

***PROJETO DE EDIFÍCIOS DE
ALVENARIA ESTRUTURAL***

Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho

Ilha Solteira - SP

2006

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Definição	1
1.2	Nomenclatura	1
1.3	Classificação	3
1.4	Vantagens e Desvantagens	4
1.5	Breve Histórico	5
1.6	Desenvolvimento no Brasil	6
1.7	Normas	7
2	COMPONENTES EMPREGADOS	9
2.1	Unidades	9
2.2	Argamassa	10
2.2.1	Recomendações sobre as Argamassas	11
2.3	Graute	13
2.4	Armaduras	13
3	FATORES QUE AFETAM A RESISTÊNCIA DA ALVENARIA	15
3.1	Resistência das Unidades	15
3.2	Resistência da Argamassa	16
3.3	Qualidade da Mão-de-obra	17
4	PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL	18
4.1	Coordenação de projetos	18
4.2	Coordenação modular	18
5	ANÁLISE ESTRUTURAL	21
5.1	Concepção Estrutural	21
5.2	Distribuição das Ações Horizontais	23
5.3	Distribuição das Ações Verticais	25
5.4	Excentricidades	26
5.4.1	Excentricidade devido a Laje	27
5.4.2	Excentricidade de Segunda Ordem (e2)	27
5.5	Grau de Deslocabilidade da Estrutura	28
5.6	Estabilidade Lateral	30
6	CAPACIDADE RESISTENTE DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	32
6.1	Ações Verticais	32
6.1.1	Paredes Resistentes	32

6.1.2	Pilares	34
6.2	Ações Horizontais.....	36
6.3	Carga Excêntrica	Erro! Indicador não definido.
6.4	Tensões Admissíveis na Alvenaria de concreto	38
7	ENSAIOS DE COMPRESSÃO AXIAL.....	40
7.1	Ensaio em Materiais e Unidades	40
7.2	Ensaio em Prismas.....	41
7.3	Ensaio em Paredes.....	42
8	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	44
8.1	Dimensões externas dos elementos	44
8.2	Abertura e canalizações embutidas	44
8.3	Armaduras para alvenaria armada.....	44
8.3.1	Paredes	44
8.3.2	Pilares e enrijecedores.....	45
8.4	Proteção da armadura e espessura de juntas	45
8.5	Juntas de dilatação.....	45
8.6	Juntas de controle	45
9	BIBLIOGRAFIA	47

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Desenho dos tipos blocos.....	10
Figura 2 – Resistência característica da alvenaria em função da resistência das unidades.....	16
Figura 3 – Resistência da alvenaria para diferentes argamassas.	16
Figura 4 – Desenho dos tipos de amarrações de blocos.	19
Figura 5 - Ações atuantes em um sistema estrutural tipo caixa.	22
Figura 6 - Deslocamento horizontal em paredes de contraventamento.....	22
Figura 7 - Esquemas estruturais para paredes de contraventamento.....	24
Figura 8 - Estruturas sujeitas a um momento torçor.....	25
Figura 9 - Distribuição das cargas das lajes para as paredes resistentes.	26
Figura 10 - Excentricidade no topo da parede (BS-5628).....	27
Figura 11 - Excentricidade final (BS-5628).....	28
Figura 12 - Deslocamento horizontal em paredes de contraventamento.....	31
Figura 13 – Enrijecedores nas paredes.	34
Figura 14 – Enrijecedores nas paredes.	36

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Traços e propriedades das argamassas americanas e britânicas.....	12
Tabela 2 - Fator de eficiência da alvenaria para diversos tipos de unidades.....	15
Tabela 3 - Fatores relacionados à mão-de-obra que afetam a resistência da alvenaria.	17
Tabela 4 – Paredes com enrijecedores.....	34
Tabela 5 – Tensões admissíveis para alvenaria não armada de concreto (NBR-10837).	38
Tabela 6 - Tensões admissíveis para alvenaria armada de concreto (NBR-10837).	39
Tabela 7 - Resistência à compressão da alvenaria de concreto (f'_m), baseada na área líquida das unidades.	41

ALVENARIA ESTRUTURAL

1 INTRODUÇÃO

1.1 Definição

Conceitua-se de **Alvenaria Estrutural** o processo construtivo na qual, os elementos que desempenham a função estrutural são de alvenaria, sendo os mesmos projetados, dimensionados e executados de forma racional.

1.2 Nomenclatura

Serão definidos alguns conceitos básicos de forma a permitir melhor compreensão de termos que deverão ser empregados ao longo do texto e que são frequentemente encontrados na literatura afim:

- ✓ **Técnicas construtivas:** um conjunto de operações empregadas por um particular ofício para produzir parte de uma construção, ou seja, a realização de atividades elementares da construção, tais como a elevação de uma parede ou a colocação de uma janela.
- ✓ **Método construtivo:** um conjunto de técnicas construtivas independentes e adequadamente organizadas, empregado na construção de uma parte de uma edificação, como por exemplo, a execução de uma laje ou da alvenaria de um pavimento.
- ✓ **Processo construtivo:** um organizado e bem definido modo de se construir um edifício. Um específico processo construtivo caracteriza-se por um particular conjunto de métodos utilizados na construção da estrutura e das vedações, assim como o processo construtivo em alvenaria estrutural.

- ✓ **Sistema construtivo:** um processo construtivo de elevado nível de industrialização e de organização, constituído por um conjunto de elementos e componentes inter-relacionados e completamente integrado pelo processo.
- ✓ **Material:** constituinte dos componentes da obra.
- ✓ **Componente:** ente que compõe os elementos da obra: blocos, argamassa, graute, armaduras.
- ✓ **Elemento:** é a parte da obra suficientemente elaborada, constituída da reunião de dois ou mais componentes (Ex: parede, coluna e laje).
- ✓ **Parede resistente:** parede que tem por função resistir às ações atuantes na estrutura, além de seu peso próprio, desempenhando também as funções de vedação.
- ✓ **Parede de contraventamento:** parede resistente que além de resistir às ações verticais, tem por função resistir às ações horizontais, segundo seu plano, seja da ação de vento, de desaprumo da estrutura ou sísmicas, conferindo rigidez necessária à estrutura.
- ✓ **Parede de Fechamento:** parede para resistir somente ao seu peso próprio e desempenhar as funções de vedação.
- ✓ **Pilar ou coluna:** elemento para absorver ações verticais em que a relação de seus lados seja inferior a cinco.
- ✓ **Verga:** elemento estrutural colocado sobre os vãos de aberturas com a finalidade de transmitir as ações verticais para as paredes adjacentes.
- ✓ **Contraverga:** elemento estrutural colocado sob os vãos de aberturas com a finalidade de absorver tensões de tração nos cantos.

- ✓ **Coxim:** elemento estrutural não contínuo, apoiado na parede, com a finalidade de distribuir cargas verticais.
- ✓ **Cinta:** elemento estrutural apoiado continuamente na parede, ligado ou não às lajes, vergas ou contra vergas, com a finalidade de uniformizar a distribuição das ações verticais e servir de travamento e amarração.
- ✓ **Enrijecedores:** elementos estruturais vinculados a uma parede resistente com a finalidade de produzir um enrijecimento na direção perpendicular ao plano da parede.
- ✓ **Diafragma:** elemento estrutural laminar admitido como totalmente rígido em seu próprio plano e sem rigidez na direção perpendicular, sendo normalmente o caso das lajes maciças.

1.3 Classificação

A alvenaria estrutural pode ser classificada quanto ao processo construtivo empregado, quanto ao tipo de unidades ou ao material utilizado, como segue:

Alvenaria Estrutural Armada: é o processo construtivo em que, por necessidade estrutural, os elementos resistentes (estruturais) possuem uma armadura passiva de aço. Essas armaduras são dispostas nas cavidades dos blocos que são posteriormente preenchidas com micro-concreto (Graute).

Alvenaria Estrutural Não Armada: é o processo construtivo em que nos elementos estruturais existem somente armaduras com finalidades construtivas, de modo a prevenir problemas patológicos (fissuras, concentração de tensões, etc.).

Alvenaria Estrutural Parcialmente Armada: é o processo construtivo em que alguns elementos resistentes são projetados como armados e outros como não armados. De uma forma geral, essa definição é empregada somente no Brasil.

Alvenaria Estrutural Protendida: é o processo construtivo em que existe uma armadura ativa de aço contida no elemento resistente.

Alvenaria Estrutural de Tijolos ou de Blocos: função do tipo das unidades.

Alvenaria Estrutural Cerâmica ou de Concreto: conforme as unidades (tijolos ou blocos) sejam de material cerâmico ou de concreto.

1.4 Vantagens e Desvantagens

A experiência tem demonstrado que o conveniente emprego da alvenaria estrutural pode trazer as seguintes vantagens técnicas e econômicas:

- i. Redução de custos: a redução de custos que se obtém está intimamente relacionada à adequada aplicação das técnicas de projeto e execução, podendo chegar, segundo a literatura, até a 30%, sendo proveniente basicamente da:
 - a. Simplificação das técnicas de execução;
 - b. Economia de formas e escoramentos.
- ii. Menor diversidade de materiais empregados: reduz o número de subempreiteiras na obra, a complexidade da etapa executiva e o risco de atraso no cronograma de execução em função de eventuais faltas de materiais, equipamentos ou mão de obra.
- iii. Redução da diversidade de mão-de-obra especializada: necessita-se de mão-de-obra especializada somente para a execução da alvenaria, diferentemente do que ocorre nas estruturas de concreto armado e aço.
- iv. Maior rapidez de execução: essa vantagem é notória nesse tipo de construção, decorrente principalmente da simplificação das técnicas construtivas, que permite maior rapidez no retorno do capital empregado.
- v. Robustez estrutural: decorrente da própria característica estrutural, resultando em maior resistência à danos patológicos decorrentes de movimentações, além de apresentar maior reserva de segurança frente a ruínas parciais.

Tem-se como principal inconveniente, a limitação do projeto arquitetônico pela concepção estrutural, que não permite a construção de obras arrojadas. Outra desvantagem é a impossibilidade de adaptação da arquitetura para um novo uso.

