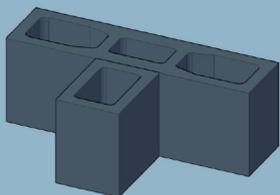
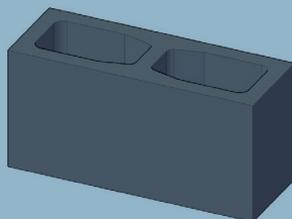
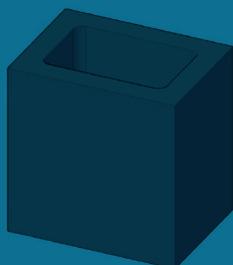


Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto

Segunda edição — revista e atualizada conforme NBR 16868:2020

Guilherme Aris Parsekian
Wallison Angelim Medeiros



EdUFSCar

PARÂMETROS DE PROJETO DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM BLOCOS DE CONCRETO

SEGUNDA EDIÇÃO REVISTA E ATUALIZADA CONFORME NBR 16868:2020



REITORA Ana Beatriz de Oliveira
VICE-REITORA Maria de Jesus Dutra dos Reis
DIRETORA DO SIBI Camila Cassiavilani
DIRETOR DA EDUFSCAR Wilson Alves-Bezerra

EdUFSCar – Editora da Universidade Federal de São Carlos

CONSELHO EDITORIAL Ariadne Chloe Mary Furnival
Claudia Maria Simões Martinez
Edenis Cesar de Oliveira
Evandro Marsola de Moraes
José da Costa Marques Neto
Luciana Salazar Salgado
Nataly Carvalho Lopes
Petronilha Beatriz Gonçalves e Silva
Wilson Alves-Bezerra (Presidente)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Editora da Universidade Federal de São Carlos

Via Washington Luís, km 235

13565-905 - São Carlos, SP, Brasil

Telefax (16) 3351-8137

www.edufscar.com.br

edufscar@ufscar.br

Twitter: @EdUFSCar

Facebook: /editora.edufscar

Instagram: @edufscar

PARÂMETROS DE PROJETO DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM BLOCOS DE CONCRETO

SEGUNDA EDIÇÃO REVISTA E ATUALIZADA CONFORME NBR 16868:2020

Guilherme Aris Parsekian
Wallison Angelim Medeiros



EdUFSCar

São Carlos
2021

Capa

Augusto Meneghin

Projeto gráfico

Vitor Massola Gonzales Lopes

Editoração eletrônica

Alyson Tonioli Massoli

Preparação e revisão de texto

Marcelo Dias Saes Peres

Livia Damaceno

Julia Santana

Coordenadoria de administração, finanças e contratos

Fernanda do Nascimento

Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da Biblioteca Comunitária da UFSCar

P266p Parsekian, Guilherme Aris.
Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto / Guilherme Aris Parsekian, Wallison Angelim Medeiros. -- 2. ed. -- São Carlos : EdUFSCar, 2021.
147 p.

Edição revisada e atualizada conforme NBR 16868:2020
ISBN – 978-65-86768-23-7

1. Alvenaria estrutural. 2. Blocos de concreto. 3. Projeto.
4. Edifícios. I. Título.

CDD – 693.1 (20ª)

CDU – 693

Bibliotecário responsável: Ronildo Santos Prado – CRB/8 7325

Todos os direitos reservados. Nenhuma parte desta obra pode ser reproduzida ou transmitida por qualquer forma e/ou quaisquer meios (eletrônicos ou mecânicos, incluindo fotocópia e gravação) ou arquivada em qualquer sistema de banco de dados sem permissão escrita do titular do direito autoral.

AGRADECIMENTOS

A 1ª edição deste livro contou com a participação de vários profissionais, laboratórios e empresas de projeto:

- À OSMB Engenheiros Associados, ao Centro Tecnológico de Controle da Qualidade Falcão Bauer, ao Instituto de Tecnologia de Pernambuco (ITEP) e ao Laboratório de Estruturas e Materiais da Universidade Federal de Alagoas (LEMA/UFAL), pela resposta ao questionário de levantamento de dados.
- Aos escritórios Arco Assessoria em Racionalização Construtiva, Cláudio Puga & Engenheiros Associados, Escritório Técnico J R Andrade, Racional Projeto e Consultoria S/S, Pedreira de Freitas, RKS Engenharia de Estruturas, Simon Engenharia, Wendler Projetos Estruturais, pela resposta ao questionário de levantamento de dados e nas interessantes reuniões de discussão dos detalhes técnicos fundamentais para a elaboração deste texto.
- Também contou com apoio do Eng. Ernesto Fortes Silva, à época doutorando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSCar.

A 2ª edição deste livro contou com a contribuição da Enga. Andréia Silva dos Santos na elaboração do capítulo sobre Execução e Controle. Contou ainda com a participação do aluno de graduação da UFSCar Douglas Henrique da Silva, na revisão e elaboração das figuras, e com o fundamental apoio do Eng. Cláudio Oliveira Silva da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP).

Registra-se aqui o agradecimento a todos os participantes acima citados.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	11
LISTA DE TABELAS	14
1. INTRODUÇÃO	15
2. DEFINIÇÕES	16
3. DIMENSIONAMENTO.....	22
3.1 PROPRIEDADES DA ALVENARIA E DE SEUS COMPONENTES	22
3.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	24
3.2.1 Exemplo – travamento para caixa-d’água.....	31
3.2.2 Exemplo – dimensionamento a compressão simples – ELU.....	32
3.2.3 Exemplo – carga concentrada – ELU.....	33
3.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	34
3.3.1 Exemplo – cisalhamento em parede.....	37
3.3.2 Exemplo – cisalhamento em verga sem armadura.....	37
3.3.3 Exemplo – cisalhamento em viga.....	38
3.4 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SIMPLES EM ALVENARIA ARMADA	40
3.4.1 Exemplo – flexão simples – alvenaria armada – armadura simples – ELU	43
3.4.2 Exemplo – flexão simples – alvenaria armada – armadura simples.....	44
3.5 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO	45
3.5.1 Exemplo – flexão simples – sem armadura – ELU.....	46
3.6 RESISTÊNCIA À FLEXOCOMPRESSÃO	47
3.6.1 Alvenaria não armada ou com baixa taxa de armadura.....	47
3.6.1.1 Exemplo – flexocompressão – sem necessidade de armadura – ELU	49
3.6.1.2 Exemplo – flexocompressão – armadura simplificada	50
3.6.2 Verificação da flexocompressão no estádio III	54
3.6.2.1 Exemplo – flexocompressão – verificação no estádio III	55
3.6.2.2 Exemplo – dimensionamento e detalhamento de um elemento de parede típico de edifício residencial	57
3.6.2.2.1 Exemplo A.....	58
3.6.2.2.2 Exemplo B	60
3.6.3 Alvenaria armada.....	66
3.6.3.1 Elementos curtos (pilar)	66
3.6.3.2 Elementos esbeltos.....	67
3.6.3.3 Verificação por faixas em paredes com flexão oblíqua.....	67

3.6.3.3.1 Exemplo – verificação por faixa	69
3.7 PAREDE COM ÍNDICE DE ESBELTEZ MAIOR QUE 30.....	71
3.8 PAINEL SOB AÇÃO LATERAL FORA DO PLANO.....	72
3.9 ALVENARIA PROTENDIDA.....	72
4. DANO ACIDENTAL E COLAPSO PROGRESSIVO.....	73
5. ALVENARIA PARTICIPANTE	75
5.1 EXEMPLO – CONSIDERAÇÃO DA ALVENARIA PARTICIPANTE	77
5.1.1 Aumento da rigidez do pórtico com alvenaria participante.....	79
5.1.2 Decomposição das forças.....	79
5.1.3 Verificação da resistência à compressão da diagonal comprimida.....	80
5.1.4 Verificação do cisalhamento na alvenaria	82
5.1.4.1 Cisalhamento por tração diagonal	82
5.1.4.2 Escorregamento da junta horizontal	82
6. DETALHES DE PROJETO.....	83
6.1 COBRIMENTO MÍNIMO DA ARMADURA.....	83
6.2 ÁREA E DIÂMETROS DE ARMADURAS MÍNIMOS E MÁXIMOS.....	84
6.3 ANCORAGEM E EMENDAS DE ARMADURAS	86
6.4 GANCHOS E DOBRAS.....	89
7. CORTES E JUNTAS	90
7.1 CORTES EM PAREDES.....	90
7.2 JUNTAS DE DILATAÇÃO	90
7.2.1 Cuidados na execução da junta	90
7.2.2 Verificações a serem efetuadas	91
7.2.3 Como prescindir da junta acima dos 24 metros	91
7.2.3.1 Cuidados com a laje	91
7.2.3.2 Cuidados com os blocos	92
7.2.3.3 Análise do formato da planta (extensão de laje contínua sem recortes)	92
7.3 JUNTA DE CONTROLE	92
7.4 LAJE DO ÚLTIMO PAVIMENTO.....	94
7.4.1 Junta horizontal	95
7.4.2 Proteção térmica	96

