4.4 - Influência da espessura das juntas na resistência de prismas - Salhin.
- 4.5 - Influência da espessura das juntas na resistência final da alvenaria - Hendry.
- 4.6 - Abaulamento da argamassa.
- 4.7 - Influência da sucção inicial na resistência da alvenaria.
- 4.8 - Influência da mão-de-obra na resistência da alvenaria de tijolos.
- 4.9 - Curva tensão-deformação idealizada.

- 5.1 - Distribuição das cargas das lajes para as paredes individuais, baseada em áreas de influência triangulares e trapezoidais.
- 5.2 - Distribuição das cargas das lajes para um grupo de paredes - Sutherland.
- 5.3 - Definição das paredes de contraventamento em função da direção do vento.
- 5.4 - Largura das flanges para paredes de contraventamento de seções compostas.
- 5.5 - Parede de contraventamento sujeita a flexão oblíqua.
- 5.6 - Ação de vento em um grupo de painéis de contraventamento.
- 5.7 - Paredes de contraventamento sujeitas a um momento torçor.
- 5.8 - Métodos de cálculo utilizados para a determinação de tensões e deflexões em paredes de contraventamento com aberturas.
- 5.9 - Comparação entre os métodos de cálculo na estimativa de deflexões para um edifício real.
- 5.10 - Comparação entre os métodos de cálculo na estimativa da distribuição de tensões, em uma parede de contraventamento, para um edifício real.
- 5.11 - Parede enrijecida por colunas.
- 5.12 - Parede equivalente.
- 5.13 - Coeficiente de rigidez (K) - Haseltine.
- 5.14 - Paredes enrijecidas.
- 5.15 - Espessura efetiva de paredes e colunas - BS-5628.
- 5.16 - Parede celular.
- 5.17 - Comprimentos teóricos de flambagem.
- 5.18 - Apoios que dão restrição elevada.
- 5.19 - Apoios que dão restrição simples.
- 5.20 - Altura efetiva de colunas apoiadas nas duas direções.
- 5.21 - Altura efetiva de colunas apoiadas em uma direção.

- 5.22 - Altura efetiva de colunas enrijecedoras.
- 5.23 - Colunas formadas por aberturas adjacentes.
- 5.24 - Parede suficientemente apoiada, porém a coluna não.
- 5.25 - Modo de flambagem de uma parede: $L > h$.
- 5.26 - Modo de flambagem de uma parede: $L < h$.
- 5.27 - Apoios que dão restrição elevada.
- 5.28 - Apoios que dão restrição simples.
- 5.29 - Variação da excentricidade (e_x).
- 5.30 - Cálculo da excentricidade no topo do elemento.
- 5.31 - Variação da excentricidade (e_a).
- 5.32 - Variação da excentricidade (e_m).
- 5.33 - Cálculo da excentricidade virtual nas paredes internas.
- 5.34 - Cálculo da excentricidade virtual nas paredes externas (carga acidental).
- 5.35 - Cálculo da excentricidade virtual nas paredes externas (peso próprio).
- 5.36 - Deflexão e fissuração de um elemento excentricamente carregado.
- 5.37 - Coeficiente de redução (β) devido à excentricidade do carregamento.
- 5.38 - Excentricidade do carregamento em relação a um eixo e em relação a dois eixos principais.
- 5.39 - Modos de curvatura e valores de e_1/e_2 .
- 5.40 - Distribuição de tensões no estado limite último.
- 5.41 - Comparação entre a distribuição convencional de tensões e a adotada pela BS 5628.
- 5.42 - Comparação entre a distribuição de tensões quando $e_x < 0,05 t$.
- 5.43 - Valores do coeficiente de redução (β).
- 5.44 - Valores do coeficiente de redução (β).

- 5.45 - Valores do coeficiente de esbeltez (C_s).
- 5.46 - Redução na resistência básica da alvenaria devido à esbeltez.
- 5.47 - Paredes com um e dois apoios verticais.
- 5.48 - Valores do coeficiente de esbeltez (K).
- 5.49 - Comparação entre os coeficientes de esbeltez.
- 5.50 - Parede com dois apoios laterais sujeita a um carregamento vertical.
- 5.51 - Modos de flambagem de uma placa.
- 7.1 - Prismas utilizados para a obtenção de f'_m - Método A.
- 7.2 - Tijolo inglês padrão (cerâmico ou de concreto).

LISTA DE TABELAS

- 3.1 - Valores do coeficiente de majoração (γ_f) - BS 5628.
- 3.2 - Valores do coeficiente (γ_f) para ações de grande variabilidade e peso próprio da estrutura $\leq 75\%$ do peso permanente total - NBR 8681.
- 3.3 - Valores do coeficiente (γ_f) para ações de pequena variabilidade e peso próprio da estrutura $> 75\%$ do peso permanente total - NBR 8681.
- 3.4 - Valores do coeficiente (γ_f) para efeitos de recalque de apoio e retração dos materiais - NBR 8681.
- 3.5 - Valores do coeficiente (γ_f) para ações variáveis - NBR 8681.
- 3.6 - Valores do coeficiente (γ_m) - BS 5628.
- 3.7 - Valores do coeficiente (γ_{mv}) - BS 5628.
- 3.8 - Valores do coeficiente (γ_m) na compressão axial - BIA e UBC.
- 3.9 - Valores do coeficiente (γ_m) na flexo-compressão - BIA e UBC.
- 3.10 - Valores do coeficiente (γ_m) na compressão axial - NCMA.
- 3.11 - Valores do coeficiente (γ_m) na flexo-compressão - NCMA.
- 3.12 - Valores do coeficiente (γ_m) na compressão axial - ACI.
- 3.13 - Valores do coeficiente (γ_m) na flexo-compressão - ACI.
- 4.1 - Fator de eficiência da alvenaria para diversos tipos de unidades.
- 4.2 - Influência do tipo de material utilizado nas juntas, sobre a resistência da alvenaria.

- 4.3 - Redução na resistência de prismas em função da espessura das juntas.
- 4.4 - Fatores relacionados à mão-de-obra, que afetam a resistência da alvenaria.
- 4.5 - Traços e propriedades das argamassas americanas.
- 4.6 - Traços e propriedades das argamassas inglesas.
- 4.7 - Resistência à compressão da alvenaria de concreto (f'_m) baseada na área líquida das unidades-NCMA e ACI.
- 4.8 - Fator de correção de (f'_m) para a alvenaria de tijolos cerâmicos maciços - BIA.
- 4.9 - Fator de correção de (f'_m) - UBC.
- 4.10 - Fator de correção de (f'_m) para alvenaria de concreto - NCMA.
- 4.11 - Valores do fator de redução da resistência da argamassa (ψ_m) - BS 5628.
- 5.1 - Valores do coeficiente de rigidez (K).
- 5.2 - Altura efetiva de paredes e colunas segundo a BS 5628.
- 5.3 - Altura efetiva de paredes e colunas segundo o NCMA, BIA, UBC e o ACI.
- 5.4 - Valores do coeficiente de redução (β).
- 5.5 - Valores de e_1/e_2 .
- 5.6 - Tensão admissível na alvenaria de tijolos maciços - BIA.
- 5.7 - Tensão admissível na alvenaria de concreto - NCMA.
- 5.8 - Tensão admissível na alvenaria de concreto - ACI.
- 7.1 - Resistência característica da alvenaria (f_K) construída com tijolos maciços padronizados - BS 5628.
- 7.2 - Resistência característica da alvenaria (f_K) construída com blocos de relação altura/largura = 0,6 - BS 5628.
- 7.3 - Resistência característica da alvenaria (f_K) construída com blocos vazados de relação altura/largura entre 2 e 4-BS 5628.

7.4 - Resistência característica da alvenaria (f_k) construída com blocos maciços de concreto e relação altura/largura entre 2 e 4 - BS 5628.

RESUMO

O presente trabalho faz um estudo da alvenaria estrutural não armada, dando ênfase ao aspecto estrutural dessas obras, de modo a obter subsídios básicos para o desenvolvimento de projetos estruturais que se utilizam dessa técnica. O estudo é voltado para a análise do comportamento da alvenaria quando submetida principalmente aos esforços de compressão, pelo fato da alvenaria estrutural não armada trabalhar predominantemente a esse tipo de esforço.

A alvenaria estrutural é estudada a partir da sua conceituação. São abordados os problemas dessa técnica no Brasil e apresentadas as principais normas internacionais que tratam do assunto.

Estuda-se o projeto em alvenaria estrutural a partir da filosofia que deve envolver o mesmo, as hipóteses básicas adotadas e o comportamento estrutural dessas obras. Também são apresentados os principais sistemas estruturais empregados, abordado o problema da segurança e revisados conceitos estatísticos.

Apresenta-se os principais fatores que afetam a resistência da alvenaria à compressão, como também os tipos de ensaios realizados em unidades, prismas e paredes para a obtenção da resistência da alvenaria e do seu módulo de elasticidade.

Analisa-se a parede de contraventamento, sendo abordado o problema da estabilidade lateral, da distribuição das cargas e discutidos os principais métodos existentes para o cálculo de esforços nesse tipo de elemento.

Finalmente, são apresentadas as recomendações de cada uma das normas para o cálculo de todos os parâmetros necessários ao dimensionamento da parede resistente, bem como são comparados e discutidos os coeficientes de redução utilizados por essas normas.

ABSTRACT

This research work is directed to the study of unreinforced masonry structures, with greater emphasis on its structural aspects. It introduces the basic concepts on the structural design of unreinforced brickworks. As these structures are designed mainly to withstand compression forces, strains related to these actions are analysed in greater depth.

Unreinforced masonry can be taken as a building technique that goes along different structural systems. Examples and a discussion on the advantages and disadvantages of them are presented.

The major factors affecting the compression strength of bricks and brickwalls are introduced. The statistical basis of the evaluation of basic design parameters is analysed. Safety factors are evaluated. Laboratory methods of investigating the compression strength and the modulus of elasticity of bricks, brick prisms and brickwalls are annotated.

Shearwalls are analysed in connection with lateral strength problems; design methods geared to take them into account brought forward.

A comparative study of the different design codes used in a number of countries is undertaken, highlighting how they evaluate the input parameters needed for the design models and the corresponding safety factors. The state-of-the art of the use of unreinforced masonry structures and the criteria for their design in Brazil is brought into the discussion.

DEFINIÇÕES

- Alvenaria estrutural: estrutura de alvenaria projetada racionalmente.
- Unidade: constituinte básico da alvenaria (tijolo ou bloco).
- Elemento: parede ou coluna.
- Coluna: elemento usado para resistir às cargas de compressão, cuja largura não exceda 4 vezes a espessura.
- Parede de fechamento: parede para resistir somente ao peso próprio e desempenhar as funções de vedação.
- Parede resistente: parede projetada para resistir às cargas verticais, além do seu peso próprio, desempenhando também as funções de vedação.
- Parede de contraventamento: parede projetada para resistir às ações horizontais, segundo seu plano, atuantes na estrutura.
- Parede enrijecedora: parede que tem por função enrijecer as paredes resistentes contra a flambagem, dando apoio lateral. As paredes enrijecedoras podem ser também paredes resistentes ou de contraventamento.
- Apoio lateral: apoio de paredes ou colunas com o objetivo de restringir os deslocamentos horizontais desses elementos.
- Altura efetiva: altura de um elemento em função das vinculações, utilizada na determinação da razão de esbeltez.
- Espessura efetiva: espessura de um elemento a ser usada na determinação da razão de esbeltez.
- Razão de esbeltez: razão entre a altura efetiva de um elemento pela sua espessura efetiva.

- Resistência básica da alvenaria: resistência da alvenaria sem a influência da excentricidade do carregamento e esbeltez. É função principal da resistência das unidades e da argamassa.
- Fator de eficiência: razão entre a resistência básica da alvenaria, obtida em ensaios de corpos-de-prova e a resistência final da parede.
- Coeficiente de esbeltez: coeficiente que tem por função reduzir a resistência básica da alvenaria em função da esbeltez do elemento.
- Coeficiente de excentricidade: coeficiente que tem por função reduzir a resistência básica da alvenaria em função da excentricidade do carregamento.

1. INTRODUÇÃO

Até o final do século XIX a alvenaria era um dos principais materiais de construção utilizados pelo homem. As construções da época eram então erguidas segundo regras puramente empíricas, baseadas nos conhecimentos adquiridos ao longo dos séculos.

Com o advento do aço e do concreto armado no início do século XX, uma revolução veio abalar a arte de construir. Juntamente com os novos materiais, que possibilitaram a construção de obras de maior porte e arrojado, surgiram também novas técnicas construtivas com embasamento científico que se desenvolveram rapidamente. Em meio a isso, a alvenaria foi relegada a um segundo plano, passando a ser usada quase que exclusivamente como elemento de fechamento e em alguns casos, com função somente estética.

Em meados do século XX, com a necessidade do mercado em buscar novas técnicas alternativas de construção, a alvenaria foi, por assim dizer, redescoberta. A partir daí, um grande número de pesquisas foram desenvolvidas em muitos países, permitindo que fossem criadas normas e adotados critérios de cálculo baseados em métodos mais racionais.

Na Europa e Estados Unidos, a evolução das pesquisas em alvenaria estrutural nos últimos anos tem permitido que sejam elaboradas normas modernas, contendo recomendações para o projeto e execução dessas obras, fazendo com que a alvenaria estrutural se torne uma solução competitiva com as demais técnicas.

No Brasil, o processo foi semelhante, porém, com alguma diferença: a alvenaria como estrutura só foi descoberta nos últimos 20 anos, em alguns centros como São Paulo e Porto Alegre, não sendo bem entendida até hoje.

Apesar do quase completo desconhecimento entre os profissionais do que seja "Alvenaria Estrutural" e da quase inexistência de pesquisas na área, um grande número de obras começaram a surgir nos últimos anos empregando essa nova técnica. Verdade é que, na maioria dessas obras, as potencialidades dos materiais não são completamente exploradas, sendo construídas empiricamente ou então baseadas em normas internacionais, nem sempre adequadas à realidade brasileira.

Trabalhando desse modo, o profissional não tem condições de avaliar satisfatoriamente como se comporta a obra dentro das duas linhas mestras que devem nortear todo projeto de engenharia: segurança e economia.

Obras assim podem se tornar anti-econômicas ou, o que é pior, estarem com níveis de segurança insatisfatórios.

Face a esse contexto, o presente trabalho foi elaborado com os principais objetivos:

i) A curto prazo: apresentar critérios de cálculo adotados pelos principais códigos que versam sobre o assunto, de modo a permitir que profissionais da área adotem os que forem julgados mais convenientes, atendendo a uma necessidade imediata do mercado.

ii) A médio e longo prazo: dar a conhecer as principais características da alvenaria sob o aspecto estrutural, de modo a permitir a elaboração de programas de ensaios que forneçam subsídios básicos para a elaboração de uma norma nacional.

A metodologia utilizada foi a de estudar, junto a trabalhos e pesquisas, o projeto como um todo, a partir da filosofia que deve envolver o mesmo, até o comportamento dos elementos estruturais. Adotou-se um estudo comparativo das diversas normas, colocando de forma explícita as recomendações das mesmas com relação a cada item ligado ao dimensionamento propriamente dito.

No capítulo 2 são feitas considerações gerais sobre a alvenaria estrutural, sendo chamada a atenção para o estágio

atual dessa técnica no Brasil.

O capítulo 3 apresenta inicialmente o conceito de projeto em alvenaria estrutural (filosofia do projeto) e os principais sistemas estruturais. A seguir são revisados rapidamente conceitos sobre estados limites, segurança e estatística. No final são apresentados os coeficientes de segurança adotados por cada norma.

No capítulo 4 é feito um estudo detalhado da parede resistente, principal elemento estrutural nesse tipo de obra. São estudados os fatores relacionados à resistência da alvenaria e feitas recomendações sobre a argamassa. No final são apresentados os métodos de obtenção da resistência da alvenaria e do seu módulo de elasticidade.

O principal objetivo do trabalho, dimensionamento dos elementos resistentes segundo critérios racionais, se encontra no capítulo 5. Primeiramente é estudado a distribuição de cargas e as paredes de contraventamento. Em seguida são explicados cada item necessário ao dimensionamento e as recomendações de cada norma com respeito aos mesmos.

Não raro, ao longo do trabalho são introduzidos os resultados de estudos desenvolvidos por pesquisadores da área, com o objetivo de enriquecimento do mesmo e para uma comparação com as recomendações das normas.

2. ALVENARIA ESTRUTURAL

2.1. Conceituação

No dizer de SABBATINI^{1)*}, "no Brasil o entendimento do que seja alvenaria estrutural não foi ainda corretamente compreendido", fato esse que pode ser comprovado pela simples observação crítica de muitas obras construídas segundo essa técnica.

Um dos principais motivos desse desconhecimento generalizado do meio técnico se deve ao fato de que, no Brasil, a construção dessas obras antecederam as pesquisas na área, invertendo completamente o processo desejável.

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo racionalizado no qual os elementos que desempenham a função estrutural são de alvenaria. É o oposto da alvenaria tradicional, projetada e construída empiricamente.

É comum encontrar as seguintes denominações para a alvenaria estrutural:

- i) Cerâmica ou de concreto: conforme as unidades sejam de material cerâmico ou de concreto.
- ii) De tijolos ou blocos: função do tipo das unidades.
- iii) De unidades maciças ou vazadas: função das unidades.
- iv) Armada ou não: conforme exista ou não armadura.

* Os números indicam a ordem de chamada das referências bibliográficas listadas no final do trabalho.

A alvenaria estrutural armada é executada com blocos vazados de concreto ou cerâmica. As armaduras são colocadas dentro de determinadas cavidades que são posteriormente preenchidas com micro concreto (groute). Essas armaduras têm como principais funções⁴⁸:

i) Resistir aos esforços de tração que possam surgir pela combinação desfavorável das ações.

ii) Absorver as tensões de tração na flexão.

iii) Absorver as tensões de tração nas paredes e colunas devido à excentricidade do carregamento.

iv) Resistir parte da carga de compressão nas colunas.

Portanto, é falsa a idéia de que nas paredes resistentes, a armadura tenha por principal função a de resistir às cargas verticais.

A alvenaria estrutural não armada pode ser executada com qualquer tipo de unidade (tijolos ou blocos), sendo que no Rio Grande do Sul é mais comum o uso de tijolos maciços. A alvenaria não armada deve trabalhar predominantemente à compressão, devendo ser evitadas as tensões de tração.

2.2. Histórico

A arte de construir com alvenaria tem suas raízes na antiguidade. O uso do tijolo remonta aos primeiros esforços de construir do homem civilizado⁴⁹. Nas construções persas e assírias, a 10.000 a.c., já se encontravam tijolos secos ao sol e a 3.000 a.c. os queimados em fornos²⁴.

Os assírios e caldeus já haviam desenvolvido uma técnica apurada e entre eles o tijolo era usado para obras monumentais, enquanto que na Pérsia era empregado principalmente na construção de casas populares. Os egípcios e os gregos pouco usaram o tijolo, cabendo aos romanos a difusão dos conhecimentos cerâmicos pela Europa. Os árabes valorizaram extraordinariamente esse material, a ponto de seu uso caracterizar a arquitetura maometana⁴³.

O uso da alvenaria com função estrutural não é um fato recente. Grandes construções antigas foram erguidas segundo essa técnica, como por exemplo o Coliseu (terminado em 82 D.C.), o Panteão (123 D.C.), a muralha da China (300 a 200 A.C.)⁴⁹, a lendária torre de Babel, o farol de Alexandria com 165m de altura (destruído em 1300 D.C. por um terremoto)²⁴, as grandes catedrais dos séculos XII a XVII (cantaria), entre tantas outras.

Apesar de serem obras de grande porte, eram dimensionadas empiricamente. Projetistas e construtores compreendiam intuitivamente que as cargas eram transferidas pelas paredes ao solo⁴⁴.

Alguns estudiosos já se preocupavam com o comportamento estrutural, criando teorias que explicavam corretamente certos aspectos isolados, como por exemplo a teoria de Aristóteles que explicava como os arcos resistiam às cargas gravitacionais, a teoria de Leonardo da Vinci para explicar o mecanismo interno de ação entre os elementos de um arco, a teoria matemática de Euler que equacionou a carga de flambagem de colunas, etc.

Entre os séculos XIX e XX edifícios de maior porte já eram construídos, servindo como exemplo o "Monadnock", construído em Chicago entre 1889 e 1891 com 16 andares e 65 metros de altura, cujas paredes inferiores possuíam 1,80m de espessura. Ainda nesse período os elementos de alvenaria eram dimensionados empiricamente.

Nessa época surgiram o aço e o concreto armado e o número de construções utilizando-se desses materiais cresceu rapidamente, pois então ofereciam vantagens técnicas e econômicas. Também o corpo teórico relativo a essa nova técnica se desenvolveu rapidamente. Os métodos utilizados em obras de alvenaria tornaram-se obsoletos e esse material foi abandonado, passando a ser usado quase que exclusivamente como fechamento.

Na busca de técnicas construtivas alternativas, foram iniciados estudos com alvenaria, agora de cunho mais cien-

tífico. Um estudo publicado em 1923 por A. BREBNER, sub-secretário do governo da Índia, sobre alvenaria, baseado em estudos teóricos experimentais, é considerado como o início da alvenaria estrutural⁴⁸.

A partir dessa época, um grande número de pesquisas se desenvolveram no intuito de equacionar o comportamento da alvenaria quando submetida a diversos tipos de esforços. Nesse curto espaço de tempo, o conhecimento sobre alvenaria cresceu muito mais do que o acumulado ao longo de vários séculos.

O estado atual de conhecimento permite que obras construídas em alvenaria estrutural se tornem competitivas com as executadas em aço e concreto armado, e para determinados tipos de construção sejam as mais adequadas, técnica e economicamente falando.

Se o edifício "Monadnock" fosse reconstruído com os mesmos materiais, porém, empregando os novos conhecimentos adquiridos nos últimos anos, a espessura de suas paredes seriam reduzidas de 1,80m para no máximo 30cm⁴⁸.

O rápido avanço nas pesquisas em alvenaria estrutural permite supor que num futuro não muito distante, deixe de ter razão a afirmação de SCHNEIDER⁴⁸ de que, embora seja a alvenaria um dos mais antigos materiais de construção do homem, provavelmente é o mais malvisto e certamente o menos entendido.

2.3. Alvenaria Estrutural no Brasil

Em meados dos anos 60 o mercado da construção civil não possuía formas metálicas nem os pré-moldados. Os esforços das construtoras para uma redução de custos direcionavam-se para a racionalização do sistema convencional. Nessa procura de técnicas alternativas, algumas construtoras começaram a realizar as primeiras experiências em alvenaria estrutural armada nos anos de 1966-67³⁶.

O ano de 1966 pode ser considerado como o início da alvenaria estrutural armada no Brasil, com a construção do con

junto habitacional "Central Parque da Lapa" em São Paulo, possuindo blocos de 4 pavimentos. Dessa época em diante a produção dos blocos de concreto cresceu sensivelmente, principalmente em São Paulo.

A alvenaria estrutural não armada foi inaugurada no Brasil no ano de 1977, com a construção em São Paulo de um edifício de 9 andares em blocos sílico-calcários⁵.

O início da década de 80 marca a introdução dos blocos cerâmicos na alvenaria estrutural, armada ou não.

Atualmente é comum a construção de edifícios de até 13 pavimentos em alvenaria estrutural, sendo que com o material existente, pode-se chegar até 20 pavimentos³⁴.

No Brasil, o emprego da alvenaria estrutural antecedeu as pesquisas que tiveram início no final da década de 70 em São Paulo³⁴ e em 1984-85 em Porto Alegre. Esse fato gerou uma certa confusão no meio técnico, levando ao não completo entendimento da alvenaria estrutural. Como consequência, a nova técnica não foi bem empregada e foram seguidas algumas normas internacionais não compatíveis com a realidade brasileira, principalmente em se tratando da alvenaria estrutural armada.

Embora a alvenaria estrutural comece a ser largamente empregada em alguns centros, como São Paulo e Porto Alegre, ela ainda continua desconhecida em quase todo o país. Enquanto edifícios relativamente altos são erguidos utilizando a capacidade resistente da alvenaria, outras obras de menor porte são projetadas com estruturas independentes (concreto armado ou aço), por completo desconhecimento da nova técnica, gerando um contraste de certa forma interessante de ser observado.

2.4. Técnica Alternativa

É comum encontrar nos estudos realizados sobre alvenaria estrutural, uma tendência de ressaltar somente os aspectos positivos dessa técnica em detrimento das demais, levando a uma falsa idéia de que a alvenaria estrutural seja sempre a melhor solução construtiva em todas as circunstâncias.

Na verdade, a alvenaria estrutural deve ser entendida como uma técnica alternativa, adequada para determinados sistemas estruturais, assim como também são as estruturas em aço, concreto armado ou madeira.

Segundo CURTIN¹⁹ nas obras onde é apropriado o emprego da alvenaria estrutural, tem-se constatado uma redução no custo em relação a outras técnicas.

No Brasil, a experiência tem demonstrado que o conveniente emprego da alvenaria estrutural, pode trazer as seguintes vantagens técnicas e econômicas^{5, 34, 36}.

- i) Redução no custo final em até 30%.
- ii) Simplificação das técnicas de execução.
- iii) Menor diversidade de materiais empregados.
- iv) Redução da mão-de-obra.
- v) Rapidez de execução.

Como inconvenientes das obras executadas em alvenaria estrutural tem-se:

i) Limitação do projeto arquitetônico pela concepção estrutural, que requer obras com vãos e aberturas relativamente pequenos.

ii) Mão-de-obra com viciações trazidas das obras em alvenarias tradicionais, dificultando o controle de execução.

2.5. Normas Internacionais

Muitas séries isoladas de ensaios foram realizadas em vários países no final do século XIX e início do século XX. Porém, somente nos meados do presente século é que se dispunha de dados suficientes para permitir a elaboração de normas contendo dados essenciais sobre a resistência da alvenaria e dos fatores de redução devido a esbeltez e excentricidade do carregamento atuante³⁰.

Esses códigos possibilitaram que o cálculo de estruturas em alvenaria, até então projetadas por regras puramente

empíricas, fosse feito com bases mais racionais, permitindo o cálculo da espessura necessária de paredes e a determinação da resistência da alvenaria³².

Apesar do surgimento dessas normas ter significado um grande avanço na história da alvenaria estrutural, a aplicação de princípios da engenharia permaneciam incompletos, não havia sido desenvolvida uma base teórica para o projeto de elementos em alvenaria e os procedimentos analítico eram rudimentares quando comparados com aqueles, aplicados a outros tipos de estruturas.

Alguns códigos ainda permanecem vigentes tendo sofrido pequenas alterações e segundo HENDRY³⁰, por serem baseados em regras empíricas permitem a obtenção de resultados satisfatórios, mas que têm pouca correlação com o comportamento real das estruturas.

Uma considerável quantidade de pesquisas e experiências práticas realizadas nos últimos 20 anos têm levado a uma evolução e refinamento de algumas normas. Como resultado, o projeto estrutural de obras em alvenaria tende a atingir o mesmo nível dos projetos de estruturas de concreto armado e de aço³².

2.5.1. Normas Norte Americanas

Nos Estados Unidos não existe um único código vigente para todo o país, sendo que cada região pode ter seu próprio código. Por esse motivo, pode ser verificado naquele país a existência de vários códigos que dão recomendações para o projeto e execução de obras em alvenaria estrutural.

O primeiro código escrito naquele país foi o "Recommended Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry", editado pelo Structural Clay Products Institute (SCPI) em Maio de 1966⁹. Esse código trabalhava com tensões admissíveis, sendo que esse critério é mantido até hoje por todas as normas americanas.

É importante destacar a grande influência que os códigos americanos vem exercendo no desenvolvimento da alvenaria estrutural no Brasil. Segundo GOMES²⁴, a norma do NCMA⁴² é a que mais tem influenciado a evolução da alvenaria de blocos de concreto em nosso país.

Também é importante salientar que nas regiões dos Estados Unidos sujeitas à ação sísmica (ex. Califórnia), os códigos especificam que a alvenaria deve ser armada. Para esses casos, a principal finalidade da armadura é evitar que o elemento estrutural (parede ou coluna) apresente uma ruptura frágil. No entanto, esse fato não tem sido bem entendido por muitos profissionais, que acreditam ter essa armadura como função principal, a de aumentar a resistência à compressão desses elementos.

2.5.1.1. Brick Institute of America (BIA)

O "Recommended Practice for Engineered Brick Masonry", publicado pelo Brick Institute of America (BIA)⁹ em 1969, é um código de recomendações de projeto e execução de alvenaria, armada ou não, executada com tijolos cerâmicos maciços.

2.5.1.2. National Concrete Masonry Association (NCMA)

Na década de 70 surgiu a primeira norma americana que tratava especificamente do projeto e execução de alvenaria de concreto, o "Specification for the Design and Construction of Load-bearing Concrete Masonry Design", publicado pelo National Concrete Masonry Association (NCMA)⁴². Esse código trata de alvenaria armada ou não, executada com tijolos ou blocos de concreto.

2.5.1.3. American Concrete Institute (ACI)

Outro código publicado posteriormente ao NCMA⁴² e que também trata exclusivamente com alvenaria de concreto foi o "ACI Manual of Concrete Practice". Esse código foi publicado

pelo American Concrete Institute (ACI)¹ e trabalha com alvenaria, armada ou não, de tijolos ou blocos de concreto.

2.5.1.4. Uniform Building Code (UBC)

O "Uniform Building Code" (UBC)³⁵ é uma tentativa de padronização das recomendações dos diversos códigos. Ele contém recomendações para o projeto e execução de obras em alvenaria cerâmica ou de concreto. As recomendações para alvenaria de tijolos cerâmicos maciços são semelhantes as feitas pelo BIA⁹.

2.5.2. Norma Inglesa

O primeiro código inglês foi o CP-111 publicado em 1948. Na década de 60, um grande número de altos edifícios construídos na Suíça juntamente com um maior grau de confiança na alvenaria como elemento estrutural, levaram a uma revisão nesse código e sua posterior publicação em 1964. Nessa nova versão, os coeficientes de redução devido à esbelteza tornaram-se menos conservadores. A última publicação desse código foi em 1970²⁹.

Uma nova norma foi publicada em 1978 pela British Standards Institution (BSI) com o nome de BS 5628¹². A principal inovação foi que esse novo código passou a trabalhar dentro da filosofia dos estados limites, abandonando o critério das tensões admissíveis, vigente em todo o mundo até então. Também os coeficientes de redução da resistência da alvenaria tornaram-se menos conservadores.

Essa norma trabalha com alvenaria cerâmica e de concreto, com unidades maciças ou vazadas.

2.5.3. Norma Alemã

Na Alemanha, a norma que dirige o projeto e execução de obras em alvenaria estrutural é a DIN 1053²². Sua primeira

publicação foi em 1952, sendo modificada em 1962 e posteriormente em novembro de 1974.

Segundo GOMES²⁴, trata-se mais de uma série de recomendações construtivas do que uma norma de cálculo.

A função de isolamento térmico que as paredes resistentes também devem desempenhar, conduz a espessuras que, para obras comuns, superam as exigidas pelo cálculo estrutural. Por esses motivos, essa norma não será referida no decorrer do trabalho.

3. PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

3.1. Considerações Iniciais

A realização de uma obra inicia-se no momento de sua concepção, passando por uma fase de programação, que se caracteriza pelo equacionamento das necessidades, seguindo-lhe a fase de projeto, que implica na resolução dessas necessidades e terminando na execução, que é a materialização através de um sistema construtivo do que foi definido na fase de projeto.

Uma obra pode ser entendida como um sistema, ou seja, um conjunto de subsistemas que se inter-relacionam formando um todo unitário, voltado para determinada finalidade. Esses subsistemas podem ser: subsistema estrutura, vedação, hidráulico, elétrico, etc.

Uma vez assim definida, as funções de uma obra, que se traduzem pelo atendimento das necessidades pré-definidas, podem ser distribuídas entre os vários subsistemas.

Logo, projetar o subsistema estrutura significa proporcionar meios para que o mesmo desempenhe, satisfatoriamente, todas as suas funções definidas na fase de programação, ao longo de sua vida útil, sem que ocorram deformações excessivas, fissuras, colapso ou que o mesmo se torne anti-econômico.

Nas construções com estruturas reticuladas, ditas de independentes, na maioria das vezes o projeto dos diferentes subsistemas são feitos independentemente, acarretando na fase de execução o que poderia ser chamado de "conflito" entre esses subsistemas, ou seja, a execução de um subsistema acarreta em danos para um outro (Ex.: subsistema estrutural x subsistema hidráulico, subsistema elétrico x subsistema vedação, etc.).

É importante chamar a atenção para o fato de que em obras de alvenaria estrutural, ao contrário das obras com es-

truturas reticuladas, essa "independência" já não é possível, pois os subsistemas estão interligados, e em algumas circunstâncias até sobrepostos, como é o caso dos subsistemas estrutural e vedação.

Essa característica das obras em alvenaria estrutural, cria a necessidade de que o projeto, como um todo, seja racionalizado, o que significa dizer que os diversos subsistemas que compõem uma obra, devem ser projetados de modo a existir uma perfeita integração entre os mesmos, gerando a obrigatoriedade de que na definição de um dado subsistema, os demais subsistemas sejam levados em consideração.

Portanto, ao projetista de obras em alvenaria estrutural, não cabe somente dominar mais uma técnica construtiva, ele deve também assimilar toda uma nova concepção de projeto.

3.1.1. Comportamento Estrutural

Uma construção sustentada principalmente por paredes, constitui um sistema de paredes resistentes. As paredes, que podem ser consideradas como diafragmas verticais, combinadas com as lajes, que também podem ser consideradas como diafragmas horizontais, formam um sistema estrutural tipo caixa.

As principais ações a que esse sistema está sujeito, são as ações verticais (peso próprio e carga acidental) e as ações horizontais (cargas de vento), gerando tensões normais e de cisalhamento.

As ações verticais podem atuar diretamente sobre as paredes resistentes, ou então sobre as lajes, que trabalhando como placas, as transmitem às paredes resistentes, que por sua vez irão transmiti-las às fundações.

As ações horizontais agindo ao longo de uma parede de fachada, são transmitidas às lajes, que trabalhando como chapas, as transmitem às paredes paralelas à direção dessas ações. Essas paredes, que são denominadas de paredes de contraventamento (shear wall), irão transmitir as ações horizontais às fundações (ver figura 3.1).

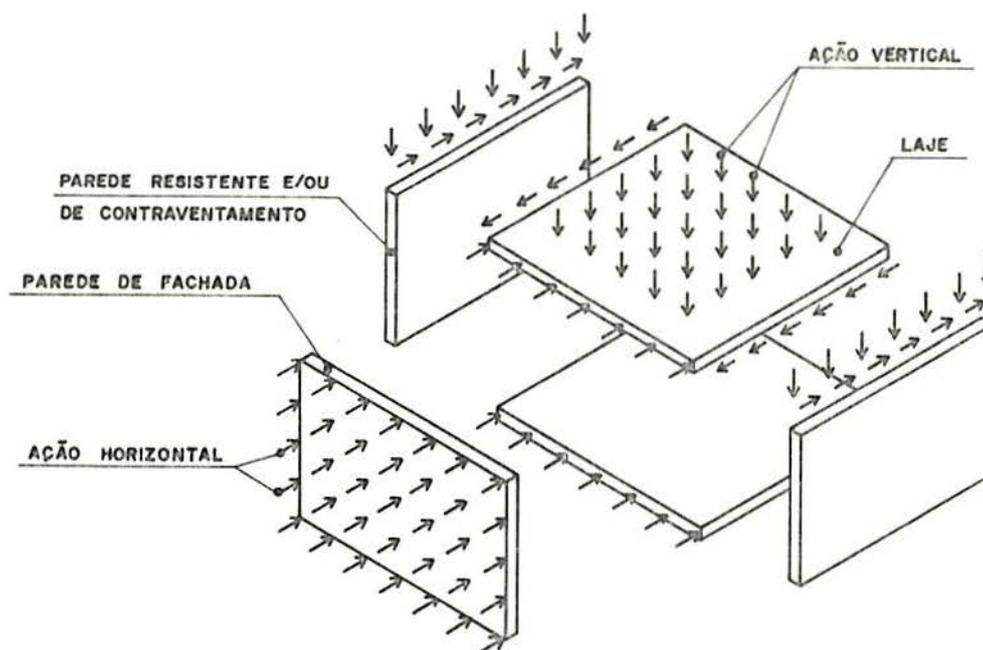


FIGURA 3.1 - Ações atuantes em um sistema estrutural tipo caixa.

Como geralmente a laje trabalhando como uma chapa possui uma rigidez muito grande, as ações horizontais podem ser distribuídas entre as paredes de contraventamento, proporcionalmente à rigidez de cada parede, uma vez que devido à rigidez da laje, todas estarão sujeitas a um mesmo deslocamento horizontal (Δ).

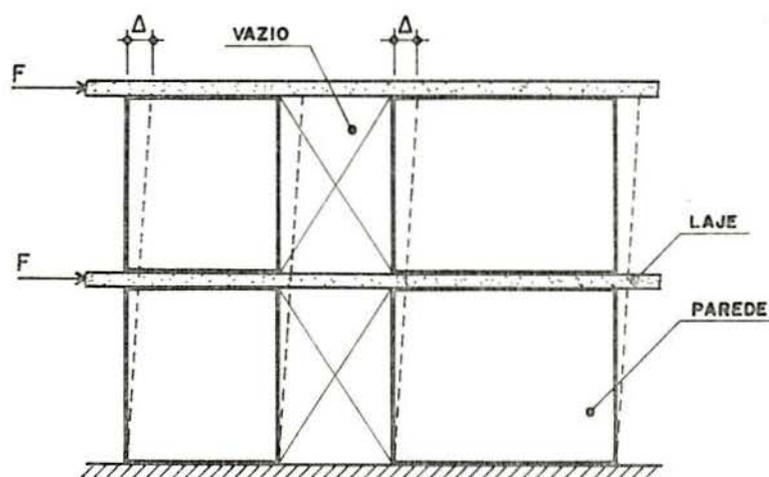


FIGURA 3.2 - Deslocamento horizontal em paredes de contraventamento.

Essa suposição é válida para estruturas simétricas, onde o centro de massa coincide com o centro de torção. As estruturas com formas não simétricas, estão sujeitas a um esforço de torção, que deve ser considerado na distribuição das cargas horizontais (ver item 5.2.5).

3.1.2. Hipóteses Básicas de Cálculo

Para o projeto de obras em alvenaria estrutural, algumas hipóteses básicas de cálculo devem ser consideradas:

i) O dimensionamento ou a verificação dos elementos estruturais, é feito considerando que a alvenaria tenha um comportamento elástico-linear, ou seja, é válida a lei de Hooke.

ii) Os elementos estruturais são considerados indelocáveis nos pontos de apoio (base e topo).

iii) As paredes resistentes devem ser suficientemente distribuídas nos dois sentidos, de modo a dar estabilidade lateral aos elementos e a estrutura como um todo.

iv) As lajes, convenientemente ligadas às paredes, devem trabalhar como chapas para possibilitar a transmissão das ações horizontais às paredes de contraventamento.

v) A alvenaria, quando submetida a esforços de flexo-compressão, apresenta um acréscimo de resistência em relação a obtida em ensaios de compressão axial.

Com base nas hipóteses acima, é possível utilizar uma teoria de primeira ordem, para a determinação dos esforços solicitantes atuantes na estrutura.

3.1.3. Etapas de um Projeto Estrutural

O ato de projetar o subsistema estrutura, quer fazendo o dimensionamento dos elementos estruturais ou a verificação dos mesmos, passa por algumas etapas distintas que se repetem para cada obra. Considerando que os demais subsistemas estejam definidos e sejam conhecidos os resultados de ensaios em laboratório para a determinação da resistência da alvenaria,

as etapas do projeto estrutural podem ser representadas pelo fluxograma da figura 3.3.