1.5 Breve Histórico

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.

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 racionalizados.

Na Europa e Estados Unidos a evolução das pesquisas em Alvenaria Estrutural tem permitido que sejam elaboradas normas modernas, contendo recomendações para o projeto e execução dessas obras, fazendo com que se tornem competitivas com as demais técnicas existentes.

No Brasil, a introdução da Alvenaria Estrutural se deu no final da década de 60, sendo até hoje pouco conhecida no meio técnico e empregada quase que somente nos grandes centros.

Antiguidade: as construções persas e assírias a 10.000 AC eram feitas com tijolos secos ao sol. No ano 3.000 AC já se empregavam tijolos queimados em fornos. Farol de Alexandria com 165 m de altura (destruído em 1.300 DC por um terremoto). Coliseu (terminado em 82 DC).

Idade Média: os castelos e as grandes catedrais dos séculos XII a XVII.

Século XVIII: teoria matemática de Euler que equacionou a carga de flambagem de colunas.

1880: primeiras pesquisas experimentais sistemáticas em alvenaria de tijolos realizadas nos EUA.

1891: construção do edifício Monadnock em Chicago, com 16 pavimentos e 65 m de altura (paredes com 1.80 m de espessura).

Início Século XX: abandono da alvenaria como estrutura em função do surgimento do aço e do concreto armado, que então ofereciam vantagens econômicas e técnicas.

1923: A Brebner publica os resultados de ensaios realizados ao longo de 2 anos. Este marco é considerado o início da alvenaria estrutural armada.

1948: foi publicada a primeira norma para o cálculo de alvenaria de tijolos na Inglaterra - CP 111.

Década de 50: construção na Europa de vários edifícios relativamente altos. Em 1951, o primeiro edifício em Alvenaria Estrutural não Armada é construído na Suíça, com 13 pavimentos e 41 m de altura.

1966: é editado o primeiro código americano de Alvenaria Estrutural (Recommended Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry).

1978: é editada uma nova norma inglesa (BS-5628), que trabalha com o método semiprobabilístico (abandona-se o critério das tensões admissíveis).

1.6 Desenvolvimento no Brasil

No Brasil, apesar das características sócio-econômicas serem favoráveis para o pleno desenvolvimento da Alvenaria Estrutural, pouco tem sido feito em termos de pesquisas, sendo

que os estudos tiveram origem em São Paulo no fim da década de 60 e em Porto Alegre nos anos 80.

1966: início da Alvenaria Estrutural Armada, com a construção do conjunto habitacional "Central Parque da Lapa", em São Paulo (edifícios de 4 pavimentos em blocos de concreto).

1977: início da Alvenaria Estrutural Não Armada, com a construção de um edifício de nove pavimentos em São Paulo, usando blocos sílico-calcáreos.

Década de 80: introdução de blocos cerâmicos na Alvenaria Estrutural.

1988: construção, em São Paulo, de quatro edifícios de 18 pavimentos em blocos de concreto (os mais altos da América do Sul, na época).

1.7 Normas

Norma Nacional:

- ✓ NBR 10837: Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto. 1989. Trata do cálculo da alvenaria estrutural, armada e não armada, de blocos vazados de concreto.
- ✓ NBR 8798: Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. 1985. Fixa as condições exigíveis que devem ser obedecidas na execução e no controle de obras.

Norma Norte Americana:

- ✓ ACI Manual Building Code Requirements and Specifications for Masonry Structures and Related Commentaries. 530/530.1-05.

Norma Européia:

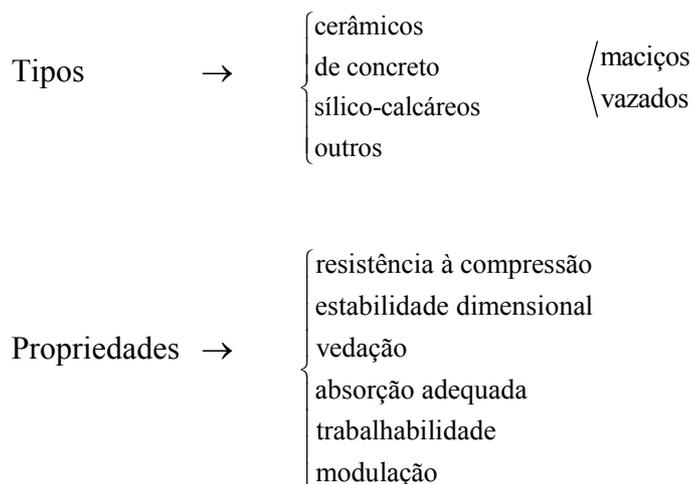
- ✓ ENV1996-1-1: Design of masonry structures.

2 COMPONENTES EMPREGADOS

Os principais componentes empregados na execução de edifícios de alvenaria estrutural são as unidades (tijolos ou blocos), a argamassa, o graute e as armaduras (construtivas ou de cálculo). É comum também a presença de elementos pré-fabricados como: vergas, contravergas, coxins, e assessorios, entre outros. Em relação aos componentes, apresentam-se as principais funções de cada um deles e suas características desejáveis:

2.1 Unidades

As unidades (blocos e tijolos) são os componentes mais importantes que compõe a alvenaria estrutural, uma vez que são eles que comandam a resistência à compressão e determinam os procedimentos para aplicação da técnica da coordenação modular nos projetos. Os principais tipos e as mais importantes características estão indicados abaixo:



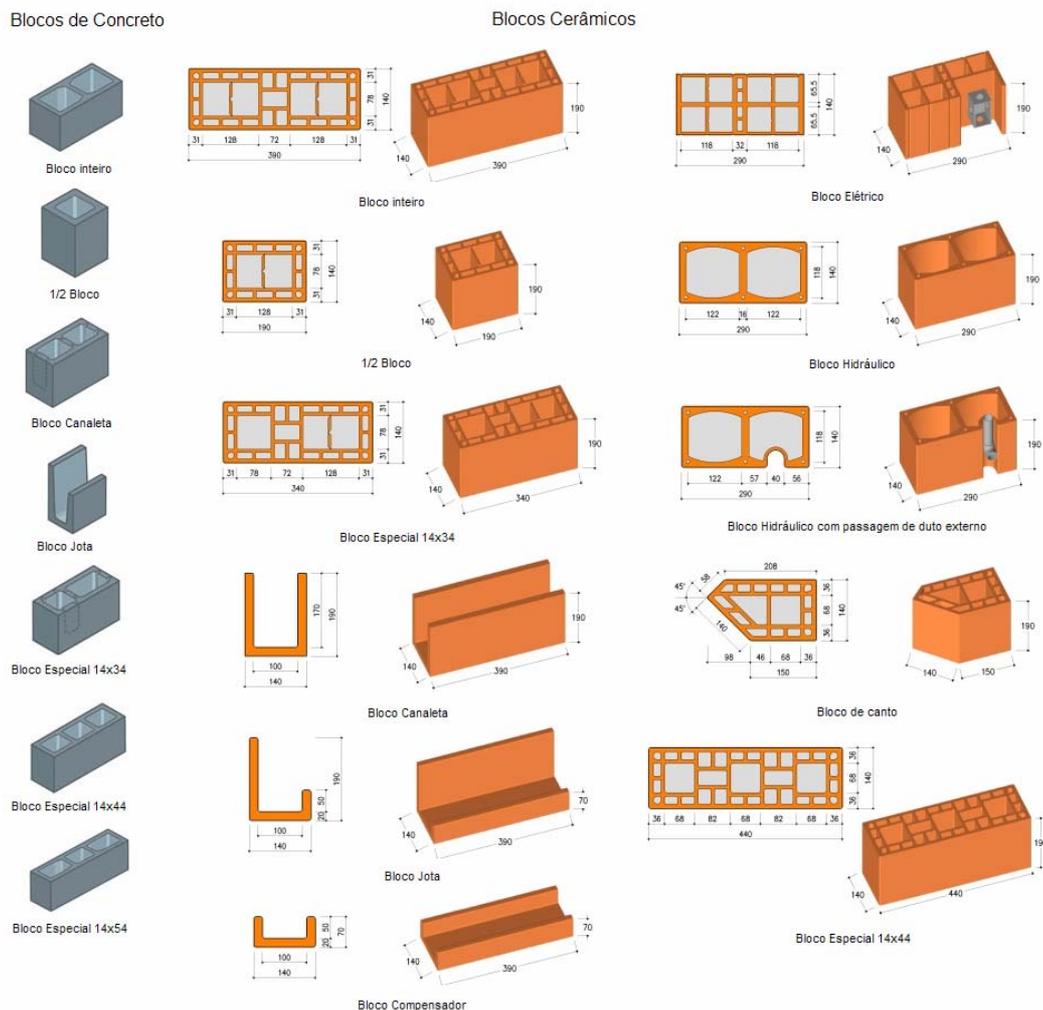


Figura 1 – Desenho dos tipos blocos.

2.2 Argamassa

É o componente utilizado na ligação entre os blocos, evitando pontos de concentração de tensões, sendo composta de cimento, agregado miúdo, água e cal, sendo que algumas argamassas podem apresentar adições para melhorar determinadas propriedades. Algumas argamassas industrializadas vêm sendo utilizadas na construção de edifícios de alvenaria estrutural.

Funções → {
 unir as unidades
 garantir a vedação
 propiciar aderência com as armaduras nas juntas
 compensar as variações dimensionais das unidades

Propriedades → $\left\{ \begin{array}{l} \text{retenção d'água} \\ \text{conveniente resistência à compressão} \\ \text{trabalhabilidade} \end{array} \right.$

2.2.1 *Recomendações sobre as Argamassas*

Por ser o agente ligante que integra a alvenaria, a argamassa deve ser forte, durável e capaz de garantir a integridade e estanqueidade da mesma, devendo também possuir certas propriedades elásticas, trabalhabilidade e ser econômica.

A argamassa deve ter capacidade de retenção de água suficiente para que quando em contato com unidades de elevada absorção inicial, não tenha suas funções primárias prejudicadas pela excessiva perda de água para a unidade. É importante também que seja capaz de desenvolver resistência suficiente para absorver os esforços que possam atuar na parede logo após o assentamento.