8. BALANÇIM NA COBERTURA	98
9. AMARRAÇÃO	100
9.1 USO DE AMARRAÇÃO DIRETA.....	100
9.2 USO DE AMARRAÇÃO INDIRETA	100
10. USO DE CINTA INTERMEDIÁRIA	102
11. CINTA DE RESPALDO	103
12. DETALHES COM LAJE MACIÇA MOLDADA NO LOCAL	104
13. DETALHES COM LAJE PRÉ-MOLDADA.....	105
14. MODULAÇÃO.....	108
15. ARMADURA VERTICAL	109
16. VERGAS E CONTRAVERGAS	110
17. USO DE PRÉ-MOLDADOS.....	112
18. JUNTA DE ASSENTAMENTO HORIZONTAL	113
19. JUNTA DE ASSENTAMENTO VERTICAL.....	114
20. PADRONIZAÇÃO DA ESPECIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSA, GRAUTE E PRISMAS	115
21. MODELOS DE DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS	117
22. MODELOS DE DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS.....	118
23. ESPECIFICAÇÃO, RECEBIMENTO E ARMAZENAMENTO DOS MATERIAIS EM OBRA.....	119
23.1 PRODUÇÃO DE ARGAMASSA E GRAUTE.....	119
24. CONTROLE DA RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E DAS ALVENARIAS À COMPRESSÃO AXIAL.....	123
24.1 CARACTERIZAÇÃO PRÉVIA.....	123
24.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA: ENSAIO DE PRISMA	125
24.3 CONTROLE DE OBRA	127
24.3.1 Controle de blocos	127
24.3.2 Controle de argamassa e graute.....	129

24.3.3 Resistência da alvenaria por ensaio de prisma	131
25. EXEMPLOS DE CONTROLE DE OBRA	136
25.1 EDIFICAÇÃO DE 20 PAVIMENTOS.....	136
25.1.1 Caracterização prévia (anterior ao início da obra)	136
25.1.2 Controle durante a execução da obra	137
25.1.2.1 Bloco	137
25.1.2.2 Argamassa	137
25.1.2.3 Graute.....	137
25.1.2.4 Prisma.....	137
25.1.2.5 Resumo	138
25.2 CONJUNTO HABITACIONAL COM EDIFICAÇÃO DE CINCO PAVIMENTOS	138
25.2.1 Caracterização prévia (anterior ao início da obra)	139
25.2.2 Controle durante a execução da obra	139
25.2.2.1 Bloco	139
25.2.2.2 Argamassa e graute.....	139
25.2.2.3 Prisma.....	140
25.2.2.4 Resumo	141
25.3 SOBRADO.....	141
25.3.1 Caracterização prévia (anterior ao início da obra)	142
25.3.2 Controle durante a execução da obra	142
25.3.2.1 Bloco	142
25.3.2.2 Argamassa e graute.....	142
25.3.2.3 Prisma.....	142
25.3.2.4 Resumo	142
26. REFERÊNCIAS.....	144

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Exemplo de amarração direta de paredes	16
Figura 2.2 Exemplos de juntas amarradas.....	17
Figura 2.3 Exemplo da área bruta.....	17
Figura 2.4 Exemplos de áreas efetivas	17
Figura 2.5 Exemplo da área líquida.....	18
Figura 2.6 Exemplo de bloco.....	18
Figura 2.7 Exemplos de flanges.....	19
Figura 2.8 Junta a prumo.....	19
Figura 2.9 Exemplo de pequena parede.....	20
Figura 2.10 Trecho não considerado pilar	21
Figura 2.11 Prisma oco e cheio	21
Figura 3.1 Formas de disposição da argamassa	26
Figura 3.2 Travamento lateral	27
Figura 3.3 Cargas concentradas.....	31
Figura 3.4 Molde e corpos de prova de argamassa em cubos de 40 mm	35
Figura 3.5 Diagrama de tensões e deformações no estádio III.....	41
Figura 3.6 Limitação da largura da seção para armadura concentrada	42
Figura 3.7 Seção transversal de parede com flanges.....	42
Figura 3.8 Detalhes para viga-parede	43
Figura 3.9 Tração na flexão: (a) painel submetido à flexão; (b) nomenclatura para flexão da parede	45
Figura 3.10 Diagrama de equilíbrio flexocompressão no estádio III	54
Figura 3.11 Flexocompressão – seção retangular	66
Figura 3.12 Momento de 2ª ordem.....	67
Figura 3.13 Parede longa dividida por faixas para consideração dos esforços axiais, flexão no plano e fora do plano por faixa	68
Figura 3.14 Características do painel para cálculo da esbeltez por faixa	69
Figura 5.1 Posição sugerida da força diagonal resultante para dimensionamento dos pilares.....	75
Figura 5.2 Modelo da diagonal comprimida em alvenaria participante	76

Figura 5.3	Pórtico com alvenaria participante (dimensões em cm).....	77
Figura 5.4	Representação do pórtico pelo modelo de treliça.....	79
Figura 5.5	Força de compressão na diagonal.....	80
Figura 5.6	(a) Representação das compressões; (b) Tração provocada pela compressão na diagonal; e (c) Escorregamento da junta.....	81
Figura 6.1	Armadura para junta de assentamento.....	83
Figura 6.2	Cobrimento mínimo para armaduras.....	84
Figura 6.3	Quantidade máxima de barras de armadura por furo.....	85
Figura 6.4	Espaçamento mínimo entre armaduras.....	86
Figura 6.5	Ancoragem sobre apoios.....	87
Figura 6.6	Esperas de armaduras verticais em estrutura de apoio.....	87
Figura 6.7	Comprimento mínimo de emendas para graute C15 e barras nervuradas CA50.....	88
Figura 6.8	Emendas em cantos de cintas.....	88
Figura 6.9	Emendas de duas barras no mesmo furo (recomenda-se utilizar apenas uma barra vertical por furo).....	88
Figura 7.1	Detalhe de junta de dilatação em planta com recorte ou contínua.....	92
Figura 7.2	Junta de controle.....	93
Figura 7.3	Opções para armaduras horizontais.....	94
Figura 7.4	Cuidados no último pavimento.....	95
Figura 7.5	Detalhe de execução de proteção térmica sobre a laje de cobertura.....	96
Figura 8.1	O balancim engastado em platibanda apenas em alvenaria não é permitido.....	98
Figura 8.2	Balancim apoiado na platibanda de pilares e viga de concreto armado engastados em laje maciça moldada no local.....	99
Figura 8.3	Balancim apoiado nos cantos de platibanda em alvenaria e em enrijecedores de alvenaria.....	99
Figura 9.1	Detalhes de amarração direta.....	100
Figura 9.2	Detalhes de amarração indireta.....	101
Figura 10.1	Detalhes de cintas e graute vertical em paredes.....	102
Figura 12.1	Detalhe da armadura de laje maciça sobre apoios.....	104
Figura 13.1	Opção para detalhe contra colapso progressivo em painéis de lajes pré-moldadas sem ligação entre eles.....	106
Figura 13.2	Opção para detalhe contra colapso progressivo em painéis de lajes pré-moldadas com ligação entre eles (a armadura negativa deve ser maior que $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$).....	106

Figura 13.3	Detalhe de ligação entre painéis de lajes pré-moldadas	107
Figura 15.1	Pontos em que se recomenda prever armadura vertical em qualquer edifício, independentemente da altura dele.....	109
Figura 16.1	Espaçadores adequados para alvenaria estrutural	111
Figura 23.1	Molde para corpo de prova do graute.....	120
Figura 23.2	Molde para corpo de prova cúbico	121
Figura 23.3	Cubo de argamassa de 4 cm para ensaio de compressão	121
Figura 23.4	Procedimento de moldagem (prisma de 5 fiadas) e ensaio em obra de tração na flexão de alvenaria...	122
Figura 24.1	Diagrama de ensaios para caracterização prévia	125
Figura 24.2	Regras para ensaio de prisma	127
Figura 24.3	Ensaio de abatimento (<i>slump test</i>)	131
Figura 24.4	Prismas ocos (a), cheios (b) e exemplo de grauteamento típico (c)	132
Figura 24.5	Diagrama de ensaios a serem realizados por lote em obra	135