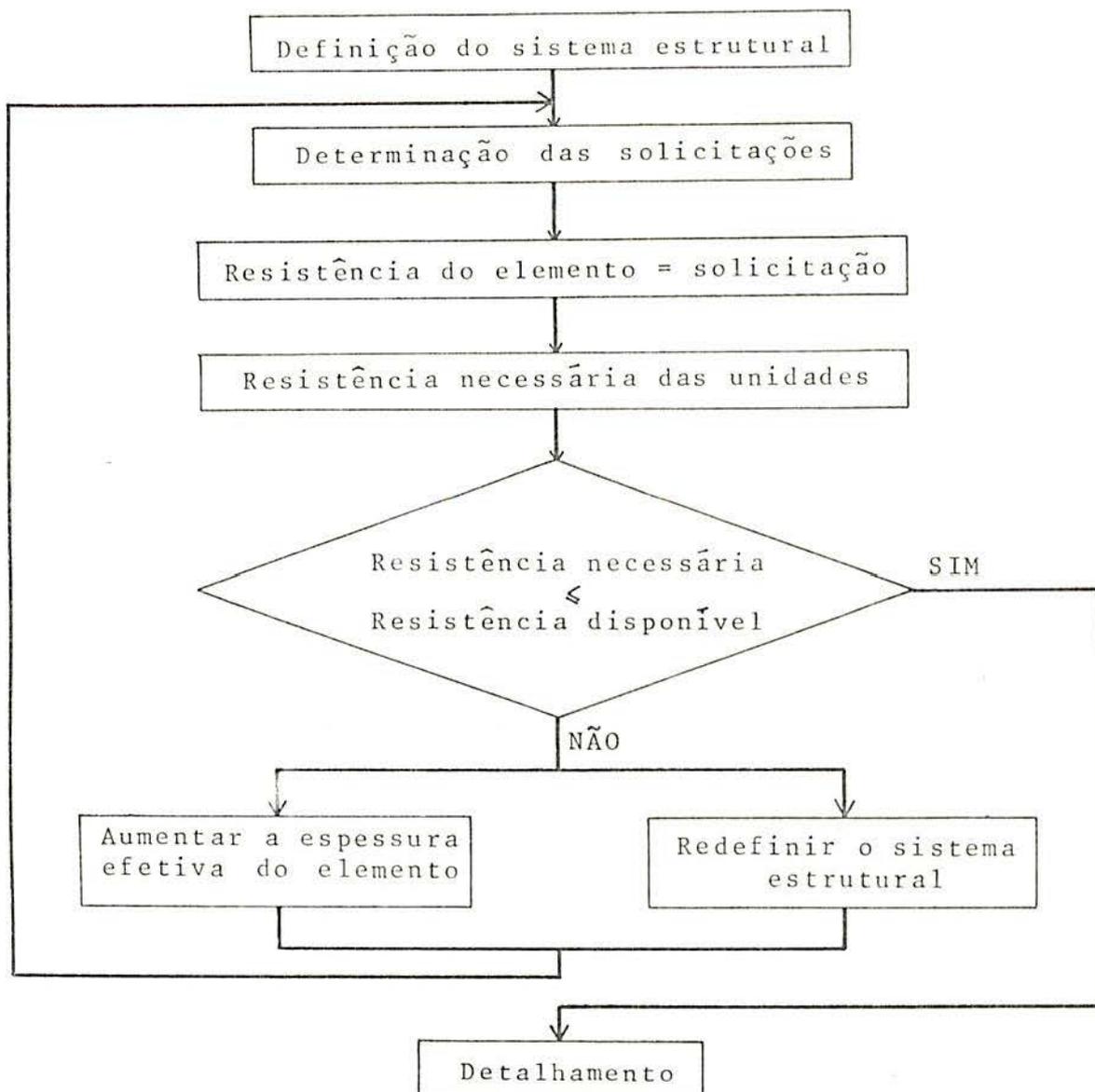


FIGURA 3.3 - Etapas de um projeto estrutural.

3.2. Estrutura

3.2.1. Definição

Pela definição clássica, a estrutura se apresenta como sendo o conjunto dos elementos resistentes da construção.

Comumente, a estrutura é dividida em: superestrutura e subestrutura (fundações). A função da superestrutura é absorver as ações e transmiti-las convenientemente à subestrutura, que por sua vez, as transmite da mesma maneira ao solo.

Na alvenaria estrutural as funções da superestrutura se ampliam, pois além da função básica de resistência, os elementos estruturais, que no caso são paredes, têm por função o conforto térmico e acústico, a definição de espaços geométricos, além das funções de vedação (fogo, gases, líquidos, segurança, privacidade, etc.).

Obras em alvenaria estrutural possuem uma superestrutura formada por elementos predominantemente laminares, trabalhando basicamente como placas (lajes) e chapas (paredes). Em segundo plano, pode-se ter elementos lineares trabalhando como vigas ou colunas.

3.2.2. Sistemas Estruturais

Como visto anteriormente, na alvenaria estrutural alguns subsistemas podem ser sobrepostos, ou seja, mais de um subsistema desempenhando a mesma função. Um exemplo bem característico disso, são os subsistemas vedação e estrutural.

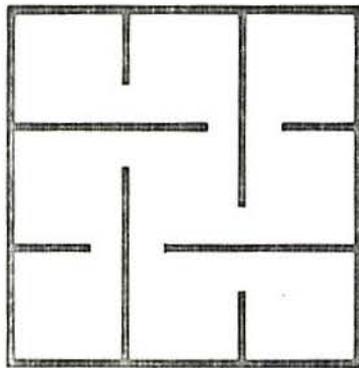
Se, nas estruturas reticuladas esses dois subsistemas poderiam ser projetados independentemente, aqui isso já não é possível, pois a definição do primeiro irá praticamente definir o segundo.

Com base nesse fato, torna-se importante durante a definição geométrica da obra, considerar que: deve-se obter uma estrutura que tenha resistência lateral e rigidez, e também tenha robustez no sentido de que um acidente localizado não

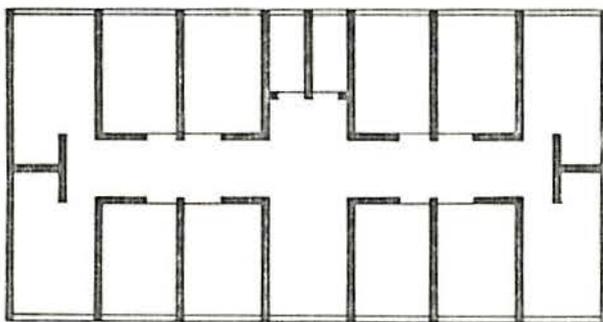
leve à ruína toda a estrutura³⁰. A isso, pode-se acrescentar a importância de se ter uma distribuição uniforme das paredes resistentes, evitando-se assim sobrecarregar determinados elementos.

HENDRY³⁰, diz que as combinações de formas, ditas sistemas estruturais, são quase infinitas, porém é útil destacar três categorias básicas:

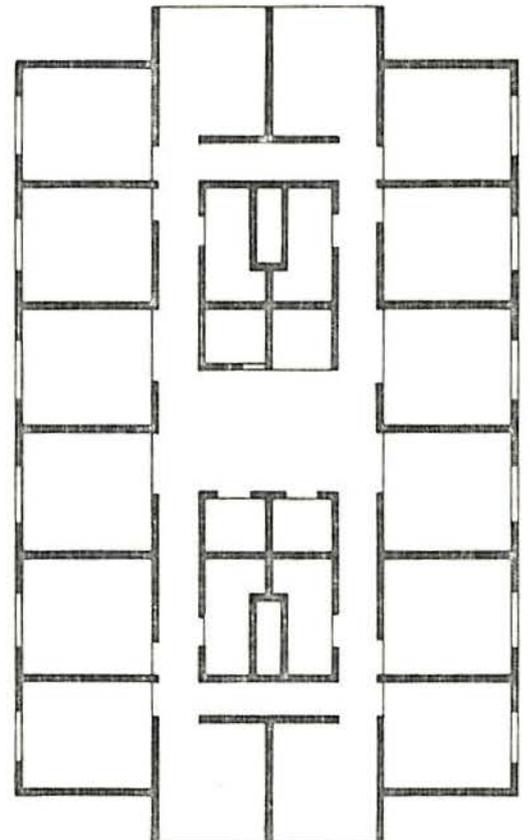
- i) celular (ver figura 3.4a).
- ii) de paredes transversais (ver figura 3.4b).
- iii) complexo com núcleo resistente (ver figura 3.4c).



(a) - CELULAR



(b) - PAREDES TRANSVERSAIS



(c) - COMPLEXO

FIGURA 3.4 - Sistemas estruturais.

3.2.2.1. Sistema Celular

O sistema celular é uma distribuição onde as paredes externas e internas são resistentes e têm uma forma celular padrão. Esse sistema é adequado para os pequenos blocos residenciais. De acordo com CURTIN¹⁹, é o que apresenta maior resistência às cargas laterais e danos provocados por acidentes e também o que conduz a estruturas mais econômicas, pois nessa forma de construção, geralmente tem-se pequenos vãos e lajes armadas nas duas direções, o que leva a uma melhor distribuição das cargas.

3.2.2.2. Sistema de Paredes Transversais

O sistema de paredes transversais é uma das formas estruturais mais simples e provavelmente a que tem um maior número de aplicações, sendo encontrado geralmente em escolas, hospitais, hotéis e edifícios comerciais. CURTIN¹⁹, diz que geralmente esse sistema é muito estável sob a ação de cargas laterais segundo a menor dimensão, e que a estabilidade longitudinal (maior dimensão) pode ser obtida por:

- i) corredores internos.
- ii) caixas (escadas/elevadores).
- iii) paredes externas.

Como geralmente as paredes externas são formadas por caixilharias ou painéis leves, são os corredores internos e as caixas que devem dar estabilidade longitudinal à edificação.

3.2.2.3. Sistema Complexo com Núcleo Resistente

O sistema complexo com núcleo resistente, é adequado para edifícios de apartamento de grandes dimensões e de planta complexa. A estabilidade lateral pode ser dada por um núcleo central, formado por caixas de escadas e elevadores, áreas de serviço, poço de iluminação e ventilação, etc., que trabalhando em conjunto, formam uma torre central de grande rigidez.

Deve-se evitar uma grande assimetria na disposição das paredes, para que não surjam esforços de torção na estrutura.

3.3. Estados Limites

3.3.1. Definição

Segundo a NBR 8681⁶, define-se estados limites de uma estrutura, como sendo aqueles a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção.

A base dos estados limites, é que o projetista deve considerar todas as possibilidades na qual a estrutura, ou um elemento, tenha seu desempenho comprometido e deve assegurar a existência de uma probabilidade aceitável, de que a ruptura não ocorra²⁸.

Os estados limites podem ser: estados limites últimos e estados limites de utilização.

3.3.2. Estados Limites Últimos

São estados que pela sua simples ocorrência determinam a paralização, no todo ou em parte, do uso da construção.

No projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

i) perda do equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como corpo rígido.

ii) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais.

iii) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático.

iv) instabilidade por deformação.

v) instabilidade dinâmica.

3.3.3. Estados Limites de Utilização

São estados que por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

Normalmente, os estados limites de utilização que ocorrem durante o período de vida da estrutura, são caracterizados por:

i) danos ligeiros ou localizados, que comprometem o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura.

ii) deformações excessivas, que afetam a utilização normal da construção ou seu aspecto estético.

iii) vibrações de amplitude excessiva.

3.4. Segurança

3.4.1. Definição

Diz-se que uma estrutura oferece segurança, quando ela possui condições de suportar todas as ações, com intensidades e combinações de atuação as mais desfavoráveis possíveis, ao longo da vida útil para a qual foi projetada, sem contudo, atingir um estado limite imediato ou a longo prazo, e em condições não precárias de funcionalidade³³.

A definição de segurança, embora ampla, é meramente qualitativa e a dificuldade está em quantificá-la⁴⁶. Foi justamente nessa tentativa que surgiram as diferentes filosofias de segurança.

Ao se estabelecer a segurança de uma obra, deve-se ter sempre em vista as duas linhas mestras que devem orientar todo projeto de engenharia: segurança e economia. Existe grande dificuldade em se conciliar bem esses dois parâmetros, visto que, são eles de origens opostas.

Historicamente, o método das tensões admissíveis foi

a primeira tentativa técnica de quantificação da segurança. Seguiu-lhe o método do coeficiente de segurança externo e moderadamente evolui a pesquisa para um novo horizonte: o conceito probabilístico de segurança⁴⁶.

3.4.2. Método das Tensões Admissíveis

Foi a primeira tentativa de se quantificar segurança e consiste na aplicação de um coeficiente $\gamma_i > 1$ nos esforços internos resistentes (tensões). A preocupação básica do método é assegurar que a tensão de serviço (σ_s), não ultrapasse a tensão admissível (σ_a), definida como sendo a tensão de ruptura do material (σ_r), dividida pelo coeficiente de segurança γ_i :

$$\sigma_s \leq \sigma_a = \frac{\sigma_r}{\gamma_i} \quad (3.1)$$

onde:

σ_s = tensão de serviço.

σ_a = tensão admissível.

σ_r = tensão de ruptura.

γ_i = coeficiente de segurança interno ($\gamma_i > 1$).

A utilização desse método, não permite considerar as combinações mais desfavoráveis das ações externas, a característica aleatória da resistência dos materiais e a não linearidade entre ações e tensões, o que poderá conduzir a uma falsa idéia de segurança, pois em situações onde a tensão aumenta muito rapidamente para pequenos acréscimos da força externa, a tensão de ruptura poderá ser alcançada para uma pequena variação dessa força (ver figura 3.5).

Segundo LAURO MODESTO DOS SANTOS⁴⁶, mais de uma vez, tentou-se recomendar o método das tensões admissíveis, porém, a verdade é que esse método não quantifica a segurança, é irracional e encontra-se hoje definitivamente superado, sendo que seu uso só é justificado em problemas onde se desconhece a situação de ruptura (ex.: problemas de ancoragem).

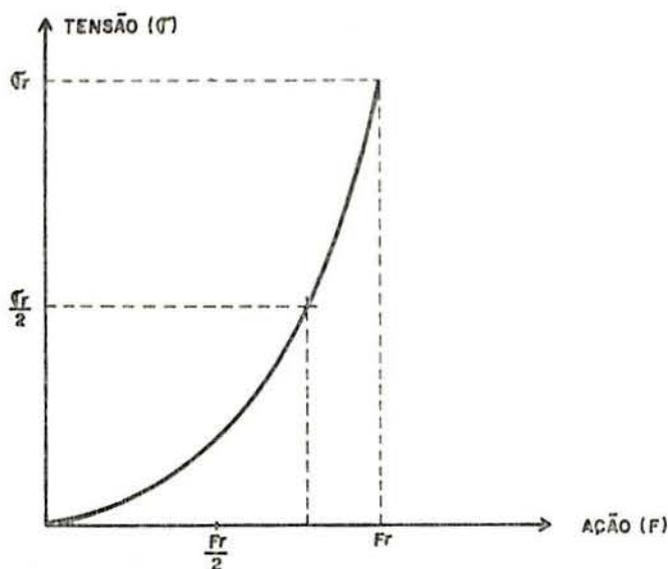


FIGURA 3.5 - Não-linearidade entre ação e tensão.

3.4.3. Método do Coeficiente de Segurança Externo

Também conhecido pelos nomes de "cálculo no regime de ruptura" ou "método dos estados limites", consiste no dimensionamento ou verificação da estrutura, quando se aplica um coeficiente de segurança $\gamma_e > 1$ no esforço solicitante externo, de modo que leva a estrutura a atingir um estado limite último, ou seja, a perda da estabilidade, ou que o material atinja a tensão de ruptura.

A utilização desse método, também não permite considerar a característica aleatória da carga de ruptura e da tensão de ruptura, bem como a não proporcionalidade entre ação e tensão.

Apesar desses inconvenientes, esse método não deixa de ser uma evolução do método anterior, pois quando se pretende estabelecer um nível de segurança, é mais racional trabalhar com carga admissível ao invés de tensão admissível⁴⁶.

3.4.4. Métodos Probabilísticos

A crítica fundamental que se faz aos métodos anteriores, é pelo fato de que eles repousam em teorias determinísticas, enquanto os parâmetros mecânicos e geométricos que influen-

ciam a segurança são aleatórios. Considerando esse fato, surgem os métodos probabilísticos, que propõem a substituição do coeficiente de segurança por uma probabilidade de ruína.

Definindo R e S como grandezas que representam, respectivamente, a resistência e a solicitação que ocorrem em um elemento estrutural, fica evidente que a ruína ocorrerá quando S alcançar R , e a probabilidade (p) de ruína é justamente a probabilidade de que isso ocorra:

$$p = P(R \leq S) \quad (3.2)$$

O ideal seria que se conseguisse uma segurança absoluta, ou seja, $p=0$. Isso conduziria a estruturas economicamente inviáveis e mesmo assim o objetivo não seria alcançado, logo, assume-se um risco de ruína e as razões econômicas têm grande influência na escolha do valor de p .

Existem dois tipos de métodos probabilísticos: puro e condicionado.

3.4.4.1. Método Probabilístico Puro

É um método em que tudo é aleatório: a configuração de ruína, as propriedades mecânicas e os parâmetros geométricos. É um método complexo pelo caráter aleatório dos fatores que influem nas ações, nos esforços solicitantes, nas resistências e pela falta de conhecimento completo do comportamento estrutural.

3.4.4.2. Método Probabilístico Condicionado

É um método em que são aleatórios: as ações, as solicitações, as resistências e a geometria da estrutura. Apenas um parâmetro continua determinista: a configuração de ruína na ruptura.

3.4.5. Método Semi-Probabilístico

É um método híbrido, correspondente a um meio termo:

continua-se parcialmente com números empíricos, baseados na tradição, como no método do coeficiente de segurança externo, mas introduzem-se dados estatísticos e conceitos probabilísticos na medida do possível^{4,6}.

Para exemplificar, trabalham sob essa filosofia, a norma brasileira para o dimensionamento de estruturas de concreto armado, NBR 6118⁷ e a norma inglesa, BS 5628¹².

A idéia básica do método é:

i) Majoram-se as ações e os esforços solicitantes, de modo que a probabilidade desses valores serem ultrapassados seja pequena. As ações e esforços solicitantes assim majorados, são chamados de ações e esforços solicitantes de cálculo, respectivamente.

ii) Reduz-se a resistência do material, de modo que seja pequena a probabilidade que a resistência real atinja esse valor. A resistência assim minorada é chamada de resistência de cálculo.

iii) Equaciona-se a situação de ruína, supondo que os esforços solicitantes de cálculo alcançaram a resistência de cálculo (ver figura 3.6).

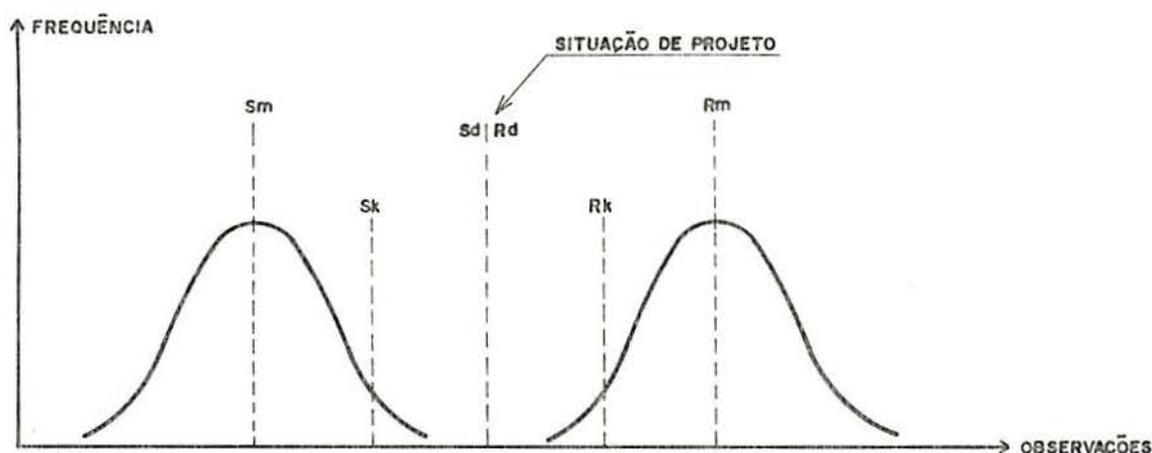


FIGURA 3.6 - Situação de projeto - Métodos semi-probabilísticos.

Onde:

S_m = solicitação média.
 S_k = solicitação característica.
 S_d = solicitação de cálculo.
 R_d = resistência de cálculo.
 R_k = resistência característica.
 R_m = resistência média.

Os coeficientes de majoração aplicados sobre os esforços, são representados por (γ_f), e os de minoração aplicados sobre as resistências, são representados por (γ_m). Esses coeficientes são determinados de maneira empírico-estatística³³.

3.4.6. Comentário

Como visto anteriormente, os primeiros métodos de quantificação de segurança, foram os métodos das tensões admissíveis e do coeficiente de segurança externo, sendo o primeiro método o mais empregado.

O método das tensões admissíveis é baseado num comportamento elástico-linear, e segundo CURTIN¹⁹, não é rigorosamente aplicável a materiais que apresentam um comportamento elasto-plástico, como é o caso da alvenaria. LAURO MODESTO DOS SANTOS⁴⁶, também diz que esse método se encontra em desuso atualmente.

Recentemente, surgiram os métodos probabilísticos, que substituem o caráter determinista dos métodos anteriores por uma probabilidade de ruína. Esses métodos levam em consideração, na medida do possível, o caráter aleatório das grandezas relacionadas ao cálculo estrutural, possibilitando um maior grau de precisão na determinação dos coeficientes de segurança.

A norma inglesa, BS 5628¹², foi a primeira a adotar os conceitos probabilísticos, trabalhando segundo o conceito dos estados limites. Certamente, a tendência é que as demais normas que tratam com alvenaria estrutural, abandonem o método das tensões admissíveis, evoluindo para os métodos probabilísticos.

Essa tendência deve ser levada em consideração pelos profissionais brasileiros que desenvolvem pesquisas na área. Os programas de pesquisas devem prever um tratamento estatístico nos resultados dos ensaios, de modo que se consiga formar um corpo de dados consistente, que permita a elaboração de uma norma nacional atualizada.

3.5. Valores Característicos

3.5.1. Definição

Existem grandezas que apresentam uma distribuição normal ou Gaussiana, que é caracterizada por uma distribuição do tipo mostrada na figura 3.7.

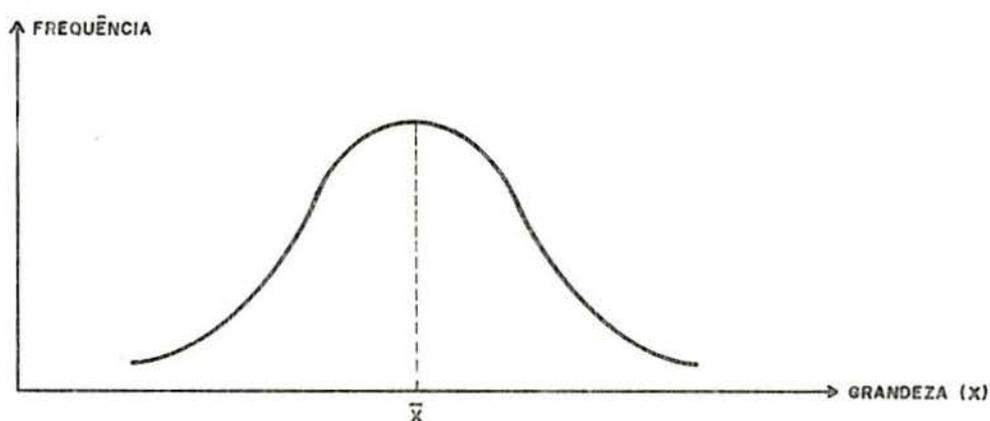


FIGURA 3.7 - Distribuição normal de uma grandeza.

O desvio padrão desse conjunto de dados, é um termo usado para quantificar a dispersão dos resultados obtidos. Quanto maior esse valor, mais dispersa será a curva da figura (3.7). Matematicamente, o desvio padrão de uma amostra é definido como sendo:

$$s = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}} \quad (3.3)$$

Onde:

s = desvio padrão da amostra.

\bar{X} = média aritmética das observações.

X_i = valor de cada observação.
 N = número de observações.

Tomando-se no eixo das abcissas, não mais a própria grandeza, mas sim uma variável adimensional (Z), definida como:

$$Z = \frac{X_i - \bar{X}}{s} \quad (3.4)$$

obtêm-se uma distribuição normal na sua forma reduzida, e a área compreendida entre a abscissa e a função $f(Z)$, é unitária (ver figura 3.8).

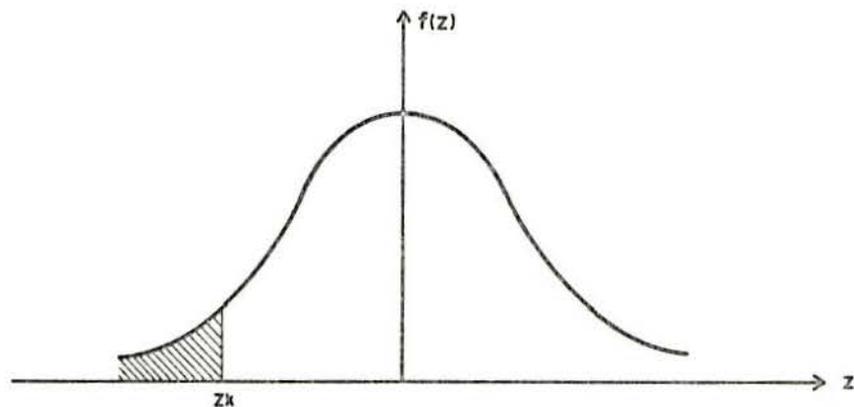


FIGURA 3.8 - Distribuição normal reduzida.

A área hachurada na figura 3.8, representa a probabilidade de que um valor (Z_i) qualquer, seja menor que o valor (Z_k), e pode ser obtida nas tabelas de distribuição normal.

Define-se valor característico de grandezas que representam solicitações e resistências de um material, como sendo aquele que tem uma probabilidade pré-definida de ser ultrapassado no seu sentido mais desfavorável³³.

3.5.2. Resistência Característica

Se a resistência de um determinado material a um dado esforço, tiver uma distribuição normal, pode-se determinar sua resistência característica ao esforço dado. Com o coeficiente de variação (CV), definido como:

$$CV = \frac{s}{\bar{X}} \quad (3.5)$$

Onde:

CV = coeficiente de variação
 s = desvio padrão da amostra
 \bar{X} = resistência média

da expressão (3.4), obtêm-se:

$$X_i = \bar{X} \cdot (1 + Z \cdot CV) \quad (3.6)$$

Como usualmente a resistência característica é definida como um valor, cuja probabilidade da resistência do material ser inferior é em torno de 5%, das tabelas de distribuição normal obtêm-se: $Z = -1,65$, e da expressão (3.5) e (3.6):

$$X_k = \bar{X} - 1,65 s \quad (3.7)$$

Onde:

X_k = resistência característica
 \bar{X} = resistência média
 s = desvio padrão da amostra

3.5.3. Ações e Solicitações Características

Idealmente, as ações características deveriam ser obtidas de modo semelhante ao exposto anteriormente, no entanto, normalmente não se possui dados para uma análise estatística do comportamento dessas ações, e na prática, esses valores são determinados segundo cada país¹⁹.

O valor característico da solicitação é determinado com o valor característico da ação.

3.6. Coeficiente de Segurança e Valores de Cálculo

3.6.1. Definição

Na fase de projeto, não é possível prever com precisão as cargas que irão agir sobre a estrutura ao longo de sua vida útil, o modelo matemático adotado não traduz o real comportamento das estruturas e a resistência dos materiais é uma grandeza aleatória. Esses fatores, juntamente com imprecisões numéricas no decorrer do cálculo propriamente dito, levam o projetista a adotar coeficientes de segurança, que visam permitir um desempenho estrutural satisfatório.

Logo, os coeficientes de segurança dão uma medida das incertezas existentes em uma estrutura real. Teoricamente, conhecendo-se todos os dados estatísticos de um parâmetro, é possível determinar um coeficiente parcial, correspondente a uma dada probabilidade de que um valor extremo ocorra. Os coeficientes de segurança, assim obtidos, podem ser representados por uma série de curvas dadas na figura (3.9), como função do coeficiente de variação e da probabilidade de ruína adotada²⁸.

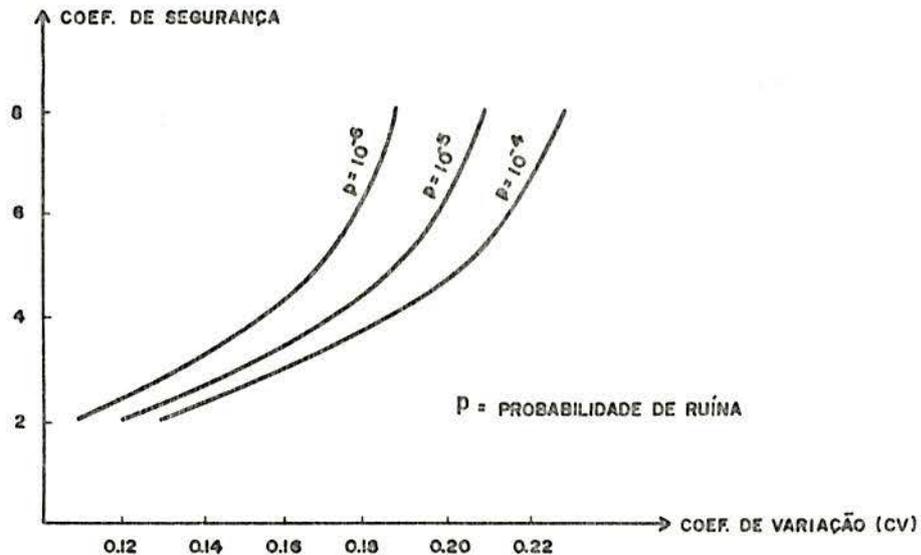


FIGURA 3.9 - Relação coeficiente de segurança x coeficiente de variação, para diversas probabilidades de ruína.

HASELTINE²⁸, diz que quando não se tem conhecimento completo do comportamento de um parâmetro, é necessário recorrer a uma determinação subjetiva dos coeficientes de segurança.

Os valores de cálculo das ações, solicitações e resistências dos materiais, são os adotados para o cálculo no estado limite último e são os valores característicos com a aplicação dos respectivos coeficientes de segurança.

3.6.2. Coeficiente de Majoração das Ações

O coeficiente de majoração (γ_f), aplicado sobre as ações, tem por objetivo, segundo HENDRY³⁰, levar em consideração:

- i) variabilidade das ações.
- ii) simultaneidade das ações.
- iii) erros teóricos na análise estrutural.

CURTIN¹⁹, diz que os coeficientes parciais aplicados em ações diferentes, devem variar de acordo com o grau de certeza na estimativa dessas ações. Assim, as cargas acidentais devem ser majoradas por um coeficiente de segurança maior que para as cargas devido ao peso próprio. Esses coeficientes devem variar conforme o estado limite considerado (último ou de utilização).

3.6.2.1. BS 5628

A norma inglesa, BS 5628¹², admite três combinações diferentes das ações atuando sobre a estrutura no estado limite último, sendo que deve-se adotar a combinação que conduza a situação mais desfavorável:

- i) peso próprio (G_k) e carga acidental (Q_k).
- ii) peso próprio (G_k) e ação de vento (W_k).
- iii) peso próprio (G_k), carga acidental (Q_k) e ação de vento (W_k).

Os índices (k), utilizados acima, indicam que se trata de valores característicos. O coeficiente de majoração das ações (γ_f), varia segundo cada combinação, e seus valores são apresentados na tabela (3.1). Onde aparecem valores alternativos, deve-se adotar os mais desfavoráveis.

A estabilidade da estrutura também deve ser verificada na eventualidade de um acidente (retirada de uma parede, coluna ou laje), e os valores do coeficiente (γ_f), para essa situação, também são dados na mesma tabela.

TABELA 3.1 - Valores do coeficiente de majoração (γ_f).

Combinação das ações	Coeficiente (γ_f)		
	G_k	Q_k	W_k
$G_k + Q_k$	0,9 ou 1,4	1,6	--
$G_k + W_k$	0,9 ou 1,4	-	1,4 ou 0,015 GK
$G_k + Q_k + W_k$	1,2	1,2	1,2 ou 0,015 GK
Acidentes	0,95 ou 1,05	0,35*	0,35

Onde:

GK = peso próprio característico total do edifício, acima do nível em consideração

* - quando se tratar de depósitos, ou onde a carga acidental for de natureza permanente, deve-se usar 1,05.

3.6.2.2. NBR 8681

A norma brasileira, "Ações e segurança nas estruturas", NBR 8681⁶, apresenta diversos valores para o coeficiente de majoração (γ_f), no estado limite último, conforme as tabelas abaixo:

TABELA 3.2 - Valores do coeficiente (γ_f) para ações permanentes de grande variabilidade e peso próprio da estrutura $\leq 75\%$ do peso permanente total.

Combinações	Efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,4	0,9
Especiais ou de construção	1,3	0,9
Excepcionais	1,2	0,9

TABELA 3.3 - Valores do coeficiente (γ_f) para ações permanentes de pequena variabilidade e peso próprio da estrutura $> 75\%$ do peso permanente total.

Combinações	Efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,3	1,0
Especiais ou de construção	1,2	1,0
Excepcionais	1,1	1,0

TABELA 3.4 - Valores do coeficiente (γ_f) para os efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais

Combinações	Efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,2	1,0
Especiais ou de construção	1,2	1,0
Excepcionais	0	0

TABELA 3.5 - Valores do coeficiente (γ_f) para ações variáveis (acidentais, vento, variação de temperatura, impacto, etc.).

Combinações	Efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,4	1,2
Especiais ou de construção	1,2	1,0
Excepcionais	1,0	0

3.6.3. Coeficiente de Minoração para as Resistências

Segundo HENDRY³⁰, o coeficiente de minoração (γ_m) aplicado sobre as resistências dos materiais, tem por objetivo levar em consideração:

- i) variabilidade das resistências.
- ii) outros fatores que afetam a resistência da estrutura (imprecisão de execução, deformações, etc.).

3.6.3.1. BS 5628

A norma inglesa, BS 5628¹², recomenda que sejam adotados os seguintes valores para o coeficiente de minoração da resistência característica da alvenaria, em função do tipo de controle exercido e da ação atuante.

i) Cargas Verticais.

Para elementos sujeitos a cargas verticais, o coeficiente de minoração (γ_m) da resistência característica à compressão da alvenaria (f_k), deverá ser adotado como sendo:

TABELA 3.6 - Valores do coeficiente (γ_m)

Controle de fabricação	Controle de construção	
	normal	especial
Normal	3,5	2,8
Especial	3,1	2,5

- Quando forem considerados os efeitos devido a mau uso ou acidentes, os valores da tabela (3.6) podem ser reduzidos à metade.

- Quando forem realizados ensaios em painéis de acordo com essa norma (ver item 4.5.3), esses valores podem ser multiplicados por 0,9.

Para que o processo de fabricação e o processo construtivo, tenham um controle considerado como especial, devem atender aos seguintes itens:

. Processo de fabricação especial:

- quando a resistência à compressão de qualquer amostra, não apresente mais de 2,5% dos seus elementos com resistência inferior a um valor pré-fixado, conhecido como limite aceitável (P_{lim});

- o esquema de controle de qualidade, deve garantir de modo satisfatório o item anterior, e os resultados do controle de qualidade devem estar à disposição do projetista.

. Controle especial do processo construtivo:

- visitas frequentes do projetista à obra, ou a permanência de um representante seu, de modo a assegurar que as especificações de projeto sejam atendidas;

- ensaios regulares da resistência da argamassa, para garantir que atenda às exigências de projeto.

ii) Cargas Horizontais.

Para elementos sujeitos a um esforço de corte, o coeficiente de minoração (γ_{mv}) da resistência característica da alvenaria ao corte (f_v), deverá ser adotado como sendo:

TABELA 3.7 - Valores do coeficiente (γ_{mv})

Ações	Valores de (γ_{mv})
Normais	2,5
Mau uso ou acidentes	1,25

3.6.3.2. National Concrete Masonry Association (NCMA), Uniform Building Code (UBC), American Concrete Institute (ACI) e o Brick Institute of America (BIA)

Os códigos americanos NCMA⁴², UBC³⁵, ACI¹ e BIA⁹, não explicitam os valores adotados para os coeficientes de minoração, no entanto, das expressões que dão o valor da carga admissível para elementos de alvenaria (item 5.9), pode-se obter os seguintes dados:

i) Brick Institute of America (BIA) e Uniform Building Code (UBC)

O BIA⁹ e o UBC³⁵, recomendam que sejam adotados os seguintes valores para o coeficiente de minoração da resistência de alvenaria de tijolos cerâmicos maciços.

a) Compressão axial:

TABELA 3.8 - Valores do coeficiente (γ_m) na compressão axial

Elemento	com inspeção	sem inspeção
Paredes	5,0	7,5
Colunas	6,25	9,4

b) Flexo-compressão:

TABELA 3.9 - Valores do coeficiente (γ_m) na flexo-compressão

Elemento	com inspeção	sem inspeção
Paredes	3,1	4,7
Colunas	3,8	5,8

- Quando for considerada a ação de vento, combinada com o peso próprio e cargas acidentais, os valores dados acima podem ser divididos por 1,33.

ii) National Concrete Masonry Association (NCMA)

O NCMA⁴², determina que para alvenaria de concreto, os seguintes valores devem ser adotados para o coeficiente de minoração (γ_m).

a) Compressão axial:

TABELA 3.10 - Valores do coeficiente (γ_m) na compressão axial

Elemento	com inspeção	sem inspeção
Paredes	5,0	10,0
Colunas	5,5	11,0

b) Flexo-compressão:

TABELA 3.11 - Valores do coeficiente (γ_m) na flexo-compressão

Elemento	com inspeção	sem inspeção
Paredes ou colunas	3,3	6,6

- Quando for considerada a ação de vento, combinada com o peso próprio e cargas acidentais, os valores dados acima podem ser divididos por 1,33.

iii) American Concrete Institute (ACI)

O ACI¹, recomenda os seguintes valores para o coeficiente de minoração (γ_m) em alvenaria de concreto.

a) Compressão axial:

TABELA 3.12 - Valores do coeficiente (γ_m) na compressão axial

Elementos	com inspeção	sem inspeção
Paredes ou colunas	4,4	6,6

b) Flexo-compressão:

TABELA 3.13 - Valores do coeficiente (γ_m) na flexo-compressão

Elementos	sem inspeção	com inspeção
Paredes ou colunas	3,0	4,5

- Quando for considerada a ação de vento, combinada com o peso próprio e cargas acidentais, os valores dados acima podem ser divididos por 1,33.

4. PAREDE RESISTENTE

4.1. Considerações Iniciais

O termo parede resistente, refere-se às paredes de uma obra em alvenaria estrutural, que além das funções de definição de espaços geométricos e de vedação, desempenham também a função estrutural, ou seja, paredes que têm a função de resistir aos diversos esforços a que está sujeita uma estrutura. Os estudos a seguir são extensivos também a colunas.

O comportamento da alvenaria, sujeita principalmente aos esforços de compressão, tração, corte e flexão, tem sido objeto de uma sistemática investigação nos últimos anos. Como estruturas em alvenaria são basicamente solicitadas à compressão, existe uma concentração natural de estudos voltados para essa área. Muitas pesquisas têm sido desenvolvidas no intuito de estabelecer uma relação entre as propriedades físicas e características geométricas dos materiais utilizados na alvenaria estrutural, para diferentes tipos de argamassa e formas de assentamento, e a resistência final do elemento (parede ou coluna).

São essas pesquisas que dão embasamento para a elaboração das diversas normas existentes sobre alvenaria estrutural. A partir delas, são montadas tabelas que dão a resistência da parede, em função da resistência das unidades e da argamassa, especificadas as tensões máximas admissíveis, limitada a esbeltez e adotados vários outros critérios como parâmetros de projeto.