Escolha:

A resistência à compressão da alvenaria é o resultado da combinação da resistência da argamassa presente nas juntas e dos blocos. Três tipos de ruptura à compressão podem ocorrer na alvenaria:

- i. Ruptura dos blocos: frequentemente se manifesta pelo surgimento de uma fissura vertical que passa pelos blocos e juntas de argamassa;
- ii. Ruptura da argamassa: quando ocorre o esmagamento das juntas, sendo freqüente a constatação do esfarelamento da argamassa presente na junta;
- iii. Ruptura do conjunto: é a situação desejável, quando a ruptura se dá pelo surgimento de fissura vertical no conjunto, porém precedida de indícios de ruptura conjunta da argamassa.

Assim, a combinação ideal entre blocos e argamassas deve ser a que conduza, nos ensaios laboratoriais, a uma ruptura do conjunto como um todo, ou seja, das juntas e dos blocos concomitantemente.

Na escolha da argamassa também se deve observar que não existe um único tipo, uma vez que nem sempre o critério de desempenho estrutural seja o fator determinante da escolha, lembrando que existem outros parâmetros de desempenho. Assim, uma regra básica da seleção de uma argamassa para um determinado projeto é:

"Não se deve usar 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 fraca".

As argamassas de alta resistência concentram os efeitos de recalques de apoios em poucas e grandes fissuras, enquanto que nas mais fracas, eles são melhores distribuídos.

Tipos de Argamassas:

As normas americanas especificam quatro tipos de argamassas mistas, designadas por M, S, N e O, assim como a britânica tem suas correspondentes i, ii, iii, e iv, conforme tabelas que seguem:

Tabela 1 - Traços e propriedades das argamassas americanas e britânicas.

Variação das propriedades	Tipo de argamassa	Traço em volume		
		cimento	cal	areia*
(a) ↑	M (i)	1	0 a 1/4	3 ⁺
↓	S (ii)	1	1/2	4 a 4,5 ⁺
↕	N (iii)	1	1	5 a 6 ⁺
(b)	O (iv)	1	2	8 a 9 ⁺

(a) - Aumento da resistência

(b) - Aumento na capacidade de absorver movimentos da estrutura.

* A norma americana prevê um intervalo na quantidade de areia de 2,25 a 3,0 vezes o volume de cimento e cal somados.

⁺ As quantidades de areia fornecidas pela norma britânica se encaixam dentro do intervalo da norma americana.

Emprego:

- ✓ Argamassa tipo **M**: recomendada para alvenaria em contato com o solo, tais como fundações, muros de arrimo, etc. Possui alta resistência à compressão e excelente durabilidade.

- ✓ Argamassa tipo **S**: recomendada para alvenaria sujeita aos esforços de flexão. É de boa resistência à compressão e à tração quando confinada entre as unidades.
- ✓ Argamassa tipo **N**: recomendada para uso geral em alvenarias expostas, sem contato com o solo. É de média resistência à compressão e boa durabilidade. Essa argamassa é a mais comumente utilizada nas obras de pequeno porte no Brasil.
- ✓ Argamassa tipo **O**: pode ser usada em alvenaria de unidades maciças onde a tensão de compressão não ultrapasse 0.70 MPa e não esteja exposta em meio agressivo. É de baixa resistência à compressão e conveniente para o uso em paredes de interiores em geral.

2.3 Graute

O graute consiste em um concreto fino (micro-concreto), formado de cimento, água, agregado miúdo e agregados graúdos de pequena dimensão (até 9,5mm), devendo apresentar como característica alta fluidez de modo a preencher adequadamente os vazios dos blocos onde serão lançados.

Funções → $\left\{ \begin{array}{l} \text{aumentar a resistência da parede} \\ \text{propiciar aderência com as armaduras} \end{array} \right.$

Propriedades → $\left\{ \begin{array}{l} \text{trabalhabilidade (fluidez)} \\ \text{adequada resistência à compressão} \end{array} \right.$

2.4 Armaduras

As armaduras empregadas na alvenaria estrutural são as mesmas utilizadas no concreto armado e estão sempre presente na forma de armadura construtiva ou de cálculo.

Tipos → $\left\{ \begin{array}{l} \text{de cálculo} \\ \text{construtivas} \end{array} \right.$

Funções → { absorver esforços de tração e/ou compressão
cobrir necessidades construtivas

3 FATORES QUE AFETAM A RESISTÊNCIA DA ALVENARIA

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

- ✓ Resistência das unidades;
- ✓ Resistência da argamassa;
- ✓ Qualidade da mão-de-obra;
- ✓ Esbeltez do elemento.

3.1 Resistência das Unidades

É o principal fator que determina a resistência final da alvenaria. A relação entre essas duas resistências é dada na figura (1), genericamente. Definindo "fator de eficiência da parede" como sendo a relação resistência da alvenaria/resistência da unidade, pode-se observar na Figura 2 que:

- ✓ O fator de eficiência é maior para alvenaria confeccionada com blocos do que com tijolos;
- ✓ Conforme cresce a resistência das unidades, o fator de eficiência diminui.

A Tabela 2 apresenta valores aproximados do fator de eficiência para diferentes alvenarias.

Tabela 2 - Fator de eficiência da alvenaria para diversos tipos de unidades.

unidades	fator de eficiência
tijolo cerâmico	18 a 30%
tijolo de concreto	60 a 90%
bloco de concreto	50 a 100%
bloco cerâmico	15 a 40%

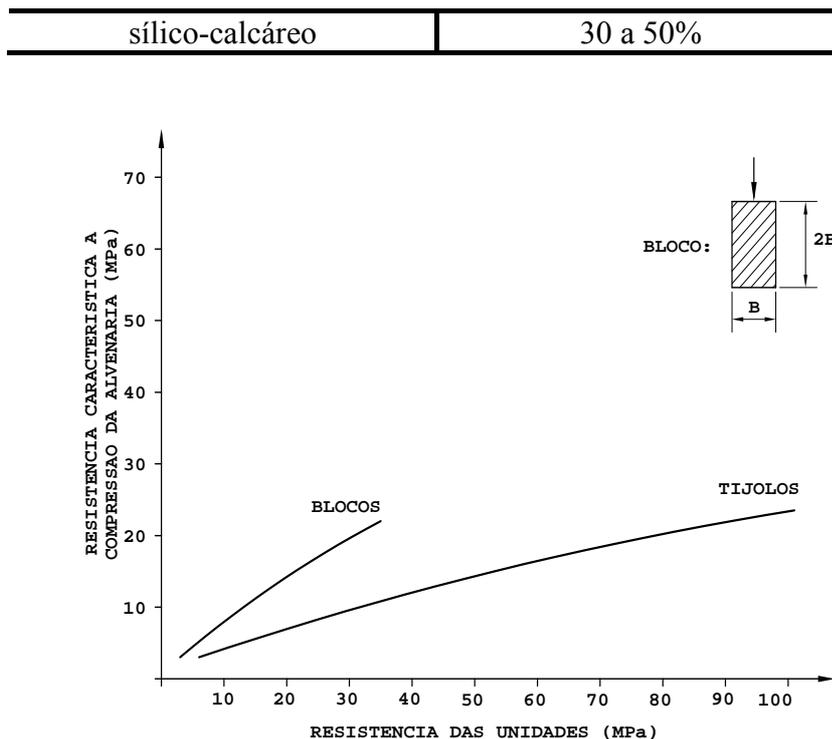


Figura 2 – Resistência característica da alvenaria em função da resistência das unidades.

3.2 Resistência da Argamassa

A Figura 3 apresenta a influência da resistência da argamassa na resistência final da alvenaria:

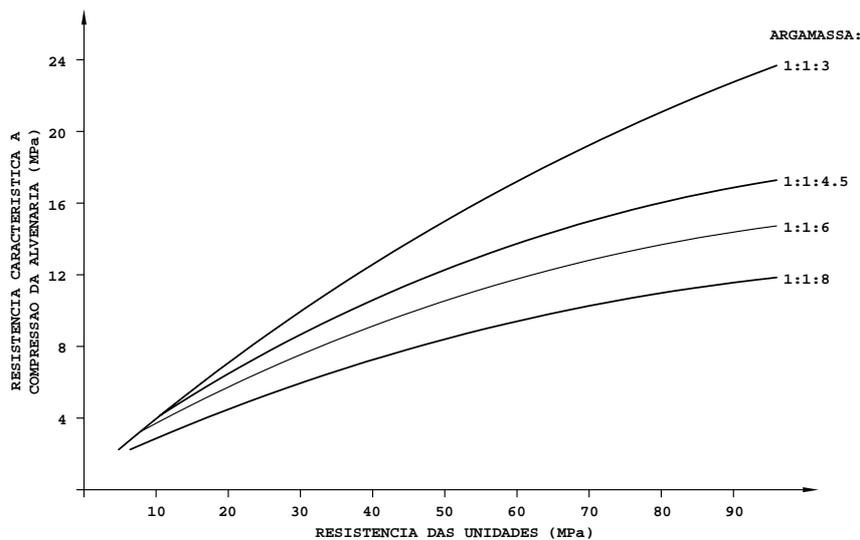


Figura 3 – Resistência da alvenaria para diferentes argamassas.

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

3.3 Qualidade da Mão-de-obra

A qualidade da mão-de-obra empregada na confecção da alvenaria tem grande influência na sua resistência final, conforme mostra a Tabela 3. Essa tabela dá uma idéia de como cada um desses fatores pode afetar a resistência final da alvenaria.

Tabela 3 - Fatores relacionados à mão-de-obra que afetam a resistência da alvenaria.

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

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

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

4 PROJETO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

4.1 Coordenação de projetos

Na alvenaria estrutural existe uma forte interdependência entre os vários projetos que fazem parte de uma obra (arquitetônico, estrutural, instalações), pois a parede além da função estrutural é também um elemento de vedação e pode conter os elementos de instalações quaisquer. Logo, o projeto deve ser racionalizado como um todo.