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Propriedades da alvenaria	23
Tabela 3.2	Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria estrutural	25
Tabela 3.3	Espessura efetiva – coeficiente δ	28
Tabela 3.4	Resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes.....	34
Tabela 3.5	Valores da resistência à tração na flexão	46
Tabela 3.6	Valores do coeficiente j	67
Tabela 7.1	Limites de espaçamento máximo para junta de controle	93
Tabela 7.2	Opções para junta deslizante sob laje de cobertura	95
Tabela 20.1	Valores sugeridos para especificação de argamassa e graute e valor de prisma para diferentes f_{bk}	116
Tabela 24.1	Número mínimo de corpos de prova destinados aos ensaios iniciais de caracterização.....	124
Tabela 24.2	Valores de \emptyset em função da quantidade de elementos de alvenaria	127
Tabela 24.3	Definição de lote para controle de bloco	128
Tabela 24.4	Tamanho mínimo da amostra para blocos de concreto de acordo com a ABNT NBR 6136	129
Tabela 24.5	Variáveis de controle geométrico na produção da alvenaria	134
Tabela 25.1	Resistência especificada em projeto para cada pavimento em MPa	136
Tabela 25.2	Ensaio de resistência à compressão para o edifício.....	138
Tabela 25.3	Ensaio de resistência à compressão para o empreendimento	141
Tabela 25.4	Ensaio de resistência à compressão para o sobrado.....	143

1. INTRODUÇÃO

Esta é a segunda edição, revisada e ampliada, deste livro, que continua com a parceria entre a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e a Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), que juntas desenvolvem projeto cujo objetivo é disponibilizar ao meio técnico um manual de melhores práticas para projeto de edifícios de alvenaria estrutural, com ênfase na utilização dos blocos de concreto.

Após nove anos, esta nova edição está sendo finalizada em momento bastante oportuno, pois foi possível levar em conta a última atualização e unificação das principais normas brasileiras sobre o assunto que deram origem à recente norma ABNT NBR 16868 – Alvenaria Estrutural – Parte 1: Projeto; Parte 2: Execução e controle de obras; e Parte 3: Métodos de ensaio.

Foram mantidos o formato e a sequência da edição anterior, porém o conteúdo deste livro sofreu uma revisão ampla do texto e exercícios para adaptá-lo às prescrições da norma ABNT NBR 16868:2020, da qual os autores tiveram ampla participação. As informações sobre detalhes e escolhas de projetistas com notoriedade em projetos de edifícios de alvenaria estrutural foram compiladas e melhoradas para o contexto atual em que o avanço de tecnologias e dos materiais permitiu a adoção de novas soluções no projeto e no processo construtivo.

O livro continua condensando a experiência de renomados projetistas de edifícios em alvenaria estrutural, e espera-se que continue possibilitando que construtoras e engenheiros de obras tirem suas dúvidas e possam melhor discutir os detalhes com seus projetistas.

2. DEFINIÇÕES

Algumas novas definições foram recentemente introduzidas ou reformuladas com a publicação da nova norma de Alvenaria Estrutural, especialmente:

A. Amarração direta de paredes

Padrão de ligação de paredes por intertravamento de blocos, obtido com a interpenetração alternada de 50% das fiadas de uma parede na outra ao longo das interfaces comuns, respeitando a superposição em toda a espessura e defasagem da junta vertical conforme amarração direta no plano da parede.

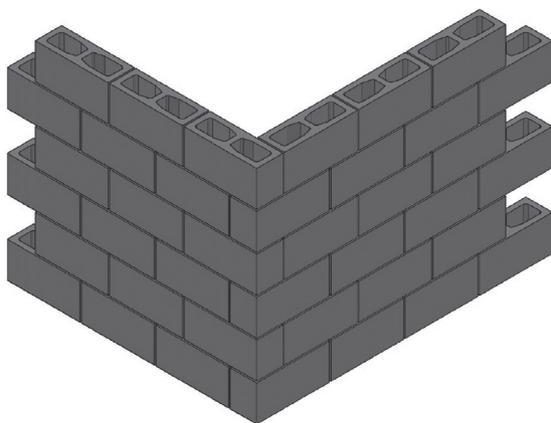


Figura 2.1 Exemplo de amarração direta de paredes.

B. Amarração direta no plano da parede

Padrão de distribuição dos blocos no plano da parede, onde as juntas verticais são defasadas em no mínimo 9 cm e 1/4 do comprimento dos blocos.

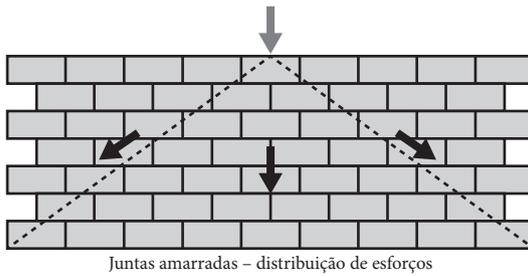


Figura 2.2 Exemplos de juntas amarradas.

C. Área bruta

Área de um componente (bloco) ou elemento (parede) considerando as dimensões externas, desprezando a existência de vazios.

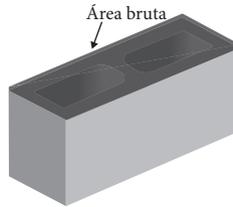


Figura 2.3 Exemplo da área bruta.

D. Área efetiva

Parte da área líquida considerando apenas a região sobre a qual a argamassa de assentamento é distribuída, desconsiderando vazios, quando houver.

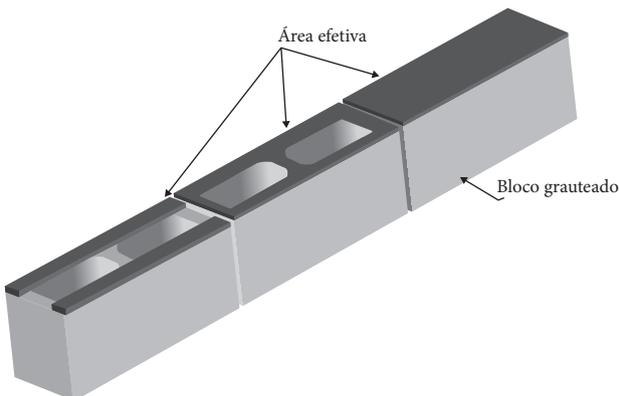


Figura 2.4 Exemplos de áreas efetivas.

E. Área líquida

Área de um componente (bloco) ou elemento (parede) considerando as dimensões externas e descontando as áreas dos vazios.

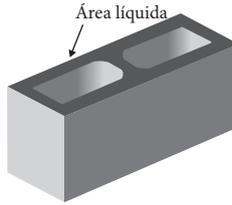


Figura 2.5 Exemplo da área líquida.

F. Bloco

Componente básico da alvenaria com altura maior ou igual a 115 mm, podendo ser vazado, perfurado ou maciço.

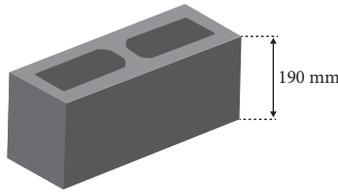


Figura 2.6 Exemplo de bloco.

G. Flange

Comprimento de trecho de alvenaria, fora do plano da seção e amarrada ao elemento, considerado para aumento de rigidez da seção transversal.

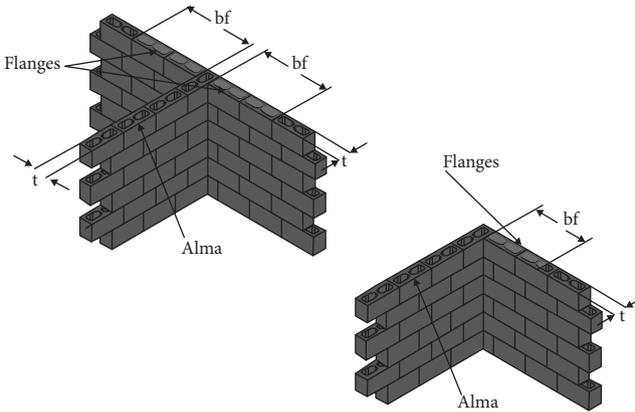


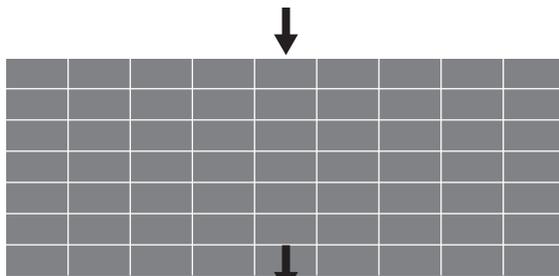
Figura 2.7 Exemplos de flanges.