A resistência de elementos de alvenaria depende de uma série de fatores, que vão desde a resistência da unidade utilizada (tijolo ou bloco), até a qualidade da mão-de-obra empregada. É essa diversificação de fatores dos quais depende a resistência da alvenaria, um dos motivos que tem levado ao in-

sucesso, métodos que pretendem apresentar uma solução fechada para o equacionamento dessa resistência. Segundo SALHIN^{4,5}, muitas tentativas têm sido feitas para equacionar a relação entre a resistência da alvenaria com a unidade e a argamassa. Muitas dessas fórmulas, contudo, não consideram o estado triaxial de tensões existente nas unidades e argamassas, sendo na maioria das vezes, adaptadas aos resultados obtidos em ensaios. A recomendação das normas, no sentido de que a resistência da alvenaria deva ser obtida de ensaios em laboratórios, indica que os métodos puramente analíticos ainda não fornecem resultados confiáveis.

Os ensaios em elementos de alvenaria, não são igualmente padronizados a nível mundial, e as vezes, nem mesmo em um único país, como é o caso dos Estados Unidos. O fato do comportamento de elementos curtos, sujeitos à compressão, ser diferente do observado em elementos esbeltos, juntamente com outros fatores, tem levado a três procedimentos distintos de se obter a resistência de elementos estruturais. No primeiro, a resistência da alvenaria é obtida a partir da resistência das unidades. No segundo, são ensaiados prismas (ou mini-paredes), enquanto que no terceiro, a resistência da alvenaria é obtida a partir de ensaios em painéis em escala real. Na realidade, os ensaios em unidades e prismas (ou mini-paredes), são uma variação dos ensaios em painéis reais, pois, a correlação entre a resistência das unidades e prismas, com a resistência da alvenaria, é estabelecida através de ensaios nesses painéis. Esses métodos serão descritos mais detalhadamente nos itens subsequentes.

4.2. Fatores que Afetam a Resistência à Compressão da Alvenaria

A resistência final de um elemento de alvenaria, depende fundamentalmente da resistência básica da alvenaria, propriedades geométricas do elemento e da excentricidade do carregamento. As propriedades geométricas do elemento, tais como, razão de esbeltez, área da seção transversal e tipo de vinculação, juntamente com a excentricidade do carregamento, serão abordados no capítulo 5. O presente capítulo, tratará da resis

tência básica da alvenaria, bem como os fatores que têm influência sobre a mesma.

4.2.1. Resistência Básica da Alvenaria

A resistência básica da alvenaria, pode ser entendida como sendo aquela que depende das características dos materiais empregados, excluindo o efeito da esbelteza, excentricidade do carregamento e tipo de vinculação. Para as normas americanas, essa resistência é denominada de (f'_m), enquanto para a norma inglesa, trata-se da resistência característica (f_k).

Embora não haja um consenso entre os pesquisadores, de quais são os principais fatores que afetam a resistência da alvenaria, em ordem de importância, HENDRY³⁰, diz que as pesquisas têm mostrado que são importantes na determinação da resistência à compressão da alvenaria:

- Resistência da unidade (tijolo ou bloco).
- Resistência da argamassa.
- Espessura das juntas.
- Geometria das unidades.
- Absorção inicial da unidade.
- Água de retenção da argamassa.
- Deformação característica da unidade e da argamassa.
- Forma de assentamento.

A esses itens, deve-se necessariamente incluir a mão-de-obra. Alguns fatores, considerados de maior influência na resistência da alvenaria, serão descritos mais detalhadamente a seguir.

4.2.2. Resistência da Unidade

Segundo SUTHERLAND⁵¹, a resistência da unidade (tijolo ou bloco), é o fator dominante na resistência da alvenaria. HENDRY³⁰, chama a atenção para o fato de que os ensaios têm demonstrado, que a resistência à compressão da alvenaria, varia aproximadamente com a raiz quadrada da resistência da unidade.

Dentro dos limites práticos, diz SALHIN^{4 5}, a resistência da parede, geralmente cresce com o aumento da resistência da unidade e da argamassa. De um modo geral, a resistência da alvenaria é em torno de 25 a 50% da resistência do tijolo cerâmico, sendo o valor mais baixo referente a uma argamassa fraca e o mais alto referente a uma argamassa de alta resistência. Essa razão tende a diminuir, com o aumento da resistência do tijolo.

MONK^{3 9}, realizou ensaios nos quais essa relação para alvenaria cerâmica, variou de 10 a 40% e de 60 a 90%, para alvenaria de tijolos de concreto.

SUTHERLAND^{5 1}, apresenta essa relação como sendo de 15 a 45% para alvenaria de tijolos e de 65 a 110% para alvenaria de blocos de concreto.

Também NELSON GOMES^{2 4}, cita que em ensaios realizados no Agrupamento de Estruturas do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), em alvenaria de blocos cerâmicos, verificou-se uma relação da ordem de 16 a 39%.

Essa relação entre a resistência da alvenaria e da unidade, conhecida como fator de eficiência da parede, diminui com o acréscimo de resistência da unidade. Em outras palavras, o aumento da resistência da parede, obtido com o aumento da resistência da unidade, varia menos rapidamente, conforme aumenta-se a resistência das unidades. Esse fato pode ser observado na figura 4.1, dada por SUTHERLAND^{5 1}, que fornece a resistência da alvenaria, em função da resistência das unidades. Também pode ser observado nessa figura, que em unidades onde a relação: altura da unidade x espessura das juntas, aumenta, caso dos blocos, o fator de eficiência também aumenta. A tabela 4.1 apresenta um resumo dos fatores de eficiência citados acima.

A dispersão verificada nos valores do fator de eficiência da parede, observada na tabela 4.1, justifica-se pelos inúmeros fatores que afetam a resistência da alvenaria. Segundo SALHIN^{4 5}, considerando a forte influência do prato da máquina de testes, nos resultados dos ensaios (pelo fato de

restringir a deformação da alvenaria na região de contato), e também considerando os diferentes tipos de ensaios utilizados, o fator de eficiência tem valor somente para uma estimativa grosseira. Exceto se os equipamentos forem semelhantes e os ensaios padronizados, a comparação dos resultados obtidos em diferentes laboratórios pode ser ilusória.

TABELA 4.1 - Fator de eficiência da alvenaria para diversos tipos de unidades.

Unidades	Fator de eficiência - autor -
Tijolo cerâmico	25 a 50% - SALHIN
Tijolo cerâmico	10 a 40% - MONK
Tijolo de concreto	60 a 90% - MONK
bloco de concreto	65 a 110% - SUTHERLAND
bloco cerâmico	16 a 39% - GOMES

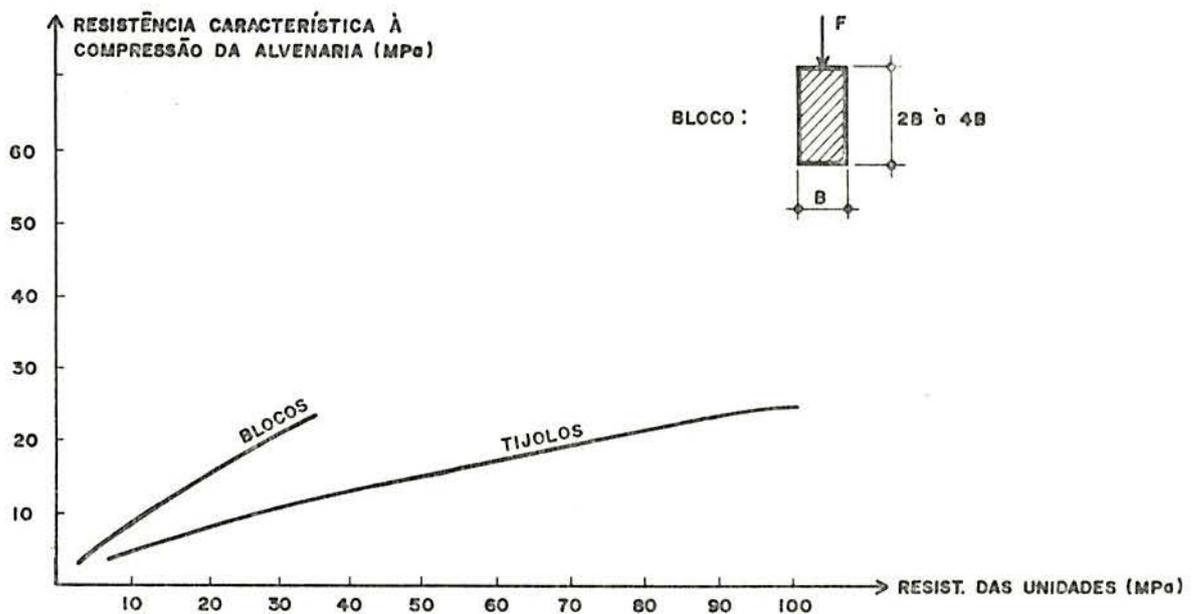


FIGURA 4.1 - Resistência característica da alvenaria em função da resistência das unidades (SUTHERLAND).

4.2.3. Resistência da Argamassa

SALHIN⁴⁵, diz que a resistência da alvenaria, está fortemente relacionada com a resistência da argamassa. Estudos desenvolvidos para estabelecer uma relação entre essas resistências, têm mostrado que a resistência da alvenaria, está relacionada com raiz cúbica da resistência da argamassa, ou, com a raiz cúbica do quadrado dessa resistência.

Diz HENDRY³⁰, que a resistência da alvenaria está relacionada com a resistência da argamassa, através de uma raiz cúbica ou quarta, e que embora possa parecer, pela relação acima, que a resistência da argamassa tenha pouca influência na resistência da alvenaria, isto não é verdadeiro. Os ensaios têm demonstrado que as propriedades do material de assentamento, exercem influente controle na resistência final da alvenaria.

A influência do material de assentamento, foi demonstrado em ensaios realizados pelo "Structural Clay Products Research Foundation" nos Estados Unidos, onde diferentes tipos de materiais foram utilizados nas juntas, e os resultados são dados na tabela (4.2).

TABELA (4.2) - Influência do tipo de material utilizado nas juntas, sobre a resistência da alvenaria.

Material da junta	Fator de eficiência
Chapa de alumínio	0,96
Argamassa: 1:0,5:4,5	0,40
Areia	0,59
Junta seca	0,89

A norma inglesa, BS 5628¹², apresenta a resistência característica da alvenaria, em função da argamassa utilizada e da resistência das unidades, conforme a figura 4.2.

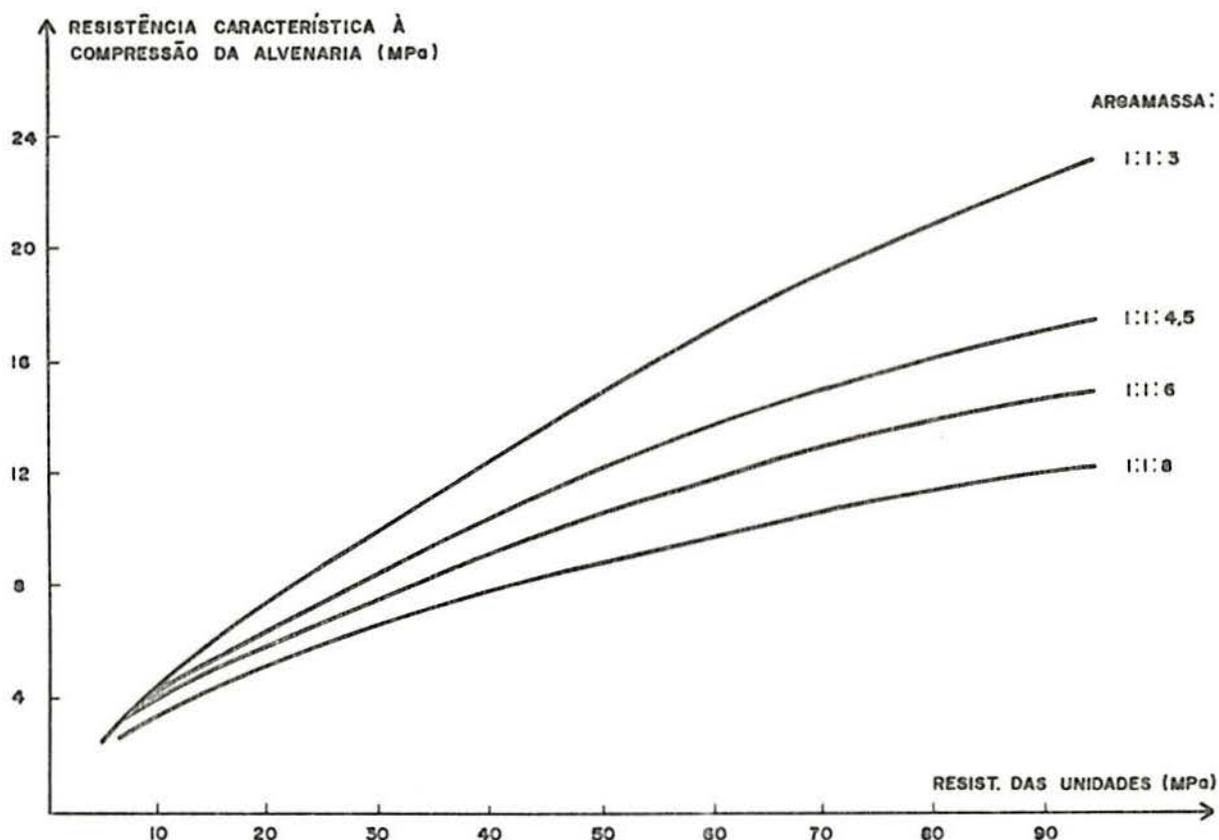


FIGURA 4.2 - Resistência característica da alvenaria - BS 5628.

O fato da influência da resistência da argamassa, sobre a resistência da alvenaria, aumentar com o acréscimo da resistência da unidade, conforme mostra a figura (4.2), já havia sido observado por MONK³⁹. Ensaaios realizados pelo "Structural Clay Products Research Foundation", citados por MONK, concordam bem com a figura 4.2.

GOMES²⁴, ao ensaiar paredes construídas com blocos cerâmicos de resistência média de 7,5 MPa, chegou à conclusão que pouca influência tem a resistência da argamassa, sobre a resistência da alvenaria, para esse tipo de unidade. Aumentando em 135% a resistência da argamassa, o aumento na resistência da parede foi em torno de 11%. GOMES, diz que com o aumento da resistência da argamassa, as paredes apresentam uma ruptura excessivamente frágil, não acompanhando os eventuais movimentos da estrutura. Por outro lado, as argamassas de baixa resistência, não absorvem as imperfeições existentes nas unidades, não distribuindo corretamente as tensões. Segundo o autor, a resistência da argamassa, não deve ser inferior a 70%

da resistência dos blocos, mas também, não deve ultrapassar a resistência dos mesmos.

Embora, aparentemente, possa parecer que exista uma contradição entre as afirmações de HENDRY e SALHIN, com relação aos resultados observados por GOMES, deve-se chamar a atenção, que os ensaios referidos pelos dois primeiros autores, foram realizados em tijolos cuja resistência média variou em torno de 80 MPa, sendo essa uma faixa em que a resistência da alvenaria é realmente sensível à variação da resistência da argamassa, conforme pode ser observado na figura 4.2, enquanto GOMES, trabalhou com unidades de resistência aproximadamente 10 vezes inferior.

É um fato interessante a ser observado, que embora HENDRY e SALHIN, afirmem que os ensaios têm demonstrado que a resistência da alvenaria, está relacionada com a raiz cúbica ou quarta da resistência da argamassa, em mais de uma dezena de expressões apresentadas pelo próprio SALHIN, e obtidas por vários pesquisadores, para a determinação da resistência da alvenaria, apenas duas delas apresentam essa relação.

A referência¹⁴, Building Research Establishment Digest, apresenta a influência da argamassa em alvenaria construída com tijolos de resistência média (~30 MPa), conforme mostra a figura 4.3.

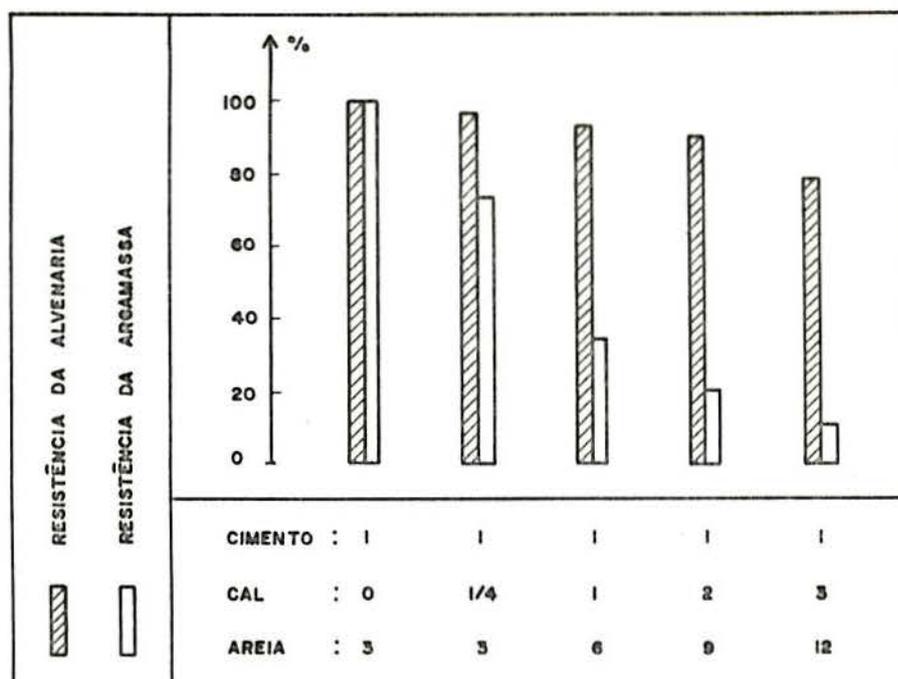


FIGURA 4.3 - Influência da resistência da argamassa na resistência final da alvenaria.

4.2.4. Espessura das Juntas

Segundo SALHIN^{4 5}, sendo a argamassa usualmente a parte mais fraca da alvenaria, maior resistência é obtida com pequenas espessuras de juntas e baixa relação entre espessura da junta e altura da unidade.

Para um tijolo de resistência aproximadamente de 80 MPa, e argamassa com resistência de 8 MPa, SALHIN^{4 5}, apresenta a relação dada na figura (4.4), entre a resistência de prismas e a espessura das juntas.

SALHIN, diz que é razoável assumir que a resistência da alvenaria, diminui em aproximadamente 15% para cada aumento de 3mm na espessura da junta, e vice-versa, sendo considerado como normal uma junta de 1 cm de espessura. Esse fato, também é confirmado por SUTHERLAND^{5 1} e por HENDRY^{3 0}. Essa relação, segundo SALHIN^{4 5}, naturalmente deve ser usada somente para uma estimativa dentro das variações normais da prática.

HENDRY^{3 0}, apresenta a relação dada na figura 4.5, entre a redução na resistência da alvenaria, de tijolos maciços e furados, em função da espessura das juntas de argamassa.

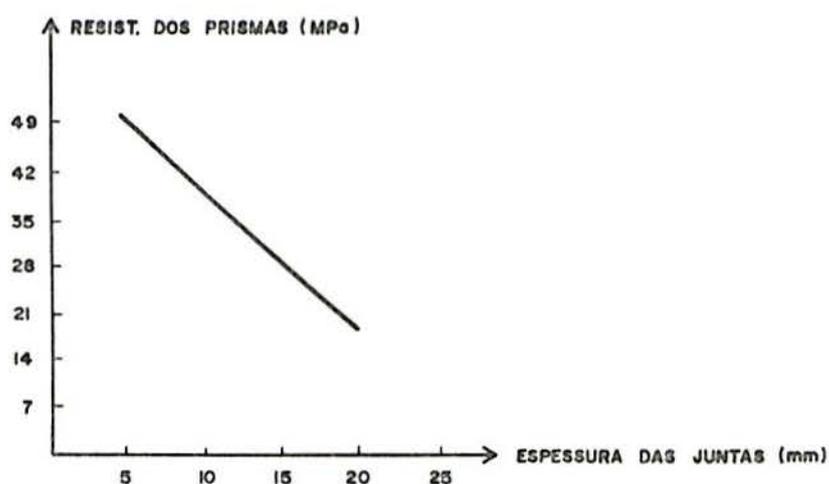


FIGURA 4.4 - Influência da espessura das juntas na resistência de prismas (SALHIN).

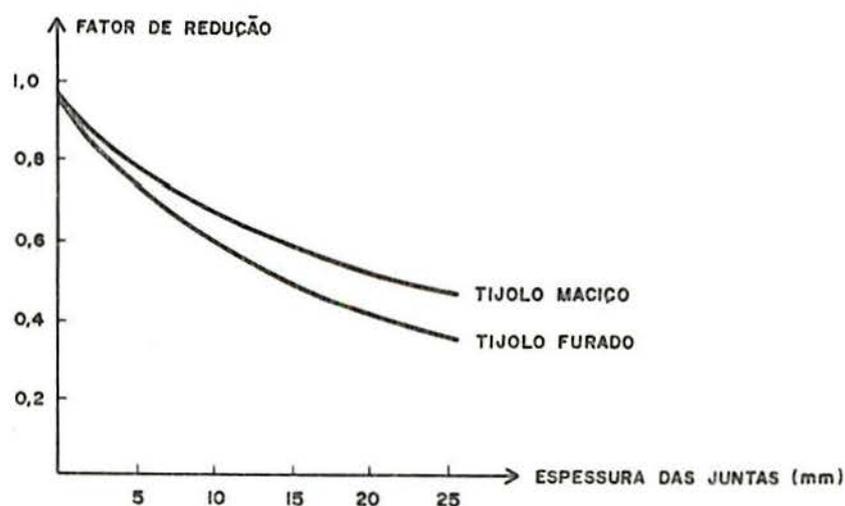


FIGURA 4.5 - Influência da espessura das juntas, na resistência final da alvenaria (HENDRY).

HENRIK KREUGER, citado por SALHIN, diz que, em sua experiência, a espessura das juntas tem menos influência na resistência da alvenaria, que a resistência da argamassa.

MONK³⁹, diz que a influência da espessura das juntas, relativa a altura das unidades, é significativa. O autor apresenta os resultados de ensaios realizados pelo "Structural Clay Products Research Foundation", dados na tabela 4.3.

TABELA 4.3 - Redução na resistência de prismas em função da espessura das juntas.

Espessura das juntas (mm)	Fator de redução
6	1,00
10	0,89
13	0,75
16	0,62
20	0,48

SUTHERLAND⁵¹, diz que os ensaios têm demonstrado que o não preenchimento das juntas verticais, não afeta a resistência da alvenaria de tijolos, e que para blocos, esse efeito é muito pequeno.

4.2.5. Absorção Inicial D'Água da Unidade

J.P. HALLER²⁶, determinou através de ensaios, que para uma carga excêntrica, agindo no contorno do núcleo central de inércia, a resistência da parede diminui, quando são utilizadas unidades com grande absorção inicial d'água. Verificou também, que para cargas centradas, essa diminuição na resistência da parede é menos significativa.

Esse fenômeno depende, em parte, do fato de que quando a argamassa entra em contato com tijolos de alta absorção inicial, existe uma rápida redução na sua plasticidade. A argamassa, tornando-se pouco plástica, perde a capacidade de acomodar pequenos movimentos na alvenaria durante o assentamento, passando a apresentar uma forma abaulada (ver figura 4.6).

De acordo com HALLER²⁶, por essa razão, paredes esbeltas de espessura menor de 25cm e construídas com tijolos de alta absorção inicial, tendem a apresentar uma grande deflexão, principalmente sob um carregamento excêntrico, reduzindo sensivelmente sua capacidade resistente.

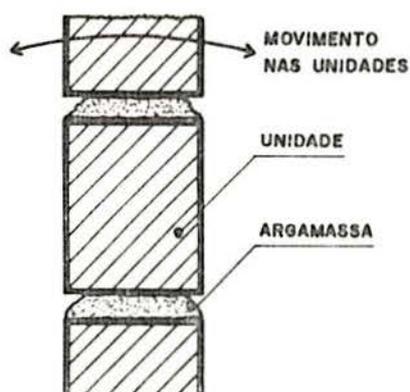


FIGURA 4.6 - Abaulamento da argamassa.

Esse efeito é mais marcante para argamassas de cimento, do que para argamassas mistas (cimento: cal: areia), conforme pode ser visto na figura 4.7, obtida por HALLER²⁶ em ensaios realizados em paredes de 15 cm de espessura e razão de esbeltez igual a 21,5.

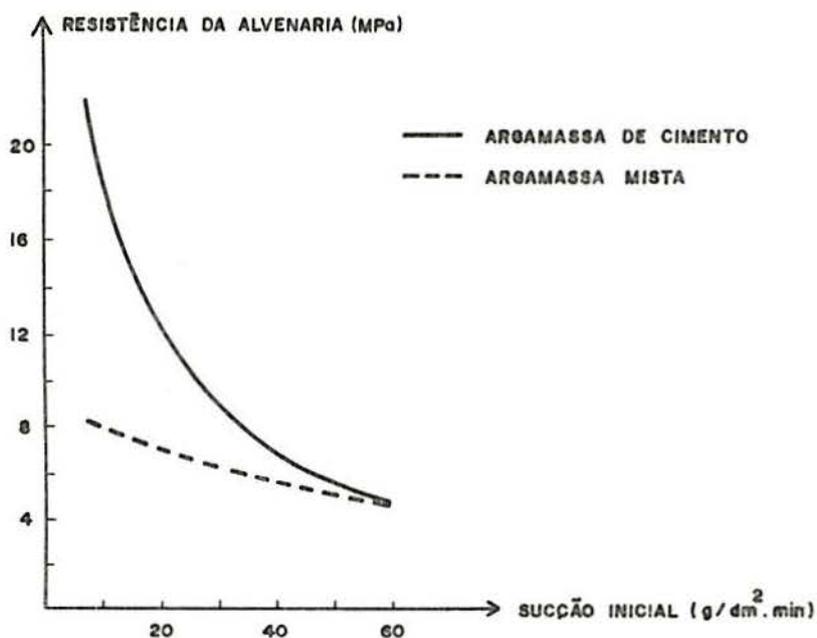


FIGURA 4:7 - Influência da sucção inicial na resistência da alvenaria.

4.2.6. Condições de Cura

Paredes recém-construídas, podem ser afetadas por condições climáticas, tais como: exposição a altas temperaturas, frio e chuvas. Segundo HENDRY³⁰, o "Building Development

Laboratories" na Austrália, ensaiou uma série de paredes construídas a uma temperatura entre 11 e 24°C, curadas ao sol por cinco ou seis dias. Essas paredes apresentaram uma redução de resistência da ordem de 10% em relação às paredes curadas à sombra e protegidas por plásticos.

4.2.7. Influência da Mão-de-Obra

Obras em alvenaria têm uma longa tradição de serem executadas por profissionais que possuem um conhecimento prático desse tipo de construção (pedreiros), porém não técnico, e sem a supervisão de um engenheiro, ao contrário do que ocorre em obras de concreto armado, por exemplo. Por esse motivo, são consideradas "obras não confiáveis" e a alvenaria passa a ser vista com algum receio quando chamada a desempenhar uma função estrutural, sendo que esse fato tem levado a adoção de grandes coeficientes de segurança, adotados pelas normas que tratam do assunto. É evidente que se um elemento estrutural não for inspecionado, deverá ser coberto por um maior coeficiente de segurança, minimizando as incertezas existentes sobre o mesmo, porém, isso se aplica a alvenaria, da mesma forma que para qualquer outro tipo de elemento estrutural. Por outro lado, diz HENDRY³², se as obras de alvenaria forem submetidas ao mesmo nível de inspeção como exigido para obras de concreto ou aço, elas terão um mesmo nível de confiabilidade. Para isso, é essencial identificar os fatores da mão-de-obra que têm significativa influência na resistência da alvenaria, para daí exercer o devido controle sobre a mesma. Resumidamente, os fatores relacionados à qualidade da mão-de-obra, que mais afetam a resistência da alvenaria são:

i) Controle da argamassa: Uma vez determinada a mistura da argamassa em função das características desejadas, tais como resistência, trabalhabilidade e retenção de água, ela deve manter-se inalterada ao longo da obra ou conforme especificação do projeto. Para tal, torna-se importante evitar procedimentos comuns à prática, que possam alterar essa argamassa, tais como: adição excessiva de água, adição de cal para dar uma melhor trabalhabilidade, etc.

ii) Assentamento incorreto: No assentamento, as juntas devem ser completamente preenchidas, deve-se evitar eventuais reentrâncias e a espessura deve ser mantida o mais uniforme possível (para tal, é importante que as unidades apresentem uma pequena variabilidade dimensional).

iii) Perturbação das unidades após o assentamento: A perturbação das unidades após o assentamento, poderá alterar as condições de aderência entre as unidades e a argamassa, podendo também produzir fissuras nessa última, alterando assim a resistência final da alvenaria. Esse fato é comum quando o pedreiro tenta corrigir eventuais erros de prumo, através de batidas nas unidades, tentando recolocá-las novamente na posição correta.

iv) Prumo da parede: Paredes construídas fora do prumo, ou, onde as paredes de diferentes pavimentos não apresentam o mesmo alinhamento, estão sujeitas a excentricidades adicionais do carregamento, reduzindo assim sua capacidade resistente. Uma parede que apresenta um desaprumo da ordem de 12 a 20 mm, terá sua resistência diminuída entre 13 e 15%³².

Segundo HENDRY³⁰, o "Building Research Laboratories" na Austrália, desenvolveu uma pesquisa para determinar a relativa importância de cada um dos fatores relacionados à qualidade da mão-de-obra, sob condições de laboratório, e chegou aos seguintes resultados:

TABELA 4.4 - Fatores relacionados à mão-de-obra, que afetam a resistência da alvenaria.

Fator	Redução na resistência
Reentrâncias nas juntas	25%
Variação na espessura das juntas (16 mm)	25%
Desvio de prumo (12 mm)	15%
Juntas verticais não preenchidas	nenhuma

MONK³⁹, diz que vários estudos têm sido realizados para tentar determinar a influência da mão-de-obra na resistência da alvenaria, no entanto, quase todos têm se mostrado inconclusivos. Contudo, diz o autor, um sério estudo foi realizado pelo "National Bureau of Standards", onde foi utilizada mão-de-obra considerada comercial e outra especializada. As paredes com tijolos de resistência entre 20 e 28 MPa, e construídas pela mão-de-obra especializada, apresentaram uma resistência entre 60 e 80% superior às paredes construídas pela mão-de-obra não especializada. Para paredes de unidades com resistência de 60 MPa, esse acréscimo de resistência foi da ordem de 30%.

Resultados opostos foram obtidos por MAURENBRECHER³⁷ ao ensaiar prismas de tijolos furados, utilizando mão-de-obra comum e altamente especializada. A relação entre resistências para os prismas de resistência média em torno de 18 MPa, foi de 0,92, enquanto que para os prismas de resistência em torno de 29 a 44 MPa, essa relação foi de 0,66.

Portanto, enquanto segundo MONK, a influência da mão-de-obra sobre a resistência da parede de alvenaria, diminui com o aumento da resistência da unidade, MAURENBRECHER, diz que para prismas de tijolos furados essa relação é inversa.

MONK³⁹, também apresenta os resultados de outras pesquisas, realizadas com o objetivo de determinar o acréscimo da resistência da alvenaria, quando se utiliza mão-de-obra especializada, conforme a figura 4.8.

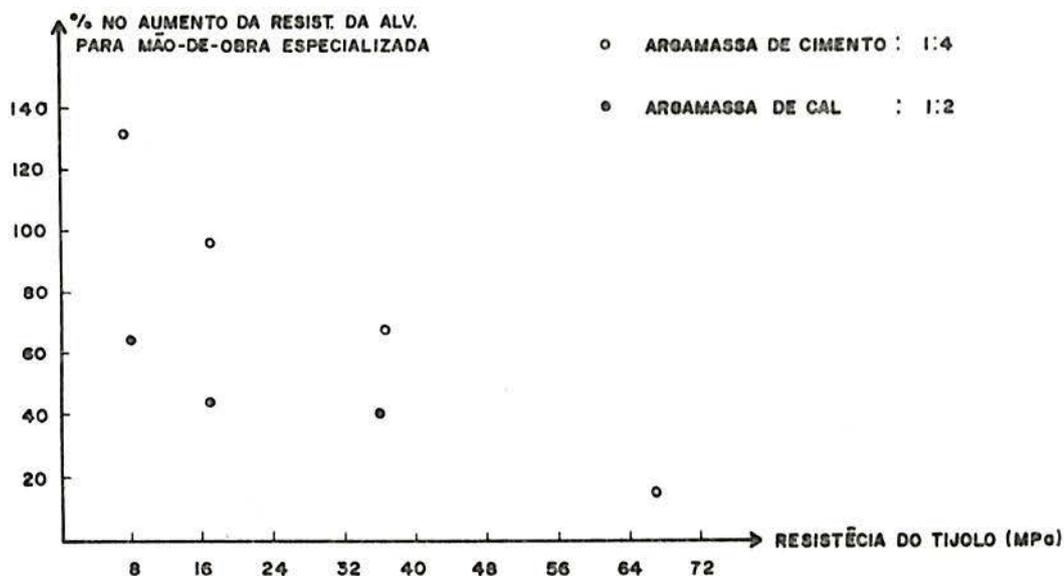


FIGURA 4.8 - Influência da mão-de-obra na resistência da alvenaria de tijolos.

4.3. Otimização da Resistência da Parede

A capacidade resistente de uma parede de alvenaria pode ser aumentada, sem que se aumente a resistência das unidades ou da argamassa, simplesmente pela observação dos fatores que influem nessa resistência, citados anteriormente. A observação dos seguintes itens no processo construtivo, resultará numa otimização da resistência das paredes resistentes.

i) As juntas devem ter pequena espessura e uniformidade, tanto quanto possível. Para isso, é necessário que as unidades apresentem uma pequena variabilidade dimensional.

ii) A relação: altura da unidade x espessura da junta, deve ser o maior possível.

iii) Controle da absorção inicial das unidades.

iv) Mão-de-obra treinada.

v) As condições de cura devem ser as mais favoráveis possíveis.

4.4. Recomendações sobre a Argamassa

O concreto e a argamassa para alvenaria, possuem basicamente os mesmos materiais. Como resultado, acredita-se popularmente que a argamassa e o concreto desempenham funções similares, porém, isso não é verdadeiro. Se no concreto, a resistência é a principal característica, para a argamassa, existem outras igualmente importantes²⁰.

A argamassa, sendo o agente ligante que integra a alvenaria, deve ser forte, durável, capaz de garantir a integridade e estanqueidade da parede. Ela deve ter também certas propriedades elásticas, trabalhabilidade e ser econômica⁸.

SABBATINI⁴⁴, acrescenta que a argamassa deve ter capacidade de retenção de água, suficiente para que quando em contato com unidades de elevada absorção, não tenha suas funções primárias prejudicadas. Ela também deve ser capaz de adquirir alguma resistência após o assentamento, para resistir aos esforços que possam atuar durante a construção.

Na escolha da argamassa, primeiramente, deve-se observar que não existe um único tipo de argamassa que seja melhor para todas as finalidades. A regra básica para a seleção de uma argamassa para um determinado projeto é: nunca se deve usar uma argamassa que tenha resistência à compressão, superior à exigida pelo projeto estrutural, e entre as que sejam compatíveis com as exigências de desempenho da obra, deve-se selecionar sempre a mais fraca⁸.

As argamassas de alta resistência, concentram os efeitos de recalques de apoios em poucas e grandes fissuras, enquanto que nas argamassas mais fracas, os movimentos da estrutura são distribuídos em pequenas fissuras. Também quando forem empregadas unidades de grande retração, recomenda-se que a argamassa utilizada seja de resistência inferior ao dessas unidades¹⁵.

As normas americanas, especificam basicamente quatro tipos de argamassas mistas (cimento: cal: areia), designadas por M, S, N e O. Os traços (em volume) e propriedades dessas

argamassas são dados na tabela (4.5).

TABELA 4.5 - Traços e propriedades das argamassas americanas.

Variação das propriedades	Tipo de argamassa	Traço (em volume)		
		Cimento	Cal	Areia
(a) ↑ ↓ (b)	M	1	0-1/4	*
	S	1	1/2	
	N	1	1	
	O	1	2	

Onde:

(a) - aumento da resistência.

(b) - aumento na capacidade de absorver movimentos da estrutura (recalque de apoios, temperatura, etc.)

* - de 2,25 a 3 vezes a soma dos volumes de cimento e cal.

A publicação "Mortar for brick masonry: selection and controls"⁶, apresenta as seguintes recomendações para aplicação dessas argamassas:

A argamassa tipo M, é especificamente recomendada para alvenaria em contato com o solo, tais como fundações, muros de arrimo, etc. Essa argamassa possui alta resistência à compressão e excelente durabilidade.

A argamassa tipo S, é recomendada para alvenaria sujeita à esforços de flexão (grandes painéis externos sujeitos a cargas de vento). É de boa resistência à compressão e à tração, quando confinada entre as unidades.

A argamassa tipo N, é recomendada para paredes externas sujeitas a severas condições de exposição. É de uma média resistência à compressão e conveniente para uso geral em alvenaria exposta, sem estar em contato com o solo.

A argamassa tipo 0, pode ser usada em alvenaria de unidades maciças, onde a tensão de compressão não ultrapasse 0,70 MPa, e não esteja exposta em um meio agressivo. É de baixa resistência à compressão e conveniente para o uso exterior limitado e uso interior em geral, em paredes resistentes ou não.

A norma inglesa, BS 5628¹², recomenda quatro tipos de argamassas mistas, designadas por i, ii, iii e iv, cujos traços e resistências aos 28 dias de idade, são dados na tabela (4.6).

TABELA 4.6 - Traços e propriedades das argamassas inglesas.

Tipo	Traço em volume			Resistência (MPa)	
	Cimento	Cal	Areia	Laboratório	Campo
i	1	0 - 1/4	3	16,0	11,0
ii	1	1/2	4 - 4,5	6,5	4,5
iii	1	1	5 - 6	3,6	2,5
iv	1	2	8 - 9	1,5	1,0

4.5. Determinação da Resistência à Compressão da Alvenaria

Os ensaios em materiais e elementos de alvenaria, são realizados com os mais variados objetivos, dentre os quais estão incluídos³¹:

- i) obtenção da resistência do material para o projeto estrutural;
- ii) controle de qualidade na fabricação e no campo;
- iii) pesquisa estrutural.

A realização de ensaios em painéis de alvenaria em escala real, é a forma mais segura de se obter a resistência da alvenaria a qualquer tipo de esforço. No entanto, razões de ordem técnica, econômica e prática, têm gerado o surgimento de diferentes tipos de ensaios, embora ainda relacionados com os ensaios em painéis.

A idéia básica desses ensaios, é obter a resistência da alvenaria através de testes em pequenos corpos de prova e de uma correlação já pré-definida com a resistência da alvenaria, obtida de ensaios em painéis. De acordo com HENDRY³¹, para a determinação da resistência à compressão de elementos de alvenaria, três categorias de ensaios podem ser distinguidas:

- i) ensaios das unidades;
- ii) ensaios de prismas ou mini-paredes;
- iii) ensaios de painéis de alvenaria em escala real.

4.5.1. Ensaio de Unidades

Muitos códigos permitem que resistência de elementos de alvenaria, seja obtida a partir da resistência das unidades e da argamassa a serem utilizadas nesses elementos. Contudo, o uso desse tipo de ensaio, geralmente é limitado em função dos níveis de solicitação da estrutura. Os parâmetros utilizados para essa limitação, podem ser em função da resistência máxima permitida para a unidade, ou então, da solicitação máxima permitida no elemento estrutural.