Assim, a coordenação de projetos é a atividade em que o responsável pelo projeto deverá identificar as interferências e as inconsistências entre todos os projetos que fazem parte do projeto executivo geral, resolvendo conflitos de modo que não ocorram improvisações na fase de execução da obra.

É também nessa fase que o projetista estrutural deverá optar pelo modelo que melhor represente a estrutura, considerando sua interação com os demais projetos.

4.2 Coordenação modular

O fato da unidade básica (bloco) possuir dimensões conhecidas e de pequena variabilidade dimensional, possibilita que se aplique a técnica de coordenação modular.

A coordenação modular consiste no ajuste de todas as dimensões da obra, horizontais e verticais, como múltiplo da dimensão básica da unidade, cujo objetivo principal é evitar cortes e desperdícios na fase de execução. Nessa fase devem ser previstos todos os encontros de paredes, aberturas, pontos de graute e ferragem, ligação laje/parede, caixas de passagem, colocação de pré-moldados e instalações em geral.

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

Comumente as dimensões de referência são de 15 ou 20 cm, cabendo salientar que o ideal é que se tenham unidades que apresentem o comprimento como sendo o dobro de sua largura, pois desse modo a quantidade de blocos especiais na obra é bastante reduzida. De qualquer forma, sem a utilização de um bloco especial para o encontro de três paredes (T), haverá pelo menos três fiadas com junta à prumo. A Figura 4 apresenta as possíveis situações de projeto com relação às famílias de blocos utilizadas e os blocos especiais necessários.

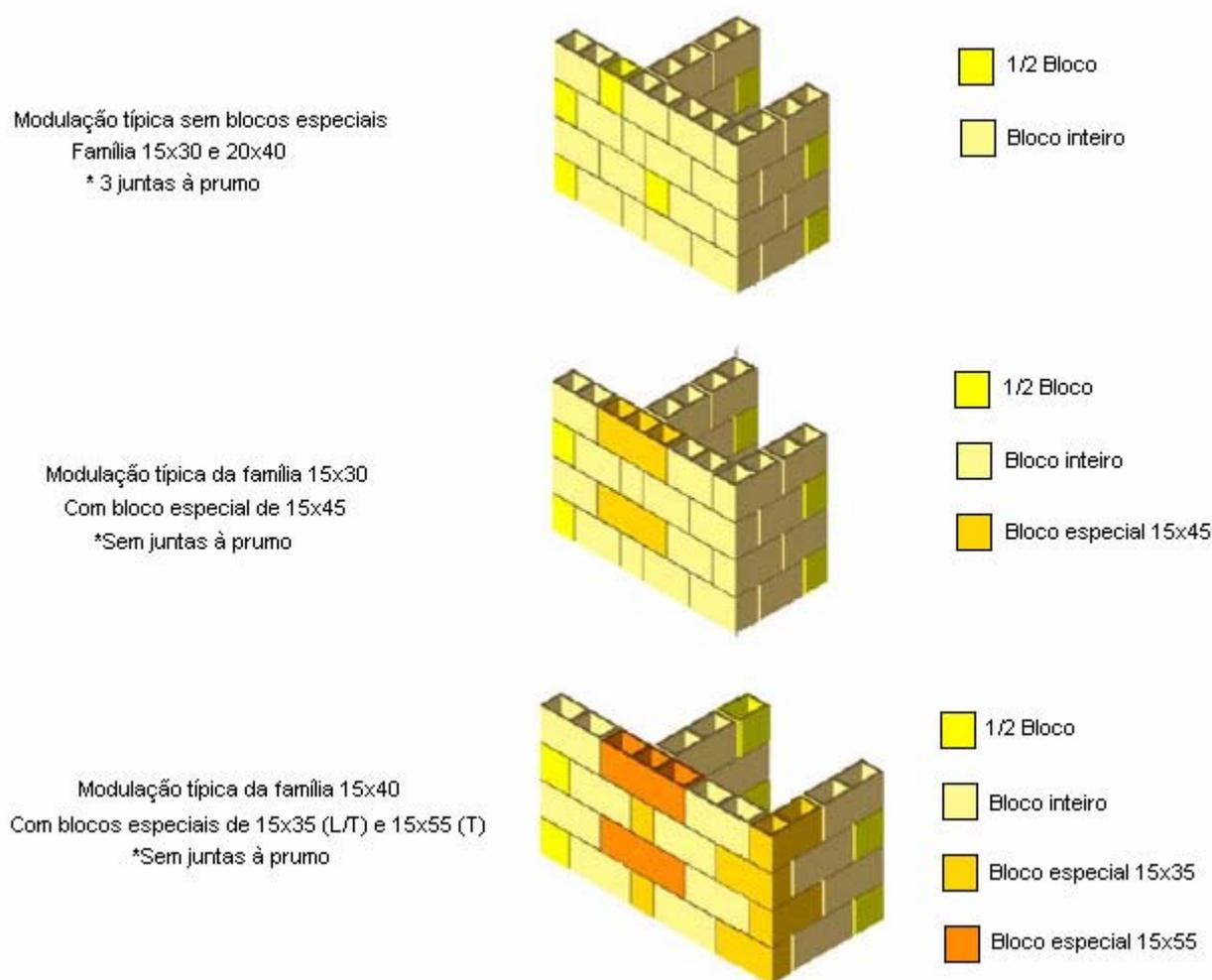


Figura 4 – Desenho dos tipos de amarrações de blocos.

No início da alvenaria estrutural empregava-se blocos de dimensões nominais de (20x40) cm, com o correspondente meio-bloco. Com a evolução dos materiais produzidos, passou a ser possível a utilização de paredes com menor espessura, sendo então introduzidos os blocos de dimensões (15x40) cm. Essa nova família de blocos trouxe dificuldades na coordenação modular, uma vez que em todos os encontros de paredes houve a necessidade da introdução de blocos especiais, resultando assim em blocos de (15x55) cm para os encontros de paredes em T e (15x35) cm para os encontros de paredes em L.

Devidas as novas dificuldades na coordenação modular, vem sendo introduzido no mercado, há algum tempo, a família de blocos com dimensões nominais de (15x30) cm, simplificando novamente a aplicação da técnica da coordenação modular, com a vantagem adicional de que esses novos blocos apresentam menor peso e conseqüentemente maior produtividade e qualidade das alvenarias.

Salienta-se que um projeto bem estudado e bem definido em termos de modulação implica no aproveitamento das vantagens do sistema Alvenaria Estrutural, resultando em facilidade e redução de tempo durante a execução, minimização ou eliminação de desperdícios e geração de entulhos, gerando economia e maior qualidade no produto final.

Portanto, ao projetista de obras de alvenaria estrutural não cabe somente conhecer a técnica construtiva, deve assimilar uma nova concepção de projeto.

5 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural compreende o levantamento de todas as ações que deverão atuar na estrutura ao longo de sua vida útil, na avaliação do comportamento (resposta) da estrutura e no processo de cálculo propriamente dito, com objetivo de quantificar os esforços solicitantes e deslocamentos que ocorrem na estrutura. Para tal, é de fundamental importância:

- ✓ A correta determinação das ações que atuam na estrutura;
- ✓ A correta discretização estrutural, de modo que o modelo matemático apresente um comportamento próximo ao da estrutura real.
- ✓ Uma adequada consideração das não-linearidades físicas e geométricas do sistema estrutural.

5.1 Concepção Estrutural

As paredes resistentes trabalhando de forma combinada com as lajes formam um sistema estrutural tipo caixa, sujeito às ações verticais (carga permanente e acidental) e horizontais (cargas de vento). 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 diretamente às fundações.

As ações horizontais, agindo ao longo de uma parede de fachada, são transmitidas às lajes, que trabalhando como diafragmas rígidos, as transmitem às paredes paralelas à direção dessas ações. Essas paredes, denominadas paredes de contraventamento, irão transmitir as ações horizontais às fundações. Para tal, se faz necessário que a ligação laje/parede seja capaz de resistir ao esforço de corte que surge nesta interface. Nas paredes que não sejam de contraventamento, deve-se prever uma ligação entre laje e parede que permita o deslocamento relativo entre esses dois elementos.

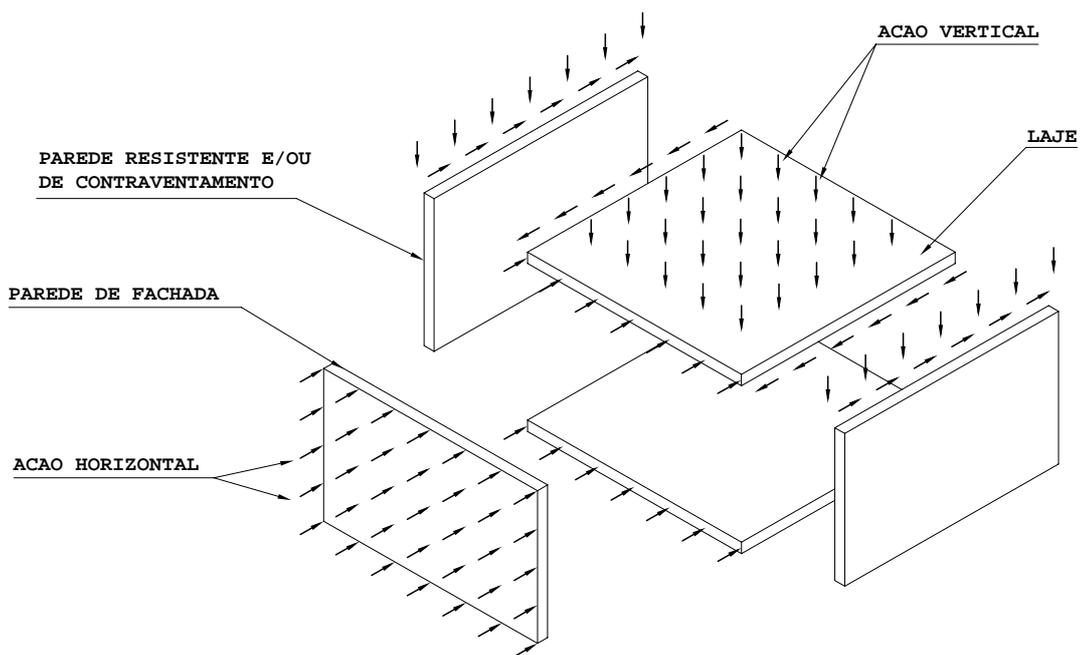


Figura 5 - Ações atuantes em um sistema estrutural tipo caixa.