H. Graute

Material cimentício com consistência fluida utilizado para o preenchimento de espaços vazios da alvenaria, com a finalidade de aumento da capacidade resistente da alvenaria ou de sua solidarização às armaduras.

I. Junta não amarrada no plano da parede

Padrão de distribuição de blocos no plano no qual as juntas verticais se defasam menos que 9 cm e menos de 1/4 do comprimento dos blocos. Usualmente, as juntas verticais são alinhadas a prumo nesta configuração e nesse caso devem ser consideradas não estruturais, salvo se existir comprovação experimental de sua eficiência ou se efetuada a amarração indireta conforme prescrição de norma.



Juntas a prumo - esforços não se distribuem
Não recomendado

Figura 2.8 Junta a prumo.

J. Pequena parede

Corpo de prova que tenha no mínimo o comprimento equivalente a dois blocos e altura equivalente a cinco vezes a espessura do bloco ou tijolo, e não inferior a 70 cm.

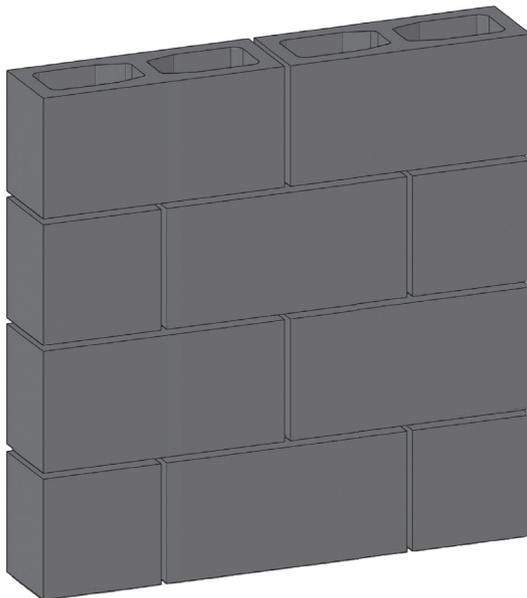


Figura 2.9 Exemplo de pequena parede.

K. Pilar

Elemento linear que resiste predominantemente a cargas de compressão e cuja maior dimensão da seção transversal não excede cinco vezes a menor dimensão. A exceção é para trechos entre janelas com altura de até 160 cm.

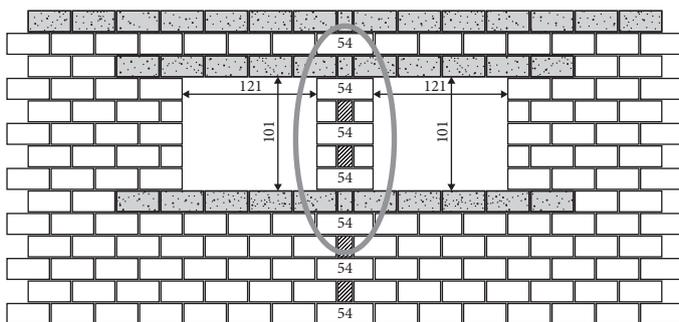


Figura 2.10 Trecho não considerado pilar.

L. Prisma

Corpo de prova obtido pela superposição de blocos unidos por junta de argamassa, podendo ser **cheio**, quando os vazados ou furos são preenchidos por grauteamento, ou **oco**, quando não há grauteamento de vazados ou furos. Permite obter informações básicas sobre resistência à compressão da alvenaria e é o principal parâmetro para projeto e controle de obra.

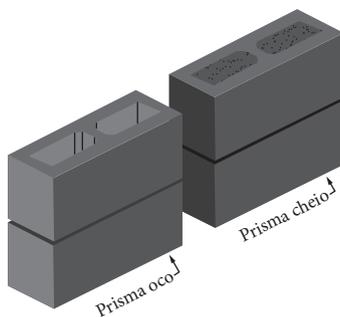


Figura 2.11 Prisma oco e cheio.

3. DIMENSIONAMENTO

Além da unificação das antigas normas de alvenaria estrutural, pode-se dizer que as principais modificações para o dimensionamento da alvenaria estrutural em relação à versão de 2011 são:

- Inclusão de dimensionamento de paredes esbeltas;
- Possibilidade de considerar o travamento lateral na esbeltez da parede;
- Condição especial para esbeltez de casa térrea;
- Verificação da flexocompressão (cargas verticais com flexão devido à força lateral) por faixas;
- Reformulação na consideração de carga concentrada;
- Revisão na consideração da tensão de escoamento do aço;
- Necessidade de avaliação da conformidade do projeto de estruturas de alvenaria;
- Limites para prédios altos com recomendações mais claras para verificação da estabilidade lateral (redução E, limite γ_z);
- Recomendações atualizadas para execução de vigas de alvenaria estrutural (ELU e ELS);
- Inclusão de prescrições para o dimensionamento de grandes painéis sujeitos à ação lateral fora do plano;
- Incorporado anexo sobre alvenaria participante no contraventamento de edificações aporricadas;
- Inclusão de anexo informativo com especificações conhecidas de f_{bk} , f_{pk} , f_a , f_{gk} e f_{pk}^* .

Estes tópicos serão abordados nos próximos capítulos.

3.1 Propriedades da alvenaria e de seus componentes

Na ABNT NBR 16868:2020, a seção de propriedades dos materiais foi revisada, sendo eliminado o limite de 16 GPa para o módulo de deformação da alvenaria com blocos de concreto (E_a). A justificativa para o limite máximo anterior era a inexistência de resultados de ensaio na literatura

internacional. Os valores indicados atualmente foram baseados em ensaios nacionais relatados em Fortes.¹ A relação entre E_a e a resistência do prisma (f_{pk}) depende da resistência do bloco (f_{bk}), variando de $800 \cdot f_{pk}$ para blocos de concreto de baixa resistência a $700 \cdot f_{pk}$ para blocos de concreto de alta resistência. Os valores das propriedades da alvenaria podem ser adotados de acordo com a Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Propriedades da alvenaria.

Propriedade		Valor
Bloco de concreto	Módulo de deformação longitudinal	$800 f_{pk}$ para $f_{bk} \leq 20$ MPa
		$750 f_{pk}$ para $f_{bk} = 22$ e 24 MPa
		$700 f_{pk}$ para $f_{bk} \geq 26$ MPa
	Coefficiente de Poisson	0,20
	Coefficiente de dilatação térmica linear	$9,0 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
	Coefficiente de deformação unitária por retração da alvenaria*	$500 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$
Coefficiente de fluência específica (considerando tensões na área líquida, ajustar valores para área bruta, conforme caso)	0,36 mm/m/MPa	
* Este valor deve ser aumentado para $600 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$ quando os blocos forem produzidos sem cura a vapor e na verificação de perdas quando a protensão for aplicada antes de 14 dias após a execução da parede.		

Sabe-se que a resistência à compressão de uma parede não é diretamente proporcional à resistência à compressão da argamassa devido ao confinamento a que ela está sujeita entre os blocos e pelo fato de que o bloco usualmente rompe por tração lateral. Entretanto a argamassa tem grande influência em outros fatores (resistência ao cisalhamento e à tração), sendo sugerido o valor mínimo de 4,0 MPa e o valor máximo de 70% da resistência do bloco na área líquida. Para evitar riscos de fissuras, a ABNT NBR 16868-1 limita a resistência à compressão da argamassa a 1,5 vez a resistência característica especificada para o bloco na área bruta. O limite máximo pretende evitar erros comuns na execução de edifícios de baixa altura, em que o construtor, de maneira equivocada, entende que o uso de argamassa forte seria adequado. Em edifícios altos, o uso de argamassa mais forte é necessário e fundamental para garantir a resistência de prisma. Nesses casos, devido à grande tensão de compressão existente, o risco de fissuras por baixa resistência a tração é menor.