É importante observar, que ao se trabalhar com a correlação entre resistência da unidade e da alvenaria, apresentada por uma determinada norma, a resistência das unidades e da argamassa deve ser obtida conforme ensaios recomendados pela mesma norma.

4.5.1.1. Brick Institute of America (BIA)

O "Brick Institute of America", BIA⁹, especifica que quando a resistência à compressão da alvenaria de tijolos cerâmicos (f'_m), não for determinada por ensaios em prismas, ela pode ser obtida pela expressão (4.1), que é dada em função da resistência à compressão das unidades e da argamassa. Esse tipo de ensaio é denominado Método nº 2 (Brick Tests).

$$f'_m = A (2,76 + B F'_b) \quad (4.1)$$

Onde:

f'_m = resistência à compressão da alvenaria de tijolos cerâmicos aos 28 dias de idade (MPa).

F'_b = resistência média à compressão das unidades ($F'_b \leq 97$ MPa).

A = 2/3 para obras sem inspeção.

A = 1,0 para obras com inspeção.

B = 0,20 para argamassa tipo N.

B = 0,25 para argamassa tipo S.

B = 0,30 para argamassa tipo M.

A resistência da unidade (F'_b) deve ser obtida de acordo com o ensaio prescrito na ASTM C 67³ (ver anexo - item 7.1), exceto se o coeficiente de variação da amostra testada (CV), for superior a 12%, onde a resistência média à compressão da unidade será dada pela expressão (4.2).

$$F'_b = \bar{X} (1 - 1,5 (CV/100 - 0,12)) \quad (4.2)$$

Onde:

F'_b = resistência média à compressão das unidades.

\bar{X} = resistência média à compressão da amostra (ASTM C 67).

CV = coeficiente de variação da amostra (CV > 12%).

4.5.1.2. National Concrete Masonry Association (NCMA) e American Concrete Institute (ACI)

O NCMA^{4,2} e o ACI¹, recomendam que quando a resistência à compressão da alvenaria de concreto, não for determinada por ensaios em prismas, pode-se obter o valor dessa resistência diretamente da tabela (4.7), onde é permitida somente a interpolação.

TABELA 4.7 - Resistência à compressão da alvenaria de concreto (f'_m), baseada na área líquida das unidades.

Resistência das unidades (MPa)	Argamassas	
	M e S	N
	f'_m (MPa)	
6,9	6,2	4,8
10,3	7,9	6,0
13,8	9,3	6,9
17,2	10,7	7,6
27,6	13,8	8,6
\geq 41,4	16,5	9,3

O NCMA, determina que os ensaios para a obtenção da resistência das unidades, devem ser realizados de acordo com as recomendações da ASTM C 140⁴ (ver anexo - item 7.2).

4.5.2. Ensaio em Prismas

Prismas são pequenos corpos de prova, utilizados para se prever as propriedades dos elementos a serem empregados nas obras reais, tais como: resistência à compressão, resistência ao cisalhamento e módulo de deformação³⁸.

Normalmente, as normas recomendam que por serem os prismas representativos dos elementos estruturais utilizados nas obras, devem possuir todas as características desses elementos, tais como: espessura das juntas, tipo de argamassa e unidades, igual espessura do elemento, forma de assentamento, etc.

A resistência à compressão da alvenaria é melhor determinada através de ensaios em prismas, ao invés de baseada na resistência das unidades¹⁰.

MAURENBRECHER³⁸, diz que esse método quando comparado com os que apresentam a resistência da alvenaria tabelada em função da resistência das unidades e do tipo de argamassa,

fornece resultados mais precisos. Também, o ensaio em prismas, geralmente dá maior valor da resistência da alvenaria, pois os valores tabelados se apresentam conservativos, por terem que cobrir as variações nas unidades, argamassas e nas condições de montagem da alvenaria.

4.5.2.1. Brick Institute of America (BIA)

O BIA⁹, apresenta dois procedimentos distintos para os ensaios em prismas, designados por método A e método B, recomendados pela ASTM E 447², (ver anexo - item 7.3). O método A é utilizado principalmente para a comparação da resistência da alvenaria, construída com diferentes tipos de unidades e de argamassa. Pode ser utilizado na escolha do tipo de unidade e argamassa ideal. Para a determinação da resistência à compressão da alvenaria, executada com um determinado tipo de unidade e de argamassa, para um dado projeto, deve-se utilizar o método B, que será descrito a seguir.

Os prismas utilizados no método B, devem ser construídos tão semelhantes aos elementos que eles representam quanto possível. Devem ter mesma espessura, mesmo material, forma de assentamento, espessura das juntas, etc. Todos os prismas devem ter sua construção inspecionada¹⁰.

O comprimento dos prismas deve ser igual ou maior que a espessura. A altura deve ser no mínimo o dobro da espessura e não inferior a 38 cm. Recomenda-se que a relação altura/espessura, seja igual a 5, para que o prisma apresente o mesmo tipo de ruptura verificada nas paredes, ou seja, pelo desenvolvimento de fissuras verticais (tensile splitting failure)¹⁰.

Os prismas devem ser armazenados ao ar, a uma temperatura não inferior a 18°C e devem ser ensaiados após um período de 28 dias. Pode-se utilizar os resultados de ensaios aos 7 dias de idade, porém, deve ser estabelecida uma correlação entre as resistências de 7 e 28 dias, para o material utilizado. Na ausência dessa correlação, a resistência aos 28

dias pode ser assumida como sendo a resistência aos 7 dias, dividida por 0,90⁹.

No mínimo 3 prismas devem ser construídos e ensaiados, no entanto, recomenda-se que esse número seja de 5 prismas¹⁰. Para o controle de qualidade, deve-se realizar o ensaio de no mínimo 3 prismas para cada 465 m² de construção de parede ou para cada pavimento, qual for mais frequente⁹.

A resistência à compressão da alvenaria (f'_m), deve ser igual à média aritmética dos resultados dos ensaios, se o coeficiente de variação da amostra (CV), for igual ou inferior a 10%, caso contrário, essa resistência deve ser obtida da seguinte expressão¹⁰:

$$f'_m = \bar{X} (1 - 1,5 (CV/100 - 0,10)) \quad (4.3)$$

Onde:

f'_m = resistência da alvenaria à compressão.

\bar{X} = resistência média à compressão da amostra.

CV = coeficiente de variação da amostra (CV > 10%).

Em prismas em que por razões de ordem prática, a relação altura/espessura seja inferior a 5, o valor da resistência (f'_m), deverá ser corrigido pela aplicação dos fatores de correção dados na tabela 4.8¹⁰, sendo válida a interpolação.

TABELA 4.8 - Fator de correlação de (f'_m) para alvenaria de tijolos cerâmicos maciços - BIA.

Razão altura/espessura	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Fator de correção	0,82	0,85	0,88	0,91	0,94	0,97	1,00

4.5.2.2. Uniform Building Code (UBC)

O "Uniform Building Code", UBC³⁵, especifica que se a tensão na alvenaria (f'_m) for superior a 18 MPa, deve-se realizar ensaios em prismas. Esse código também determina que os

prismas devem ser construídos com o mesmo material a ser utilizado na obra, sob as mesmas condições e tão similar ao elemento real quanto possível. O tipo de argamassa, a consistência, o tempo de assentamento e a mão-de-obra, devem ser os mesmos utilizados na obra.

Os prismas devem ter uma altura mínima de 30 cm, relação altura/espessura entre 1,5 e 5 para blocos e entre 2 e 5 para tijolos cerâmicos. Prismas confeccionados com unidades vazadas, devem ter comprimento mínimo igual ao dessas unidades, e os construídos com unidades maciças não devem ter comprimento inferior a 10 cm. A espessura e o tipo de construção devem ser representativos dos elementos da estrutura em consideração.

Os prismas devem ser armazenados por 7 dias ao ar, a uma temperatura entre 18 e 24°C, e a uma umidade relativa superior a 90%. Em seguida, essa umidade deve ser diminuída para uma faixa de 30 a 50% e mantida assim até o ensaio.

Os ensaios devem ser realizados segundo as recomendações do UBC nº 26-13, aos 28 dias de idade, porém, pode-se ensaiar aos 7 dias, desde que exista uma correlação entre as resistências de 7 e 28 dias para o material utilizado.

Para a determinação de (f'_m) , devem ser ensaiados no mínimo 5 prismas. Para o controle de qualidade, devem ser ensaiados no mínimo 3 prismas para cada 465 m² de construção de parede e no mínimo 3 ensaios ao longo da obra.

O valor de (f'_m) deve ser a média aritmética de todos os prismas testados, porém, não superior a 125% do menor valor obtido nos ensaios. A resistência (f'_m) , também deve ser corrigida em função da relação altura/espessura do prisma, pela aplicação dos coeficientes dados na tabela (4.9), onde é válida a interpolação.

TABELA 4.9 - Fator de correção de (f'_m) - UBC

Razão altura/espessura		1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
fator de correção	tijolo cerâmico	-	0,82	0,88	0,94	1,00
	Outros	0,86	1,00	1,20	1,30	1,37

4.5.2.3. National Concrete Masonry Association (NCMA)

O NCMA^{4,2}, especifica que para a obtenção de (f'_m) em alvenaria de concreto, os prismas também devem reproduzir as características dos elementos a serem construídos na obra. Os prismas utilizados nos ensaios, devem ter altura mínima de 40 cm e uma relação altura/espessura não inferior a 2.

As recomendações quanto a cura e idade de ensaios, são semelhantes as feitas pelo BIA⁹.

Não menos que 3 prismas devem ser construídos para cada ensaio. Deve-se realizar pelo menos 1 ensaio para cada 465 m² de parede construída, mas não menos que 3 ensaios para toda a obra.

A resistência à compressão da alvenaria (f'_m) deve ser obtida pela divisão da carga última pela área líquida, para prismas construídos com unidades vazadas, e pela área bruta, para prismas de unidades maciças ou preenchidas com micro-concreto (grout). Se a relação altura/espessura do prisma for diferente de 2, o valor de (f'_m) deve ser corrigido pelos valores dados na tabela 4.10, onde é válida a interpolação.

TABELA 4.10 - Fator de correção de (f'_m) para alvenaria de concreto - NCMA.

Razão altura/espessura	1,5	2,0	2,5	3,0
Fator de correção	0,86	1,00	1,11	1,20

4.5.2.4. American Concrete Institute (ACI)

O ACI¹, recomenda basicamente que para a determinação da resistência da alvenaria (f'_m), através de ensaios de prismas, sejam seguidas as recomendações da ASTM E 447² (ver anexo - item 7.3).

O valor de (f'_m), não deve ser superior à tensão correspondente ao aparecimento da primeira fissura no prisma e também não superior à resistência das unidades utilizadas.

Esse código, especifica que a relação altura/espessura dos prismas, deve ser no mínimo igual a 1,33 e no máximo 3. Deve-se realizar o ensaio de pelo menos 3 prismas a cada 465 m² de parede construída.

É importante que a mão-de-obra utilizada na construção dos prismas, seja semelhante a empregada na obra real, que sejam observadas as espessuras das juntas, tipos de assentamento, etc.¹.

4.5.3. Ensaio em Painéis de Alvenaria

Ensaio em grandes painéis de alvenaria são dispendiosos, e portanto, não convenientes para a determinação da resistência da alvenaria para fins de projeto, exceto em circunstâncias especiais, tal como a introdução de um novo tipo de elemento estrutural. Esse tipo de ensaio é importante em pesquisas, para a verificação de métodos analíticos e de critérios de resistência baseados em ensaios de pequenos prismas³¹.

A norma inglesa, BS 5628¹², padroniza os ensaios realizados em painéis, para a determinação da resistência característica à compressão da alvenaria (f_k), segundo seu item A.2, da seguinte forma:

A resistência característica à compressão da alvenaria de tijolos, ou blocos, pode ser obtida a partir da resistência de painéis construídos com esses elementos e ensaiados até a ruptura.

Os painéis de alvenaria devem ser iguais entre si,

com um comprimento entre 1,20 e 1,80 m, altura entre 2,40 e 2,70 m e área de seção transversal mínima de 0,125 m².

A argamassa utilizada na construção dos painéis, deve estar de acordo com a tabela 4.6. A quantidade de água deve ser definida no início dos ensaios, em função da trabalhabilidade desejada, não devendo ser alterada no decorrer do trabalho.

As unidades (tijolos ou blocos) utilizadas na construção dos painéis, devem ser representativas das utilizadas na obra real. A resistência à compressão (P_u) dessas unidades, deve ser determinada de acordo com a BS 6073¹³ ou a BS 3921¹¹. Se o processo de fabricação não estiver regularmente sujeito a um controle de qualidade, deve ser estabelecida uma resistência (P_o), como limite mínimo de todas as unidades fabricadas durante a execução da obra. A partir de (P_o) e (P_u), é definido um fator de redução, da resistência da unidade, da seguinte forma:

$$\psi_u = \frac{P_o}{P_u} \leq 1,0 \quad (4.4)$$

Onde:

P_u = resistência característica à compressão das unidades.

P_o = limite mínimo de resistência das unidades.

Se o processo de fabricação das unidades, for sujeito a um controle de qualidade especial (ver item 3.6.3.1), pode ser estabelecida uma resistência limite (P_{lim}) (ver item 3.6.3.1), e o fator de redução da resistência da unidade passa a ser:

$$\psi_u = \frac{P_{lim}}{P_u} \leq 1,0 \quad (4.5)$$

Os painéis devem ser cobertos com plásticos durante 3 dias e após esse período devem ser descobertos e deixados assim até a data dos ensaios, que preferencialmente, devem ser realizados aos 28 dias de idade, podendo esse prazo ser estendido para 35 dias.

A carga deve ser aplicada uniformemente sobre toda a área do painel, a uma razão de 1 MPa por minuto e de modo que a rotação nos apoios seja restringida (elemento bi-engastado).

A resistência característica à compressão da alvenaria (f_k), deve ser calculada da seguinte forma:

$$f_k = \frac{F_m \cdot \psi_u \cdot \psi_m}{A \cdot 1,2} \quad (4.6)$$

Onde:

f_k = resistência característica à compressão da alvenaria.

F_m = média das cargas de ruptura de dois painéis.

A = área da seção transversal dos painéis.

ψ_u = fator de redução da resistência da unidade.

ψ_m = fator de redução da resistência da argamassa.

O fator de redução da resistência da argamassa (ψ_m), é dado na tabela 4.11 em função da razão: resistência da argamassa utilizada nos painéis/resistência mínima da argamassa em campo (R_p/R_c).

TABELA 4.11 - Valores do fator de redução da resistência da argamassa (ψ_m)

Razão: R_p/R_c	Fator de redução ψ_m
1,0 a 1,5	1,00
2,0	0,93
2,5	0,88
3,0	0,84
3,5	0,81
4,0	0,78

O fator 1,2 na expressão (4.6), é introduzido para relacionar a resistência característica à resistência média da alvenaria.

Quando a razão de esbeltez for superior a 20, é possível que o efeito da esbeltez possa reduzir sensivelmente os resultados obtidos. Nesse caso, a deflexão lateral da parede (Y_u), deve ser medida na região central e os valores dos ensaios devem ser aumentados da seguinte forma:

$$f_k = \frac{f_k \cdot t}{(t - Y_u)} \quad (4.7)$$

Onde:

t = espessura dos painéis.

Y_u = deflexão lateral dos painéis.

$t/(t - Y_u) \leq 1,15$.

Os ensaios realizados pelos ingleses em painéis de alvenaria, deram origem a uma série de tabelas onde é possível obter a resistência característica da alvenaria, em função da resistência das unidades e do tipo de argamassa, desde que estas estejam dentro da padronização inglesa (ver anexo - item 7.4).

4.5.4. Comentário

A nível mundial, existem três formas básicas normalizadas de se obter a resistência à compressão da alvenaria:

- i) ensaios em unidades;
- ii) ensaios em prismas;
- iii) ensaios em painéis em escala real.

HENDRY³¹ diz que na escolha de um determinado tipo de ensaio deve-se considerar:

- i) objetivos de ensaio;
- ii) tempo disponível para realização dos ensaios;
- iii) equipamentos disponíveis;
- iv) precisão dos resultados;
- v) custo relacionado aos objetivos do ensaio.

Portanto, a escolha de um tipo de ensaio não é determinista e depende da análise dos parâmetros acima.

Os ensaios nas unidades e argamassas possuem uma aceitável correlação estatística com a resistência da alvenaria, sendo os de mais simples execução³¹. Esses ensaios apresentam como vantagens a rapidez de execução, baixo custo e simplicidade nos equipamentos. Como principal inconveniente, são os que conduzem a menor resistência final da alvenaria, pois as unidades isoladas apresentam alto coeficiente de variação e são pouco representativas da alvenaria, razão pela qual os resultados devem ser cobertos por maior nível de segurança.

Os prismas são mais representativos da alvenaria real do que as unidades isoladas, geralmente fornecendo resultados mais precisos que o método anterior e maior valor da resistência final da alvenaria³⁸. Os ensaios são relativamente simples, não exigindo equipamentos especiais.

Ensaio em painéis seria a forma ideal de se obter a resistência da alvenaria, porém, mesmo nos países desenvolvidos são considerados dispendiosos e empregados somente em circunstâncias especiais³¹. Em nosso país são poucos os laboratórios que possuem equipamentos para a realização desse tipo de ensaio, e a obtenção da resistência da alvenaria para fins de projeto torna-se inviável.

Portanto, para efeitos de normalização no Brasil, a resistência da alvenaria poderia ser obtida a partir de ensaios em unidades para pequenas obras ou quando se deseja obter rapidamente a resistência da alvenaria.

Os ensaios em prismas poderiam ser utilizados para obtenção da resistência da alvenaria em obras de maior porte e na determinação de algumas propriedades tais como: resistência ao cisalhamento, a tração, a flexão e módulo de deformação.

Finalmente, para casos especiais e programas de pesquisas poderiam ser normalizados os ensaios em painéis.

4.6. Determinação do Módulo de Elasticidade

Embora a alvenaria seja um material elasto-plástico, para efeitos práticos define-se um módulo de elasticidade (E_m) o qual, de maneira aproximada, permite avaliar a deformação elástica a partir do conhecimento dos esforços atuantes⁴⁴.

Pesquisas têm demonstrado que o valor do módulo de elasticidade, diminui com o aumento do nível de tensões de compressão na parede⁵³.

A determinação do módulo de elasticidade da alvenaria, é feita em ensaios de curta duração. Não há porém, um método universalmente aceito para a sua determinação, nem tão pouco o tipo de módulo de deformação a ser adotado (tangente à origem, tangente em um ponto ou secante). Para facilidade de obtenção gráfica, o módulo secante é o mais utilizado⁴⁴.

O módulo de elasticidade da alvenaria é afetado pelo módulo de seus dois constituintes: a unidade e a argamassa. Também é um fato observado através de ensaios, que a junta vertical não afeta o módulo de elasticidade à compressão da alvenaria. Assim, se a argamassa e a unidade seguem a lei de HOOKE e se não houver perda de ligação na interface, pode-se obter a seguinte relação⁴⁵:

$$E_m = \frac{1}{\frac{1-\delta}{E_j} + \frac{\delta}{E_u}} \quad (4.8)$$

$$\delta = \frac{h_u}{h_u + h_j} \quad (4.9)$$

Onde:

E_m = módulo de elasticidade da alvenaria de tijolos cerâmicos.

E_j = módulo de elasticidade das juntas de argamassa.

E_u = módulo de elasticidade das unidades.

h_u = altura das unidades.

h_j = espessura das juntas.

GRIMM²⁵, diz que o módulo de elasticidade tangente à origem, aumenta com o aumento da resistência da alvenaria. Para alvenaria de tijolos, a expressão (4.10), obtida empiricamente, pode ser utilizada.

$$E_i = 6,25 f'_m (80 + SR) \quad (4.10)$$

Onde:

E_i = módulo de elasticidade tangente à origem.

f'_m = resistência à compressão aos 28 dias de prismas
com $SR = 5 : f'_m \leq 21$ MPa.

SR = razão de esbeltez (< 45).

O autor acrescenta que para fins de projeto, pode-se adotar os mesmos valores recomendados pelo BIA⁹, transcritos nos itens 4.6.1 i) e ii) do presente trabalho.

4.6.1. Brick Institute of America (BIA)

O BIA⁹, através da referência¹⁰, especifica que o módulo de elasticidade da alvenaria pode ser determinado a partir da instrumentação de prismas, utilizados na obtenção da resistência à compressão (f'_m).

Esse código, determina que dois medidores de deformação devem ser colocados em cada prisma e que as leituras devem ser feitas até um nível de carga entre 75 e 80% da carga de ruptura. Após esse limite, os medidores devem ser retirados para evitar possíveis danos no momento da ruptura. A deformação, para um determinado nível de carga, deve ser a média aritmética dos dois medidores e ao final uma curva semelhante a mostrada na figura 4.9 é obtida.

Existem vários métodos de se determinar o módulo de elasticidade a partir da curva tensão-deformação. Os mais comuns para a alvenaria, são os da tangente inicial e da secante. O módulo de elasticidade é definido como sendo a inclinação da tangente ou secante à curva dada na figura 4.9. O módulo secante geralmente é o mais utilizado e simples de ser de

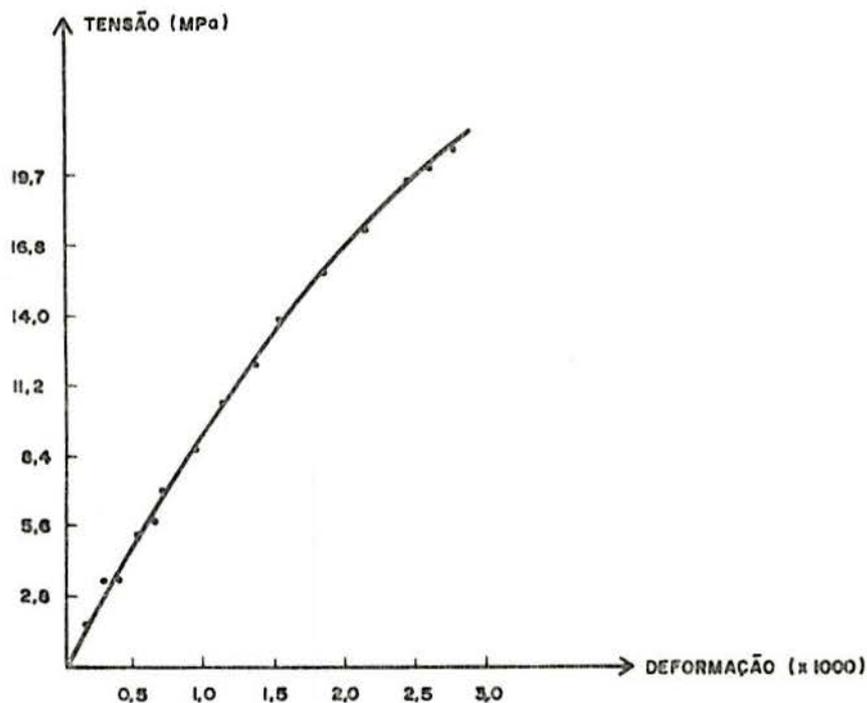


FIGURA 4.9 - Curva tensão-deformação idealizada.

terminado. Os dois pontos utilizados para a determinação desse tipo de módulo de elasticidade, geralmente são os correspondentes à origem e ao ponto de 1,8 MPa:

$$E_m = \frac{f(1,8)}{d(1,8) - d(0)} \quad (4.11)$$

Onde:

- E_m = módulo de elasticidade secante.
- $f(1,8)$ = ponto de tensão de 1,8 MPa.
- $d(1,8)$ = deformação no ponto de 1,8 MPa.
- $d(0)$ = deformação no ponto de 0 MPa.

Quando não forem realizados ensaios para a determinação do módulo de elasticidade, o BIA⁹ permite que sejam assumidos os seguintes valores:

i) Obras sem inspeção:

$$E_m = 1000 \cdot f'_m \leq 14000 \text{ MPa} \quad (4.12)$$

ii) Obras com inspeção:

$$E_m = 1000 \cdot f'_m \leq 21000 \text{ MPa} \quad (4.13)$$

Onde:

E_m = módulo de elasticidade da alvenaria de tijolos cerâmicos maciços.

f'_m = resistência à compressão da alvenaria.

4.6.2. American Concrete Institute (ACI)

O ACI¹, especifica que para alvenarias de concreto, inspeccionadas, o valor do módulo de elasticidade pode ser adotado como sendo:

$$E_m = 1000 \cdot f'_m \leq 17500 \text{ MPa} \quad (4.14)$$

Segundo o ACI¹, o módulo de elasticidade varia consideravelmente na alvenaria e os valores acima são somente aproximados. Onde for necessário seu uso em cálculos precisos, ele deve ser determinado para um projeto específico, usando o mesmo material e mão-de-obra empregados na obra real.

4.6.3. Uniform Building Code (UBC)

O UBC³⁵, determina que para alvenaria de unidades maciças ou vazadas, o valor do módulo de elasticidade pode ser obtido da seguinte forma:

i) Obras sem inspeção:

$$E_m = 500 \cdot f'_m \leq 10500 \text{ MPa} \quad (4.15)$$

ii) Obras com inspeção:

$$E_m = 1000 f'_m \leq 21000 \text{ MPa} \quad (4.16)$$

Para alvenaria de unidades vazadas, o valor de f'_m deve ser obtido considerando a área líquida dessas unidades.

4.6.4. Rigidez à Flexão (EI)

Uma outra grandeza que precisa ser conhecida é a rigidez à flexão do elemento de alvenaria (EI). YOKEE e DIKERS⁵³, dizem que as pesquisas em alvenaria de concreto, têm demonstrado que as paredes cuja razão de esbeltez esteja dentro dos limites permitidos pelas normas e onde a seção transversal não apresente um estado de fissuras significativo, o valor de (EI) pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$EI = \frac{E_i \cdot I_n}{3,5} \quad (4.17)$$

Onde:

E_i = módulo de elasticidade tangente à origem.

I_n = momento de inércia da seção não fissurada (área líquida).

Quando a seção transversal apresentar um estado significativo de fissuras, a seguinte expressão deve ser empregada:

$$EI = E_i \cdot I_n \cdot \left(0,2 + \frac{P}{P_o}\right) \leq 0,7 E_i \cdot I_n \quad (4.18)$$

Onde:

P = carga vertical aplicada.

P_o = carga vertical máxima resistida pela seção transversal.

Obs.: Ao longo do desenvolvimento do presente trabalho, não foi encontrada recomendação semelhante para alvenaria cerâmica.

5. ANÁLISE ESTRUTURAL

5.1. Distribuição das Cargas Verticais

Em estruturas simples (tais como os sistemas de paredes transversais), a distribuição das cargas das lajes sobre as paredes resistentes é direta. Contudo, em lajes armadas em duas direções e com planta complexa, o problema torna-se mais difícil e consideráveis diferenças podem surgir na estimativa das cargas atuantes nas paredes resistentes³⁰.

O procedimento mais usual é subdividir as lajes em triângulos e trapézios, a exemplo do que se faz em estruturas de concreto armado, e distribuir as cargas dessas áreas para as paredes correspondentes. Deve-se notar que a distribuição de forças ao longo de uma parede não é uniforme, tendendo a aumentar na região central. É provável que essa não uniformidade sofra um nivelamento gradual nas seções mais inferiores das paredes e que tenda à uniformidade nos últimos andares de um edifício³⁰.

Essa uniformização de tensões foi verificada experimentalmente por STOCKBRIDGE, citado por HENDRY³⁰, quando da medição das deformações em uma parede de um edifício de 5 pavimentos. HENDRY, diz que baseado nas experimentações de STOCKBRIDGE, pode-se supor que nos andares inferiores de edifícios altos (> 10 pavimentos), as tensões tendam a uma uniformização, não somente para uma parede, mas também para um grupo de paredes interligadas.

Um método alternativo é descrito por SUTHERLAND, citado por SABBATINI⁴⁴, e consiste em dividir as lajes em áreas de contribuição e distribuir as cargas dessas áreas para um grupo de paredes, levando em consideração o deslocamento entre o centro de carga da área carregada e o centro de massa do grupo de paredes.

A figura 5.1 exemplifica o método usual de se dividir as lajes em triângulos e trapézios, enquanto que a figura 5.2 exemplifica o método descrito por SUTHERLAND. A distribuição de tensões é dada para efeitos de comparação.

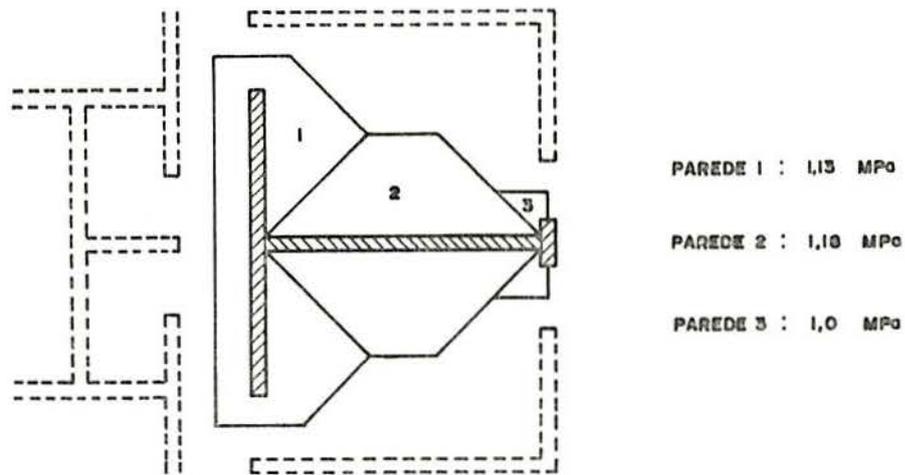


FIGURA 5.1 - Distribuição das cargas das lajes para as paredes individuais, baseada em áreas de influência triangulares e trapezoidais.

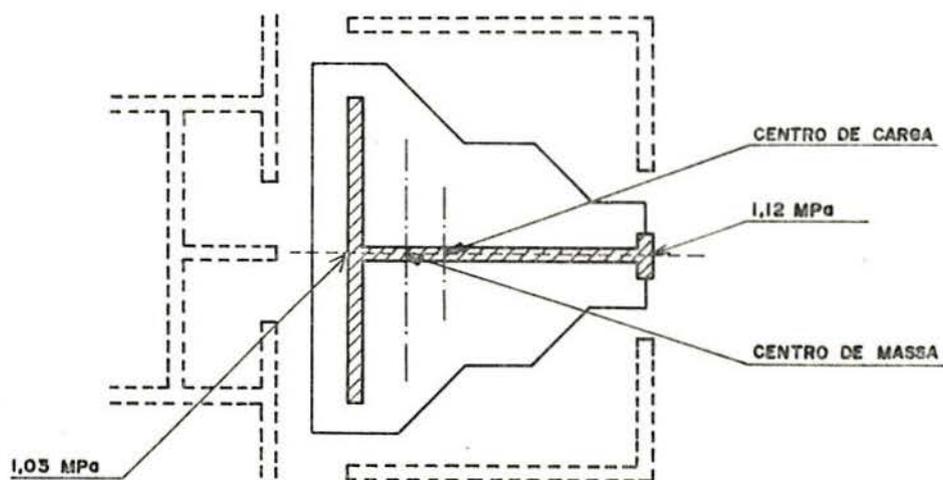


FIGURA 5.2 - Distribuição das cargas das lajes para um grupo de paredes (SUTHERLAND).

HENDRY, diz que o método proposto por SUTHERLAND é provavelmente mais preciso, porém, exige cálculos mais extensos e o quanto é maior essa precisão ainda é incerto.

5.2. Paredes de Contraventamento

5.2.1. Definição das Paredes de Contraventamento

As paredes de contraventamento (SHEAR WALLS), são elementos que resistem às ações horizontais segundo seu próprio plano. São elas que dão estabilidade à obra, transmitindo às fundações as ações de vento que agem ao longo de uma parede de fachada.

As paredes perpendiculares à ação do vento, somente são consideradas quando unidas a outras paredes (formando seções em T, I, L, U, etc.), mesmo assim sua contribuição é limitada. Como forma de expressar essa limitação, as normas definem as dimensões máximas das abas das paredes de seção composta.

Considerando duas direções principais para a ação do vento, dois grupos de paredes de contraventamento devem ser definidos (ver figura 5.3).

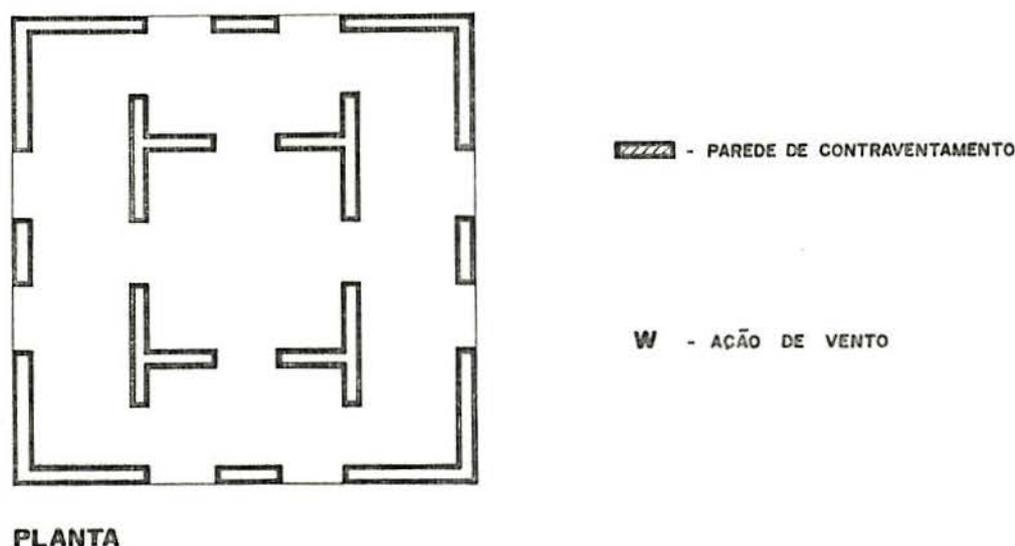


FIGURA 5.3 - Definição das paredes de contraventamento em função da direção do vento. - CONTINUA -

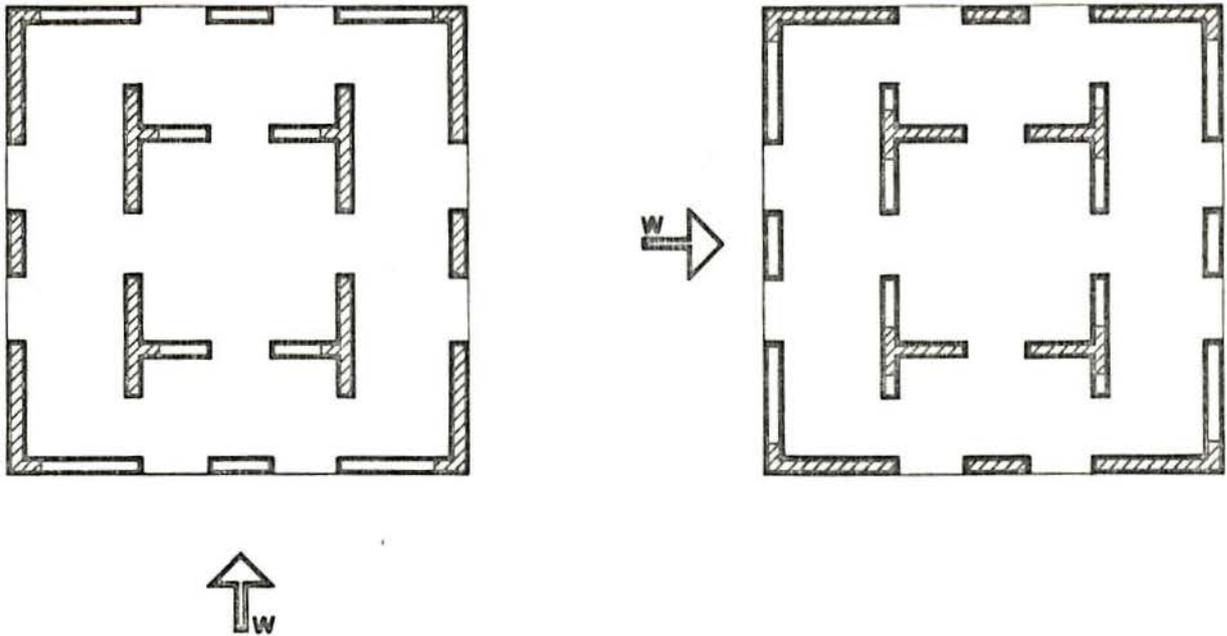


FIGURA 5.3 - Definição das paredes de contraventamento em função da direção do vento.

5.2.1.1. American Concrete Institute (ACI) e National Concrete Masonry Association (NCMA)

O ACI¹ e o NCMA^{4,2}, determinam que a largura total (L) das abas de paredes de contraventamento com seção composta deve ser:

i) Quando a parede trabalhar como viga T:

A largura total da flange (L), deve ser no máximo igual a 1/6 da altura total da parede, acima do nível em consideração (H). A largura livre da flange (L1), em cada lado, não deve ultrapassar a 6 vezes sua espessura (ver figura 5.4a).

ii) Seções compostas em geral:

A largura total da flange (L), deve ser no máximo, igual a 1/16 da altura total da parede, acima do nível em consideração (H). A largura livre da flange (L1), em cada lado, também não deve ultrapassar a 6 vezes sua espessura (ver figura 5.4b).

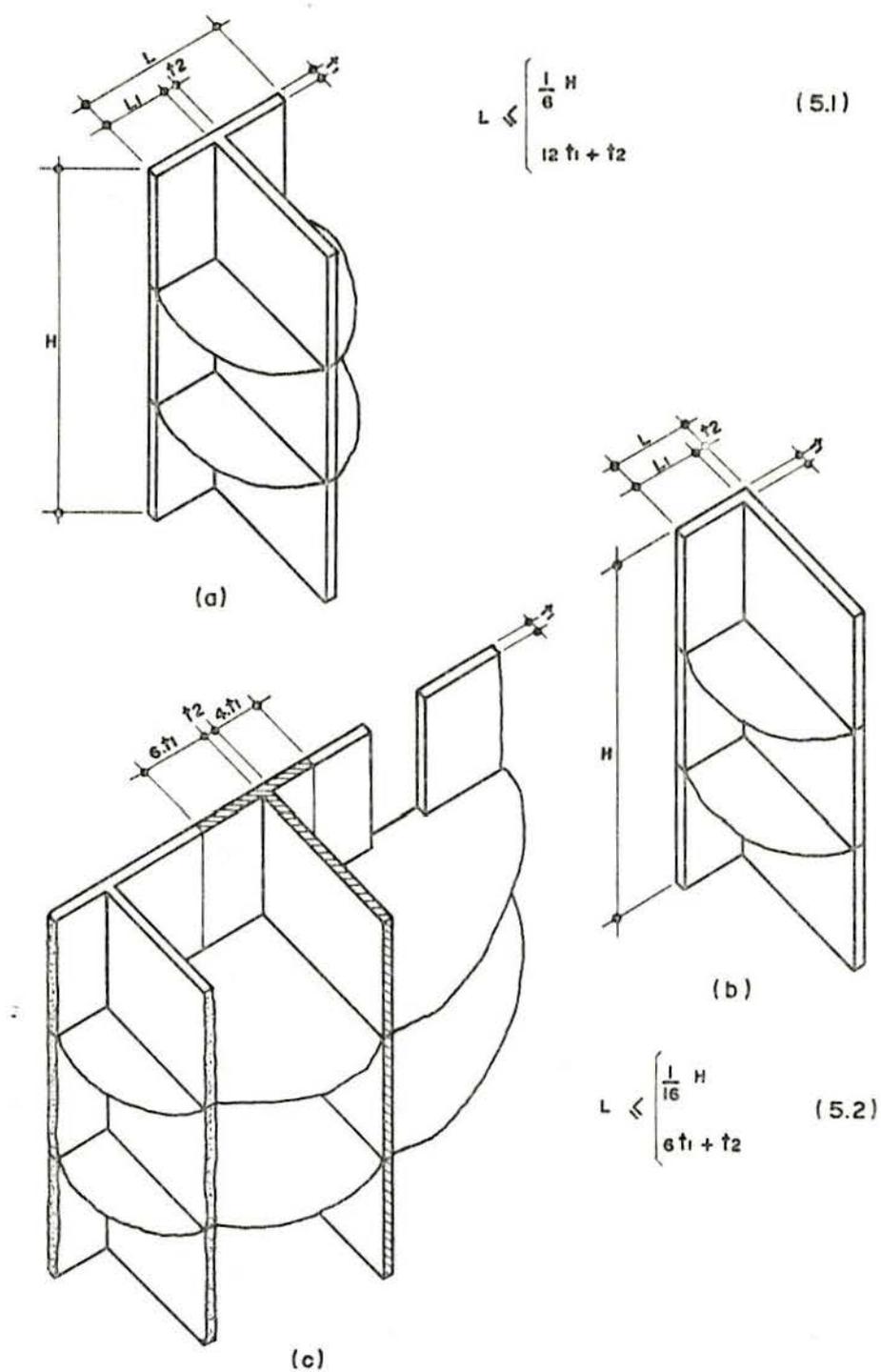


FIGURA 5.4 - Largura das flanges (L) para paredes de contravento de seções compostas.