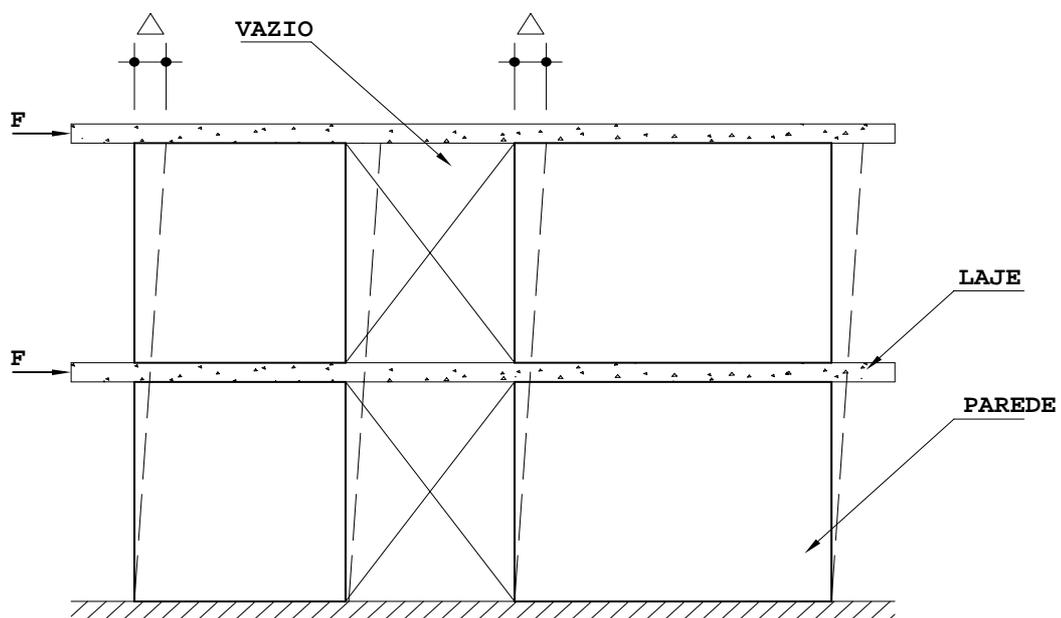


Figura 6 - Deslocamento horizontal em paredes de contraventamento.

Como geralmente a laje, trabalhando como placa, possui uma rigidez muito grande no seu plano, as ações horizontais podem ser distribuídas entre as paredes de contraventamento

proporcionalmente à rigidez de cada parede, uma vez que estarão todas sujeitas a um mesmo deslocamento horizontal.

A suposição anterior é válida para estruturas simétricas, quando a resultante das ações horizontais coincidir com o centro de torção. As estruturas não simétricas podem estar sujeitas a um esforço de torção que deve ser considerado na distribuição das cargas horizontais.

5.2 Distribuição das Ações Horizontais

Uma vez definidas as paredes de contraventamento e conhecida a resultante das ações horizontais, resta determinar qual o quinhão de carga que corresponde a cada parede. Conhecido esse valor, pode-se obter os deslocamentos, tensões máximas, esforços de corte e verificar a existência de tensões de tração. Para a análise de paredes de contraventamento com aberturas existem basicamente cinco métodos clássicos, frequentemente apresentados na literatura. A Figura 7 apresenta os esquemas gráficos desses modelos.

- i. Método das paredes articuladas;
- ii. Cisalhamento contínuo;
- iii. Analogia de pórtico;
- iv. Pórtico de coluna larga;
- v. Elementos finitos.

O método das paredes articuladas é o mais simples e mais empregado. Consiste em considerar que as ligações existentes entre as paredes são rotuladas, permitindo desse modo somente a transmissão de forças (não de momentos). Assim, a resultante das ações horizontais pode ser dividida entre cada uma das paredes, proporcionalmente à rigidez de cada uma. Deve-se observar, no entanto, que para edifícios com altura superior a cinco pavimentos, esse método passa a superestimar os resultados obtidos, podendo tornar-se antieconômico.

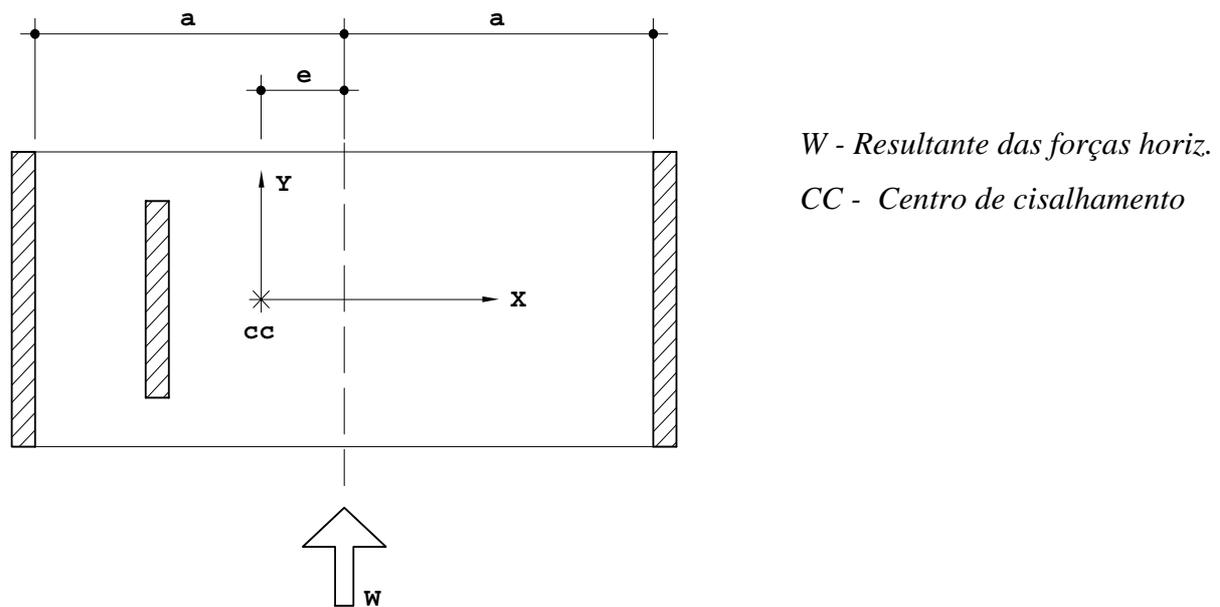


Figura 8 - Estruturas sujeitas a um momento torçor.

O valor da carga horizontal (W_k) que atua sobre cada parede de contraventamento pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$W_k = W \frac{I_k}{\sum I_i} + W \cdot e \cdot \frac{I_k \cdot X_k}{\sum (I_i \cdot X_i^2)}$$

5.3 Distribuição das Ações Verticais

Em estruturas simples, tais como os sistemas de paredes transversais, a distribuição das cargas das lajes sobre as paredes resistentes é direta, pois geralmente se trabalha com lajes armadas numa direção.

No caso de lajes armadas em cruz, em sistemas mais complexos, o procedimento mais usual é subdividir as lajes em triângulos e trapézios, distribuindo as cargas dessas áreas para as paredes correspondentes.

Deve-se notar que a distribuição de forças sobre uma parede não é uniforme, tendendo a ser maior na região central. No entanto, nos pavimentos inferiores de edifícios existe uma tendência de uniformização dessas cargas sobre as paredes.

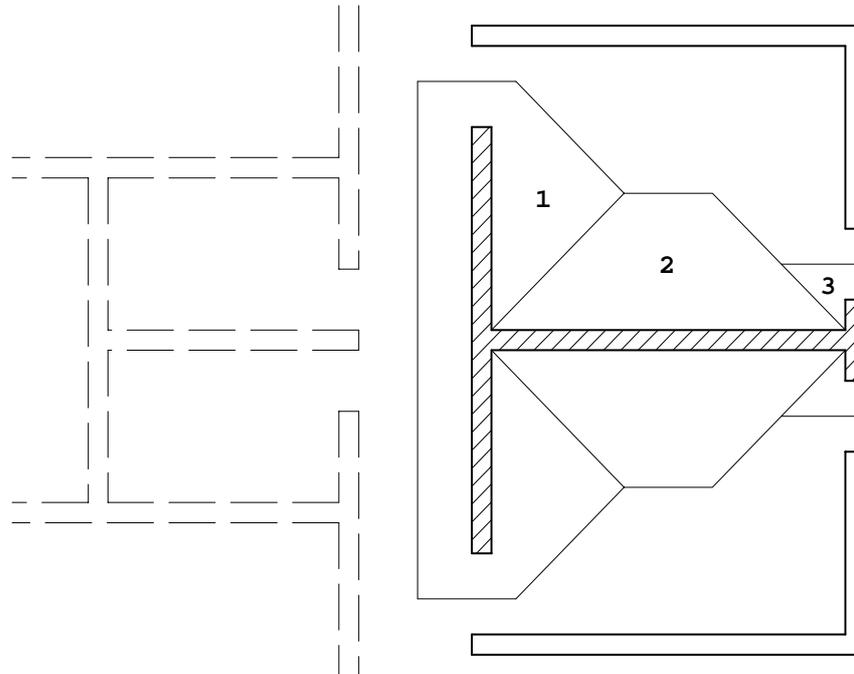


Figura 9 - Distribuição das cargas das lajes para as paredes resistentes.

5.4 Excentricidades

Na prática, é extremamente improvável que se consiga obter um carregamento centrado em um determinado elemento estrutural. Nas paredes resistentes, várias podem ser as causas determinantes dessa excentricidade, dentre as quais se destacam:

- ✓ Imperfeição no prumo da parede;
- ✓ Diferença no alinhamento vertical entre as paredes de diferentes pavimentos;
- ✓ Deformabilidade da laje;
- ✓ Deslocamentos transversais nos elementos resistentes, etc.