O valor mínimo da resistência à compressão característica do graute deve ser de 15 MPa, inclusive para considerações das sugestões presentes no novo Anexo F da ABNT NBR 16868-1:2020. É importante respeitar também um valor máximo para resistência, sendo sugerido que a resistência do graute não seja superior a 150% da resistência do bloco na área líquida, exceto para casos de graute de 15 MPa. Quanto às armaduras, na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, pode-se admitir o módulo de elasticidade do aço igual a 210 GPa. O limite mínimo para resistência do graute foi adotado para permitir aderência entre a armadura e este concreto. O limite máximo advém da constatação de que não há aumento da resistência de prisma quando a resistência de graute é muito superior à resistência do material do bloco, em comparação com o prisma em que o material do bloco e graute tem resistência semelhante.

Como se trabalha com valores característicos, é necessário estipular um valor para o coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria (γ_m). A premissa adotada pelo comitê de estudo foi manter o atual nível de segurança de obras em alvenaria estrutural, uma vez que não há relatos de problemas com este tipo de obra quando dimensionadas desde a versão de 1989 da norma. Assim, permaneceram os valores para a verificação no estado-limite último (ELU) de $\gamma_m = 2,0$ para combinações normais e $\gamma_m = 1,5$ para combinações especiais ou de construções e excepcionais. Também continua o valor de $\gamma_m = 1,0$ para a verificação no estado-limite de serviço (ELS). Exceção é feita no caso de dimensionamento de estruturas de casas térreas com alvenarias de 9 cm, onde se deve adotar $\gamma_m = 3,0$.

3.2 Resistência à compressão

A resistência à compressão de uma parede é altamente dependente do tipo de bloco a ser utilizado. A resistência característica à compressão simples da alvenaria (f_k) deve ser determinada com base no ensaio de paredes. Entretanto, nas alvenarias de blocos de 190 mm de altura e junta de argamassa de 10 mm a relação entre a resistência de parede e de prisma (f_{pk}/f_k) pode ser estimada em 0,7, ou seja, $f_k = 0,7 \cdot f_{pk}$. Uma inovação da recente norma ABNT NBR 16868-1 é a inclusão do uso de tijolos para construção de edificações em alvenaria estrutural; nestes casos, a relação da resistência de parede pode ser estimada como 60% da resistência do prisma de tijolos.

Outra atualização da nova norma foi a apresentação de valores de referência para especificação das resistências dos materiais e prisma em função da resistência do bloco (Tabela 3.2). Apesar dos valores sugeridos serem apenas indicativos, devendo ser confirmados na caracterização prévia dos materiais durante o controle de obra, entende-se que tais valores são de grande utilidade ao projetista para que possa especificar no projeto os materiais a serem utilizados no empreendimento. A tabela, que já fazia parte da primeira edição deste livro, foi incorporada à norma de alvenaria e sofreu pequeno ajuste.

Tabela 3.2 Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria estrutural.

Bloco vazado de concreto conforme ABNT NBR 6136 Dimensões: 14 x 19 x 39 cm	Resistências características à compressão (MPa)					f_{pk} / f_{tk}	f_{pk} / f_{pk}
	f_{tk}	f_a	f_{gk}	f_{pk}	f_{pk}'		
	3,0	4,0	15,0	2,4	4,8	0,80	2,00
	4,0	4,0	15,0	3,2	6,4	0,80	2,00
	6,0	6,0	15,0	4,5	7,9	0,75	1,75
	8,0	6,0	20,0	6,0	10,5	0,75	1,75
	10,0	8,0	20,0	7,0	12,3	0,70	1,75
	12,0	8,0	25,0	8,4	13,4	0,70	1,60
	14,0	12,0	25,0	9,8	15,7	0,70	1,60
	16,0	12,0	30,0	10,4	16,6	0,65	1,60
18,0	14,0	30,0	11,7	18,7	0,65	1,60	
20,0	14,0	35,0	12,0	19,2	0,60	1,60	
22,0	18,0	35,0	12,1	19,4	0,55	1,60	
24,0	18,0	40,0	13,2	21,1	0,55	1,60	

f_{tk} = resistência característica à compressão do bloco;
 f_a = resistência característica à compressão da argamassa;
 f_{gk} = resistência característica à compressão do graute;
 f_{pk} = resistência característica à compressão do prisma;
 f_{pk}' = resistência característica à compressão do prisma cheio (2 furos grauteados).

O ensaio de prisma é realizado com dois blocos e uma junta de argamassa, conforme prescrito pela ABNT NBR 16868-3:2020. Na construção do corpo de prova (assentamento de um bloco sobre outro, formando o prisma de dois blocos e uma junta de argamassa), deve-se dispor a argamassa em toda a face horizontal do bloco (e não apenas nas laterais). A ideia é que o ensaio seja padronizado, com ajustes no dimensionamento de acordo com o tipo de construção. A referência para cálculo da resistência de prisma

continua sendo a área bruta do bloco. Quando a argamassa for disposta apenas em dois cordões laterais (Figura 3.1B), deve-se reduzir a resistência da alvenaria, calculada e controlada a partir de um ensaio de prisma com argamassa sobre todo o bloco (Figura 3.1A) em 20%.

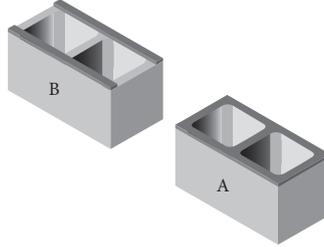


Figura 3.1 Formas de disposição da argamassa.

Elementos comprimidos terão sempre o problema de flambagem inerente a esse tipo de esforço. Quanto mais esbelta for a parede, menor será a resistência à compressão desta. A esbeltez depende da espessura efetiva (t_{ef}) e da altura efetiva (h_{ef}) da parede. A altura efetiva é equivalente ao comprimento de flambagem na nomenclatura clássica da resistência dos materiais e depende do tipo de vinculação da parede e da altura real. Antes da atualização de norma, apenas duas considerações eram possíveis:

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

Na nova ABNT NBR 16868-1:2020 é prevista a consideração de travamentos laterais para a consideração da altura efetiva. Neste caso, as paredes de travamento devem ter comprimento mínimo (calculado diminuindo-se a espessura da parede a ser travada) igual a 1/5 da altura da parede, sendo travada e no mínimo da mesma espessura desta (Figura 3.2). Além disso, as paredes laterais devem ter travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas extremidades superior e inferior. A formulação proposta para casos em que houver travamento lateral transversal à parede é o menor valor de h_e entre:

- $h_e \leq \alpha_v \cdot h$
- e
- $h_e \leq 0,7 \cdot \sqrt{\alpha_v \cdot h \cdot \alpha_h \cdot \ell}$

em que:

α_v é coeficiente de esbeltez vertical:

= 1,0 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas duas extremidades, superior e inferior;

= 2,5 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais em uma das extremidades, superior ou inferior.

α_h é coeficiente de esbeltez horizontal:

= 1,0 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais das suas duas extremidades, esquerda e direita;

= 2,5 se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais em uma das extremidades, esquerda ou direita.

h é a altura do painel;

ℓ é a largura do painel.

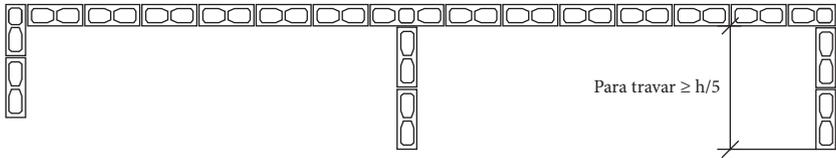
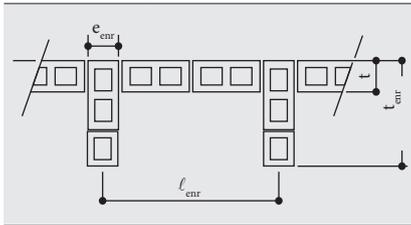


Figura 3.2 Travamento lateral.

A espessura efetiva é uma simplificação do raio de giração ($\sqrt{I/A}$), usualmente utilizado para cálculo do comprimento de flambagem. Se não houver enrijecedores na parede, a espessura efetiva é a sua própria espessura. No caso de paredes com enrijecedores, a espessura efetiva representa uma aproximação do aumento no valor do raio de giração para paredes em comparação com uma parede de seção retangular. Para cálculo, deve-se consultar a Tabela 3.3 para obter o valor do aumento da espessura efetiva. Destaca-se que este conceito não foi modificado em relação à norma anterior.

- $t_{ef} = \delta t$

Tabela 3.3 Espessura efetiva – coeficiente δ .