5.2.1.2. Uniform Building Code (UBC) e Brick Institute of America (BIA)

O UBC³⁵ e o BIA⁹, adotam praticamente os mesmos critérios do ACI e do NCMA:

$$\text{i) Seção T ou I:} \quad L \leq \begin{cases} \frac{1}{6} \cdot H \\ 12 \cdot t_1 + t_2 \end{cases} \quad (5.3)$$

$$\text{ii) Seção L ou C:} \quad L \leq \begin{cases} \frac{1}{16} \cdot H \\ 6 \cdot t_1 + t_2 \end{cases} \quad (5.4)$$

5.2.1.3. BS 5628

A norma inglesa, BS 5628¹², especifica que para a determinação do momento de inércia das paredes de contraventamento com seção composta, a largura livre máxima da flange em cada lado (L1), deve ser (ver figura 5.4c):

- $4 \cdot t_1$ para flanges com a extremidade livre.
- $6 \cdot t_1$ para flanges com a extremidade vinculada.

5.2.2. Estabilidade Lateral

A estabilidade lateral de uma estrutura é dada pelas paredes de contraventamento. Para tal, é necessário que essas paredes sejam capazes de absorver as ações horizontais e transmití-las às fundações, sem apresentarem grandes deformações, de modo a ser válida a aplicação de uma teoria de 1.^a ordem para o cálculo estrutural.

O CEB¹⁷, que trata de estruturas de concreto, determina que os efeitos de 2.^a ordem podem ser desconsiderados, desde que as expressões abaixo sejam satisfeitas:

$$\text{i) } n \leq 3: \quad \alpha = H \cdot \sqrt{\frac{F_v}{E \cdot I_t}} \leq 0,2 + 0,1 \cdot n \quad (5.5)$$

$$\text{ii) } n > 3: \quad \alpha = H \cdot \sqrt{\frac{F_v}{E \cdot I_t}} \leq 0,6 \quad (5.6)$$

Onde:

- n = número de pavimentos
 H = altura total da edificação
 F_v = carga vertical total de serviço (peso próprio + acidental)
 E = módulo de elasticidade das paredes
 I_t = momento de inércia total das paredes de contraventamento em cada direção (não fissuradas).

A norma inglesa¹², especifica ainda que a estrutura deve ser capaz de resistir a um carregamento horizontal, igual a 1,5% do seu peso próprio característico, acima do nível em consideração.

5.2.3. Excentricidade do Carregamento Vertical

O BIA⁹, o NCMA⁴² e o ACI¹, determinam que a excentricidade do carregamento vertical (e_ℓ), segundo a maior dimensão da parede de contraventamento (comprimento), não deve exceder a um valor que produza tensões de tração no elemento.

O BIA, ainda especifica que para as paredes com excentricidades em relação aos dois eixos principais (flexão oblíqua), a seguinte relação deve ser observada:

$$e_t \cdot \ell + e_\ell \cdot t \leq t \cdot \frac{\ell}{3} \quad (5.7)$$

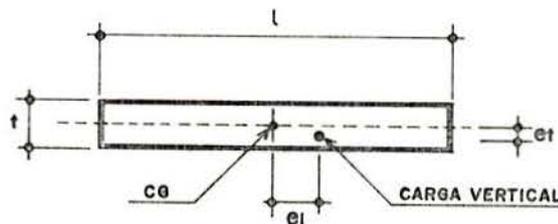


FIGURA 5.5 - Parede de contraventamento sujeita a flexão oblíqua.

5.2.4. Carga Vertical Admissível

O BIA⁹, especifica que as paredes de contraventamento sujeitas a um carregamento vertical, podem ser calculadas normalmente segundo o item 5.9 do presente trabalho, exceto que o valor da altura efetiva (h), utilizado na determinação do coeficiente de esbeltez (C_s), deve ser a menor distância entre os apoios no sentido vertical e horizontal.

Esse mesmo procedimento é adotado pela BS 5628¹², mesmo não se tratando de paredes de contraventamento (ver item 5.8.1).

5.2.5. Distribuição das Cargas Horizontais

Com o avanço tecnológico na engenharia civil, permitindo a construção de edifícios altos, a consideração das ações horizontais, tornou-se um fator de extrema importância na determinação das solicitações dos elementos estruturais.

Apesar de geralmente as obras construídas em alvenaria estrutural não armada, não apresentarem grande altura, pode-se tornar necessário a verificação da estabilidade dessas estruturas quando submetidas às ações horizontais, quer por suas formas, dimensões, localização ou qualquer outro fator.

Segundo o Prof. STAMATO⁵⁰, a determinação de esforços em painéis de contraventamento é tratada extensivamente na literatura técnica. Por outro lado, tem recebido bem menos atenção, o problema da distribuição das cargas de vento entre esses painéis. Um critério simplista comumente empregado é o das faixas de carga, esquematizado a seguir:

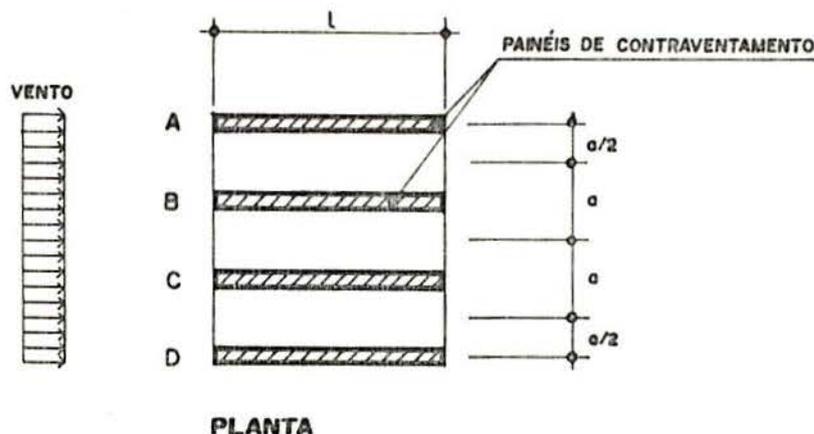


FIGURA 5.6 - Ação do vento em um grupo de painéis de contraventamento.

Segundo esse método, os painéis A e D, estariam sujeitos à metade do carregamento existente nos painéis B e C. Entretanto, como a laje geralmente é um elemento de grande rigidez segundo a direção horizontal (trabalhando como chapa), os deslocamentos horizontais seriam os mesmos para todos os painéis e com isso, as cargas nos painéis A e D sofreriam um acréscimo. Deve-se notar também, que sendo iguais os deslocamentos horizontais para todos os painéis, os mais rígidos estariam sujeitos a uma maior carga.

Um outro método de estimar a distribuição das cargas horizontais entre os painéis de contraventamento, é apresentado pelo Prof. STAMATO⁵⁰ e por HENDRY³². Esse método consiste em considerar que a laje tenha um movimento de corpo rígido no plano horizontal, desse modo, as paredes de contraventamento apresentam um mesmo deslocamento horizontal, permitindo que a resultante das ações horizontais, seja distribuída proporcionalmente à rigidez de cada uma delas. Quando a resultante horizontal não passar pelo centro de cisalhamento do conjunto de paredes de contraventamento, a estrutura estará sujeita a um momento torçor, dado pelo produto do valor da resultante, pela sua distância ao centro de cisalhamento, sendo que seu efeito também deve ser considerado na distribuição das ações horizontais.

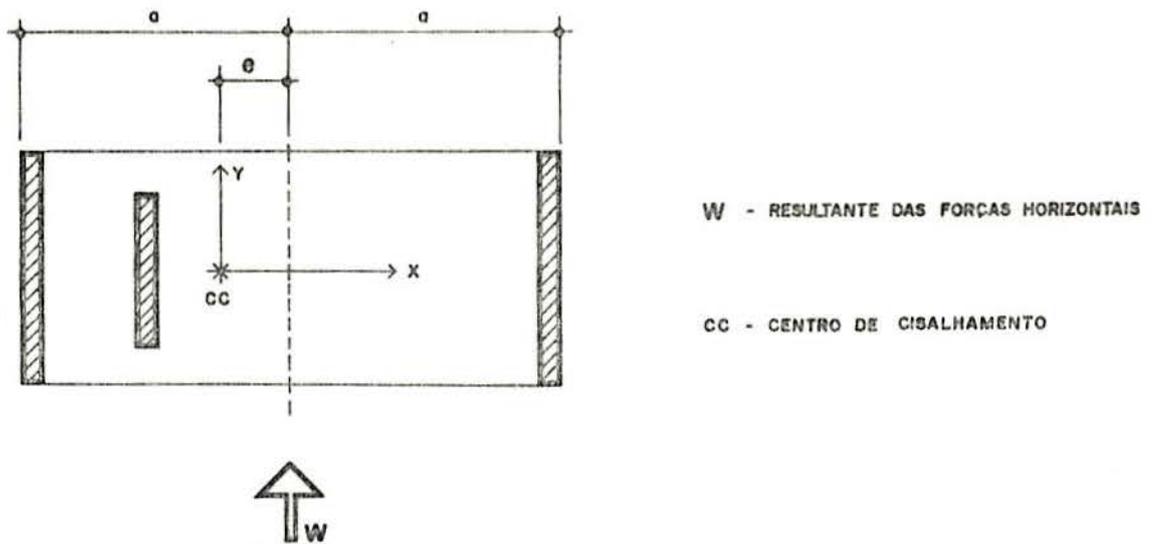


FIGURA 5.7 - Paredes de contraventamento sujeitas a um momento torçor.

A expressão (5.8) permite estimar a distribuição da resultante das ações horizontais (W), entre as paredes de contraventamento conforme esquematizado na figura 5.7. A primeira parcela dessa expressão, considera o deslocamento da laje segundo a direção (Y), enquanto que a segunda parcela, considera o efeito do momento torçor: $M_t = W \cdot e$.

$$W_k = \frac{W \cdot I_k}{\sum_{i=1}^n I_i} + \frac{W \cdot e \cdot I_k \cdot X_k}{\sum_{i=1}^n I_i \cdot X_i^2} \quad (5.8)$$

Onde:

W_k = força horizontal agindo em uma parede de contraventamento

W = resultante horizontal

I = momento de inércia das paredes

e = excentricidade da resultante em relação ao centro de cisalhamento (cc).

X = distância da parede em relação ao cc

n = número de paredes de contraventamento

Apesar desse método apresentar uma evolução em relação ao anterior, ele não deixa de ser uma aproximação, pois, é considerada a existência de uma única laje no topo das paredes de contraventamento, sendo ignorado o efeito das lajes inter-

mediárias e também o fato de existir uma transmissão de momentos entre as paredes através das cintas, vergas e da própria laje.

5.2.6. Métodos de Cálculo

Uma vez determinado o quinhão de carga correspondente a uma dada parede ou grupo de paredes de contraventamento, deve-se proceder a determinação das tensões e deflexões nesses elementos.

Nas paredes cegas (sem aberturas), a determinação dessas grandezas torna-se direta, considerando o modelo simplificado de uma parede engastada na base e livre no topo. Nas paredes com aberturas (portas, janelas, etc.), o problema é mais complexo, pois, a transferência de esforços se dá através da ligação existente entre essas aberturas (lajes e/ou vergas), e o seu comportamento não é bem conhecido.

HENDRY³², apresenta cinco métodos básicos de análise de paredes de contraventamento com aberturas (ver figura 5.8).

- i) Método das paredes articuladas (Cantilever Wall Methods).
- ii) Cisalhamento contínuo (Shear Continuum).
- iii) Analogia de pórtico (Frame Analogy).
- iv) Pórtico de coluna larga (Wide Column Frame).
- v) Elementos finitos.

O método das paredes articuladas é usualmente o mais empregado⁴⁴. Esse método considera que as ligações existentes entre as paredes são rotuladas, permitindo desse modo somente a transmissão de forças, porém não de momentos (ver figura 5.8i). Assim, o quinhão de carga que age sobre a parede pode ser dividido entre cada uma de suas partes, proporcionalmente à rigidez.

Uma vez determinada a parcela de carga correspondente a cada parede, pode-se obter os deslocamentos, tensões máximas de compressão, verificar se não existem pontos sujeitos à

tração e determinar os esforços de corte.

HENDRY³², compara os resultados obtidos experimentalmente em um edifício real de cinco pavimentos, com os resultados obtidos segundo cada método. A comparação de deslocamentos é dada na figura (5.9a), enquanto a figura (5.9b), apresenta a esquematização do edifício utilizado.

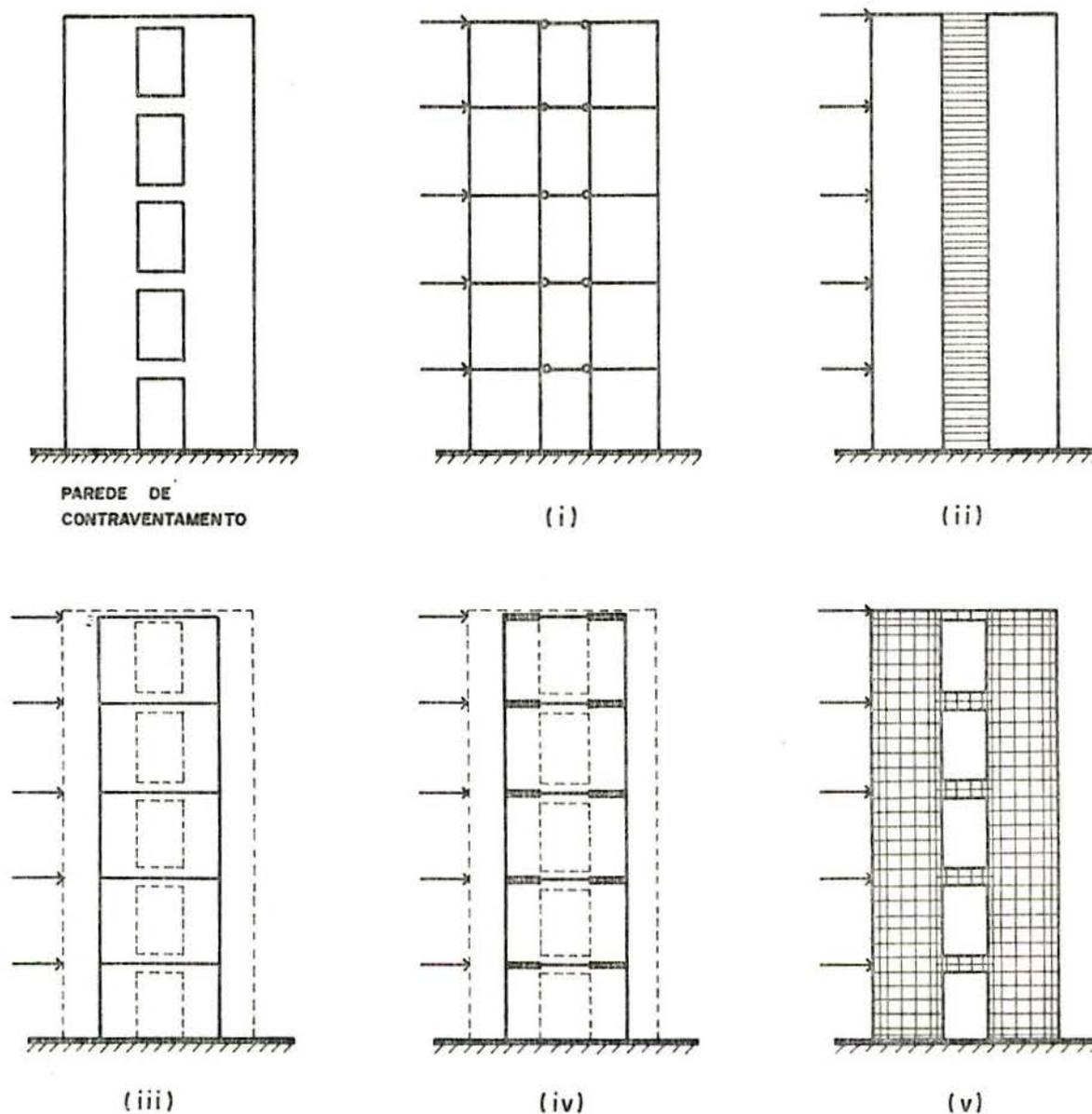


FIGURA 5.8 - Métodos utilizados para a determinação de tensões e deflexões em paredes de contraventamento com aberturas.

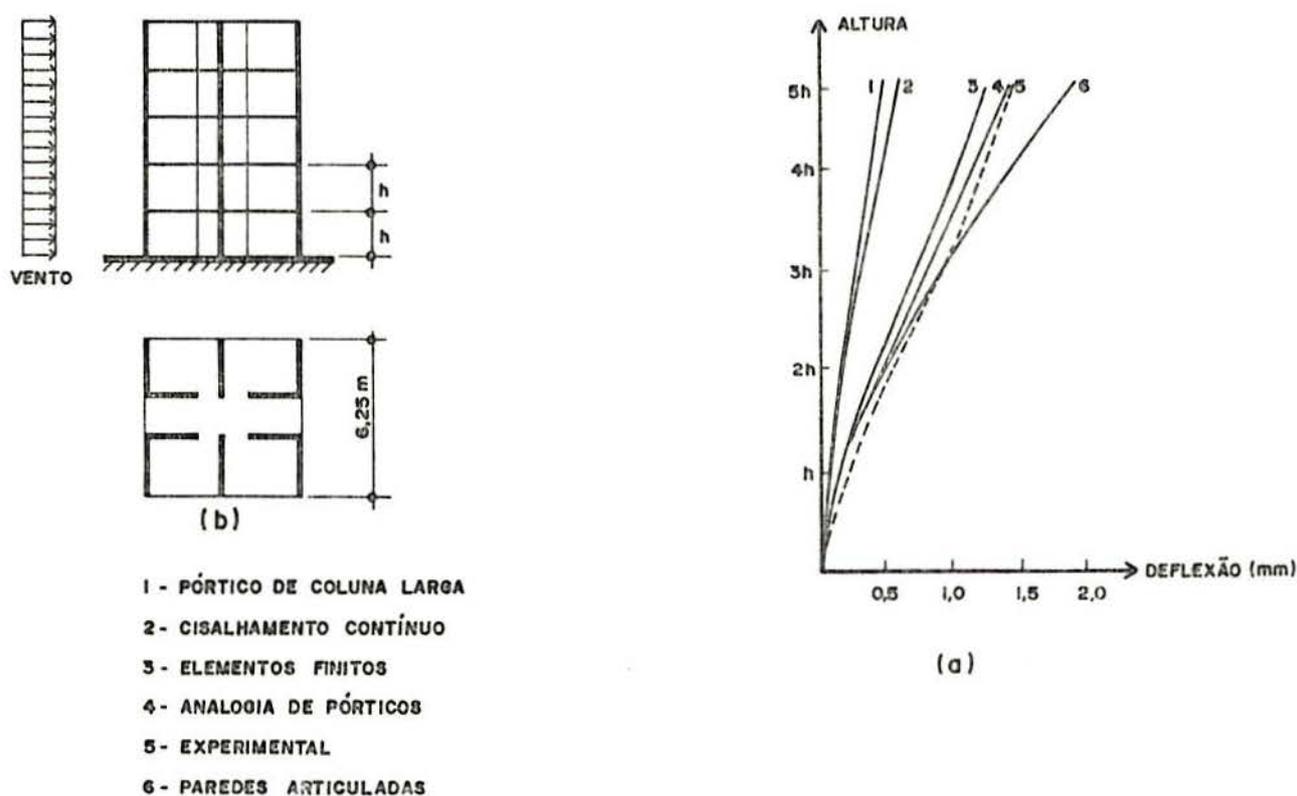


FIGURA 5.9 - Comparação entre os métodos de cálculo na estimativa de deflexões para um edifício real, sob uma carga horizontal de 894 N/m^2 .

Segundo o autor, a comparação entre os métodos analíticos com os resultados experimentais, mostrou que a melhor aproximação do comportamento real da estrutura, em termos de deslocamento, foi obtido pela analogia de pórtico, em que as colunas têm as mesmas propriedades de seção que as paredes e os vãos das vigas são equivalentes à distância entre os centros de massa dessas paredes. Os métodos do cisalhamento contínuo e do pórtico de colunas largas, não deram resultados satisfatórios para alvenaria estrutural. O método dos elementos finitos foi o que apresentou melhores resultados em termos de distribuição de tensões, porém, seu uso só é justificado em casos especiais. A exemplo do que foi obtido experimentalmente, esse método fornece uma distribuição não-linear de tensões, o que não pode ser reproduzido pelos demais métodos (ver figura 5.10).

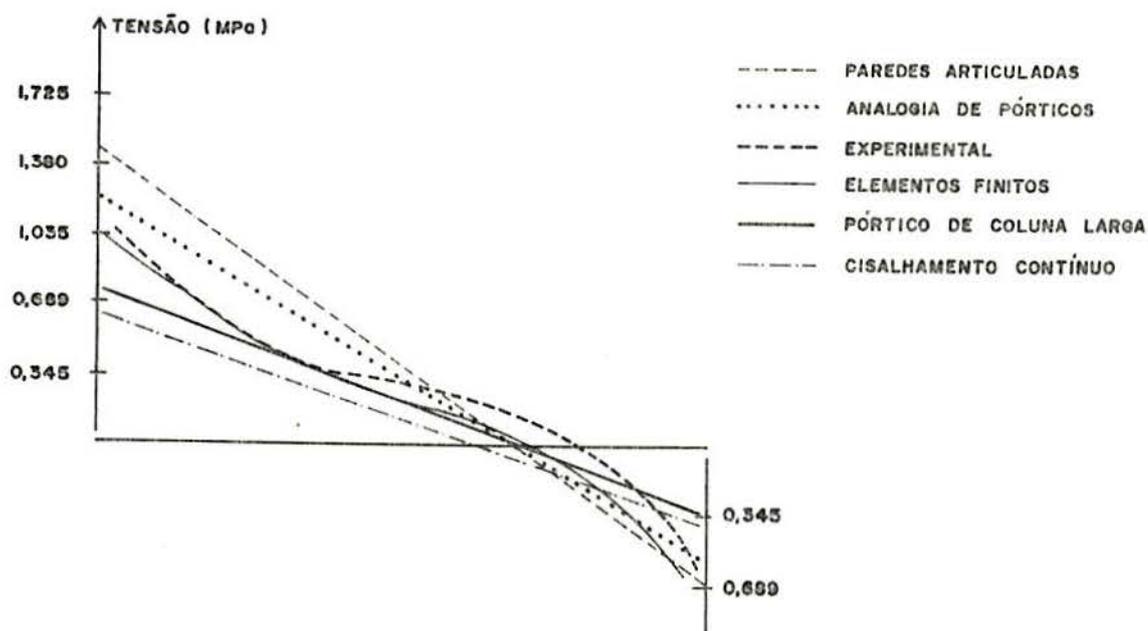


FIGURA 5.10 - Comparação entre os métodos de cálculo na estimativa da distribuição de tensões em uma parede de contraventamento para um edifício real.

O método das paredes articuladas se mostrou muito conservador. No entanto, pela sua simplicidade de aplicação, pode ser utilizado para uma estimativa preliminar das ações atuantes nas paredes de contraventamento³².

5.3. Espessura Efetiva

Paredes enrijecidas por colunas, paredes de cavidade, celulares, etc., apresentam um índice de esbeltez diferente de paredes comuns construídas com a mesma espessura, e conseqüentemente uma diferente razão de esbeltez.

Para a determinação da razão de esbeltez dessas paredes, as normas trabalham com uma espessura fictícia, chamada de espessura efetiva.

Os códigos de um modo geral não dão uma definição clara de espessura efetiva, sendo que para alguns tipos de paredes essa espessura ou é pré-definida, ou então são apresentados coeficientes de rigidez que permitem sua determinação, contudo, sem que a origem desses coeficientes seja esclarecida.

Segundo HASELTINE²⁸, a espessura efetiva de uma parede enrijecida por colunas ou por paredes enrijecedoras, é a espessura de uma parede equivalente com o mesmo momento de inércia que a parede enrijecida (ver figuras 5.11 e 5.12).

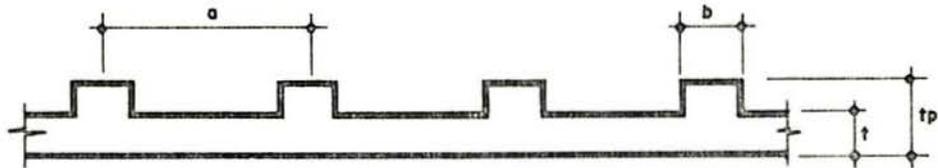


FIGURA 5.11 - Parede enrijecida por colunas.

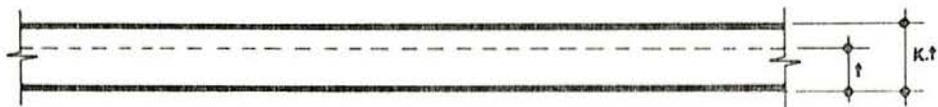


FIGURA 5.12 - Parede equivalente.

Aplicando esse mesmo raciocínio para as paredes mostradas nas figuras (5.11) e (5.12), chega-se a um coeficiente de rigidez (K), que é função da raiz cúbica dos parâmetros a , b , t e tp . No entanto, o próprio HASELTINE apresenta uma variação linear de (K), em função desses mesmos parâmetros (ver figura 5.13).

Fazendo-se simplesmente a igualdade entre os momentos de inércia, como sugere HASELTINE, para os dois tipos de paredes e com a relação $a/b = 6$, obtém-se a curva tracejada da figura 5.13. Verifica-se que os valores do coeficiente (K), assim obtidos, são diferentes aos apresentados pelo próprio autor.

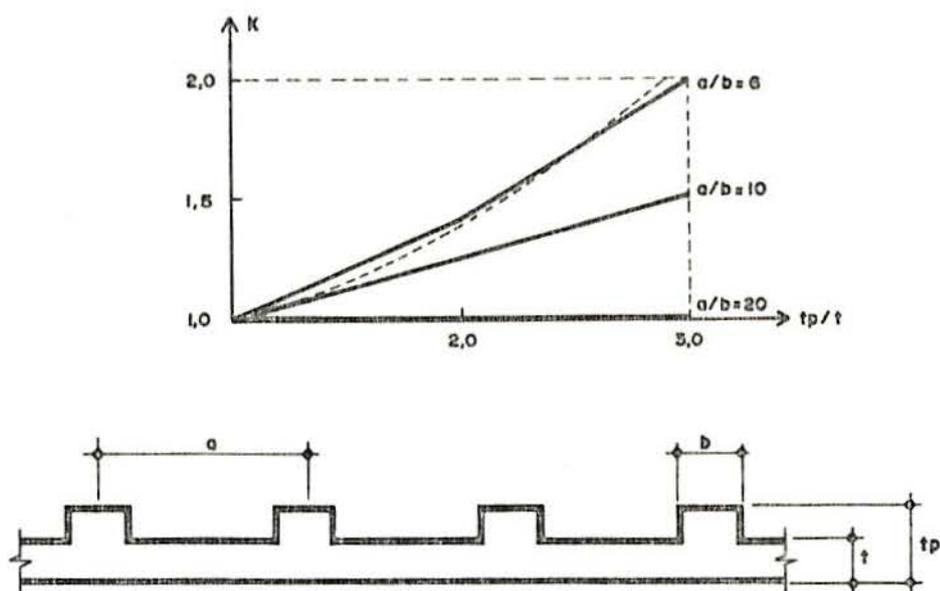


FIGURA 5.13 - Coeficiente de rigidez (K) de acordo com HASELTINE.

Provavelmente, considerando que a eficiência do enrijecimento da parede diminui com o aumento do espaçamento (a) entre as colunas, e pelo não completo conhecimento do comportamento da alvenaria, foram adotadas algumas simplificações que conduziram a valores de (K) mais conservadores.

Isso torna-se mais evidente ainda quando HENDRY³² diz que considerando uma parede enrijecida por colunas (figura 5.11), é necessário determinar o valor do fator (K), para que uma parede semelhante à mostrada na figura 5.12, tenha uma espessura equivalente à primeira. Porém, diz HENDRY, o significado de "equivalente" é vago, e implica em algumas relações não bem definidas entre as áreas e momento de inércia para os dois casos.

5.3.1. BS 5628

A espessura efetiva para colunas, paredes comuns, de cavidade e enrijecidas por colunas, ou por paredes enrijecedoras, de acordo com a BS 5628¹², é dada por:

i) para paredes ou colunas comuns, a espessura efetiva \tilde{t} é a espessura real ($t_{ef} = t$);

ii) para paredes ou colunas com cavidades, a espessura efetiva segundo a direção considerada, deve ser o maior dos valores: $2/3$ da espessura total ou a espessura de cada face, na respectiva direção.

iii) para paredes enrijecidas por colunas ou por paredes enrijecedoras (ver figuras 5.11 e 5.14), a espessura efetiva deve ser dada pela relação:

$$t_{ef} = K \cdot t \quad (5.9)$$

Onde:

t_{ef} = espessura efetiva

t = espessura real

K = coeficiente de rigidez (ver tabela 5.1).

As paredes enrijecedoras, devem ser consideradas como colunas de largura (b), igual a espessura (t_2) da parede enrijecedora, e espessura (t_p), igual ou inferior a 3 vezes a espessura da parede a ser enrijecida (t) (ver figura 5.14).

No caso de paredes enrijecedoras, pode ser mais vantajoso considerá-las como apoios laterais, alterando assim o comprimento efetivo da parede a ser enrijecida (ver item 5.5), ao invés de considerá-las como colunas²⁸.

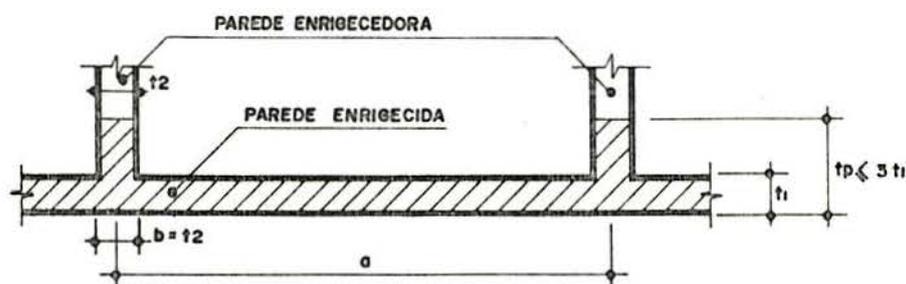


FIGURA 5.14 - Paredes enrijecidas.

A figura 5.15, apresenta um resumo do que foi exposto nos itens i), ii) e iii). Os valores do coeficiente de

rigidez (K), apresentados nessa figura, podem ser obtidos da tabela (5.1), dada por W. THORLEY^{5 2}.

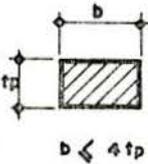
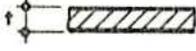
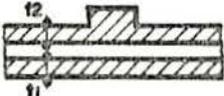
COLUNA	PAREDE COMUM	PAREDE DE CAVIDADE	PAREDES ENRIJECIDAS	
			COMUM	CAVIDADE
				
ESPESSURA EFETIVA (t_{ef})				
t_p ou b (DEPENDENDO DA DIREÇÃO DO MOMENTO)	t	O MAIOR DE: - $2/3 (t_1+t_2)$ - t_1 - t_2	$K \cdot t$	O MAIOR DE: - $2/3 (t_1+t_2)$ - t_1 - $K \cdot t_2$

FIGURA 5.15 - Espessura efetiva de paredes e colunas segundo a BS 5628.

TABELA 5.1 - Valores do coeficiente de rigidez (K).

$\frac{a}{b}$	t_p / t								
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00
6	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,55	1,70	1,85	2,00
7	1,00	1,09	1,18	1,26	1,35	1,48	1,60	1,73	1,85
8	1,00	1,08	1,15	1,23	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70
9	1,00	1,06	1,13	1,19	1,25	1,33	1,40	1,48	1,55
10	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40
11	1,00	1,05	1,09	1,14	1,18	1,23	1,27	1,32	1,36
12	1,00	1,04	1,08	1,12	1,16	1,20	1,24	1,28	1,32
13	1,00	1,04	1,07	1,11	1,14	1,18	1,21	1,25	1,28
14	1,00	1,03	1,06	1,09	1,12	1,15	1,18	1,21	1,24
15	1,00	1,03	1,05	1,08	1,10	1,13	1,15	1,18	1,20
16	1,00	1,02	1,04	1,06	1,08	1,10	1,12	1,14	1,16
17	1,00	1,02	1,03	1,05	1,06	1,08	1,09	1,11	1,12
18	1,00	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,07	1,08
19	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Na tabela acima a interpolação é permitida, porém

não a extrapolação.

5.3.2. National Concrete Masonry Association (NCMA) e American Concrete Institute (ACI)

As normas do NCMA^{4 2} e do ACI¹, usam praticamente os mesmos critérios da BS 5628^{1 2} para a determinação da espessura efetiva das paredes, diferindo apenas para o caso de paredes de cavidade, onde elas apresentam apenas uma expressão para a determinação da espessura efetiva desse tipo de parede.

Deve-se notar também, que nenhuma referência é feita quanto a colunas com cavidades e paredes de cavidade enrijecidas por colunas, com as duas faces carregadas. A norma do ACI, também não define espessura efetiva para colunas.

Os valores da espessura efetiva de paredes de acordo com essas duas normas, e de colunas segundo o NCMA são:

i) exceto para paredes de cavidade, a espessura efetiva de uma parede não enrijecida (comum), deve ser igual a sua espessura real.

ii) para paredes enrijecidas em intervalos regulares por colunas, a espessura efetiva é dada pela expressão (5.9), e os valores do coeficiente de rigidez (K), são os mesmos da tabela 5.1.

iii) para paredes de cavidade com ambas as faces carregadas, a espessura efetiva é dada por:

$$t_{ef} = \frac{2}{3} (t_1 + t_2) \quad (5.10)$$

Onde:

t_{ef} = espessura efetiva

t_1, t_2 = espessura de cada face (ver figura 5.15).

iv) para paredes de cavidade carregadas em apenas uma face, a espessura efetiva deve ser obtida segundo os itens i) ou ii), conforme for o caso.

v) a espessura efetiva de colunas em qualquer direção, deve ser feita igual à espessura real na direção considerada.

5.3.3. Uniform Building Code (UBC) e Brick Institute of America (BIA)

Os códigos do UBC³⁵ e BIA⁹, adotam os mesmos critérios na determinação da espessura efetiva de paredes e colunas:

i) em paredes comuns, a espessura efetiva é igual à espessura real da parede;

ii) em paredes de cavidade com somente uma face carregada, a espessura efetiva é igual à espessura real da face carregada;

iii) em paredes de cavidade com as duas faces carregadas, cada face deve ser considerada independentemente, e a espessura efetiva de cada uma delas é igual a sua espessura real;

iv) para colunas retangulares, a espessura efetiva é igual à espessura real na direção considerada;

v) para colunas não retangulares, a espessura efetiva é igual a 3,46 vezes o raio de giração sobre o eixo considerado (para um melhor entendimento desse valor ver item 5.3.4);

vi) onde as juntas de argamassa forem reentrantes, a espessura do elemento deve ser reduzida de acordo com a reentrância da junta.

5.3.4. Espessura Efetiva de Paredes Celulares

Por não estar o projeto de paredes celulares previsto pelas normas de um modo geral, SAWKO e CURTIN⁴⁷, propuseram um método muito simples para a determinação da espessura efetiva dessas paredes.

A espessura efetiva de uma parede celular, pode ser definida como sendo a espessura necessária de uma parede maciça, de mesma altura e mesmo tipo de vinculação, de modo que ambas tenham o mesmo Índice de esbeltez (λ), que é definido como sendo a razão da altura efetiva do elemento (H_{ef}), pelo seu raio de giração (i):

$$\lambda = \frac{H_{ef}}{i} \quad (5.11)$$

Onde:

λ = índice de esbeltez
 H_{ef} = altura efetiva (ver item 5.4)
 i = raio de giração

Segundo os autores, o conceito de espessura efetiva não é comum em outras áreas da engenharia estrutural, que normalmente trabalham com o conceito de índice de esbeltez (λ).

Considerando uma parede maciça, a relação entre a espessura (t), e o raio de giração (i), pode ser obtido da seguinte forma:

Por definição:
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (5.12)$$

Onde:

i = raio de giração da seção
 I = momento de inércia da seção
 A = área líquida da seção transversal

Sendo:

$$A = t \quad (5.13)$$

$$I = \frac{t^3}{12} \quad (5.14)$$

Obtém-se:

$$t = 3,46 i \quad (5.15)$$

Assim, a relação entre espessura efetiva (t_{ef}), e o raio de giração (i), pode ser definida como:

$$t_{ef} = 3,46 i \quad (5.16)$$

Para uma parede celular mostrada na figura 5.16, a espessura efetiva pode ser facilmente determinada:

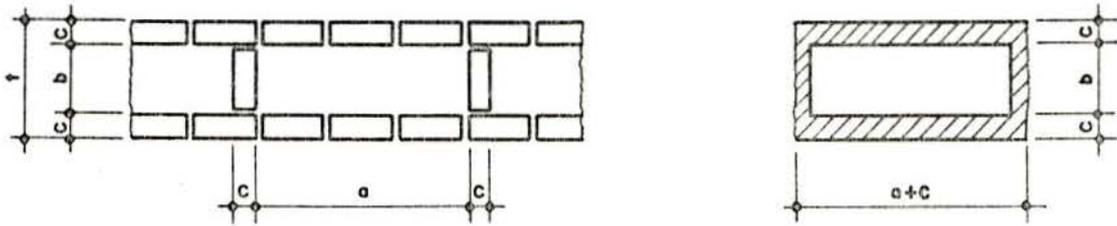


FIGURA 5.16 - Parede celular.

Sendo:

$$A = c \cdot (2 \cdot a + b + 2 \cdot c) \quad (5.17)$$

$$I = \frac{1}{12} ((a+c) (b+2c)^3 - ab^3) \quad (5.18)$$

das expressões (5.12) e (5.16) obtêm-se:

$$t_{ef} = \sqrt{\frac{(a+c) t^3 - ab^3}{(a+c) t - ab}} \quad (5.19)$$

Para se estabelecer um valor máximo da espessura efetiva dada em função da espessura real, adotar-se-á o caso limite, em que os septos sejam extremamente longos ($a \rightarrow \infty$) e a espessura (c) da parede, seja pequena em comparação com a dimensão b ($c \ll b$). Para essas relações entre as dimensões da parede, a área (A), e o momento de inércia (I), da parede mostrada na figura (5.16) são:

$$A \approx 2ac \quad (5.20)$$

$$I \approx \frac{ab^2 c}{2} \quad (5.21)$$

e das expressões (5.12) e (5.16), obtêm-se:

$$t_{ef} \approx 1,73 b \approx 1,73 t \quad (5.22)$$

Assim, a espessura efetiva de uma parede celular é sempre maior que sua espessura total (t), e menor que a relação $1,73 t$:

$$t < t_{ef} < 1,73 t \quad (5.23)$$

Onde:

t_{ef} = espessura efetiva da parede celular

t = espessura total da parede celular

5.4. Altura Efetiva

Segundo HASELTINE e MOORE²⁸, "A altura efetiva é uma medida da suscetibilidade relativa de uma parede ou coluna romper por instabilidade, segundo a teoria clássica de flambagem de Euler".