A excentricidade final (e_f) que age em um elemento é a soma de duas excentricidades de naturezas diferentes, a saber:

- ✓ Excentricidade de primeira ordem;
- ✓ Excentricidade de segunda ordem.

A excentricidade de primeira ordem é função do ponto de aplicação das cargas que atuam no elemento estrutural. A excentricidade de segunda ordem decorre da configuração deformada do elemento estrutural. A norma inglesa, BS-5628, propõe que essas excentricidades sejam calculadas da seguinte forma:

5.4.1 Excentricidade devido a Laje:

Para a determinação da excentricidade de primeira ordem, provinda das reações de apoio das lajes sobre as paredes (ou colunas), supõe-se que a carga proveniente dos pavimentos superiores (W_1) seja centrada e que na carga da laje (W_2) haja a uma distância de $t/3$ da face da parede.

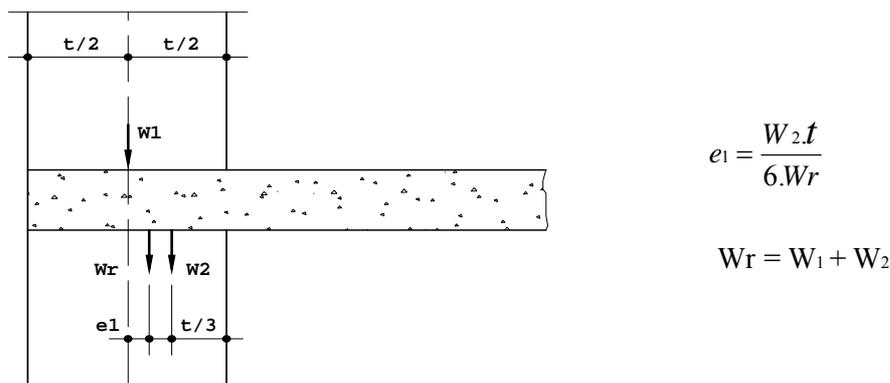


Figura 10 - Excentricidade no topo da parede (BS-5628).

5.4.2 Excentricidade de Segunda Ordem (e_2):

$$e_2 = t \cdot \left[\left(\frac{H}{49 \cdot t} \right)^2 - 0,015 \right]$$

t - espessura efetiva da parede.

H - altura efetiva da parede.

Assim, a excentricidade final (e_f) que age no elemento pode ser representada pela Figura 12:

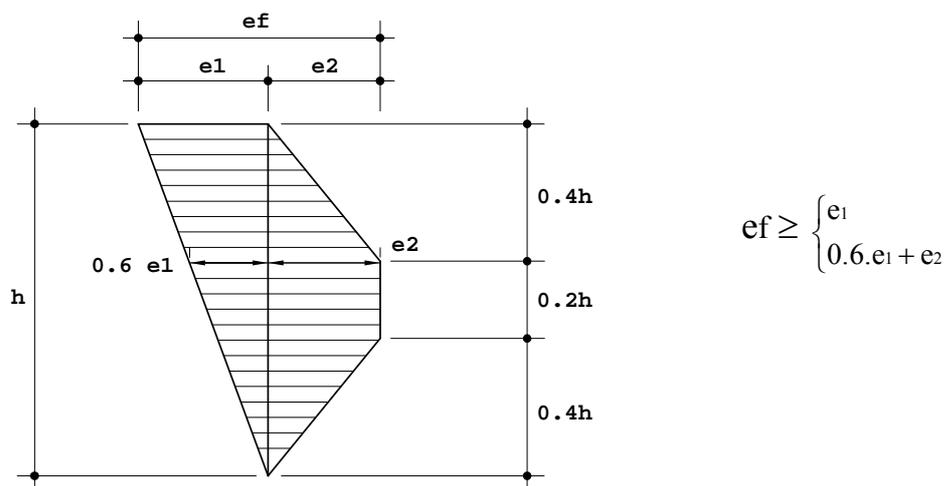


Figura 11 - Excentricidade final (BS-5628).

5.5 Grau de Deslocabilidade da Estrutura

As considerações que devem ser levadas a efeito no processo de cálculo das solicitações que atuam sobre uma estrutura dependem, entre outros fatores, do grau de deslocabilidade da mesma, ou seja, de sua ‘rigidez lateral’.

No caso de estruturas esbeltas, que apresentam deslocamentos horizontais significativos, chamadas de estruturas deslocáveis, surge um efeito multiplicador dos esforços que é o resultado da combinação das ações atuantes com os deslocamentos ocorridos na estrutura. A esses esforços adicionais dá-se o nome de ‘esforços de segunda ordem’, e quando significativos não podem ser desprezados no cálculo das solicitações.

Quando esses efeitos são pequenos é possível que sejam desprezados e a estrutura poderá ser calculada com base em procedimentos que considerem somente os esforços de primeira ordem, sem os efeitos secundários da combinação ação/deslocamento, e a estrutura é dita de ind deslocável.

O CEB-FIP Model Code de 1990 apresenta um critério para avaliação do grau de deslocabilidade de uma estrutura, chamado de parâmetro α , conforme segue:

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{N}{E \cdot I_t}}$$

Onde:

α - parâmetro de rigidez.

N - carga vertical total.

E - módulo de deformação das paredes de contraventamento.

H - altura total do edifício.

I_t - momento de inércia total dos elementos de contraventamento, em cada direção.

Fica permitida a aplicação de uma teoria de primeira ordem no cálculo estrutural sempre que o valor de α não ultrapassar os valores abaixo indicados:

$\alpha \leq 0,70$ → para sistemas compostos apenas por pilares-paredes;

$\alpha \leq 0,60$ → para sistemas mistos;

$\alpha \leq 0,50$ → para sistemas compostos apenas por pórticos;

Outro procedimento interessante é o chamado parâmetro γ_z . Trata-se de um estimador do acréscimo de esforços devidos à consideração dos efeitos de segunda ordem. Com sua aplicação, consegue-se estimar o efeito de segunda ordem utilizando-se somente o resultado do cálculo da estrutura submetida às ações horizontais e verticais.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M_1}}$$

Onde:

ΔM – acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais;

$M1$ – momento de primeira ordem.

Se:

$\gamma_z \leq 1,10 \rightarrow$ estrutura indeslocável (desprezam-se os efeitos de 2ª ordem).

$\gamma_z > 1,10 \rightarrow$ estrutura deslocável.

Esse estimador fornece valores confiáveis até resultados em torno de 1,30. Dessa forma, para o intervalo entre 1,10 e 1,30 pode-se utilizar o próprio estimador para cálculo dos momentos de 2ª ordem, ou seja:

$$M2 = \gamma_z \cdot M1$$

Onde:

$M1$ – momento de primeira ordem;

$M2$ – momento de segunda ordem.

5.6 Estabilidade Lateral

A norma inglesa BS-5628 e a alemã, DIN-1043, prescrevem que em função dos desaprumos construtivos, a estrutura estará sujeita aos acréscimos de esforços que deverão ser considerados no cálculo das solicitações que atuam na estrutura. Para a norma inglesa, esse efeito pode ser representado por uma ação horizontal fictícia atuando a meia altura da edificação, com valor (Fh) estimado por:

$$Fh = 0,015 \cdot Gk$$

Onde:

Fh – ação horizontal fictícia agindo na parede de fachada.

Gk – peso próprio da edificação acima do nível em consideração.

Para a norma alemã, DIN-1043, esse efeito pode ser representado pelo eixo da estrutura com um ângulo de inclinação (φ) dado abaixo. Em cada piso atua uma força vertical (N) que é a soma das ações verticais permanentes e acidentais no piso. De forma similar à recomendação da BS-5628,

pode-se transformar esse efeito em uma ação horizontal fictícia uniformemente distribuída ao longo da altura do edifício (q):

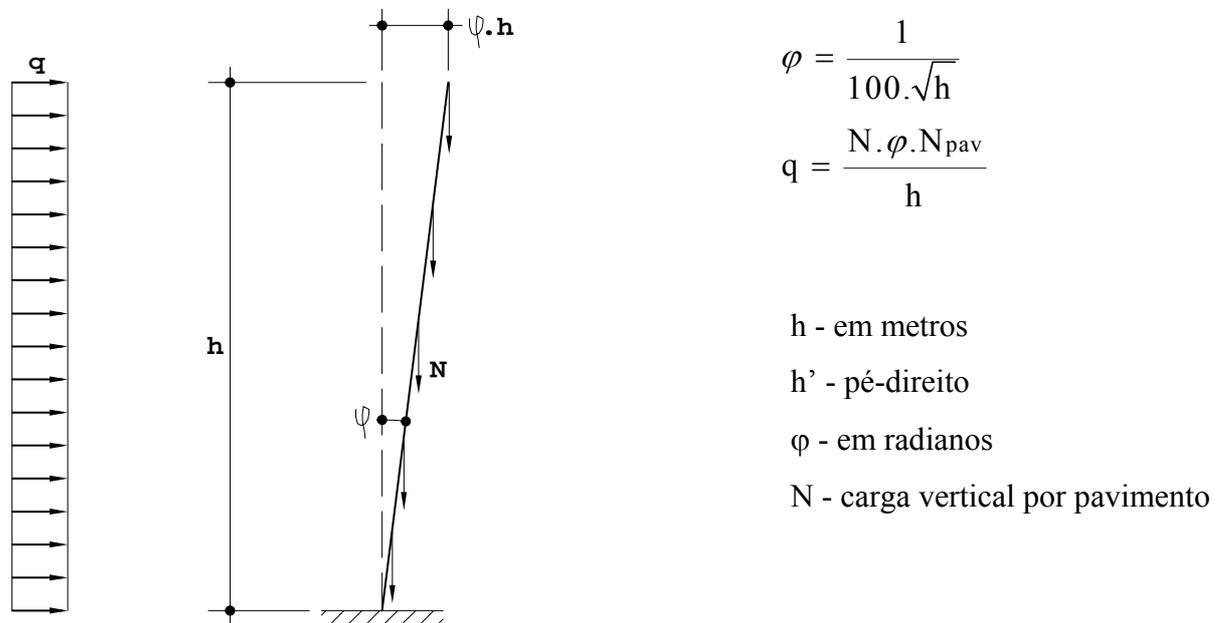


Figura 12 - Deslocamento horizontal em paredes de contraventamento.