$l_{\text{eff}}/e_{\text{eff}}$	$t_{\text{eff}}/t = 1$	$t_{\text{eff}}/t = 2$	$t_{\text{eff}}/t = 3$
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

A relação entre a altura efetiva e a espessura efetiva é definida como índice de esbeltez (λ). A espessura efetiva e o índice de esbeltez devem respeitar os seguintes limites:

- Espessura efetiva (t_{ef}) para edificações com mais de dois pavimentos
 - ≥ 14 cm (paredes);
 - ≥ 19 cm (pilares).
- Índice de esbeltez ($h_{\text{ef}}/t_{\text{ef}}$)
 - Alvenaria não armada ≤ 24 (a norma permite $h_{\text{ef}}/t_{\text{ef}} \leq 30$ para casas térreas utilizando $\gamma_m = 3,0$);
 - Alvenaria armada ≤ 30 (permitido $h_{\text{ef}}/t_{\text{ef}} > 30$ com dimensionamento refinado).

A ABNT NBR 16868:2020 permite ainda alvenaria armada sem qualquer limite de esbeltez, porém com cálculo refinado e limitado a paredes sob baixa tensão de compressão, levando em conta efeitos de 2ª ordem (ver item 3.7).

Usualmente, a resistência à compressão é referida à direção vertical, perpendicular à fiada de assentamento, caso comum e usual na realização da resistência dos ensaios de prismas. Entretanto existem situações em que a resistência à compressão de interesse é a referida à direção horizontal, paralela à fiada. Ensaios mostram que a resistência à compressão na direção horizontal é inferior à vertical. Quando não se dispõem de ensaios que permitam a obtenção precisa da resistência à compressão na direção paralela à fiada, esta pode ser estimada igual a:

- $f_{k,\text{horizontal}} = f_{k,\text{vertical}}$ se toda a seção horizontal for grauteada (por exemplo, formada por canaletas totalmente grauteadas);
- $f_{k,\text{horizontal}} = 0,5 \cdot f_{k,\text{vertical}}$ se toda a seção horizontal não for grauteada.

A formulação simplificada encontrada na normalização brasileira admite excentricidade de carregamento igual a 10% da espessura da parede ($e = 0,1 \cdot t_{ef}$) e o valor de $E = 1.000 \cdot f_p$, sendo adotado o redutor da resistência à compressão de paredes devido à flambagem:

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

Deve-se destacar que a possibilidade de utilizar armadura para aumentar a resistência à compressão de paredes de alvenaria não é considerada na atual norma brasileira, porém pode ser considerada para pilares. A resistência característica da parede, f_k , é admitida igual a 70% de f_{pk} (prisma característico) para o caso de blocos. Têm-se então:

PAREDES E PILARES NÃO ARMADOS:

$$\gamma_f \cdot F_k \leq \begin{cases} 1,0 \text{ paredes} \\ 0,9 \text{ pilares} \end{cases} \times \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} R \times A, \text{ usualmente com } \gamma_f = 1,4 \text{ e } \gamma_m = 2,0.$$

PILARES ARMADOS:

$$\gamma_f \cdot F_k \leq \left(\frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \times A + \frac{A_s \times f_s}{\gamma_s} \right) \times R, \text{ usualmente com } \gamma_f = 1,4, \gamma_m = 2,0 \text{ e } \gamma_s = 1,15.$$

$$f_s \leq \begin{cases} 250 \text{ MPa, para o espaçamento de estribos } \leq 24 \times \phi_\ell \\ 500 \text{ MPa, para o espaçamento de estribos } \leq 12 \times \phi_\ell \end{cases}$$

ϕ_ℓ é o diâmetro da armadura longitudinal

Outro caso de dimensionamento a compressão é o da verificação do ponto de contato de cargas concentradas. Em cargas concentradas não existe o problema de flambagem no ponto de contato. Neste ponto também é possível considerar o aumento da resistência à compressão uma vez que as tensões concentradas na região de contato estarão confinadas por tensões menores ao redor dessa região. Segundo a ABNT NBR 16868-1:2020, forças de compressão que se concentram em regiões podem ser verificadas considerando um aumento no limite de resistência na região. Recomenda-se que o apoio seja feito sempre em canaleta grauteada (coxim, cinta ou verga). Se a tensão de contato for maior que a necessária, pode-se ainda executar um coxim de concreto nesse ponto. Considerando uma propagação da carga a 45°, verifica-se a necessidade de executar ainda este coxim nas fiadas inferiores. Recomenda-se ainda que o apoio seja sempre feito pelo menos meio bloco afastado da extremidade da parede.

Tensões em região de contato com as dimensões “a” e “b” maiores ou iguais a 50 mm ou t/3 devem ser menores que:

- $$\sigma_d \leq 1,2 \cdot k \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_m}$$

em que:

σ_d é a tensão de contato em valor de projeto somada à tensão aplicada à parede antes da inserção da carga concentrada;

k é o fator para resistência de contato:

- em alvenaria maciça ou grauteada, nos casos em que a tensão de contato da carga concentrada é maior ou igual a 80% da tensão

$$\sigma_d: k = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2,0;$$

- para os demais casos: k = 1,0.

A_1 é a área de contato carregada uniformemente;

A_2 é a área máxima até à extremidade da seção, de mesma forma e centro de gravidade de A_1 , conforme Figura 3.3.

Em outros casos, a tensão deve ser no máximo igual a f_d . Esforços de fendilhamento considerados importantes devem ser verificados, podendo ser utilizado o modelo de biela e tirante da ABNT NBR 6118.

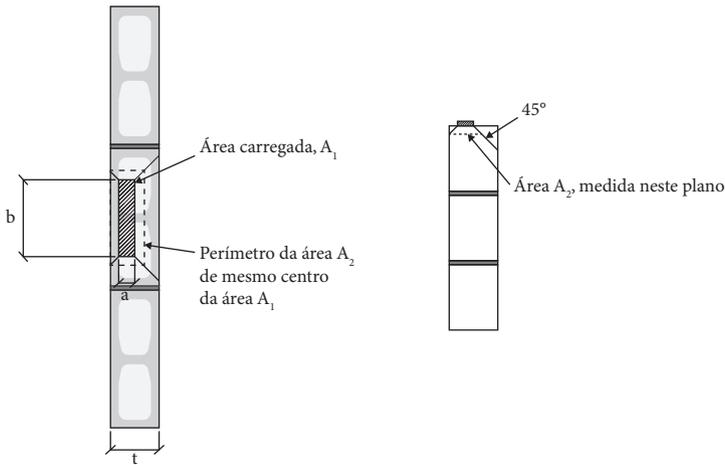
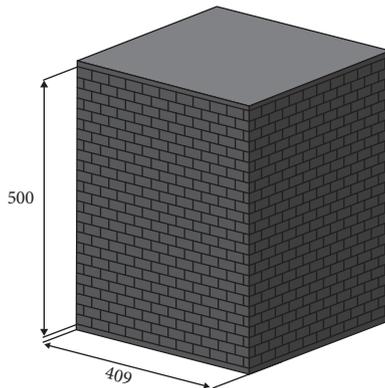


Figura 3.3 Cargas concentradas.

3.2.1 Exemplo – travamento para caixa-d'água

Verificar se será necessário a utilização de alvenaria armada ou não armada para as paredes que protegerão a caixa-d'água de uma edificação. Dados: altura = 5,00 m; largura = 4,09 m.



- $\alpha_v = 1,0$ (há travamentos que restringem as extremidades superior e inferior);
- $\alpha_h = 1,0$ (há travamentos que restringem as extremidades esquerda e direita);

- $h = 5,0$ m;
- $\ell = 4,09$ m.

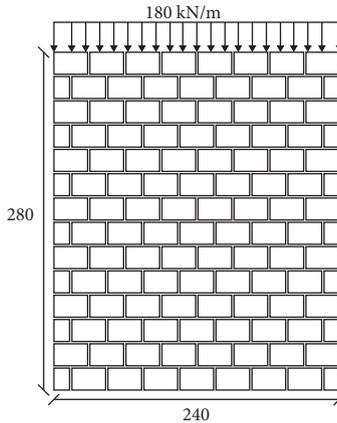
$$h_e \leq \begin{cases} \alpha_v \cdot h = 1,0 \cdot 5,0 = 5,0 \\ \text{ou} \\ 0,7 \cdot \sqrt{\alpha_v \cdot h \cdot \alpha_h \cdot \ell} = 0,7 \cdot \sqrt{1,0 \cdot 5,0 \cdot 1,0 \cdot 4,09} = 3,16 \end{cases}$$

$$h_{ef}/t_{ef} = 3,16/0,14 = 22,6 < 24 \rightarrow \text{alvenaria não armada}$$

3.2.2 Exemplo – dimensionamento a compressão simples – ELU

Considerando a utilização de blocos de concreto de 14 cm de espessura e a parede apoiada em cima e em baixo, determinar a resistência do bloco para:

- espalhamento de argamassa em toda a face superior dos blocos;
- espalhamento de argamassa em dois cordões laterais apenas;
- considerando parede grauteada e que a carga já inclui o peso do graute.