A altura efetiva de paredes e colunas, está relacionada com o grau de restrição imposto pelos apoios de extremidade (lajes, vigas, etc.).

Teoricamente, se os apoios são perfeitamente definidos (livres, rótulas ou engastes), a altura efetiva do elemento, pode ser determinada usando-se a teoria de flambagem desenvolvida por Euler. Os comprimentos de flambagem assim determinados estão ilustrados na figura 5.17.

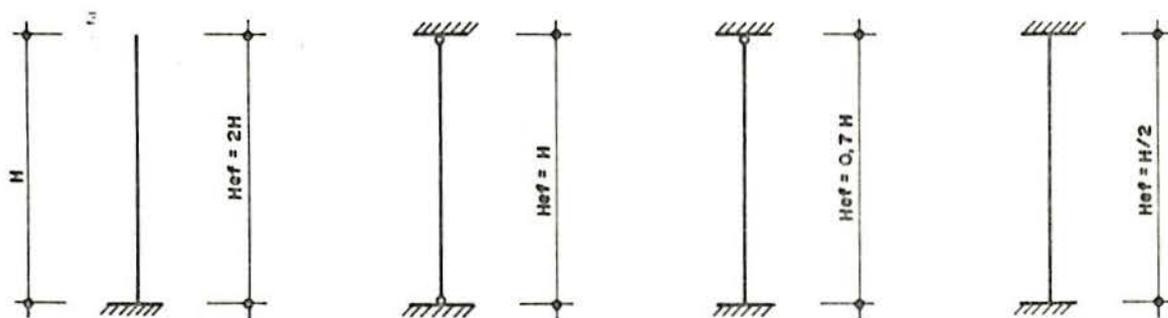


FIGURA 5.17 - Comprimentos teóricos de flambagem (H_{ef}).

Na prática, os apoios de extremidade de paredes e colunas não trabalham como rótulas ou engastes perfeitos, mas sim, em uma faixa intermediária de eficiência entre esses dois limites.

Aqui, também os critérios adotados por diferentes normas para a determinação da altura efetiva, são praticamente os mesmos.

5.4.1. BS 5628

Na BS 5628¹², a altura efetiva (H_{ef}), está relacionada com o grau de restrição lateral ao movimento dado pelos apoios, e o código faz distinção entre dois tipos de restrição: "restrição simples" e "restrição elevada". O termo "restrição elevada" deve ser entendido como sendo os apoios que oferecem algum tipo de restrição quanto à rotação da extremidade do elemento (semi-engastamento)³².

Segundo a BS 5628, a altura efetiva (H_{ef}) de paredes e colunas, em função do tipo dos apoios de extremidades e da altura real (h), é dada por:

5.4.1.1. Paredes

i) $H_{ef} = 0,75 h$, onde existem apoios que dão "restrição elevada", sendo que (h) é a distância livre entre os apoios (ver figura 5.18).

ii) $H_{ef} = h$, onde existem apoios que dão "restrição simples" (ver figura 5.19).

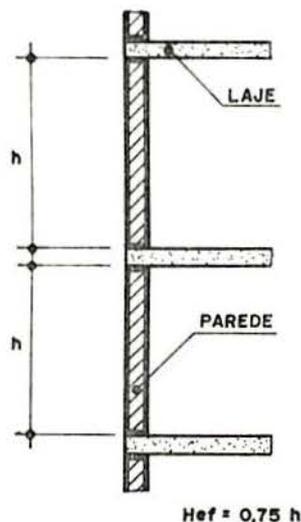


FIGURA 5.18 - Apoios que dão restrição elevada.

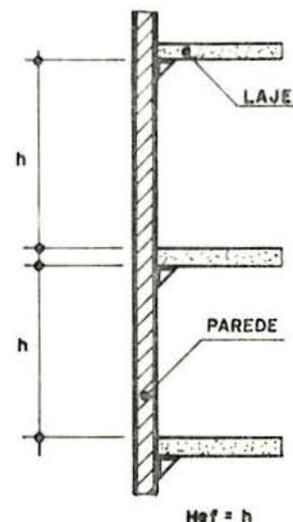


FIGURA 5.19 - Apoios que dão restrição simples.

5.4.1.2. Colunas

i) $H_{ef} = h$, quando a coluna for apoiada lateralmente nas duas direções (ver figura 5.20).

ii) Quando a coluna for apoiada somente em uma direção: $H_{ef} = h$, na direção onde exista o apoio lateral, e $H_{ef} = 2h$, na direção onde não exista o apoio lateral (ver figura 5.21).

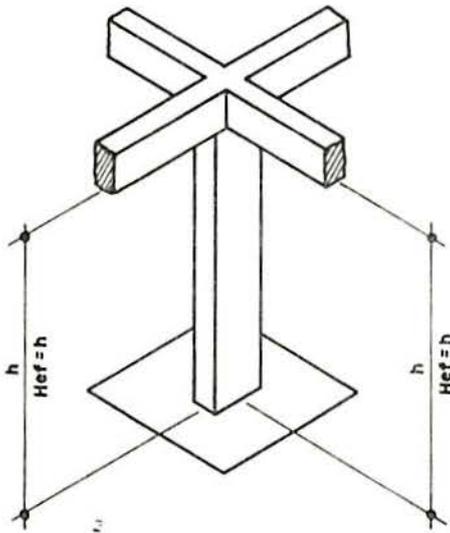


FIGURA 5.20 - Altura efetiva de colunas apoiadas nas duas direções.

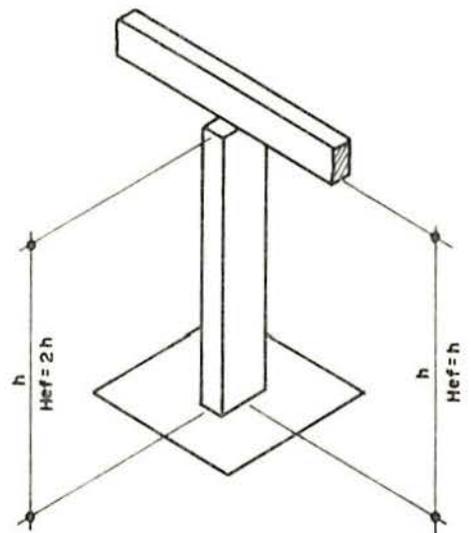


FIGURA 5.21 - Altura efetiva de colunas apoiadas em uma direção.

5.4.1.2.1. Colunas Enrijecedoras

A altura efetiva de colunas enrijecedoras, deve ser igual a altura efetiva da parede que as contém, quando sua espessura (t_p), for menor ou igual a 1,5 vezes a espessura (t) da parede enrijecida (ver figura 5.22).

Quando a espessura da coluna for maior que 1,5 ve-

zes a espessura da parede, ela deve ser considerada como uma coluna de dimensões ($t_p \times b$), para fins de determinação da sua altura efetiva.

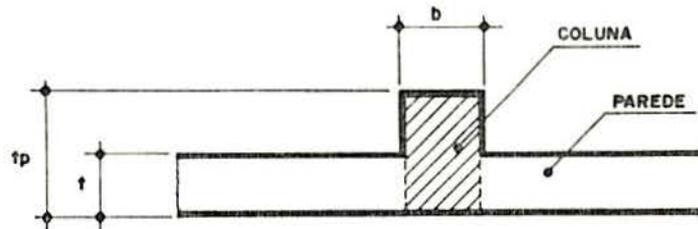


FIGURA 5.22 - Altura efetiva de colunas enrijecedoras.

$$\begin{aligned} \text{Se } t_p &\leq 1,5 t \rightarrow H_{ef} = H_{ef} \text{ da parede} \\ \text{Se } t_p &> 1,5 t \rightarrow H_{ef} = H_{ef} \text{ da coluna} \end{aligned}$$

5.4.1.2.2. Colunas Formadas por Aberturas Adjacentes na Parede

Colunas formadas por aberturas adjacentes na parede (portas, janelas, etc.), são definidas como sendo a alvenaria existente entre essas aberturas (ver figura 5.23), desde que a razão entre sua largura (b), pela espessura (t), não seja maior que quatro ($b \leq 4t$). A altura efetiva dessas colunas, é dada em função do tipo de restrição oferecida pelos apoios de extremidades:

i) Restrição elevada:

$$H_{ef} = 0,75 h + 0,25 H_w \leq h \quad (5.24)$$

ii) Restrição simples:

$$H_{ef} = h \quad (5.25)$$

Onde:

H_{ef} = altura efetiva da coluna.

h = altura real da parede.

H_w = dimensão vertical da maior abertura.

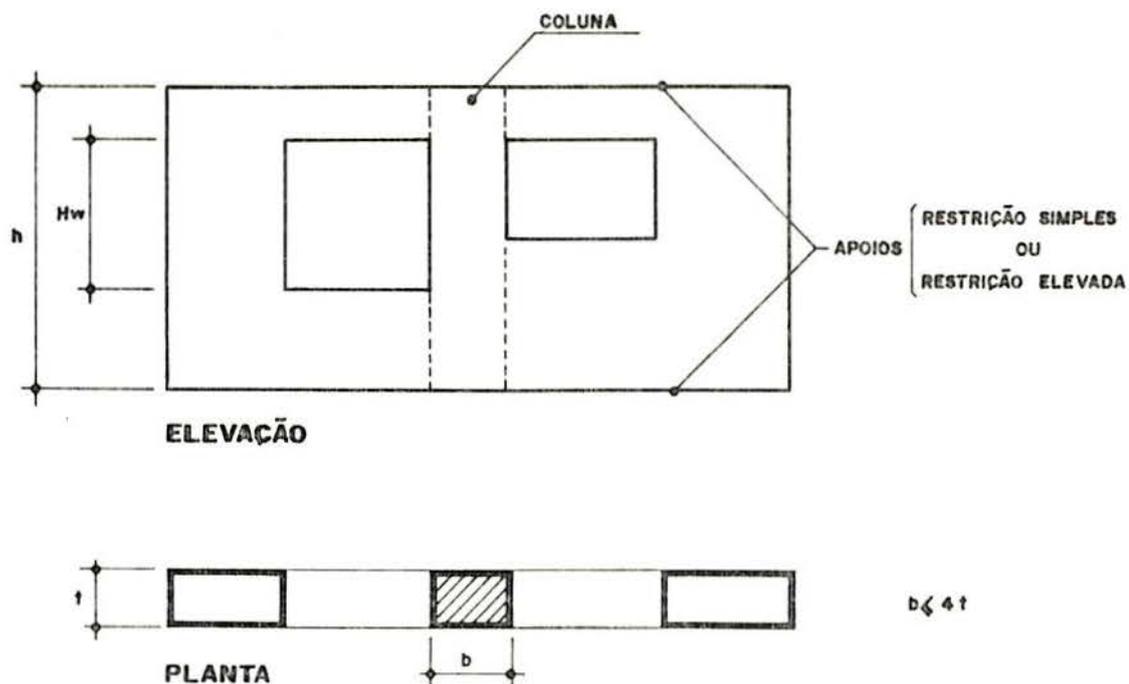


FIGURA 5.23 - Colunas formadas por aberturas adjacentes.

CURTIN¹⁹, chama a atenção que para o caso de colunas formadas por aberturas, embora a parede que as contenha possa estar convenientemente apoiada lateralmente no topo, o mesmo pode não ocorrer com as colunas, que devem então, ser consideradas não apoiadas lateralmente no topo (figura 5.24).

A tabela 5.2, apresenta um resumo dos itens anteriores.

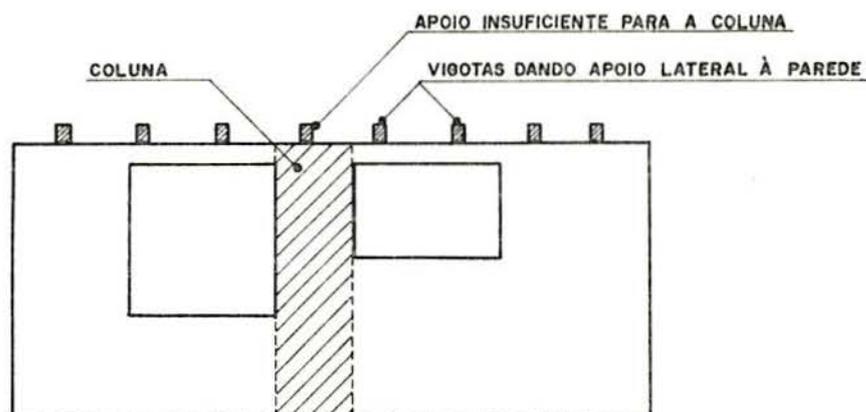


FIGURA 5.24 - Parede suficientemente apoiada, porém a coluna não.

TABELA 5.2 - Altura efetiva de paredes e colunas segundo a BS 5628.

Elemento	Obs.	Apoio lateral		Altura real	Altura efetiva
		Base	Topo		
Parede	Restrição elevada	sim	sim	h	$H_{ef} = 0,75 h$
	Restrição simples	sim	sim	h	$H_{ef} = h$
Coluna	-	sim	sim	h	$H_{ef} = h$
		sim	não	h	$H_{ef} = 2h$
Coluna enrijecedora	$t_p \leq 1,5 t$	sim	sim	h	$H_{ef} = H_{ef}$ (parede)
		sim	não	h	$H_{ef} = H_{ef}$ (parede)
	$t_p > 1,5 t$	sim	sim	h	$H_{ef} = h$
		sim	não	h	$H_{ef} = 2h$
Coluna formada por aberturas	Restrição simples	sim	sim	h	$H_{ef} = h$
		sim	não	h	$H_{ef} = 2h$
	Restrição elevada	sim	sim	h	$H_{ef} = 0,75h + 0,25 H_w$
		sim	não	h	$H_{ef} \leq h$

5.4.2. National Concrete Masonry Association (NCMA), Brick Institute of America (BIA), Uniform Building Code (UBC) e American Concrete Institute (ACI)

As normas do NCMA^{4,2}, BIA⁹, UBC³⁵ e ACI¹, adotam os mesmos critérios na determinação da altura efetiva de paredes e colunas. Segundo esses códigos, a altura efetiva de paredes e colunas para cada uma das situações abaixo é dada por:

5.4.2.1. Paredes

i) Onde uma parede é lateralmente apoiada (por lajes, vigas, etc.) na base e no topo, a altura efetiva é igual a altura real da parede: $H_{ef} = h$.

ii) Onde não existe apoio lateral no topo da parede, a altura efetiva é igual a duas vezes a altura real da parede:
 $H_{ef} = 2h$.

5.4.2.2. Colunas

i) Onde uma coluna é lateralmente apoiada (por lajes, vigas, etc.) na base e no topo nas duas direções principais, a altura efetiva em qualquer direção é igual a altura real da coluna na respectiva direção. A altura real não deve ser menor que a distância entre o piso e a face inferior do próximo apoio: $H_{ef} = h$ (ver figura 5.20).

ii) Onde uma coluna é lateralmente apoiada na base, nas duas direções principais, e no topo, somente em uma direção, na direção em que existe apoio lateral no topo, a altura efetiva é igual a altura real entre os apoios, e na direção em que não existe o apoio lateral no topo, a altura efetiva é igual a duas vezes a altura real da coluna na respectiva direção: $H_{ef} = h$ ou $H_{ef} = 2h$ (ver figura 5.21).

iii) Na ausência de apoio lateral no topo da coluna, a altura efetiva é igual a duas vezes sua altura real:
 $H_{ef} = 2h$.

A norma do ACI, acrescenta ainda que onde for possível determinar os pontos de inflexão das paredes e colunas, a altura efetiva desses elementos é a distância entre esses pontos.

A tabela 5.3, apresenta um resumo dos itens anteriores:

TABELA 5.3 - Altura efetiva de paredes e colunas segundo o NCMA, BIA, UBC e o ACI.

Elemento	Apoio lateral		Altura real	Altura efetiva
	base	topo		
Parede	sim	sim	h	$H_{ef} = h$
	sim	não	h	$H_{ef} = 2h$
Coluna	sim	sim	h	$H_{ef} = h$
	sim	não	h	$H_{ef} = 2h$

5.5. Comprimento Efetivo

A norma inglesa¹², ao definir razão de esbeltez, utiliza o conceito de altura efetiva ou comprimento efetivo, dependendo dos seus valores.

Sob determinadas circunstâncias, a ruptura de uma parede sujeita a um carregamento vertical, pode não ocorrer segundo um mecanismo simples de ruptura por instabilidade, ou seja, quando a parede flamba em curvatura simples (ver figura 5.25). Quando o comprimento (ℓ) da parede é menor que sua altura (h), e suas bordas verticais estão restringidas, irão surgir "múltiplas curvaturas" na parede, como se ela fosse composta de painéis aproximadamente quadrados, de altura igual ao seu comprimento (ℓ). Assim, a dimensão que passa a determinar a carga de flambagem da parede é sua largura, ao invés da altura²⁸ (ver figura 5.26).

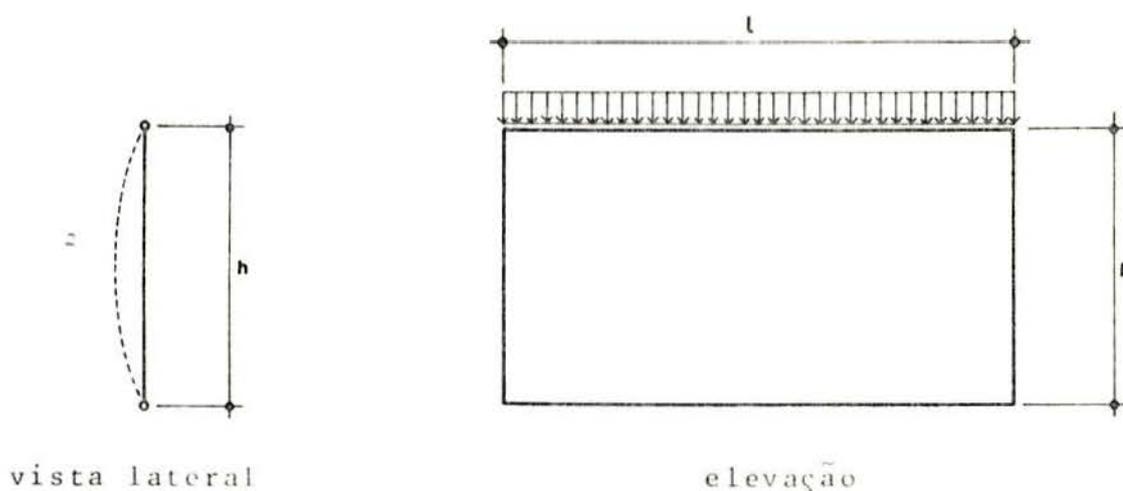


FIGURA 5.25 - Modo de flambagem de uma parede: $\ell > h$.

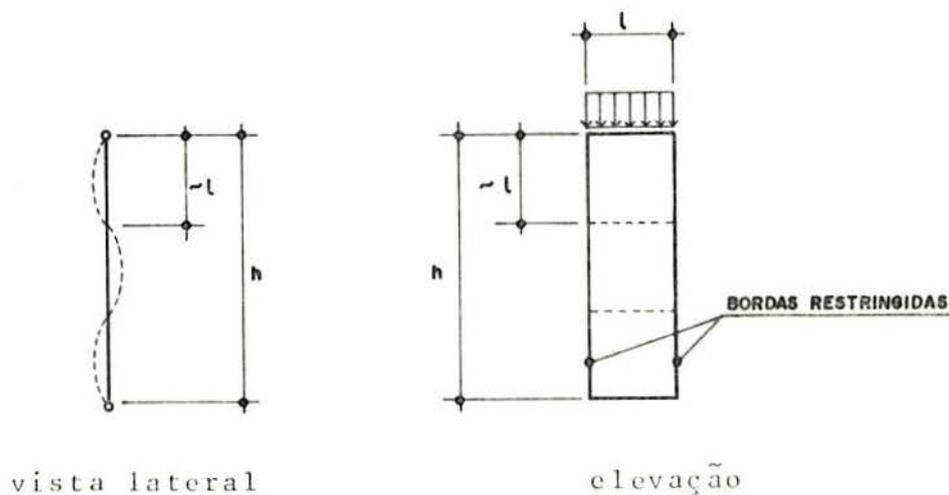


FIGURA 5.26 - Modo de flambagem de uma parede $l \cdot h$.

Os critérios adotados pela BS 5628^{1,2}, para a determinação do comprimento efetivo (L_{ef}) de paredes são:

i) 0,75 vezes a distância livre entre os apoios laterais que dão "restrição elevada", ou duas vezes a distância entre o apoio e a borda livre quando for o caso (figura 5.27).

ii) A distância livre entre os apoios laterais que dão "restrição simples", ou 2,5 vezes a distância entre o apoio e a borda livre quando for o caso (figura 5.28).

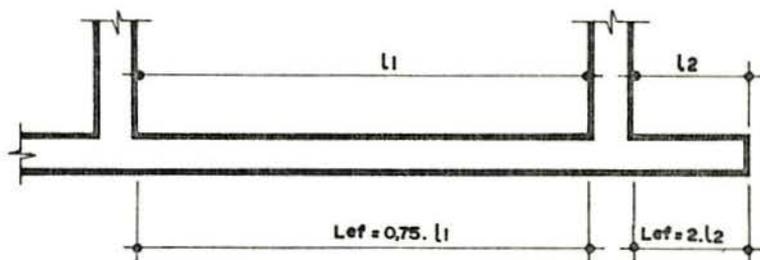


FIGURA 5.27 - Apoios que dão restrição elevada.

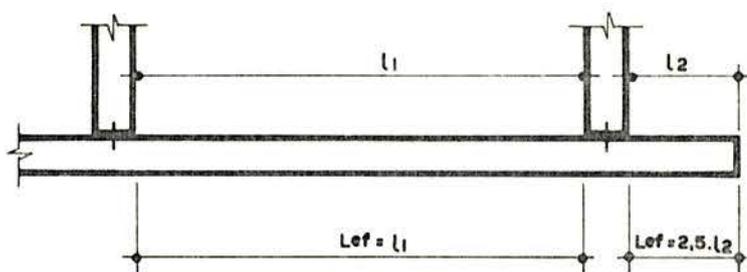


FIGURA 5.28 - Apoios que dão restrição simples.

5.6. Excentricidade do Carregamento

5.6.1. Determinação da Excentricidade

Freqüentemente, utiliza-se o conceito de carregamento centrado para o desenvolvimento teórico de muitos problemas. Contudo, na prática é extremamente improvável que se consiga obter esse tipo de carregamento. Nas paredes resistentes, várias podem ser as causas determinantes dessa excentricidade, dentre as quais destacam-se:

- i) Imperfeição no prumo das paredes.
- ii) Diferença no alinhamento vertical entre as paredes de diferentes pavimentos.
- iii) Deformabilidade das lajes.
- iv) Diferença no carregamento atuante em dois vãos consecutivos de uma laje contínua, etc.

A norma inglesa¹², diz que preferencialmente a excentricidade do carregamento deve ser calculada, porém, essa norma não faz menção quanto ao procedimento de cálculo. As normas americanas também não apresentam nenhum procedimento para o cálculo dessa excentricidade.

Existem vários métodos desenvolvidos sob um certo rigorismo teórico, chamados de métodos racionais, e propostos para a determinação da excentricidade do carregamento.

Regra geral, esses métodos são baseados em uma teoria elástica, onde são introduzidos coeficientes que servem para

ajustar os resultados teóricos aos observados em ensaios.

A complexidade das investigações teóricas da capacidade resistente de elementos de alvenaria excêntrica-mente carregados, depende da consideração ou não do efeito da esbelte-za. Estudos mais recentes, incluem a consideração de uma deflexão adicional (segunda ordem), no comportamento desses elementos. Infelizmente, a consideração de uma deflexão adicional junta-mente com a suposição da não resistên-za à tração da alvenaria, conduz a uma equação diferencial complexa¹⁶. Esse fato tem levado a adoção de uma série de simplificações para que se obtenham expressões finais mais simples.

5.6.1.1. BS 5628

A norma inglesa, BS 5628¹², define três tipos de excentricidade do carregamento:

- i) Excentricidade no topo do elemento (e_x).
- ii) Excentricidade adicional (e_a).
- iii) Excentricidade resultante (e_m).

5.6.1.1.1. Excentricidade no Topo do Elemento (e_x)

A norma inglesa, recomenda que quando a excentricidade no topo do elemento (e_x) não for calculada, deve-se considerar que a carga transmitida a um elemento, por uma laje, tenha seu eixo de ação distante da face do apoio, o equivalente a 1/3 da extensão desse apoio. Isso significa considerar que a distribuição de tensões no apoio, se dá segundo uma forma triangular.

Essa norma também admite que a resultante das cargas provenientes dos andares superiores, seja axial para um nível imediatamente acima do apoio em questão. Essa consideração implica em que a excentricidade (e_x), varie de um dado valor no topo do elemento, até zero na sua base¹⁹ (ver figura 5.29).

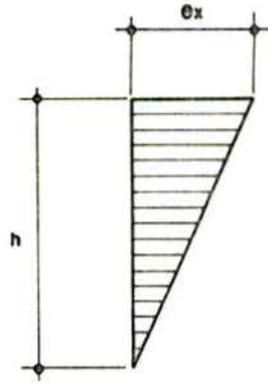
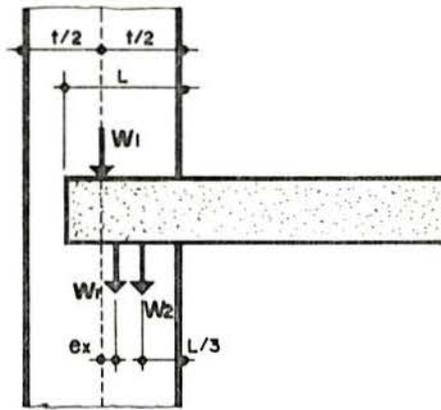
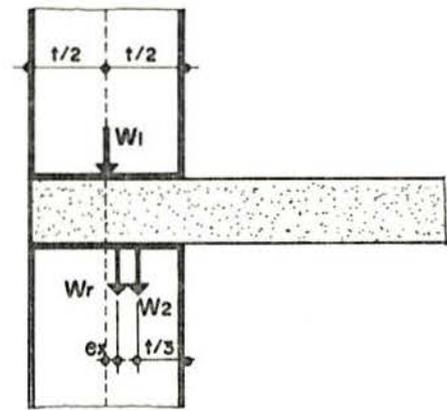


FIGURA 5.29 - Variação da excentricidade (e_x).

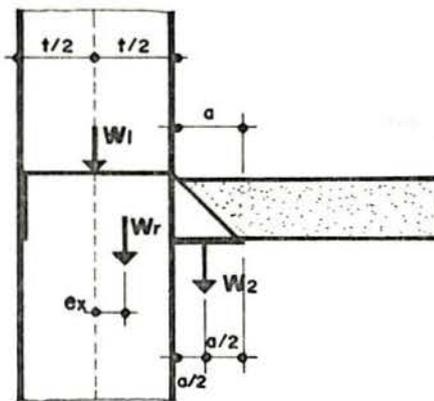
Com base nas considerações anteriores, o valor da excentricidade (e_x) para cada uma das situações abaixo, é dada por:



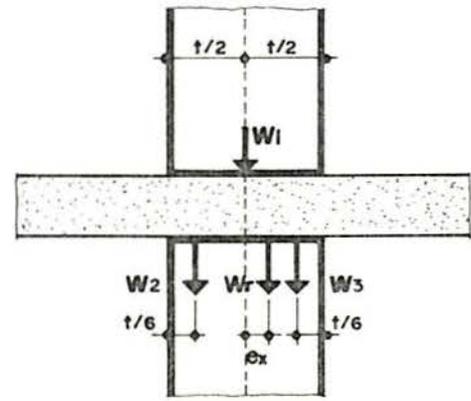
$$e_x = W_2 \cdot (3t - 2L) / (6 \cdot W_r) \quad (5.26)$$



$$e_x = W_2 \cdot t / (6 \cdot W_r) \quad (5.27)$$



$$e_x = W_2 \cdot (a + t) / (2 \cdot W_r) \quad (5.28)$$



$$e_x = t \cdot (W_2 - W_3) / (3 \cdot W_r) \quad (5.29)$$

FIGURA 5.30 - Cálculo da excentricidade no topo do elemento.

Onde:

W_1 = carga proveniente dos andares superiores
(centrada)

W_2, W_3 = carga proveniente da laje

W_r = carga resultante: $W_r = W_1 + W_2 + W_3$

5.6.1.1.2. Excentricidade Adicional (e_a)

A excentricidade adicional (e_a), tem por objetivo cobrir os efeitos da esbelteza, ou seja, a tendência do elemento se deformar lateralmente¹⁹. A norma inglesa, considera que o elemento sofra uma deformação lateral conforme a mostrada na figura 5.31, cujo valor máximo é dado pela expressão (5.30), que é uma relação obtida empiricamente³².

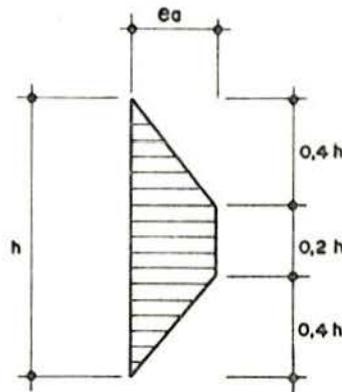


FIGURA 5.31 - Variação da excentricidade (e_a).

$$e_a = t \cdot \left(\frac{1}{2400} \left(\frac{H_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 - 0,015 \right) \quad (5.30)$$

Onde:

e_a = excentricidade adicional

t = espessura real do elemento

t_{ef} = espessura efetiva do elemento

H_{ef} = altura efetiva do elemento

5.6.1.1.3. Excentricidade Final (e_m)

A excentricidade final a ser considerada para fins de projeto, e que é utilizada na determinação do coeficiente

de redução (β) (ver item 5.7), \tilde{e} é definida como sendo o maior valor da soma de (e_x) e (e_a). A variação de (e_m) ao longo do elemento, pode ser visualizada na figura (5.32) e o seu valor obtido da expressão (5.31).

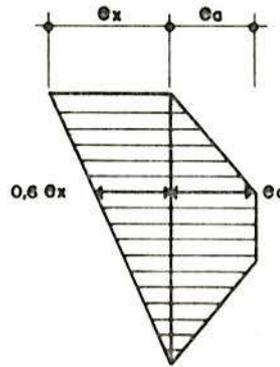


FIGURA 5.32 - Variação da excentricidade (e_m).

$$e_m \geq \begin{cases} e_x \\ 0,60 e_x + e_a \end{cases} \quad (5.31)$$

5.6.1.2. Método de Haller

O método de HALLER²⁶, foi formulado com base na analogia com uma estrutura reticulada, onde os nós foram supostos rígidos. O autor apresenta expressões para o cálculo dos momentos fletores nos nós laje/parede, para paredes externas e internas, que são de relativa simplicidade. Esse mesmo trabalho é apresentado por HENDRY³⁰, e por MOTTEU⁴⁰.

Os valores das excentricidades virtuais (e_1 , e_2), no topo e na base da parede, podem ser obtidas pelas seguintes expressões:

$$e_1 = \frac{M_1}{P_1} \quad (5.32)$$

$$e_2 = \frac{M_2}{P_2} \quad (5.33)$$

Onde:

e_1, e_2 = excentricidades virtuais nos nós 1 e 2
 M_1, M_2 = momentos fletores nos nós 1 e 2
 P_1, P_2 = carga vertical total nos nós 1 e 2

Os momentos fletores (M_1, M_2), atuantes nos nós 1 e 2, são dados abaixo, segundo a natureza da carga (acidental ou peso próprio) e a localização da parede (interna ou externa).

a) Paredes internas (figura 5.33).

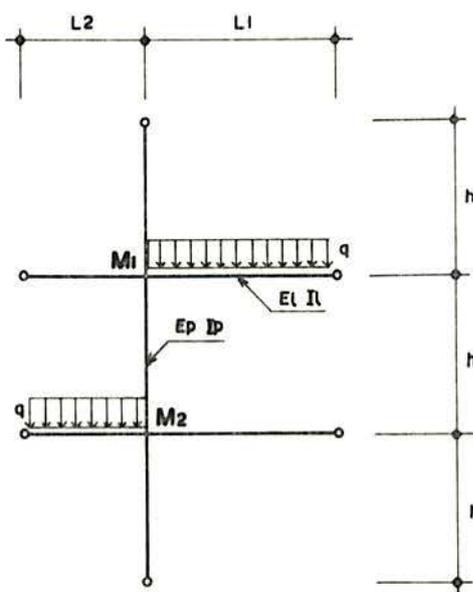


FIGURA 5.33 - Cálculo da excentricidade virtual nas paredes internas.

i) Carga acidental (q):

$$M_1 = \frac{q}{4} \frac{2 L_1^2 (1+r) - L_2^2}{4 (1+r) - r} \quad (5.34)$$

$$M_2 = \frac{q}{4} \frac{2 L_2^2 (1+r) - (L_1)^2 r}{4 (1+r) - r} \quad (5.35)$$

ii) Peso próprio (g):

$$M_1 = M_2 = \frac{g}{4} \frac{(2+3r) (L_1^2 - L_2^2)}{4 (1+r) - r} \quad (5.36)$$

Onde :

$$r = l + \alpha_1 + \alpha_2 \quad (5.37)$$

$$\alpha_1 = \frac{h \cdot E_\ell \cdot I_\ell}{L_1 \cdot E_p \cdot I_p} \quad (5.38)$$

$$\alpha_2 = \frac{h \cdot E_\ell \cdot I_\ell}{L_2 \cdot E_p \cdot I_p} \quad (5.39)$$

I_ℓ = momento de inércia da laje

I_p = momento de inércia da parede

E_ℓ = módulo de elasticidade de laje

E_p = módulo de elasticidade da parede

q = carga acidental

g = peso próprio

b) Paredes externas (figura 5.34)

i) carga acidental (q):

$$M_1 = \frac{q \cdot L_1^2}{2} \frac{\alpha + 1}{4(\alpha + 2)^2 - (\alpha - 1)^2} \quad (5.40)$$

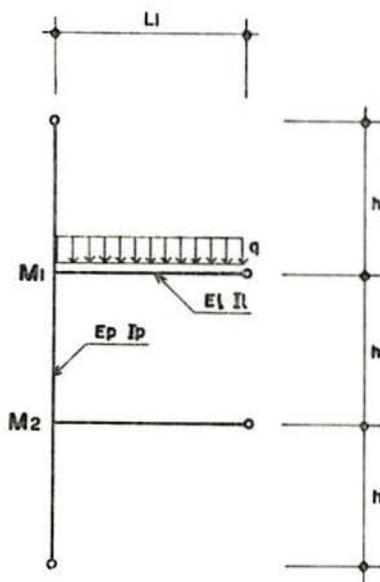


FIGURA 5.34 - Cálculo da excentricidade virtual nas paredes externas.

$$M_2 = \frac{q L_1^2}{4} \frac{\alpha + 1}{4(\alpha+2)^2 - (\alpha-1)^2} \quad (5.41)$$

Onde:

$$\alpha = \frac{h \cdot E_\ell \cdot I_\ell}{L_1 \cdot E_p \cdot I_p} \quad (5.42)$$

ii) peso próprio:

$$M_1 = M_2 = \frac{g L_1^2}{4} \frac{\alpha + 3}{4(\alpha+2)^2 - (\alpha-1)^2} \quad (5.43)$$

c) Peso próprio (figura 5.35):

$$M_1 = M_2 = g L_1^2 \frac{1}{8(\alpha+3)} \quad (5.44)$$

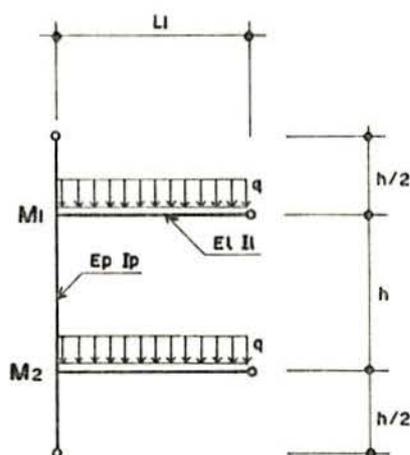


FIGURA 5.35 - Cálculo da excentricidade virtual nas paredes externas (peso próprio).

Segundo HENDRY³⁰, o valor de $E_\ell \cdot I_\ell$, pode ser obtido pela aplicação de métodos usados para o cálculo da rigidez à flexão de elementos de concreto armado. Assim, pode-se adotar o método recomendado pela NBR 6118⁷ para a determinação desse valor. Para a obtenção de $E_p I_p$, deve-se consultar o item (4.6).

5.6.2. Efeito da Excentricidade do Carregamento

O efeito de um carregamento excêntrico sobre elementos de alvenaria é a redução na capacidade resistente dos mesmos. Isto se dá devido a um aumento no valor das tensões na borda do elemento em que está agindo a carga excêntrica, juntamente com a interação carga/deflexão lateral, considerada como efeitos de segunda ordem.

Elementos construídos com unidades de baixa resistência à tração, são os mais sensíveis a esse fenômeno¹⁴.

Quando uma coluna construída com material sem resistência à tração é carregada excêntricamente, surge uma zona fissurada, dita de "zona morta"⁴⁵. A extensão da zona fissurada é determinada, além da excentricidade da carga vertical nos apoios, pelas deflexões sofridas pela coluna e pela magnitude do carregamento. Com o acréscimo da carga, a coluna deflete mais e a excentricidade do carregamento aumenta na região central, enquanto a seção resistente (comprimida) diminui. A ruína da peça ocorrerá quando a zona fissurada atingir a linha de carga (ver figura 5.36).

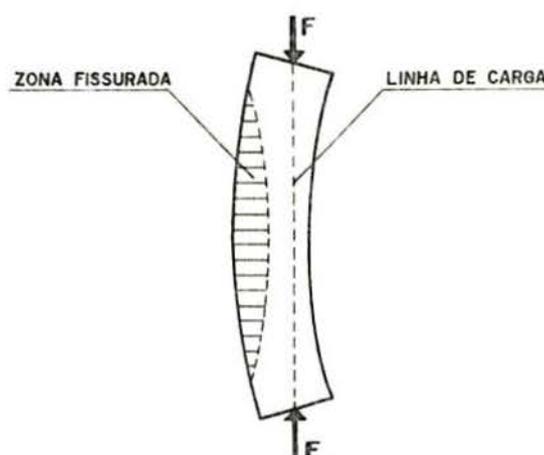


FIGURA 5.36 - Deflexão e fissuração de um elemento excêntricamente carregado.

É importante notar que devido à redução na capacidade resistente das paredes, causada pela excentricidade do carregamento, paredes projetadas com grandes excentricidades podem se tornar anti-econômicas¹⁴.

Segundo HENDRY³², existem dois processos diferentes de se levar em consideração a excentricidade do carregamento:

i) As tensões em um elemento carregado excentricamente podem ser calculadas por:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (5.45)$$

Onde:

σ = tensão máxima no elemento

P = carga vertical

A = área da seção transversal

M = momento devido à excentricidade do carregamento

W = módulo resistente da seção transversal

ii) A interação entre carga vertical e momento fletor, pode ser considerada através da aplicação de coeficientes de redução na capacidade resistente do elemento.

As normas geralmente adotam o segundo procedimento. A norma inglesa¹², considera o efeito da excentricidade através da aplicação do coeficiente de redução (β), enquanto o BIA⁹ e o UBC³⁵, definem um coeficiente de excentricidade (C_e). O ACI¹ e o NCMA⁴², limitam a combinação de tensões na flexo-compressão.