Observa-se que para a consideração do efeito de corte das ações horizontais nas paredes de contraventamento essas ações horizontais fictícias devem ser desconsideradas, uma vez que sua resultante horizontal real é nula.

6 CAPACIDADE RESISTENTE DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os principais elementos resistentes que compõem a estrutura de um edifício de alvenaria estrutural são as paredes resistentes, as paredes de contraventamento e os pilares de alvenaria (colunas).

As paredes resistentes são aquelas que além das funções de definição de espaços geométricos e de vedação, desempenham também a função estrutural, ou seja, são paredes que têm a função de resistir às ações verticais que atuam na estrutura e transmiti-las às fundações.

Os pilares de alvenaria têm por função resistir às ações verticais e a relação de suas dimensões em planta é menor que cinco.

As paredes de contraventamento são elementos que resistem às ações horizontais segundo seu próprio plano. São elas que dão estabilidade à obra, transmitindo às fundações as ações horizontais que agem ao longo de uma estrutura.

6.1 Ações Verticais

6.1.1 Paredes Resistentes

Para a Alvenaria Estrutural de concreto, o cálculo da carga axial admissível nas paredes resistentes pode ser feito da seguinte forma, segundo recomendação da NBR-10837:

Alvenaria Armada:

$$P_{adm} = 0,225 \cdot f_p \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \cdot A_b ; h/t \leq 30$$

Onde:

P_{adm} - carga axial admissível da parede.

f_p - resistência média de prismas cheios (se $\rho \geq 0,2\%$).

t - espessura efetiva da parede ($t \geq 14$ cm).

A_b - área bruta da parede.

- ✓ A taxa de armadura (ρ), que é a soma das armaduras verticais e horizontais presentes na parede, não deve ser inferior a 0,2% da área bruta da parede em planta, sendo que nenhuma das direções deve conter mais que 2/3 da armadura total.
- ✓ As barras com diâmetro $\leq 6,3$ mm podem ser colocadas na argamassa e consideradas como parte da armadura necessária.

A NBR-10837 recomenda como espessura mínima (t) para as paredes armadas:

$$t \geq \begin{cases} 14 \text{ cm} \\ \text{Altura ou comprimento da parede}/30 \end{cases}$$

Alvenaria Não Armada:

$$P_{adm} = 0,20 \cdot f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \cdot A_n ; h/t \leq 20$$

Onde:

P_{adm} - carga axial admissível da parede.

h - altura efetiva da parede.

t - espessura efetiva da parede ($t \geq 14$ cm).

A_n - área líquida da seção transversal da parede.

f_p - resistência média dos prismas.

Para as tensões devidas ao vento combinado com o peso próprio e cargas acidentais, a tensão admissível da alvenaria pode ser aumentada em 33%, desde que a resistência do elemento não seja inferior à necessária para suportar o peso próprio e cargas acidentais.

Para a alvenaria não armada, a espessura efetiva das paredes (t) que possuam enrijecedores espaçados em intervalos regulares deve ser adotada como sendo sua espessura real multiplicada pelos coeficientes apresentados na Tabela 4.

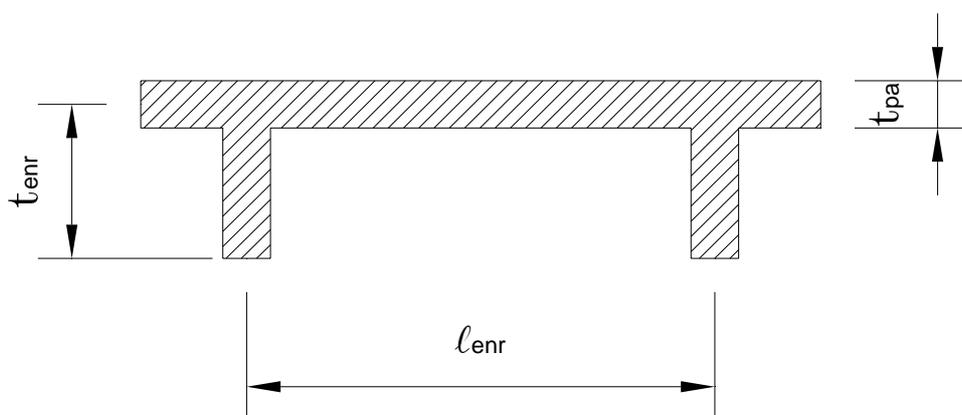


Figura 13 – Enrijecedores nas paredes.

Tabela 4 – Paredes com enrijecedores.

$\frac{l_{enr}}{t_{enr}} = \frac{\text{espaçamento do enrijecedor (de centro a centro)}}{\text{espessura do enrijecedor}}$	$\frac{t_{enr}}{t_{pa}} = 1$	$\frac{t_{enr}}{t_{pa}} = 2$	$\frac{t_{enr}}{t_{pa}} = 3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
20 ou mais	1,0	1,0	1,0

6.1.2 Pilares

No caso de pilares, a carga axial admissível pode ser determinada pelas seguintes expressões, segundo a NBR-10837:

Alvenaria Armada:

$$P_{adm} = (0,20 \cdot f_p + 0,30 \cdot \rho \cdot f_y) \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \cdot A_b \rightarrow h/t \leq 30$$

Onde:

- ρ - taxa de armadura em relação à área bruta.
- f_y - tensão nominal de escoamento do aço.
- f_p - resistência média dos prismas.
- A_b - área bruta da seção do pilar.
- h - altura efetiva dos pilares.
- t - espessura efetiva.

- ✓ A taxa de armadura vertical (ρ) deve estar no seguinte intervalo: $0,3\% \leq \rho \leq 1\%$. No pilar devem ser dispostas pelo menos quatro barras de diâmetro $\geq 12,5$ mm, com pelo menos uma barra em cada furo.
- ✓ Os estribos serão constituídos de barras com $4,0 \text{ mm} \leq \phi \leq 6,3 \text{ mm}$, espaçados a cada 20 cm.

Alvenaria Não Armada:

$$P_{adm} = 0,18 \cdot f_p \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \cdot A_n \rightarrow h/t \leq 20$$

Onde:

- f_p - resistência média dos prismas.
- A_n - área líquida da seção.
- h - altura efetiva dos pilares.
- t - espessura efetiva.

6.2 Ações Horizontais

Para a definição das paredes de contraventamento, as paredes perpendiculares à ação horizontal somente são consideradas quando unidas a outras paredes, formando seções compostas (T, I, L, U, etc), mesmo assim sua contribuição é limitada. Como forma de expressar essa limitação, NBR-10837 determina as dimensões máximas das abas de paredes de seção composta conforme a Figura 14.

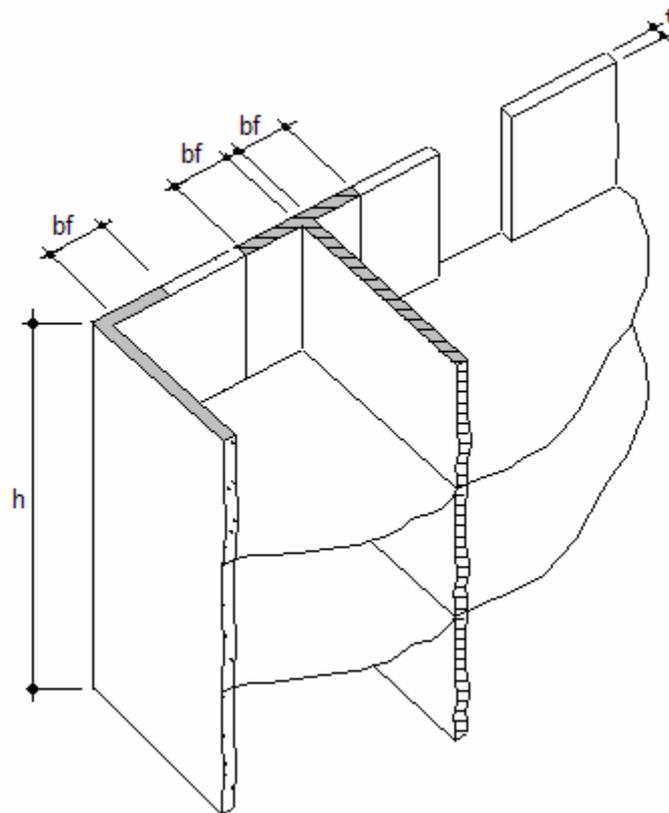


Figura 14 – Enrijecedores nas paredes.

Paredes em T ou H:

$$bf \leq \begin{cases} \frac{h}{6} \\ 6 \cdot t \end{cases}$$

Paredes em L ou C:

$$bf \leq \begin{cases} \frac{h}{16} \\ 6 \cdot t \end{cases}$$

A NBR-10837 apresenta a seguinte expressão para a obtenção da carga horizontal admissível nas paredes de contraventamento, proveniente das ações de vento:

$$V = \tau \cdot b \cdot t$$

Onde:

- V - carga horizontal admissível;
- b - comprimento da parede;
- t - espessura efetiva da parede;
- τ - tensão de corte admissível (tabelas 6 e 7).

No caso de paredes de contraventamento de seção composta, deve-se considerar somente as nervuras segundo a direção da ação.

6.3 Flexão composta

Quando a carga atuar de forma excêntrica sobre o elemento resistente segundo a espessura da parede (t), sem, contudo, que haja o aparecimento de tensões de tração, a seguinte relação deve ser verificada:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1$$

Onde:

- f_a - tensão de compressão axial atuante;
- f_m - tensão de trabalho devido a flexão;
- F_a - tensão axial admissível;
- F_m - tensão de flexão admissível: 0,30.f_p.

$$F_a = \frac{P_{adm}}{A} = 0,20 \cdot f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right]$$

6.4 Tensões Admissíveis na Alvenaria de concreto

Segundo a NBR-10837, as tensões admissíveis na alvenaria armada e não armada devem ser baseadas na resistência dos prismas (f_p) aos 28 dias de idade ou na idade na qual a estrutura está submetida ao carregamento total. Quando a resistência básica da alvenaria for determinada por meio de prismas (f_p), deve-se usar prismas construídos com blocos e argamassa iguais aos que são efetivamente usados na estrutura.