- $t_{ef} = 14$ cm, $h_{ef} = 280$ cm; $h_{ef}/t_{ef} = 280/14 = 20 \rightarrow$ *alvenaria não armada OK*
- $A = 0,14 \cdot 2,40 = 0,336$ m²
- $f_k = 180 \cdot 2,40 = 432$ kN

- $\frac{1,4 \cdot 432}{0,336} \leq 1,0 \times \frac{0,7f_{pk}}{2,0} \left[1 - \left(\frac{280}{40 \cdot 14} \right)^3 \right]$
- $f_{pk} \geq 5878 \text{ kN/m}^2$ ou $5,9 \text{ MPa}$

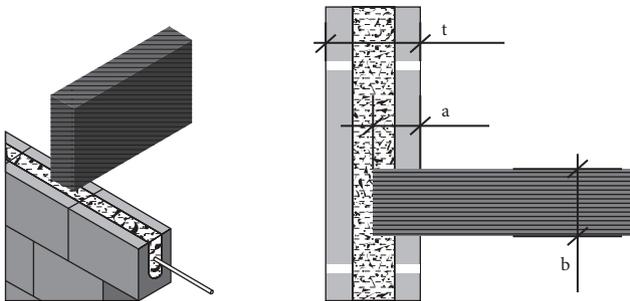
Admitindo espalhamento de argamassa em toda a face de assentamento → **bloco de 8 MPa**: $f_{pk} = 6,0 \text{ MPa}$ (ver Tabela 3.2) – os ensaios de prisma devem resultar em valor característico maior ou igual a $6,0 \text{ MPa}$.

Considerando diminuição de resistência de 20% pelo fato de ter apenas dois cordões laterais: $f_{pk} \geq 5,9 / (0,8 \times 0,8) = 9,2 \text{ MPa}$ → **bloco de 14 MPa** (ver Tabela 3.2) – os ensaios de prisma devem resultar em valor característico, não médio, maior ou igual a $9,2 \text{ MPa}$.

Considerando parede totalmente grauteada → **bloco de 4 MPa**: $f_{pk}^* = 6,4 \text{ MPa}$ (ver Tabela 3.2) – os ensaios de prisma devem resultar em valor característico, não médio, maior ou igual a $6,0 \text{ MPa}$.

3.2.3 Exemplo – carga concentrada – ELU

Considerando as figuras a seguir, com viga de madeira de seção $10 \times 30 \text{ cm}$ apoiando 7 cm dentro no topo de uma parede executada com blocos de concreto de 3 MPa (última fiada executada com canaletas grauteadas). Se a reação da viga for igual a 12 kN , é possível apoiá-la desta forma?



- área de contato: $a = 7 \text{ cm}$; $b = 10 \text{ cm}$;
- espessura da parede: $t = 14 \text{ cm}$.

Bloco de concreto de 3 MPa totalmente grauteado $\rightarrow f_{pk^*} = 4,8$ MPa ou 4.800 kN/m^2 (ver Tabela 3.2);

- $a > t/3$;
- $A_1 = A_2 \rightarrow k = 1,0$;
- verificação de contato sobre canaleta grauteada:

$$\frac{1,4 \cdot 12}{0,07 \cdot 0,10} \leq 1,2 \times \frac{4800}{2,0} \qquad 2400 < 2880 \rightarrow \text{OK}$$

3.3 Resistência ao cisalhamento

As tensões de cisalhamento em paredes de alvenaria seguem o critério de resistência de Coulomb ($\tau = \tau_0 + \mu\sigma$), existindo uma parcela inicial da resistência devida à aderência que é aumentada em função do nível de pré-compressão. O valor da parcela de resistência ao cisalhamento da alvenaria depende do traço de argamassa utilizada, que influencia a aderência inicial (τ_0) e o nível de pré-compressão ($\mu\sigma$), com coeficiente de atrito $\mu = 0,5$. Segundo a norma ABNT NBR 16868-1:2020, o valor característico da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes, f_{vk} , é indicado na Tabela 3.4 em função da faixa de resistência da argamassa. Os valores são válidos para assentamento com juntas verticais preenchidas durante o assentamento e apenas para argamassas tradicionais de cimento, cal e areia, sem aditivos ou adições. No caso de argamassa industrializada, com uso de aditivo, recomenda-se realizar ensaio de caracterização da alvenaria para se obter a resistência ao cisalhamento.

Tabela 3.4 Resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes.

Resistência média de compressão da argamassa (MPa)			
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
f_{vk}	$0,10 + 0,5 \sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$
σ é a tensão normal, considerando apenas 90% das cargas permanentes em valor característico.			

O valor da tensão de pré-compressão σ deve ser calculado considerando apenas ações permanentes, minoradas do coeficiente de redução igual a

0,9. A máxima tensão de cisalhamento na interface vertical de paredes com juntas amarradas é especificada igual a 0,60 MPa.

Destaca-se que o ensaio de argamassa deve considerar o corpo de prova cúbico de 4 cm (molde e CP mostrados nas Figura 3.4), podendo ser moldado diretamente nesta forma ou obtido a partir do prisma de 4×4×16 cm do ensaio de flexão de argamassa.

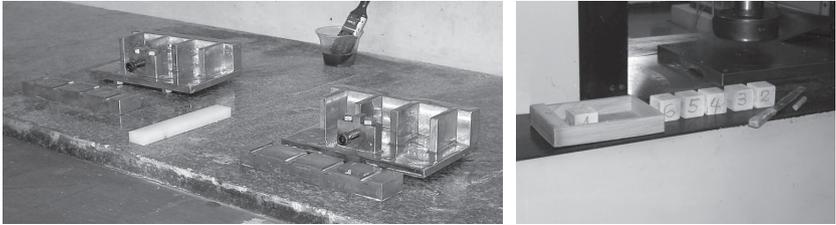


Figura 3.4 Molde e corpos de prova de argamassa em cubos de 40 mm.

A tensão de cisalhamento deve ser calculada conforme a seguir:

- $\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot h}$ para peças de alvenaria não armada;
- $\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d}$ para peças de alvenaria armada.

Se a alvenaria for de seção T, I ou outra forma com flange, apenas a área da alma deve ser considerada, devendo verificar: $\tau_{vd} \leq f_{vk} / \gamma_m$.

Em vigas, no caso de cargas uniformemente distribuídas, para levar em conta o efeito de arqueamento das tensões de cisalhamento próximas aos apoios, pode-se tomar o valor de V_d à distância igual a $d/2$ da face de apoio. O vão efetivo deve ser tomado como a distância livre entre as faces dos apoios, acrescida de cada lado do vão do menor valor entre:

- a) metade da altura da viga;
- b) distância do eixo do apoio à face do apoio.

No caso de vergas, se houver armadura de flexão perpendicular ao plano de cisalhamento em furo grauteado, tem-se:

- $f_{vk} = 0,35 + 17,5 \rho \leq 0,7 \text{ MPa}$,

em que ρ é a taxa de geométrica de armadura = $A_s / (b \cdot d)$, limitada a 2%.

Recomenda-se que, devido à forma frágil de rompimento de vigas sob esforço cortante, o uso de elementos sem estribo seja limitado a vergas de uma única fiada.

Quando os limites acima não forem suficientes para garantir a estabilidade, é ainda possível armar a alvenaria ao cisalhamento. Além disso, para vigas de alvenaria com duas ou mais fiadas de altura, deve-se incluir a armadura de cisalhamento e respeitar a armadura mínima.