5.6.2.1. BS 5628

Para a norma inglesa, BS 5628¹², a redução na capacidade resistente de elementos de alvenaria é dada pelo valor do coeficiente (β), que leva em consideração a excentricidade do carregamento e a esbeltez do elemento.

No caso particular de elementos em que se verifica a desigualdade: $0,60 e_x + e_a < e_x$, da expressão (5.31), obtêm-se:

$$e_m = e_x \quad (5.46)$$

Da expressão (5.52), que define o coeficiente (β) e de (5.46), tem-se:

$$\beta = 1,1 (1 - 2 e_x/t) \leq 1,0 \quad (5.47)$$

A expressão (5.47), fornece a redução na capacidade resistente de elementos de alvenaria, devido somente a excentricidade do carregamento, para o caso particular em questão. Os valores de (β), obtidos dessa maneira, estão plotados no gráfico da figura (5.37).

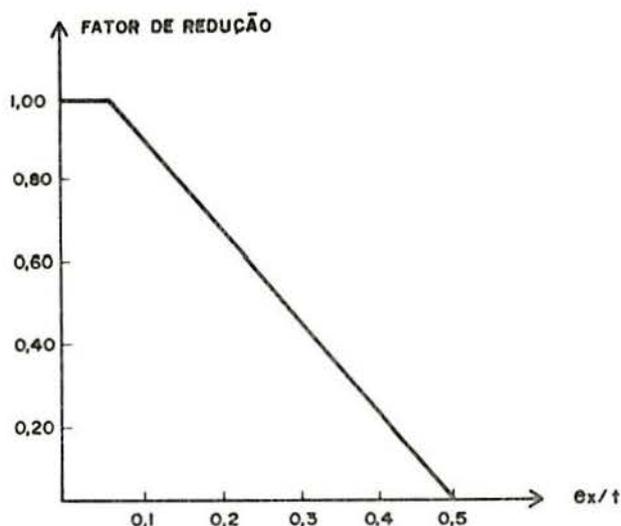


FIGURA 5.37 - Coeficiente de redução (β) devido à excentricidade do carregamento (e_x).

5.6.2.2. Brick Institute of America (BIA) e Uniform Building Code (UBC)

Os códigos do BIA⁹ e do UBC³⁵, adotam o mesmo procedimento para a determinação do coeficiente de redução da capacidade resistente da alvenaria de tijolos cerâmicos maciços, devido a excentricidade do carregamento (C_e).

5.6.2.2.1. Excentricidade em Relação a um Eixo

$$i) e \leq t/20$$

$$C_e = 1,0$$

$$ii) t/20 < e \leq t/6:$$

$$C_e = \frac{1,3}{1 + 6 \cdot e/t} + \frac{1}{2} \left(\frac{e}{t} - \frac{1}{20} \right) \left(1 - \frac{e_1}{e_2} \right) \quad (5.48)$$

$$iii) t/6 < e \leq t/3:$$

$$C_e = 1,95 \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{t} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{e}{t} - \frac{1}{20} \right) \left(1 - \frac{e_1}{e_2} \right) \quad (5.49)$$

Onde:

e_1 = menor excentricidade virtual no topo ou na base do elemento (ver item 5.6.1)

e_2 = maior excentricidade virtual no topo ou na base do elemento

t = espessura efetiva (ver item 5.3)

- o sinal da razão e_1/e_2 é dado na figura 5.39

$$e = \frac{M}{P} \quad (5.50)$$

Onde:

e = máxima excentricidade virtual no elemento

M = máximo momento fletor atuante no elemento

P = carga vertical total no elemento

iv) Quando o elemento estiver sujeito a um carregamento lateral superior a 0,5 MPa, o valor de (C_e) deverá ser obtido das expressões (5.48) ou (5.49), qual for o caso, e adotando-se a relação $e_1/e_2 = 1,0$.

5.6.2.2.2. Excentricidade em Relação a Dois Eixos

Onde paredes e colunas estão sujeitas à flexão em torno de dois eixos principais, o valor de (C_e) é dado em função de ($e_t \cdot b + e_b \cdot t$):

$$i) (e_t \cdot b + e_b \cdot t) \leq b \cdot \frac{t}{20}:$$

$$C_e = 1,0$$

$$ii) b \cdot \frac{t}{20} < (e_t \cdot b + e_b \cdot t) \leq b \cdot \frac{t}{6}:$$

O valor de (C_e) deve ser obtido da expressão (5.48) e o valor de e/t deve ser adotado como sendo $(e_t \cdot b + e_b \cdot t) / (b \cdot t)$.

$$iii) b \cdot \frac{t}{6} < (e_t \cdot b + e_b \cdot t) \leq b \cdot \frac{t}{3}:$$

O valor de (C_e) deve ser obtido da expressão (5.49) e o valor de e/t deve ser adotado como sendo $(e_t \cdot b + e_b \cdot t) / (b \cdot t)$.

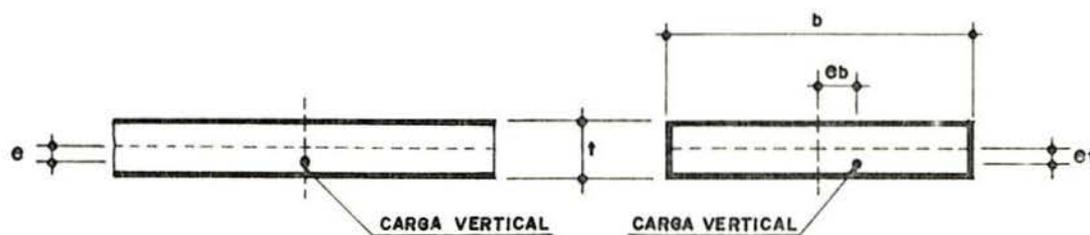


FIGURA 5.38 - Excentricidade do carregamento em relação a um eixo e em relação a dois eixos principais.

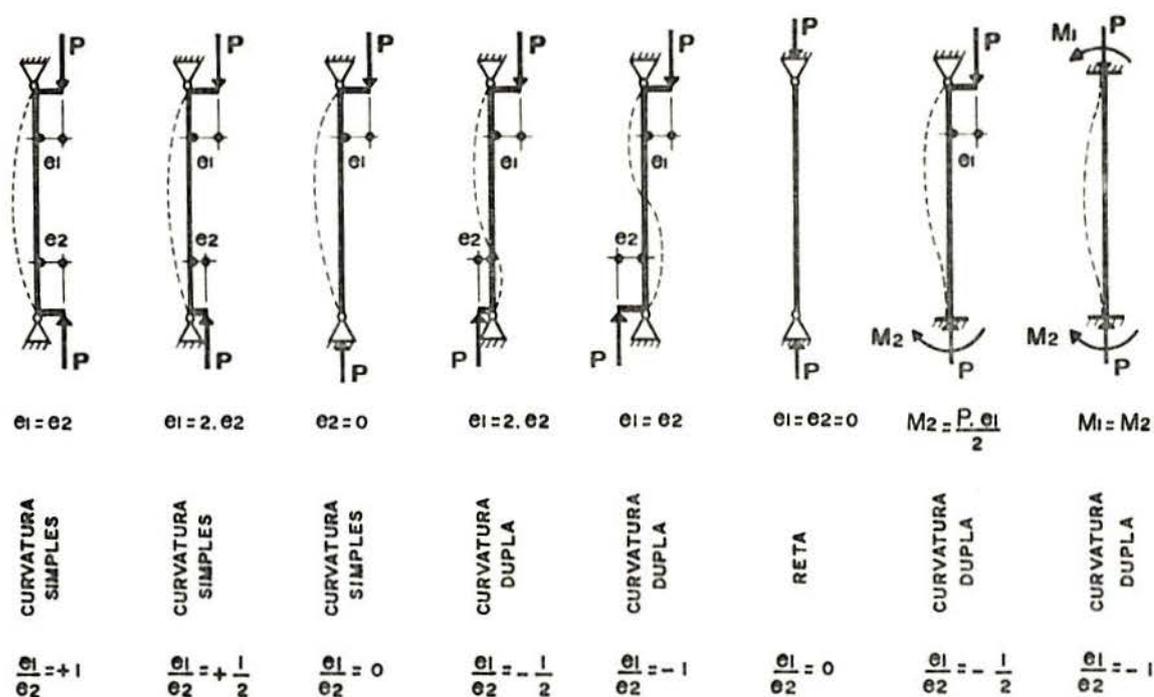


FIGURA 5.39 - Modos de curvatura e valores de e_1/e_2 .

5.7. Coefficiente de Redução (β)

A norma inglesa, BS 5628¹², define um coeficiente de redução da capacidade resistente de paredes e colunas (β), que tem por objetivo considerar o efeito da excentricidade do carregamento e da esbeltez do elemento. Para a determinação dos valores desse coeficiente são feitas as seguintes suposições:

i) Existe uma excentricidade que varia de um valor (e_x) no topo do elemento, até zero na sua base (ver item 5.6.1.1.1).

ii) Existe uma excentricidade adicional que surge devido a uma deflexão lateral do elemento (efeito de segunda ordem) e varia de zero no seu topo, até um valor (e_a) na região central (ver item 5.6.1.1.2).

iii) A resistência característica (f_k) da alvenaria na flexo-compressão, é superior à obtida em ensaios de compressão simples.

iv) A distribuição de tensões na ruptura, ocorre seguindo um bloco retangular (ver figura 5.40).

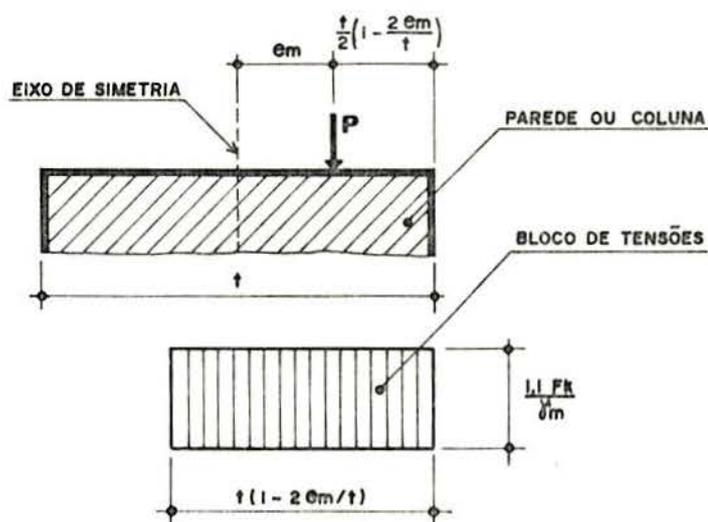


FIGURA 5.40 - Distribuição de tensões no estado limite último.

A carga admissível (P), na parede ou coluna, pode ser obtida fazendo-se o equilíbrio das forças mostradas na figura (5.40):

$$P = 1,1 \frac{f_k}{\gamma_m} \cdot t \left(1 - \frac{2 \cdot e_m}{t} \right) \quad (5.51)$$

Onde:

P = carga admissível no elemento

f_k = resistência característica da alvenaria (ver item 4.5.3)

t = espessura da parede ou coluna

γ_m = coeficiente de minoração da resistência do material (ver item 3.6.3.1)

e_m = excentricidade de projeto (ver item 5.6.1.1.3)

O coeficiente de redução (β) é definido a partir da expressão (5.51) como sendo:

$$\beta = 1,1 \left(1 - \frac{2 \cdot e_m}{t} \right) \leq 1 \quad (5.52)$$

com:

$$e_m > \begin{cases} 0,6 e_x + a \\ e_x \end{cases} \quad (5.53)$$

Onde:

e_x = excentricidade no topo do elemento
 e_a = excentricidade adicional
 e_m = excentricidade de projeto

Segundo HASELTINE²⁰, quando (e_m) for menor que $0,05t$, o efeito da excentricidade do carregamento sobre a resistência do elemento deixa de ser considerado e a seção passa a trabalhar totalmente comprimida (largura do bloco de tensões = t). Para essa situação não existe mais um aumento de 10% no valor do bloco retangular de tensões e o valor de (β) é adotado como sendo 1.

Embora a norma não explique o motivo do valor do limite $0,05t$, a partir do qual a excentricidade pode ser desconsiderada, ele poderia ser justificado da seguinte forma:

- Para excentricidades menores que $t/6$, ou seja, quando o carregamento está agindo dentro do núcleo central de inércia do elemento (para seções retangulares), a distribuição convencional de tensões, ocorre segundo uma forma trapezoidal. Comparando-se a área dessa distribuição trapezoidal com a do bloco retangular, verifica-se que para excentricidades inferiores a $0,05t$, a área do bloco retangular começa a dar valores maiores que para a primeira distribuição, resultando em uma capacidade resistente do elemento superior a real (ver figura 5.42).

É fato comprovado através de ensaios, que a resistência da alvenaria no estado limite último, aumenta em até 60% quando submetida à flexo-compressão.

Diversos pesquisadores (COLVILLE, YOKEL, TESFAYE e BROOME entre outros) propõem, para efeitos de simplificação, que as tensões em um elemento carregado excentricamente tenha uma distribuição triangular.

Com base nisso e sabendo-se que para materiais considerados sem resistência à tração, a largura desse triângulo de tensões é de 3 vezes a distância entre a carga e a face mais comprimida, pode-se construir a figura 5.41a.

Comparando-se essa distribuição de tensões com bloco retangular adotado pela BS 5628 (ver figura 5.41b), observa-se que a norma inglesa também considera um aumento na resistência da alvenaria da ordem de 47% quando submetida à flexo-compressão no limite de ruptura.

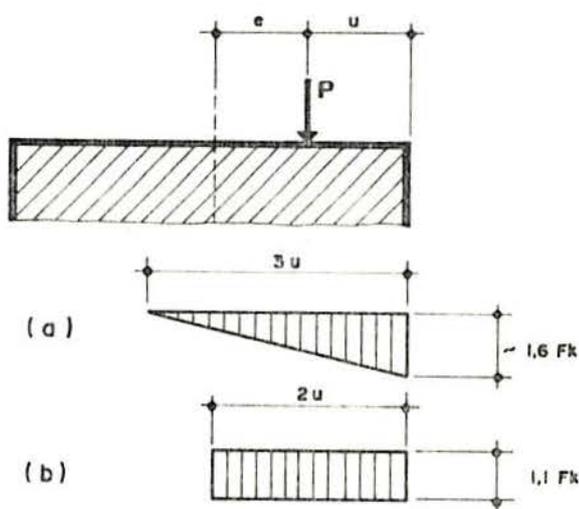


FIGURA 5.41 - Comparação entre a distribuição convencional de tensões e a adotada pela BS 5628.

Os valores do coeficiente (β) dados pela expressão (5.52), estão plotados no gráfico dado na figura (5.43).

A tabela 5.4 também fornece os valores de (β), porém em função da relação (e_x/t) e da razão de esbeltez do elemento (H_{ef}/t_{ef}). A interpolação linear entre excentricidade e razão de esbeltez é permitida.

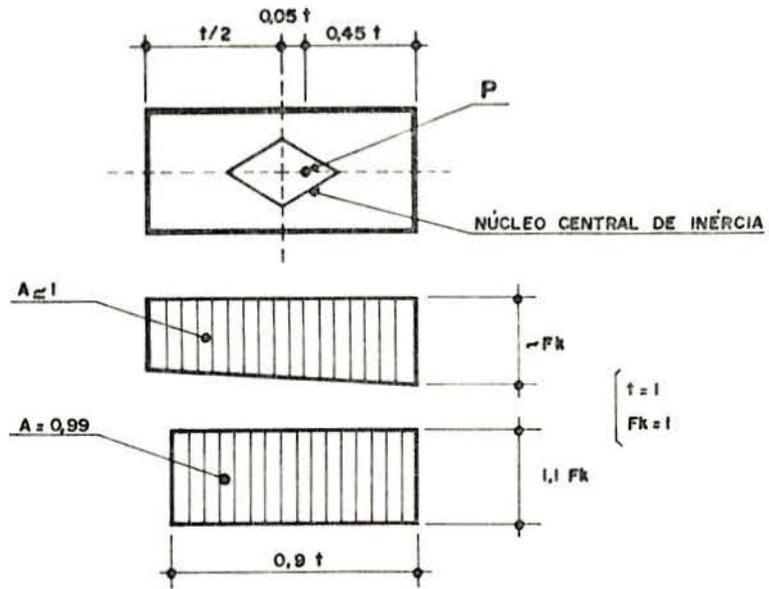


FIGURA 5.42 - Comparação entre a distribuição de tensões quando $e_x < 0,05t$.

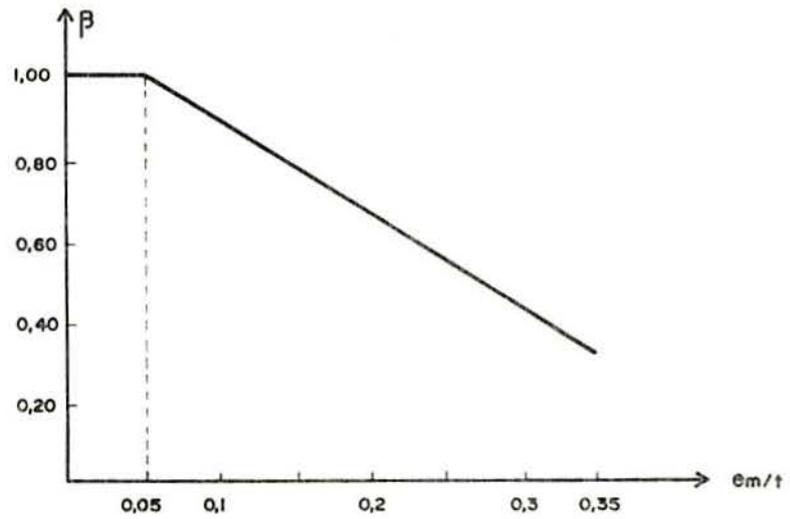
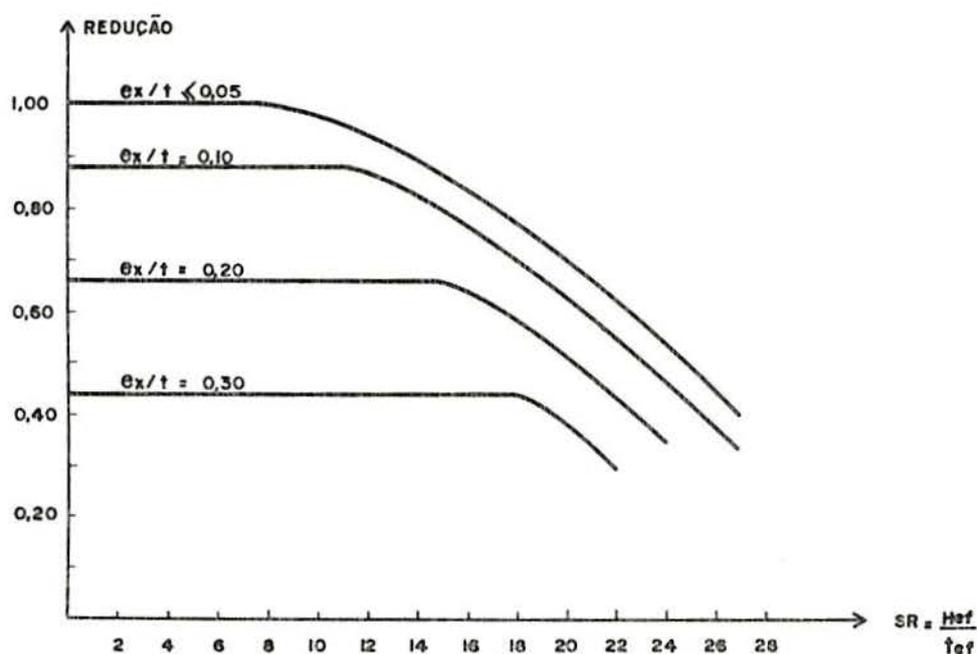


FIGURA 5.43 - Valores do coeficiente de redução (β).

TABELA 5.4 - Valores do coeficiente de redução (β).

Razão de esbeltez	Excentricidade no topo do elemento (e_x)			
	$\leq 0,05t$	0,1t	0,2t	0,3t
0	1,00	0,88	0,66	0,44
6	1,00	0,88	0,66	0,44
8	1,00	0,88	0,66	0,44
10	0,97	0,88	0,66	0,44
12	0,93	0,87	0,66	0,44
14	0,89	0,83	0,66	0,44
16	0,83	0,77	0,64	0,44
18	0,77	0,70	0,57	0,44
20	0,70	0,64	0,51	0,37
22	0,62	0,56	0,43	0,30
24	0,53	0,47	0,34	-
26	0,45	0,38	-	-
27	0,40	0,33	-	-

Para melhor visualização dos valores dados na tabela (5.4), ver gráfico dado na figura 5.44.

FIGURA 5.44 - Valores do coeficiente de redução (β).

No gráfico acima, os patamares representam a região onde (β) é constante e independente da razão de esbeltez do elemento. Os valores desses patamares são obtidos da expressão (5.52), quando $e_x > 0,6 \cdot e_x + e_a$, ou seja, $e_m = e_x$. Os valores da região curva podem ser obtidos pela mesma expressão, porém com $e_m = 0,6 e_x + e_a$.

HASELTINE²⁸, chama a atenção para a importância de se distinguir claramente a diferença entre a excentricidade (e_m), que é função de e_x , usada para a determinação do coeficiente de redução (β), e a excentricidade (e_x) que é utilizada na tabela (5.4) como um parâmetro de projeto.

A norma diz que paredes comuns construídas com blocos de concreto, poderiam ser projetadas supondo-se que a distribuição de tensões ocorra segundo um bloco retangular de tensões, agindo na área líquida do elemento e com a resistência característica aumentada na mesma proporção da razão: área bruta por área líquida do bloco. No entanto, é conservativo assumir para fins de projeto que as unidades sejam maciças, usando-se a resistência característica baseada na área bruta, e por esse motivo, é que não se faz distinção entre um ou outro caso, quando da determinação do coeficiente de redução (β).

5.8. Consideração da Esbeltez

Paredes e colunas esbeltas construídas em alvenaria e sob a ação de uma carga axial, estão sujeitas ao fenômeno da flambagem, que se caracteriza pela instabilidade na compressão axial, da mesma maneira que elementos de concreto, aço ou madeira, quando comprimidos. Segundo o engenheiro FUSCO²³, para elementos estruturais o estado limite de flambagem é um estado limite último.

Elementos esbeltos podem apresentar uma ruptura por instabilidade antes que a resistência última do material seja atingida. Esse tipo de ruptura se caracteriza por uma ruptura brusca, o que não é desejável em elementos com função estrutural. O colapso de um elemento estrutural deve ser sempre precedido de um aviso da estrutura, que para materiais frágeis como é o caso da alvenaria, se caracteriza pelo aparecimento de fissuras.

Muitos estudos têm sido desenvolvidos na tentativa de determinar a influência da esbeltez na resistência de elementos de alvenaria, dentre os quais se destacam os trabalhos de HALLER, TURKSTRA, MONK e ANGERVO entre outros. Todos esses tra-

balhos se baseiam nas seguintes hipóteses:

- É válida a Lei de Navier.
- Os elementos se deformam segundo uma senóide.
- A alvenaria não oferece resistência à tração.

Segundo HASAN²⁷, esses estudos dão resultados aproximados, justamente pelo fato da resistência da alvenaria à tração ter sido desprezada. No entanto, se a resistência da alvenaria for considerada, o desenvolvimento teórico torna-se complicado e conseqüentemente incômoda a determinação da resistência do elemento. Por esse motivo e pelo fato dos coeficientes que têm por função considerar o efeito da esbeltez dos elementos estruturais, apresentados pelos diversos códigos, serem baseados em experiência que se aproximam mais da realidade das estruturas, o projeto de elementos de alvenaria a partir dos métodos teóricos tem um interesse de cunho mais acadêmico.

De um modo geral, os diferentes códigos não trabalham diretamente com o índice de esbeltez (λ) do elemento, mas definem um novo parâmetro conhecido como razão de esbeltez que segundo CURTIN¹⁹, é uma medida de quanto esse elemento é esbelto, que por sua vez, é uma medida da tendência do mesmo romper por instabilidade, quando submetido a uma carga de compressão.

As normas propõem que a esbeltez seja considerada através da redução da capacidade resistente de paredes e colunas, pela aplicação de coeficientes de redução por elas definidos e que são função da razão de esbeltez desses elementos. O fato da esbeltez do elemento acarretar uma diminuição na capacidade resistente do mesmo, também foi verificado por HASAN²⁷, principalmente em elementos esbeltos sujeitos a um carregamento excêntrico.

5.8.1. BS 5628

A norma inglesa, BS 5628¹², define razão de esbeltez (SR) de paredes e colunas, como sendo a relação:

$$SR = \frac{H_{ef}}{t_{ef}} \quad (5.54)$$

Onde:

SR = razão de esbeltez

t_{ef} = espessura efetiva

H_{ef} = o menor entre: - altura efetiva
- comprimento efetivo

Essa norma admite o valor máximo da razão de esbeltez como sendo 27. Contudo, em paredes de espessura inferior a 9 cm, em construções com mais de dois pavimentos, ela não deve exceder a 20.

Segundo a norma, não é necessário considerar o efeito da esbeltez em paredes ou colunas em que a razão de esbeltez seja menor ou igual a 6.

O limite máximo igual a 27 foi adotado para evitar que ocorra uma ruptura por instabilidade, ruptura sem aviso, e é independente da capacidade resistente do elemento, sendo função somente da geometria do mesmo. Este valor não foi obtido teoricamente, mas baseado em ensaios realizados em paredes²⁰.

Para a norma inglesa, a redução na capacidade resistente de paredes e colunas devido a sua esbeltez, está embutida no coeficiente de redução (β), que tem por objetivo considerar o efeito da excentricidade do carregamento e da esbeltez desses elementos.

5.8.2. Uniform Building Code (UBC) e Brick Institute of America (BIA)

Os códigos americanos UBC³⁵ e BIA⁹, também definem razão de esbeltez como sendo a razão altura efetiva (h), pela espessura efetiva (t), e não deve ultrapassar os seguintes valores:

i) Paredes:

$$\frac{h}{t} \leq 10 \left(3 - \frac{e_1}{e_2} \right) \quad (5.55)$$

ii) Colunas:

$$\frac{h}{t} \leq 5 \left(4 - \frac{e_1}{e_2} \right) \quad (5.56)$$

Onde:

h = altura efetiva
 t = espessura efetiva
 e_1, e_2 = excentricidades virtuais no topo e na base do elemento (ver item 5.6). O sinal de e_1/e_2 deve ser obtido da figura (5.39).

Para o caso de colunas, a razão de esbeltez deve ser o maior dos valores obtidos pela divisão da sua altura efetiva (h), em cada direção, pela espessura efetiva (t), na respectiva direção.

Os limites máximos da razão de esbeltez dados nas duas expressões acima podem ser superados, porém, devem ser justificados por escrito através de cálculos, dados de ensaios, etc., que devem estar presentes no memorial de cálculo.

A tabela 5.5 contém os valores de (h/t), dados pelas expressões (5.55) e (5.56) para diversos valores de e_1/e_2 .

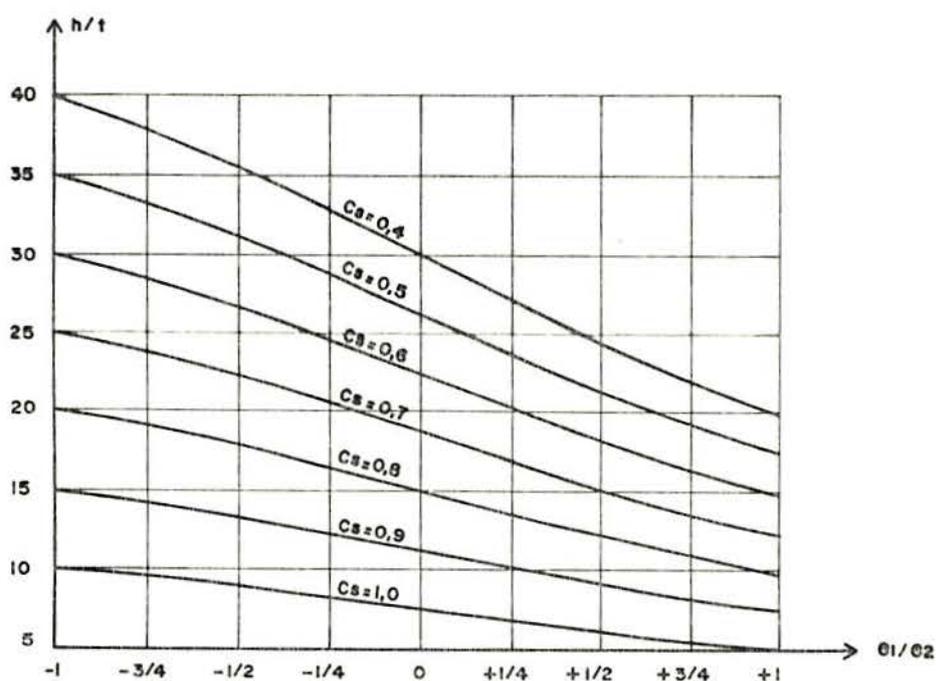
Esses dois códigos definem um coeficiente de esbeltez (C_s), que tem por objetivo considerar a redução na capacidade resistente de elementos esbeltos e é dado pela seguinte expressão:

$$C_s = 1,2 - \frac{h}{t} \left(5,7 + \left(1,5 + \frac{e_1}{e_2} \right)^2 \right) \leq 1,0 \quad (5.57)$$

Os valores de (C_s) para diferentes valores de h/t e e_1/e_2 estão plotados no gráfico da figura 5.45.

TABELA 5.5 - Máximos valores da razão de esbeltez (h/t).

$\frac{e_1}{e_2}$	Máximo valor de h/t	
	Paredes	Colunas
1	20	15
3/4	22,5	16,25
1/2	25	17,5
1/4	27,5	18,75
0	30	20
-1/4	32,5	21,25
-1/2	35	22,5
-3/4	37,5	23,75
-1	40	25

FIGURA 5.45 - Valores do coeficiente de esbeltez (C_s).

5.8.3. National Concrete Masonry Association (NCMA)

A norma do NCMA⁴², especifica que para alvenaria de concreto, a razão de esbeltez (h/t) para paredes e colunas, deve ser no máximo igual a 20, caso contrário deve acompanhar

uma justificativa por escrito. A razão de esbelteza de colunas também deve ser o maior dos valores obtidos pela razão (h/t) em cada direção.

Esta norma não define de modo explícito um coeficiente de redução devido a esbelteza, porém da expressão que é apresentada para a determinação da carga admissível em paredes e colunas (ver item 5.9.1.2.1), essa redução é feita da seguinte forma:

i) Paredes:

$$\text{Coeficiente de redução} = 1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3 \quad (5.58)$$

ii) Colunas:

$$\text{Coeficiente de redução} = 1 - \left(\frac{h}{30t}\right)^3 \quad (5.59)$$

Onde:

h = altura efetiva

t = espessura efetiva

Os valores dos coeficientes de redução para paredes e colunas para diferentes valores de h/t , estão plotados no gráfico da figura (5.46).

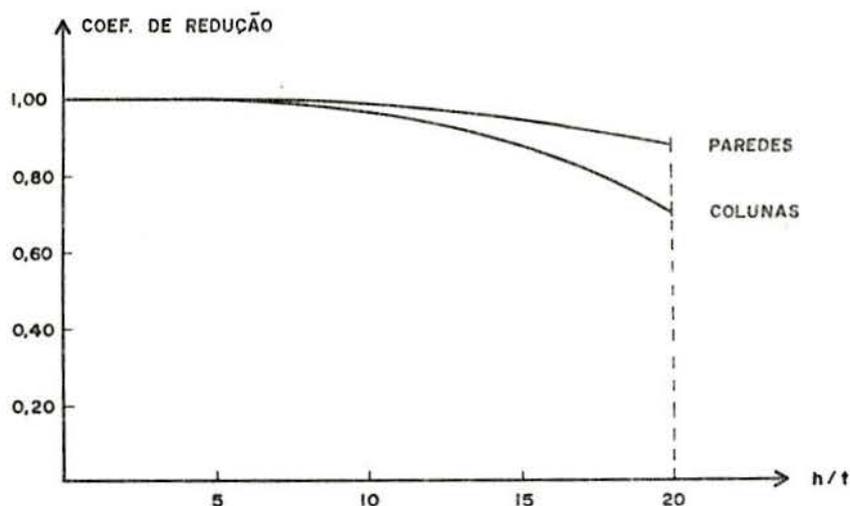


FIGURA 5.46 - Redução na resistência básica da alvenaria devido à esbelteza.

5.8.4. American Concrete Institute (ACI)

A norma do ACI¹, não limita o valor da razão de esbeltez (h/t) para paredes e colunas construídas em alvenaria de concreto, não fazendo também distinção entre esses dois elementos. Assim, o coeficiente de redução para paredes e colunas é dado pela expressão (5.60), que é idêntica a apresentada pelo NCMA⁴² para paredes.

$$\text{Coeficiente de redução} = 1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3 \quad (5.60)$$

5.8.5. Comité Euro-International du Béton (CEB)

O Comité Euro-International du Béton¹⁸, CEB, define razão de esbeltez para paredes de alvenaria de concreto e enrijecidas conforme a figura (5.47), como sendo a relação:

$$SR = K \frac{h}{t} \quad (5.61)$$

Onde:

SR = razão de esbeltez

K = coeficiente de esbeltez

h = altura da parede

t = espessura da parede

O valor do coeficiente (K) é dado em função da relação (h/ℓ) e do tipo de vinculação lateral da parede. Esses valores são apresentados pelo próprio CEB e também pelo CSTC⁴¹, conforme a figura 5.48.

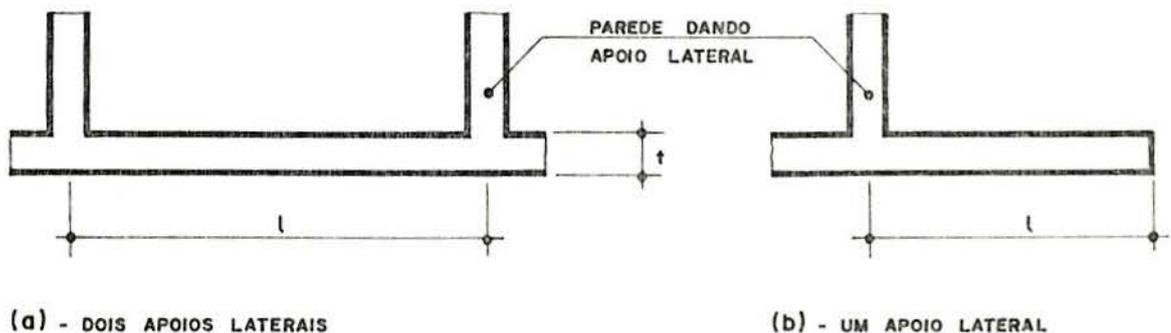


FIGURA 5.47 - Paredes com um e dois apoios laterais.

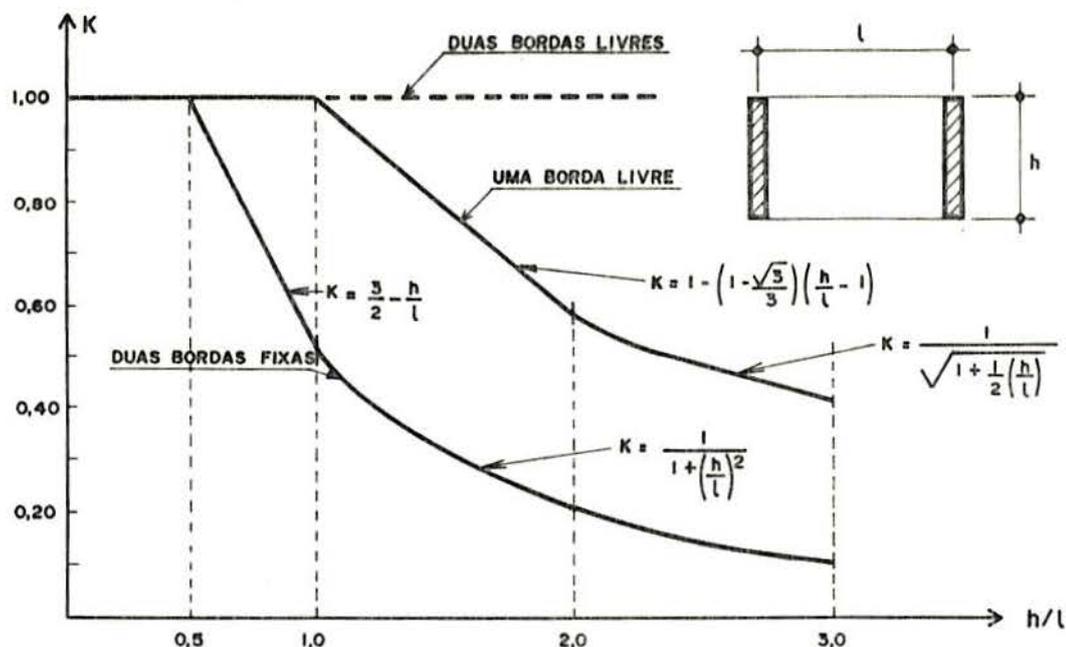


FIGURA 5.48 - Valores do coeficiente de esbeltez (K).

5.8.6. Comparação entre os Coeficientes de Esbeltez

A figura 5.49, apresenta uma comparação entre os coeficientes de redução da capacidade resistente de paredes e colunas, em função de sua esbeltez. A relação e_1/e_2 foi adotada como sendo zero na equação (5.57), pois assim tem-se o mesmo modelo adotado pela BS 5628¹², para elementos carregados excentricamente, ou seja, com a excentricidade variando de um dado valor no topo, até zero na sua base (ver figura 5.29), e torna-se válida a comparação. Também para a BS 5628, os valores plotados no gráfico da figura 5.49 são os apresentados na primeira coluna da tabela 5.4. Para o NCMA, utilizou-se somente os resultados obtidos pela expressão (5.58).

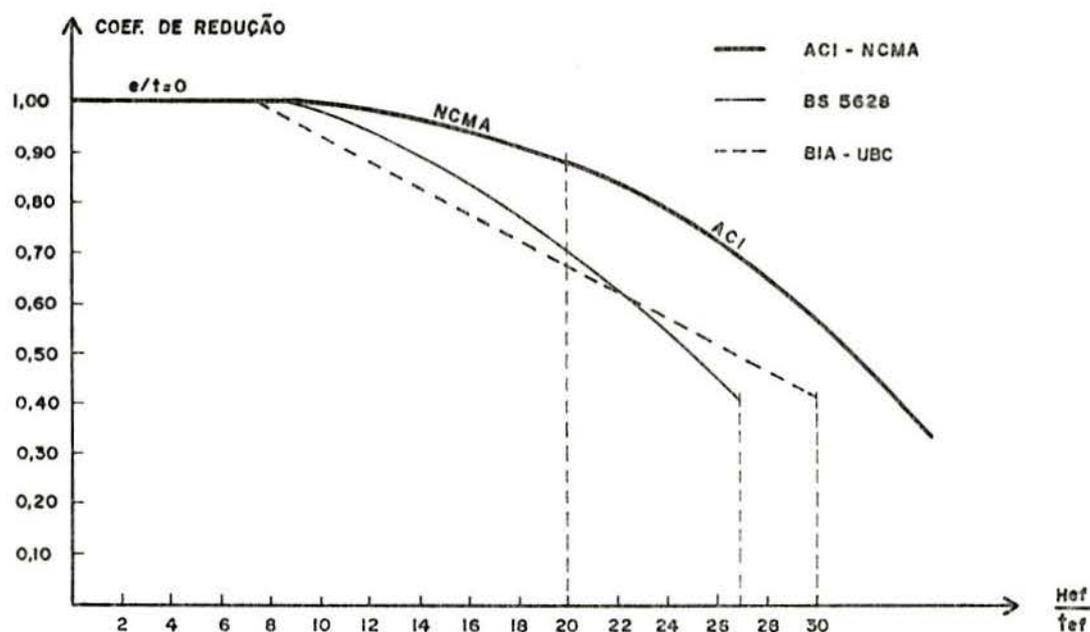


FIGURA 5.49 - Comparação entre os coeficientes de esbeltez.