Se os ensaios forem realizados em paredes (f_{pa}), admite-se um acréscimo de 43% na tensão admissível para alvenaria não armada e de 27% para alvenaria armada. Os ensaios devem atender às prescrições da NBR-8949.

Nas obras de alvenaria de blocos de concreto e nos casos em que não existir a atuação do vento conjuntamente com outras sobrecargas, as tensões admissíveis não devem ultrapassar os valores abaixo:

Tabela 5 – Tensões admissíveis para alvenaria não armada de concreto (NBR-10837).

Tipo de solicitação	Blocos vazados		Blocos maciços	
	Tensão admissível (MPa)		Tensão admissível (MPa)	
	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$	$12,0 \leq f_a \leq 17,0$	$5,0 \leq f_a \leq 12,0$
Compressão simples	$0,20 \cdot f_p$ ou $0,286 \cdot f_{pa}$			

Compressão na flexão	$0,30.f_p$			
Tração na flexão:	-	-	-	-
- Normal à fiada	0,15	0,10	0,25	0,20
- Paralela à fiada	0,30	0,20	0,55	0,40
Cisalhamento	0,25	0,15	0,25	0,15

f_a – resistência média da argamassa

* Sob a ação de vento esses valores podem ser aumentados em 33%

Tabela 6 - Tensões admissíveis para alvenaria armada de concreto (NBR-10837).

Tipo de solicitação	Tensão admissível (MPa)	Valores máximos (MPa)
Compressão: Compressão simples Compressão na flexão	$0,225.f_p$ ou $0,286.f_{pa}$ $0,33.f_p$	$0,33.f_p$ mas não exceder 6,2
Cisalhamento: Peças fletidas sem armaduras Pilares-parede: - Se $M/(V.d) \geq 1$ - Se $M/(V.d) < 1$	$0,09.\sqrt{f_p}$ $0,07.\sqrt{f_p}$ $0,17.\sqrt{f_p}$	0,35 0,25 0,35
Peças fletidas com armaduras de cisalhamento Peças fletidas Pilares-parede: - Se $M/(V.d) \geq 1$ - Se $M/(V.d) < 1$	$0,25.\sqrt{f_p}$ $0,12.\sqrt{f_p}$ $0,17.\sqrt{f_p}$	1,00 0,50 0,80
Aderência: Barras de aderência normal		1,00
Tensão de contato: . Em toda área . Em pelo menos 1/3 da área		$0,25.f_p$ $0,375.f_p$
Módulo de deformação	$400.f_p$	8000
Módulo de deformação transversal	$200.f_p$	3000

f_{pa} - resistência média em ensaios de paredes.

* Sob a ação de vento esses valores podem ser aumentados em 33%

7 ENSAIOS DE COMPRESSÃO AXIAL

Existem três formas básicas normalizadas de ensaios para se obter a resistência à compressão da alvenaria:

- ✓ Ensaios de argamassas;
- ✓ Ensaios em unidades;
- ✓ Ensaios em prismas;
- ✓ Ensaios em Painéis (paredes).

Para a escolha do tipo de ensaio a ser realizado, deve-se considerar:

- ✓ Objetivos do ensaio;
- ✓ Tempo disponível para realização do ensaio;
- ✓ Equipamentos disponíveis;
- ✓ Precisão dos resultados;
- ✓ Custos relacionados aos objetivos dos ensaios.

7.1 Ensaios em Materiais e Unidades

Os ensaios nas unidades e argamassas possuem uma aceitável correlação estatística com a resistência da alvenaria, sendo os de mais simples execução. Esses ensaios apresentam como principais vantagens:

- ✓ Rapidez de execução;
- ✓ Baixo custo;
- ✓ Simplicidade de equipamentos.

Como principal inconveniente, são os que conduzem a menor previsão de resistência final da alvenaria, pois as unidades isoladas apresentam maior coeficiente de variação e são pouco representativos da alvenaria, razão pela qual os resultados devem ser cobertos por maior nível de segurança.

Códigos americanos:

A normalização americana permite que a resistência à compressão da alvenaria de concreto (f'_m), seja obtida diretamente da Tabela 7. Os ensaios para obtenção da resistência das unidades devem ser realizados de acordo com as recomendações da ASTM C 140.

Tabela 7 - Resistência à compressão da alvenaria de concreto (f'_m), baseada na área líquida das unidades.

Resistências 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
≥41.4	16.5	9.3

7.2 Ensaios em Prismas

Prismas são corpos-de-prova compostos por dois ou mais blocos, utilizados para se prever as propriedades dos elementos a serem empregados nas obras reais (resistência à compressão, ao cisalhamento, etc.). Suas dimensões e procedimentos de ensaios variam segundo as recomendações das diferentes normas.

Os prismas devem possuir todas as características dos elementos reais da obra, tais como: espessura das juntas, tipo de argamassa e unidades, forma de assentamento, igual espessura, etc. Sendo mais representativos da alvenaria do que as unidades isoladas, geralmente fornecem resultados mais precisos e maiores valores da resistência da alvenaria (f'_m) quando comparados com os ensaios em unidades e argamassas.

Normalização:

A NBR-8798: Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, prevê que a resistência média da alvenaria (f_p), para cada lote, possa ser obtida através do ensaio de pelo menos 06 exemplares de prismas, aos 28 dias de idade, com ensaios realizados segundo as recomendações da NBR-8215. Para a NBR-8798 o lote representa uma fração da obra que está relacionada ao volume executado ou ao tempo de execução.

Os exemplares são constituídos de um determinado número de prismas que depende das recomendações da NBR-8215, que define dois métodos de ensaios à compressão axial: **método A** e **método B**. O método A se destina a trabalhos realizados em laboratórios, tais como investigações científicas e levantamento de propriedades dos materiais. O método B tem como objetivo o controle de qualidade da obra em execução.

Segundo a NBR-8798, para o método B, o lote deve ser constituído de seis exemplares. Cada exemplar é formado por dois prismas feitos pela justaposição de dois blocos de concreto unidos por junta de argamassa, resultando em 12 prismas. A execução dos prismas deve reproduzir o mais fielmente possível as condições de obra, principalmente no tocante à mão-de-obra.

7.3 Ensaios em Paredes

Ensaio em grandes painéis de alvenaria são dispendiosos, não sendo convenientes para a determinação da resistência para fins de projeto, exceto em circunstâncias especiais. São usados principalmente em pesquisas de laboratório para a verificação de métodos analíticos e obtenção de correlações de resistência com unidades e prismas.

Esses ensaios são padronizados pela NBR-8949 e podem ser aplicados para blocos de concreto, blocos cerâmicos ou tijolos. Essa norma determina que a resistência média das paredes deve ser estimada após o ensaio de pelos menos três corpos-de-prova.

Quando for empregado esse tipo de ensaio, a NBR-10837 permite majorar as tensões admissíveis da alvenaria da seguinte forma:

- ✓ Alvenaria Não Armada →majorar de 43%
- ✓ Alvenaria Armada →majorar de 27%

Assim, para a alvenaria armada e não armada de blocos de concreto, a carga admissível passa a ser expressa por:

$$P_{adm} = 0,286 \cdot f_{par} \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \cdot A_n$$

8 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

8.1 Dimensões externas dos elementos

- ✓ Na alvenaria não armada, a espessura mínima de uma parede deve ser maior que $1/20$ de sua altura efetiva e não inferior a 14 cm;
- ✓ A espessura mínima de um pilar de alvenaria não armada é $1/15$ de sua altura efetiva e não inferior a 19 cm;
- ✓ Na alvenaria armada, a espessura mínima de uma parede deve ser maior que $1/30$ de sua altura efetiva e não inferior a 14 cm;
- ✓ A espessura mínima de um pilar de alvenaria armada é de 19 cm.

8.2 Abertura e canalizações embutidas

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

8.3 Armaduras para alvenaria armada

8.3.1 Paredes

- ✓ As paredes resistentes devem ser armadas vertical e horizontalmente;
- ✓ A taxa de armadura mínima total deve ser de 0,2% da área bruta da parede;
- ✓ A taxa mínima de armadura em cada direção deve ser de 0,07% da área bruta da parede;

- ✓ As armaduras com barras de pequeno diâmetro ($\phi \leq 6,3\text{mm}$) podem ser colocadas nas argamassas, sendo que o diâmetro da barra não deve ultrapassar metade da espessura da junta e não ter valor menor que 3,8 mm;
- ✓ O espaçamento mínimo entre as barras não deve ser inferior a 2,0 cm;
- ✓ O máximo espaçamento das barras verticais em paredes exteriores deve ser de 240 cm.

8.3.2 Pilares e enrijecedores

- ✓ A taxa de armadura deve estar entre 0,3 e 1%;
- ✓ A armadura deve consistir em quatro barras de diâmetro não inferior a 12,5 mm;
- ✓ O diâmetro das barras dos estribos não deve ser inferior a 5,0 mm;
- ✓ O espaçamento mínimo entre barras verticais é de 4 cm e não menor que $2,5\phi$.

8.4 Proteção da armadura e espessura de juntas

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

8.5 Juntas de dilatação

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

8.6 Juntas de controle

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

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

9 BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 8798 - Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**: Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 10837 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**: Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 8215 – Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – Preparo e ensaio à compressão**: Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 8949 – Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples**: Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 7184 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Determinação da resistência à compressão**: Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 5712 – Bloco vazado modular de concreto**: Rio de Janeiro, 1982.

CAMACHO, J. S. **Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica**. Tese (Doutorado). São Paulo, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1995. 157p.

CAMACHO, J. S. **Alvenaria estrutural não-armada: Parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes**. Dissertação (Mestrado). Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1986. 180 p.

HENDRY, A. W. **Structural masonry**. Hong Kong: Macmillan Press, 1998. 294p.