5.8.7. Discussão

Em uma rápida análise a partir da figura 5.49, constata-se que o NCMA e o ACI, são os que apresentam valores menos conservadores para os coeficientes de redução da capacidade resistente de elementos estruturais devido a esbeltez. No entanto, deve-se chamar a atenção para o fato de que esses códigos trabalham apenas com alvenaria de concreto, que apresenta maior homogeneidade pela natureza de seus componentes, ou seja, as unidades (blocos ou tijolos) e a argamassa são feitas de um mesmo material. Já a BS 5628, o BIA e o UBC, que trabalham também com alvenaria cerâmica, que é um material menos homogêneo que o primeiro, são os que apresentam resultados mais conservadores. Entre esses três últimos códigos, é a BS-5628 que apresenta resultados menos conservadores para os valores mais comuns na prática da razão de esbeltez.

Segundo HARTOG²¹, a estabilidade de placas é um importante e difícil assunto, e muitos trabalhos já foram escritos a respeito. A primeira grande contribuição, segundo HARTOG, foi dada por G.H. BRYAN na Inglaterra em 1891, quando resolveu o problema de uma placa retangular, simplesmente apoiada

da nas quatro bordas e sujeita a um carregamento segundo uma direção (ver figura 5.50).

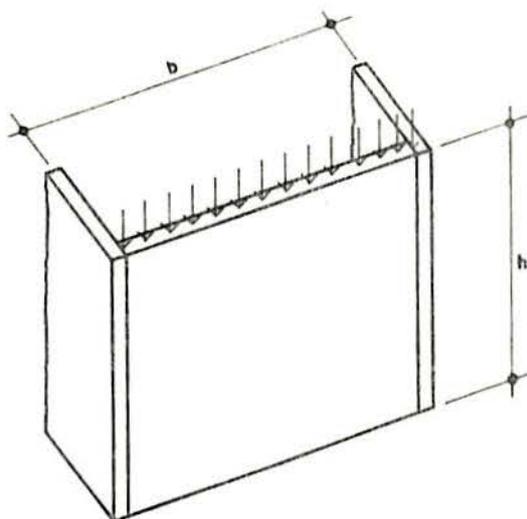


FIGURA 5.50 - Parede com dois apoios verticais e sujeita a um carregamento vertical.

BRYAN mostrou que a placa flamba dividindo-se em vários retângulos menores segundo uma senóide, conforme a figura 5.51, e que a carga crítica é dada pela expressão (5.62).

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{h^2} \left(m + \frac{h^2}{m \cdot b} \right)^2 \quad (5.62)$$

Anulando o segundo termo dentro do parênteses na expressão (5.62), considerando que a placa não tenha os dois apoios laterais, obtêm-se exatamente a expressão apresentada por EULER para uma barra bi-rotulada. Logo, o segundo termo dentro do parênteses dá um acréscimo na carga crítica devido as restrições laterais.

Mesmo os estudos realizados por BRYAN, tendo sido baseados em chapas metálicas, é de supor-se que as restrições laterais tenham efeitos semelhantes em placas de alvenaria, no entanto, muitas normas desconsideram esse fato. Apenas o CEB¹⁸ leva em consideração o efeito dos apoios laterais, quando da determinação da razão de esbeltez de painéis de alvenaria, através da aplicação de um coeficiente de esbeltez (K), (ver expressão 5.61). Além do CEB, também a BS 5628 aborda o pro-

blema de maneira muito simples, quando ao definir razão de esbeltez, trabalha com a altura ou comprimento efetivo do elemento (ver expressão 5.54).

Por ser significativa a redução na capacidade resistente de paredes em função de sua esbeltez, torna-se importante a realização de ensaios em painéis de alvenaria para determinar a real influência dos apoios laterais sobre a capacidade resistente desses elementos.

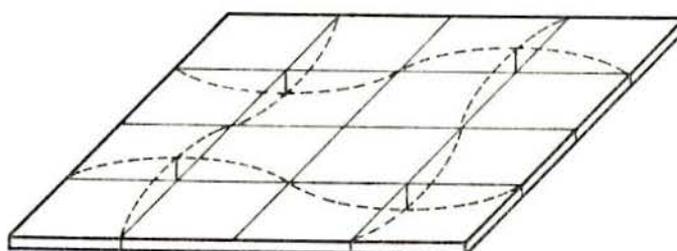


FIGURA 5.51 - Modos de flambagem de uma placa.

5.9. Capacidade Resistente de Elementos de Alvenaria

A fase final de um projeto estrutural é o dimensionamento dos elementos resistentes. A exemplo de outros tipos de estruturas, aqui dois problemas se apresentam: o dimensionamento propriamente dito ou a verificação desses elementos.

Ao contrário do que normalmente ocorre em estruturas de concreto armado (por exemplo), onde o procedimento comum é o dimensionamento dos elementos resistentes, na alvenaria estrutural o procedimento usual é a sua verificação. Isso se deve ao fato de que as paredes são pré-definidas no projeto arquitetônico.

Se a capacidade resistente do elemento for inferior à solicitação, o procedimento usual é aumentar a resistência dos materiais (unidades e/ou argamassa). Não sendo suficiente, o projetista deve alterar o sistema estrutural e/ou as dimensões do elemento resistente, conforme visto no item 3.1.3.

5.9.1. Cargas Verticais

Uma vez determinada a resistência básica da alvenaria (f'_m ou f_k), os coeficientes de redução devido a esbeltez e excentricidade do carregamento, juntamente com as características geométricas do elemento, é possível determinar sua capacidade resistente às cargas verticais.

5.9.1.1. Brick Institute of America (BIA)

O BIA⁹, especifica que onde a excentricidade virtual (e) não exceder a $t/3$, a carga vertical admissível de paredes e colunas em alvenaria de tijolos maciços pode ser obtida por:

$$P = C_e \cdot C_s \cdot f_m \cdot A \quad (5.63)$$

Onde:

P = carga admissível

C_e = coeficiente de excentricidade (item 5.6.2.2)

C_s = coeficiente de esbeltez (item 5.8.2)

f_m = tensão admissível de compressão (tabela 5.6)

A = área da seção transversal

Onde a máxima excentricidade virtual (e) exceder a $t/3$, a máxima tensão de tração na alvenaria (f_t), assumindo uma distribuição linear, não deverá exceder os valores dados na tabela 5.6.

TABELA 5.6 - Tensão admissível na alvenaria de tijolos maciços - BIA.

Esforços	Tensão admissível (MPa)	
	S/Inspeção	C/inspeção
Compressão axial:		
- paredes f_m	0,20 f_m'	0,20 f_m'
- colunas f_m	0,16 f_m'	0,16 f_m'
Compressão/flexão:		
- paredes f_m	0,32 f_m'	0,32 f_m'
- colunas f_m	0,26 f_m'	0,26 f_m'
Tração/flexão:		
normal à junta horizontal		
- argamassa M ou S f_t	0,17	0,25
- argamassa N f_t	0,13	0,19
Paralela à junta horizontal		
- argamassa M ou S f_t	0,33	0,50
- argamassa N f_t	0,26	0,39
Cortante: V_m	$0,042 \sqrt{f_m'}$	
- argamassa M ou S V_m	$\leq 0,28$	$\leq 0,55$
- argamassa N V_m	$\leq 0,19$	$\leq 0,39$

- o valor de (f_m') deve ser determinado de acordo com o item (4.5.1.1) ou (4.5.2.1);

- se for utilizado ensaios em prismas para a obtenção de (f_m'), esse valor deve ser reduzido de 1/3 para obras sem inspeção;

- para tensões devido ao vento combinado com o peso próprio e cargas acidentais, a tensão admissível pode ser aumentada em 33,3%, desde que a resistência do elemento não seja inferior à necessária para resistir ao peso próprio e cargas acidentais.

5.9.1.2. National Concrete Masonry Association (NCMA)

O NCMA⁴², determina que a carga vertical admissível em paredes e colunas de alvenaria de concreto, pode ser obtida

da seguinte forma:

5.9.1.2.1. Carga Axial

i) Paredes:

$$P = 0,20 \cdot f'_m \cdot \left| 1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right| A_n \quad (5.64)$$

ii) Colunas:

$$P = 0,18 \cdot f'_m \cdot \left| 1 - \left(\frac{h}{30 \cdot t} \right)^3 \right| A_n \quad (5.65)$$

Onde:

P = carga axial admissível

f'_m = resistência básica da alvenaria (item 4.5.1.2 ou 4.5.2.3)

h = altura efetiva do elemento

t = espessura efetiva do elemento

A_n = área líquida da seção transversal

5.9.1.2.2. Carga Excêntrica

Onde a excentricidade virtual (e) não exceda a $t/3$, para elementos construídos com unidades maciças, ou um valor que irá produzir tração em elementos construídos com unidades vazadas, as tensões (f_a) e (f_m), podem ser determinadas a partir de uma teoria linear. Onde a excentricidade virtual produz tração nos elementos de unidades maciças, a seção transversal utilizada para a determinação da tensão máxima deverá ser considerada como fissurada (suposição de que a alvenaria não resista à tração) e a seguinte relação observada:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1 \quad (5.66)$$

Onde:

f_a = tensão axial calculada

F_a = tensão axial admissível (item 5.9.1.2.1)

f_m = tensão de flexão calculada

F_m = tensão de flexão admissível: $0,30 \cdot f'_m$.

Onde a excentricidade virtual (e) exceder os limites do item anterior, as tensões (f_a) e (f_m), deverão ser determinadas pela aplicação de uma teoria linear e com a consideração da seção transversal não fissurada. A seguinte relação deve ser satisfeita:

$$f_m - 0,75 f_a \leq f_t \quad (5.67)$$

Onde:

f_t = tensão de tração admissível (tabela 5.7).

TABELA 5.7 - Tensão admissível na alvenaria de concreto (MPa)-NCMA.

Esforços		Unidades vazadas		Unidades maciças	
		Argamassas			
		M ou S	N	M ou S	N
Cortante	V_m	0,23	0,16	0,23	0,16
Tração/flexão					
-normal à junta horiz.	f_t	0,16	0,11	0,27	0,19
-normal à junta vert.	f_t	0,32	0,22	0,54	0,37
Compressão/flexão	F_m	0,30 f'_m			

- para obras sem inspeção, o valor da tensão admissível deve ser reduzido pela metade;

- para tensões devido ao vento combinado com o peso próprio e cargas acidentais, a tensão admissível pode ser aumentada em 33,3%, desde que a resistência do elemento não seja inferior à necessária para resistir ao peso próprio e cargas acidentais.

5.9.1.3. American Concrete Institute (ACI)

O ACI¹, especifica que a tensão admissível na compressão axial em elementos de alvenaria de concreto, pode ser obtida por:

5.9.1.3.1. Carga Axial

$$F_a = 0,225 \cdot f'_m \cdot \left| 1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right| \quad (5.68)$$

Onde:

- F_a = tensão admissível na compressão axial
 f'_m = resistência básica da alvenaria (item 4.5.1.2 ou 4.5.2.4)
 h = altura efetiva do elemento
 t = espessura efetiva do elemento

5.9.1.3.2. Carga Excêntrica

Elementos sujeitos à flexo-compressão podem ser projetados segundo os princípios da resistência dos materiais ou então devem verificar a seguinte expressão:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1 \quad (5.69)$$

Onde:

- f_a = tensão axial calculada
 F_a = tensão axial admissível (expressão 5.68)
 f_m = tensão de flexão calculada
 F_m = tensão de flexão admissível (tabela 5.8)

TABELA 5.8 - Tensão admissível na alvenaria de concreto (MPa) - ACI.

Esforços		Tensão admissível	
Compressão axial	F_a	Expressão (5.68)	$\leq 6,90$
Compressão/flexão	F_m	$0,33 f'_m$	$\leq 8,30$
Tração:			
normal à junta horiz.			
-unidades vazadas	F_t	$0,50 m_o$	$\leq 0,17$
-unidades maciças	F_t	$1,00 m_o$	$\leq 0,28$
paralela à junta horiz.			
-unidades vazadas	F_t	$1,00 m_o$	$\leq 0,34$
-unidades maciças	F_t	$1,50 m_o$	$\leq 0,55$
Cortante:			
paredes de contraventamento			
$M/(V \cdot d_v) \geq 1$	V_m	$0,075 \sqrt{f'_m}$	$\leq 0,23$
$M/(V \cdot d_v) < 1$	V_m	$0,166 \sqrt{f'_m}$	$\leq 0,28 (1,85-M/V \cdot d_v)$

Onde:

M = momento de cálculo atuante na seção
 V = força cortante de cálculo na seção
 d_v = espessura do elemento na direção do cortante
 m_o = resistência mínima da argamassa aos 28 dias
 (ASTM C 270)

- para obras sem inspeção, o valor da tensão admissível deve ser reduzido de 1/3 para as tensões de compressão e pela metade para as tensões de tração e de corte;

- para tensões devido ao vento, combinado com o peso próprio e cargas acidentais, a tensão admissível pode ser aumentada de 33,3%, desde que a resistência do elemento não seja inferior à necessária para resistir ao peso próprio e cargas acidentais.

5.9.1.4. BS 5628

A norma inglesa, BS 5628¹², especifica que a carga vertical de projeto de paredes e colunas é dada pela seguinte expressão:

$$P = \frac{\beta \cdot t \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (5.70)$$

Onde:

P = carga vertical de projeto
 β = fator de redução devido a esbeltez e excentricidade do carregamento (item 5.7)
 t = espessura da parede
 f_k = resistência característica da alvenaria (item 4.5.3)
 γ_m = coeficiente de segurança do material (item 3.6.3.1)

5.9.2. Cargas Horizontais

5.9.2.1. Brick Institute of America (BIA)

O BIA⁹, especifica que a carga horizontal admissível de uma parede de contraventamento, é dada pela seguinte relação:

$$H = \frac{V_m + g/5}{A} \quad (5.71)$$

Onde:

H = carga horizontal admissível

V_m = tensão de corte admissível (tabela 5.6)

g = tensão de compressão média devido ao peso próprio

A = área da seção transversal (sem abas)

Em nenhum caso, contudo, o valor de $(V_m + g/5)$ deverá ultrapassar as tensões máximas dadas na tabela 5.6.

No caso de uma seção transversal composta (T, L, I, etc.) a contribuição das abas é desprezada.

5.9.2.2. American Concrete Institute (ACI) e National Concrete Masonry Association (NCMA)

O ACI¹ e o NCMA^{4,2}, determinam que a carga horizontal admissível de uma parede de contraventamento em alvenaria de concreto é dada por:

$$H = V_m \cdot A_n \quad (5.72)$$

Onde:

H = carga horizontal admissível

V_m = tensão de corte admissível (tabela 5.7 e 5.8)

A_n = área líquida da seção transversal

Esses dois códigos também recomendam que nas seções compostas a contribuição das abas seja desprezada.

5.9.2.3. BS 5628

A BS 5628¹², determina que a carga horizontal de projeto resistida por uma parede de contraventamento pode ser obtida da seguinte forma:

$$H = \frac{f_v \cdot A}{\gamma_{mv}} \quad (5.73)$$

Onde:

H = carga horizontal de projeto

A = área da seção transversal

f_v = resistência característica da alvenaria ao corte

γ_{mv} = coeficiente de segurança do material (item 3.6.3.1)

$$f_v = 0,35 + 0,6 \cdot g \quad (5.74)$$

Onde:

g = tensão devido ao peso próprio e carga acidental

A resistência característica ao corte (f_v), também deve estar dentro dos seguintes limites:

$$f_v \leq \begin{cases} 1,75 \text{ MPa} - \text{argamassa i, ii ou iii} \\ 1,40 \text{ MPa} - \text{argamassa iv} \end{cases} \quad (5.75)$$

6. CONCLUSÕES

Ao longo do desenvolvimento do trabalho, tornou-se evidente que para um bom entendimento da alvenaria estrutural, se faz necessário um estudo abrangente que aborde o problema desde sua origem, ou seja, a filosofia de projeto envolvida, passando pelas propriedades da alvenaria e seus materiais constituintes, pela análise estrutural dos elementos quando submetidos a vários tipos de esforços e terminando na análise da estrutura como um todo.

Sob o ponto de vista estrutural, o presente trabalho abordou o estudo da alvenaria sujeita principalmente aos esforços de compressão, pois a alvenaria estrutural não armada trabalha predominantemente a esse tipo de esforço. Contudo, deve-se observar ainda que restam os estudos da alvenaria submetida a esforços de tração, cisalhamento, flexão e torção.

Na opinião do autor, a união de esforços e unificação de objetivos dos pesquisadores da área, é de extrema importância para um desenvolvimento rápido e seguro da alvenaria estrutural no Brasil.

Para a viabilização de um esforço nesse sentido e a aceitação definitiva da alvenaria estrutural, devem ser percorridos quatro etapas fundamentais:

i) Normalização dos ensaios em alvenaria estrutural: o procedimento de ensaios em unidades e elementos de alvenaria têm grande influência nos resultados, logo, não tem sentido a comparação de resultados de ensaios não padronizados^{4 5}. Assim, a normalização desses ensaios é uma necessidade imediata, visando evitar que os ensaios que começam a se desenvolver no país tenham validade apenas local, não servindo para a elaboração de uma norma nacional.

ii) Estudo e execução de programas de ensaios: para a elaboração de programas de ensaios é importante a definição

de prioridades gerais, a fim de se formar um corpo consistente de dados que permita a elaboração de uma norma nacional.

iii) Elaboração de uma norma nacional: a necessidade de uma norma baseada nos materiais, mão-de-obra e técnicas utilizados no país é uma necessidade indiscutível. Atualmente muitas obras são construídas de modo puramente empírico ou então baseadas em normas internacionais, nem sempre condizentes com a realidade brasileira.

iv) Previsão de cadeiras sobre alvenaria estrutural nos cursos de engenharia: regra geral, os alunos terminam os cursos de engenharia acreditando que a alvenaria não deve desempenhar nenhuma função estrutural, servindo apenas como elemento de fechamento. Uma vez sedimentado no profissional, esses conceitos são difíceis de serem mudados. Portanto, é importante formar engenheiros com uma nova mentalidade, que vejam na alvenaria estrutural uma técnica alternativa e que saibam projetar essas obras segundo critérios nacionais. CURTIN¹⁹, chama a atenção da necessidade de se educar profissionais para a alvenaria estrutural mesmo nos países desenvolvidos, onde ela já é pesquisada e empregada a mais tempo.

Outro aspecto importante para o desenvolvimento da alvenaria estrutural, está relacionada com o setor produtivo. Como a alvenaria não desempenhava nenhuma função estrutural, pouca importância passou a ser dada quanto às suas características de resistência, contribuindo esse fato para que fosse colocado no mercado produtos de má qualidade do ponto de vista estrutural (regra geral). Hoje no Brasil, existe um círculo vicioso, onde as cerâmicas não são estimuladas a produzirem um produto de melhor qualidade pela não exigência do mercado, ao passo que os profissionais não se aventuram a usar esse material com função estrutural. Embora esse processo dificulte o início do desenvolvimento da alvenaria estrutural, ele deverá desaparecer naturalmente pelas próprias leis de mercado.

A viabilidade do emprego da alvenaria estrutural, como técnica alternativa no mercado da construção civil em nosso país, é um fato inegável, comprovado pelo crescente número

de obras que se utilizam dessa técnica. As vantagens desse sistema construtivo, quando adequadamente empregado, são as principais garantias de que a alvenaria estrutural deve se desenvolver e conquistar seu espaço no contexto da construção civil. Portanto, torna-se necessário que os profissionais da área estejam aptos a atender as necessidades do novo mercado emergente.

7. ANEXO

7.1. ASTM C 67

A determinação da resistência à compressão de tijolos é prevista pela ASTM C 67³, da seguinte forma (resumidamente):

SELEÇÃO DOS TIJOLOS: Os tijolos devem ser inteiros e representativos dos lotes dos quais forem retirados.

NÚMERO DE TIJOLOS: No mínimo 10 tijolos devem ser selecionados de cada lote de 50.000 unidades, ou uma fração disso. Para lotes com mais de 500.000 unidades, 5 tijolos devem ser selecionados de cada 100.000 unidades, ou fração disso. Em nenhum caso, menos de 10 tijolos devem ser selecionados.

CORPO DE PROVA: Os ensaios devem ser realizados em corpos de prova confeccionados com pedaços de tijolos de comprimento igual a largura \pm 2,5 cm. Eles devem ser partidos de modo a não terem sua estrutura abalada (fissuras). Cinco amostras devem ser ensaiadas.

CAPEAMENTO: O capeamento dos corpos de prova deve ser feito com gesso ou com uma mistura de 40 a 60% (em peso) de enxofre e o restante em material inerte, passando pela peneira 100, com ou sem plastificante.

CARGA: A carga pode ser aplicada com a variação que for mais conveniente até o valor da metade da carga de ruptura. Após esse valor, a carga de ruptura deve ser atingida num espaço de tempo de 1 a 2 minutos.

RESULTADOS: A resistência de cada corpo de prova deve ser obtida pela divisão da carga de ruptura, pela área da face perpendicular à ação da carga. Essa área deve ser a média entre a área superior e inferior do corpo de prova. De-

ve-se adotar a resistência média à compressão de todas as amostras ensaiadas, como sendo a resistência à compressão do lote do qual elas foram retiradas.

7.2. ASTM C 140

A determinação da resistência à compressão de unidades (tijolos ou blocos) para alvenaria de concreto é prevista pela ASTM C 140⁴, da seguinte forma (resumidamente):

SELEÇÃO DAS UNIDADES: As unidades devem ser inteiras e representativas dos lotes dos quais forem retiradas.

NÚMERO DE UNIDADES: Cinco unidades devem ser selecionadas de cada lote de 10.000, ou fração disso. Para lotes de 10.000 a 100.000 unidades, 10 devem ser selecionadas. Lotes com mais de 100.000 unidades, 5 devem ser selecionadas para cada 50.000 ou uma fração disso.

CORPO DE PROVA: Cinco unidades inteiras devem ser ensaiadas. Unidades de forma ou resistência não usual podem ser serradas em várias partes e ensaiadas individualmente (como para unidades inteiras). A resistência da unidade deve ser adotada como sendo a resistência média das partes serradas e ensaiadas.

CAPEAMENTO: O capeamento dos corpos de prova deve ser feito com gesso ou então com uma mistura de 40 a 60% (em peso) de enxofre e o restante em material inerte, passando na peneira 100, com ou sem plastificante.

POSICIONAMENTO: Exceto para as unidades vazadas a serem utilizadas com os furos na horizontal, todas devem ser ensaiadas com esses furos no sentido vertical (paralelos à linha de ação da carga).

CARGA: A carga pode ser aplicada com a variação que for mais conveniente até o valor da metade da carga de ruptura. Após esse valor, a carga de ruptura deve ser atingida num espaço de tempo de 1 a 2 minutos.

RESULTADOS: A resistência à compressão das unidades para alvenaria de concreto, deve ser igual a carga de ruptura dividida pela área bruta da seção transversal. Quando necessário, a resistência em relação a área líquida pode ser obtida pela divisão da carga de ruptura pela área média líquida, dada pela seguinte expressão:

$$A\ell (\%) = \frac{A}{B} 100 \quad (4.8)$$

Onde:

$A\ell(\%)$ = área média líquida em porcentagem.

A = volume líquido da unidade.

B = volume bruto da unidade.

7.3. ASTM E 447

Os ensaios de compressão em prismas de alvenaria são normalizados pela ASTM E 447², da seguinte forma (resumidamente):

MÉTODO A: Para a comparação da resistência à compressão da alvenaria construída em laboratório, com diferentes tipos de unidades e de argamassa.

MÉTODO B: Para a determinação da resistência da alvenaria construída em campo, com o mesmo material e mão-de-obra utilizados na obra.

UNIDADES: Os ensaios à compressão das unidades (tijolos e blocos), devem ser feitos de acordo com as recomendações das seguintes ASTM:

<u>Unidades</u>	<u>ASTM</u>
Tijolo de concreto	C 140
Bloco de concreto	C 140
Unidades cerâmicas	C 67

PRISMAS

MÉTODO A: O método A, é empregado em ensaios destinados a pesquisas de laboratório. Deve-se ensaiar no mínimo 3 prismas para cada combinação de variáveis. O assentamento

das unidades deve ser não-contrafiado e a relação altura/espessura deve variar entre 2 e 5. A espessura das juntas deve ser em torno de 9,5 mm e o comprimento superior à sua espessura (ver figura 7.1).

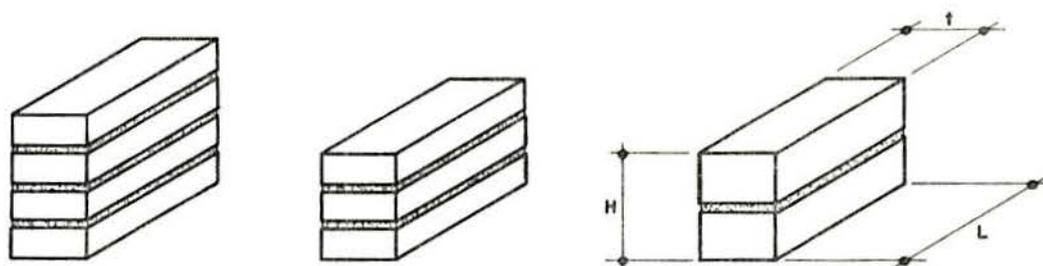


FIGURA 7.1 - Prismas utilizados para a obtenção de (f'_m) - método A.

MÉTODO B: O método B, é utilizado para a obtenção de f'_m para fins de projeto. Deve-se ensaiar no mínimo 3 prismas construídos com o mesmo material e mão-de-obra utilizados na estrutura. Na construção dos prismas, a colocação da argamassa, a espessura das juntas, a forma de assentamento, etc., devem ser tão semelhantes quanto possível ao utilizado na obra real. A espessura do prisma deve ser igual à espessura do elemento estrutural e o comprimento deve ser igual ou maior que sua espessura. A altura deve ser no mínimo o dobro da espessura e não inferior a 38 cm.

CONDIÇÕES DE CURA

MÉTODO A: Geralmente, os prismas devem ser curados por 28 dias, porém, períodos menores podem ser utilizados desde que se conheça a relação entre a resistência aos 28 dias e o período desejado. Os prismas devem ser curados no laboratório, juntamente com a argamassa e o micro-concreto (grout) (se for o caso) a serem ensaiados, a uma temperatura de $24 \pm 8^\circ\text{C}$, com uma umidade relativa entre 30 e 70%.

Um método de se determinar a relação entre as resistências dos prismas aos 28 dias e um período menor, é a construção adicional de 3 prismas para serem ensaiados após o pe-

ríodo desejado.

MÉTODO B: Os prismas devem ser construídos no campo, em um local onde não sofram perturbações e com condições de cura semelhantes as das paredes que eles representam. Após 48 horas devem ser transportados cuidadosamente para o laboratório, onde devem ser curados por 28 dias em condições semelhantes do método A. Os ensaios podem ser realizados aos 7 dias de idade, desde que exista uma relação entre as resistências de 7 e 28 dias para o material utilizado.

CAPEAMENTO: O capeamento deve ser executado de modo semelhante ao recomendado para as unidades (C 67 ou C 140). A carga deve ser aplicada somente quando a resistência do material utilizado no capeamento, atingir um valor superior à resistência dos prismas.

CARGA: A carga pode ser aplicada com a variação que for mais conveniente até o valor da metade da carga de ruptura. Após esse valor, a carga de ruptura deve ser atingida num espaço de tempo de 1 a 2 minutos.

OBSERVAÇÃO: Deve-se anotar a carga correspondente ao aparecimento da primeira fissura e também deve-se fazer uma descrição detalhada do modo de ruptura do prisma.

RESULTADOS: Juntamente com a resistência dos prismas, devem estar incluídos dados como: resistência das unidades, argamassa, micro-concreto, idade dos ensaios, carga máxima, breve descrição da construção dos prismas (forma de assentamento, espessura das juntas, tipo de unidades, etc.), etc. Para unidades maciças deve-se trabalhar com a área bruta, enquanto que para unidades vazadas (não preenchidas com "grout"), deve-se utilizar a área líquida. Também devem estar presentes dados como desvio padrão e coeficiente de variação da amostra.

7.4. Tabelas Inglesas para a Obtenção da Resistência Final Característica da Alvenaria

As tabelas abaixo são apresentadas pela norma ingles-

sa, BS 5628¹², para a obtenção da resistência característica da alvenaria (f_k). São dadas em função da resistência das unidades e do tipo de argamassa, sendo válidas para as unidades que se enquadrem nas recomendações da BS 6073¹³ e BS 3921¹¹.

TABELA 7.1 - Resistência característica da alvenaria (f_k), construída com tijolos maciços padronizados.

Argamassa tipo	Resistência das unidades (MPa)								
	5	10	15	20	27,5	35	50	70	100
i	2,9	5,0	6,9	8,5	10,6	13,1	17,3	22,1	27,0
ii	2,9	4,8	6,1	7,4	9,1	10,8	14,0	17,4	20,9
iii	2,9	4,7	5,8	6,7	8,2	9,8	12,2	15,1	17,8
iv	2,5	4,0	5,0	6,0	7,1	8,4	10,4	12,4	14,6

Segundo CURTIN¹⁹, os tijolos cerâmicos e de concreto padronizados são semelhantes em forma e dimensões (ver figura 7.2).

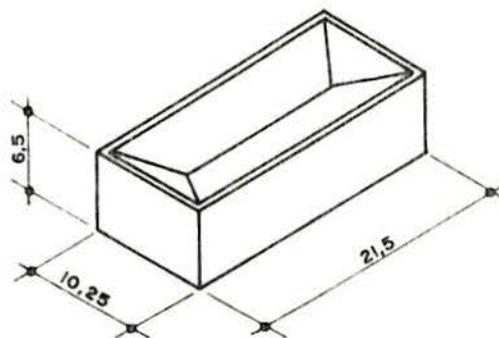


FIGURA 7.2 - Tijolo inglês padrão (cerâmico ou de concreto).

TABELA 7.2 - Resistência característica da alvenaria (f_k) construída com blocos (maciços ou furados) com relação altura/largura = 0,6.

Argamassa tipo	Resistência das unidades (MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	≥ 35
i	1,4	1,7	2,5	3,4	4,4	6,0	7,4	11,4
ii	1,4	1,7	2,5	3,2	4,2	5,3	6,4	9,4
iii	1,4	1,7	2,5	3,2	4,1	5,0	5,8	8,5
iv	1,4	1,7	2,2	2,8	3,5	4,4	5,2	7,3

TABELA 7.3 - Resistência característica da alvenaria (f_k) construída com blocos vazados de relação altura/largura entre 2 e 4.

Argamassa tipo	Resistência das unidades (MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	≥ 35
i	2,8	3,5	5,0	5,7	6,1	6,8	7,5	11,4
ii	2,8	3,5	5,0	5,5	5,7	6,1	6,5	9,4
iii	2,8	3,5	5,0	5,4	5,5	5,7	5,9	8,5
iv	2,8	3,5	4,4	4,8	4,9	5,1	5,3	7,3

TABELA 7.4 - Resistência característica da alvenaria (f_k) construída com blocos maciços de concreto e relação altura/largura entre 2 e 4.

Argamassa tipo	Resistência das unidades (MPa)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	≥ 35
i	2,8	3,5	5,0	6,8	8,8	12,0	14,8	22,8
ii	2,8	3,5	5,0	6,4	8,4	10,6	12,8	18,8
iii	2,8	3,5	5,0	6,4	8,2	10,0	11,6	17,0
iv	2,8	3,5	4,4	5,6	7,0	8,8	10,4	14,6

Em paredes construídas com tijolos (cerâmicos ou de concreto) tendo uma relação altura/largura menor que 0,6, o valor de (f_k) deve ser obtido de ensaios realizados em painéis.

Em paredes construídas com blocos vazados (cerâmicos ou de concreto) em que a relação altura/espessura esteja entre 0,6 e 2,0, o valor de (f_k) deve ser obtido pela interpolação dos valores dados nas tabelas (7.2) e (7.3).

Em paredes construídas com blocos maciços de concreto (ou preenchidos com micro-concreto) em que a relação altura/largura das unidades esteja entre 0,6 e 2,0, o valor de (f_k) , deve ser obtido pela interpolação dos valores dados nas tabelas 7.2 e 7.4. O micro-concreto (grout), utilizado para o preenchimento dos blocos, deve ter resistência mínima igual a resistência dos blocos (para esse caso, a resistência do bloco é baseada na área líquida).

BIBLIOGRAFIA

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI manual of concrete practice. Detroit, 1982. pt.5.
2. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard methods for compressive strength of masonry prisms: E 447. In: _____. Annual book of ASTM standards. Philadelphia, Pa., 1976. pt.18, p.822-5.
3. _____. Standard methods of sampling and testing brick: C 67-66. In: _____. Annual book of ASTM standards. Philadelphia, Pa., 1970. pt.12, p.61-9.
4. _____. Tentative methods of sampling and testing concrete masonry units: C 140-65T. In: _____. Annual book of ASTM standards. Philadelphia, Pa., 1970. pt.12, p.129-33.
5. AMPLIA-SE mercado dos blocos de alvenaria. A Construção, São Paulo, 31(1612):8-14, jan. 1979.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas: NBR 8681. Rio de Janeiro, 1984.
7. _____. Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR-6118. Rio de Janeiro, 1982.
8. BRICK INSTITUTE OF AMERICA. Mortar for brick masonry: selection and controls. McLean, Va., 1976. 4p. (Technical notes on brick construction, 8B).
9. _____. Recommended practice for engineered brick masonry. McLean, Va., 1969. 337p.
10. _____. Testing for engineered brick masonry determination of allowable design stresses. McLean, Va., 1975. 8p. (Technical notes on brick construction, 39A).
11. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. British Standard Specification for clay bricks: BS 3921. London, 1985.

12. _____. Code of practice for structural use of masonry. Part 1: Unreinforced masonry: BS 5628. London, 1978.
13. _____. Precast concrete masonry units. Part 1: Specification for precast concrete masonry units: BS 6073. London, 1981.
14. BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Strength of brickwork and blockwork walls: design for vertical load. Garston, 1981. (Digest, 246).
15. BUILDING RESEARCH STATION. Mortars for jointing. Garston, 1965. (Digest, 58).
16. COLVILLE, J. Stress reduction design factors for masonry walls. Journal of the Structural Division, New York, ASCE, 105(10): 2035-51, Oct. 1979.
17. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB/FIP manual of buckling and instability. Lancaster, The Construction Press, 1978. (Bulletin d'Information, 123).
18. COMITÉ EUROPEO DEL HORMIGÓN. (CEB). Recomendaciones internacionales para las estructuras formadas por paneles. Madrid, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, 1971. v.4.
19. CURTIN, W.G. et alii. Structural masonry designer's manual. London, Granada, 1982. 498p.
20. DAVISON, J.I. Masonry mortar. Ottawa, National Research Council of Canada, 1974. (Canadian Building Digest, 163).
21. DEN HARTOG, J.P. Advanced strength of materials. New York, McGraw-Hill, 1952. 379p.
22. DEUTSCHES INSTITUT FUER NORMUNG. Alvenaria: cálculo e execução: DIN 1053. São Paulo, Instituto de Engenharia, 1974.
23. FUSCO, P.B. Estruturas de concreto. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1981. 464p.
24. GOMES, Nelson dos Santos. A resistência das paredes de alvenaria. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1984. 191p. Diss. maestr.

25. GRIMM, Clayford T. Strength and related properties of brick masonry. Journal of the Structural Division, New York, ASCE, 101(1):217-32, Jan. 1975.
26. HALLER, P. Load capacity of brick masonry. In: JOHNSON, F.B. Designing engineering and constructing with masonry products. Houston, Tex., Gulf Pub., 1969. p.129-49.
27. HASAN, S.S. Investigation of the effect of slenderness ratio on the compressive strength of masonry wall panels. Edinburgh, Department of Civil Engineering and Building Science, 1975. Tese Ph.D.
28. HASELTINE, B.A. & MOORE, J.F.A. Handbook to BS 5628: structural use to masonry. Winkfield, The Brick Development Association, 1981. v.1.
29. _____. Masonry codes CP 111 and BS 5628 - defferences, and assessment of draft BS 5628. The Structural Engineer, London, 59A(10:313-24, Oct. 1981.
30. HENDRY, A.W. Structural brickwork. London, MacMillan, 1981. 209p.
31. _____. Testing methods for masonry, joints and structural units. Trabalho a ser apresentado no 3º International Symposium on Wall Structures, Warsaw, June 1984. 10p.
32. HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. An introduction to load bearing brickwork design. New York, Ellis Horwood, 1981. 184p.
33. HOFFMANN, José Roberto. Anotações de aula. Londrina, 1981.
34. IMPORTÂNCIA dos blocos para baratear o custo da habitação. A Construção, São Paulo, 32(1662):12-25, dez. 1979.
35. INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS. Masonry. In: _____. Uniform building code. Whittier, Calif., 1976. cap.24, p.152-91.
36. A MÁGICA alvenaria estrutural. Dirigente Construtor, São Paulo, 18(4):12-7, maio 1982.

37. MAURENBRECHER, A.H.P. Effect of test procedures on compressive strength of masonry prisms. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 2., Ottawa, 1980. Proceedings ... Ottawa, Carleton University, 1980. p.119-31.
38. _____. Use of the prism test to determine compressive strength of masonry. In: NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, Boulder, Colo., 1978. Proceedings ... S.l.p., The Masonry Society, s.d.
39. MONK Jr., C.B. A historical survey and analysis of the compressive strength of brick masonry. Geneva, Ill., Structural Clay Products Research Foundation, 1967. 19p. (Research report, 12).
40. MOTTEU, H. Étude des maçonneries portantes. Bruxelles, Centre Scientifique et Technique de la Construction, 1966. cap.3, p.43-52 (Compte rendu de recherche, 4).
41. _____. Étude des maçonneries portantes. Bruxelles, Centre Scientifique et Technique de la Construction, 1970. 39p. (Compte rendu de recherche, 12).
42. NATIONAL CONCRETE MASONRY ASSOCIATION. Specification for the design and construction of load-bearing concrete masonry. Arlington, 1970. 34p.
43. PETRUCCI, Eládio G. Materiais de Construção. Porto Alegre. Globo, 1975.
44. SABBATINI, Fernando Henrique. O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcária. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1984. 298p. Diss. maestr.
45. SAHLIN, S. Structural masonry. Englewood Cliffs, N.J., Prentice-Hall, 1971. 289p.
46. SANTOS, Lauro Modesto dos. Cálculo de concreto armado segundo a NB-1/76 e o CEB/72. São Paulo, Edgard Blücher, 1977. v.1.

47. SAWKO, F. & CURTIN, W.G. Effective thickness and structural efficiency of cellular walls and piers. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, 65(part 2): 893-8, Dec. 1978.
48. SCHNEIDER, Robert R. & ALCKEY, Walter L. Reinforced masonry design. Englewood Cliffs, N.J., Prentice-Hall, 1980. 619p.
49. SMITH, R.G. et alii. Masonry: materials design, construction. Reston, Reston Pub., 1979. 353p.
50. STAMATO, M.C. Distribuição das cargas do vento entre os painéis de contraventamento. São Carlos, Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, 1966. 30p.
51. SUTHERLAND, R.J.M. Brick and block masonry in engineering. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, 70(Part 1):31-63, Feb. 1981.
52. THORLEY, W. Design of loadbearing brickwork in SI and imperial units. 2.ed. London, Heinemann, 1978. 195p.
53. YOKE, Felix Y. & DIKKERS, Robert D. Strength of load bearing masonry walls. Journal of the Structural Division, New York, ASCE, 97(5):1593-1609, May 1971.