A força cortante, V_d , deve ser limitada à soma de $V_a + V_s$, dados por:

- $V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d$
- $V_s = 0,75 f_{yd} \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \leq 0,4 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_v}{\gamma_m}$
- com $f_v = \sqrt{f_{pk}}$, f_v e f_{pk} em MPa

Desta forma, pode-se calcular a armadura de cisalhamento por:

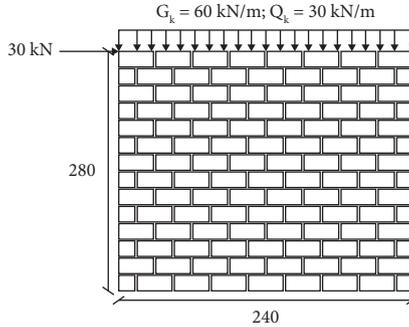
- $A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,75 \cdot f_{yd} \cdot d}$
- $A_{sw,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot s$
- $\rho_{min} = 0,07\%$ e $0,14\%$ para graute de resistência característica à compressão de 15 MPa e 40 MPa, respectivamente, podendo os valores das taxas serem interpolados para outras resistências de graute.
- $s \leq \begin{cases} \text{vigas} \begin{cases} d/2 \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{paredes} \quad 60 \text{ cm} \\ \text{pilares} \begin{cases} b \\ 50 \times \text{diâmetro do estribo} \\ 20 \times \text{diâmetro da armadura longitudinal} \end{cases} \end{cases}$

em que:

- A_{sw} – área da seção transversal da armadura de cisalhamento;
 V_a – força cortante absorvida pela alvenaria;
 V_d – força cortante de cálculo;
 f_{yd} – resistência de cálculo de escoamento da armadura;
 d – altura útil;
 b – largura;
 s – espaçamento da armadura transversal.

3.3.1 Exemplo – cisalhamento em parede

Considerando a utilização de blocos de $f_{bk} = 6,0$ MPa e argamassa com resistência à compressão de 5,0 MPa.

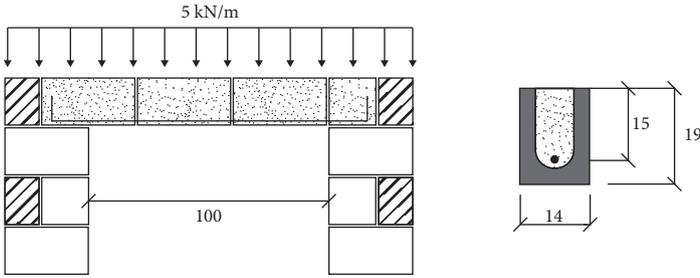


- De acordo com a Tabela 3.4: $f_{vk} = 0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$ MPa
 - $\sigma = 0,9 \cdot \frac{60}{0,14} = 386 \text{ kN/m}^2 = 0,39 \text{ MPa}$
 $\rightarrow f_{vk} = 0,15 + 0,5 \cdot 0,39 = 0,34 \text{ MPa}$
- Deve-se verificar:

$$\frac{V_k \cdot \gamma_f}{b \cdot h} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \rightarrow \frac{30 \times 10^{-3} \cdot 1,4}{0,14 \cdot 2,40} \leq \frac{0,34}{2,0} \rightarrow 0,12 \text{ MPa} \leq 0,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

3.3.2 Exemplo – cisalhamento em verga sem armadura

Verificar o cisalhamento da viga abaixo, com $1 \times \phi 10$ mm ($A_s = 0,79 \text{ cm}^2$).



- Vão efetivo: $\frac{0,19}{2} + 1,0 + \frac{0,19}{2} \cong 1,2 \text{ m}$
- Força cortante no apoio teórico: $\frac{5 \times 1,2}{2} = 3 \text{ kN}$
- Força cortante à distância de $d/2$ da face do apoio:

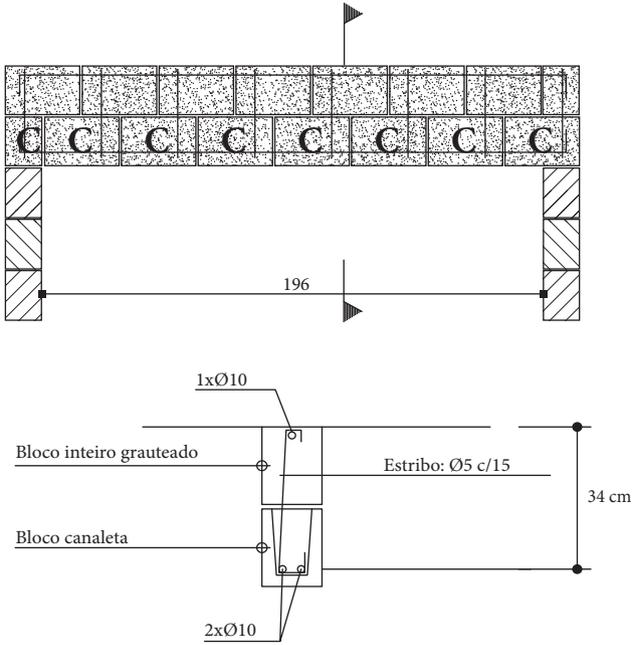
$$\frac{0,6 - \frac{0,19}{2} - \frac{0,15}{2}}{0,6} \times 3 = 2,15 \text{ kN}$$
- $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{0,79}{14 \times 15} = 0,0037 \therefore 0,37\%$
- $f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot 0,0037 = 0,41 \text{ MPa} = 0,0416 \text{ kN/cm}^2$
- Testando verga sem armadura de cisalhamento, deve-se verificar:

$$\frac{V_k \cdot \gamma_f}{b \cdot d} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \rightarrow \frac{2,15 \cdot 1,4}{14 \cdot 15} \leq \frac{0,0416}{2,0} \rightarrow 0,0143 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 0,0208 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

→ OK

3.3.3 Exemplo – cisalhamento em viga

A viga de alvenaria abaixo é formada por 2 fiadas e tem largura de um bloco de 14 cm. Sabendo que o carregamento da viga é de 12 kN/m, calcule os estribos. Bloco de concreto de 6,0 MPa.



- Bloco de concreto de 6,0 MPa $\rightarrow f_{pk^*} = 7,9$ MPa (ver Tabela 3.2)
- $A_s = 1,58$ cm²
- $\rho = 1,58 / (14 \times 34) = 0,0033$
- $f_{vk} = 0,35 + 17,5 \times 0,0033 = 0,41$ MPa = 410 kN/m²
- Vão teórico da viga: $\frac{0,14}{2} + 1,96 + \frac{0,14}{2} = 2,10$ m
- Força cortante no apoio teórico: $V_d = 1,4 \cdot \frac{2,10}{2} \cdot 12 = 17,6$ kN
- Força cortante à distância de $d/2$ da face do apoio:
 - distância $d/2$ da face do apoio: $0,07 + \frac{0,34}{2} = 0,24$ m
 - $V_d = \frac{(1,05 - 0,24)}{1,05} \cdot 17,6 = 13,6$ kN
- Força cortante resistida pela alvenaria:
 - $V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d = \frac{410}{2} \cdot 0,14 \cdot 0,34 = 9,8$ kN

- Força cortante resistida pela armadura:
 - $V_s = V_d - V_a \leq 0,4 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_v}{\gamma_m}$
 - $f_v = \sqrt{f_{pk}} = \sqrt{7,9} = 2,81 \text{ MPa} = 0,281 \text{ kN/cm}^2$
 - $V_s = 13,6 - 9,8 = 3,8 \leq 0,4 \cdot 14 \cdot 34 \cdot \frac{0,281}{2,0} = 26,7 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$
- Armadura de cisalhamento:
 - aço CA 50 $\rightarrow f_{yd} = 50/1,15 = 43,5 \text{ kN/cm}^2$
 - espaçamento entre estribos de 15 cm $\rightarrow s = 15 \text{ cm}$
 - $A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,75 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{(13,6 - 9,8) \cdot 15}{0,75 \cdot 43,5 \cdot 34} = 0,05 \text{ cm}^2 \text{ c/ } 15 \text{ cm}$
 - bloco de concreto de 6,0 MPa, graute: 15 MPa $\rightarrow \rho_{\min} = 0,07\%$
 - $A_{sw,\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot s = 0,0007 \cdot 14 \cdot 15 = 0,15 \text{ cm}^2 \text{ c/ } 15 \text{ cm}$
 - prevalece armadura mínima de 0,15 cm² c/ 15 cm \rightarrow adotado $1 \times \phi 5 \text{ mm}$ (0,20 cm²) c/15 cm

3.4 Resistência à flexão simples em alvenaria armada

Para dimensionamento a flexão no estado limite último, admite-se estado III e são feitas as seguintes hipóteses:

- as tensões são proporcionais às deformações;
- as seções permanecem planas após a deformação;
- os módulos de deformação são constantes;
- há aderência perfeita entre o aço e a alvenaria;
- a máxima deformação na alvenaria ϵ_c se limita a 0,30%;
- o máximo alongamento do aço ϵ_s se limita a 1%;
- a alvenaria não resiste à tração, sendo este esforço resistido apenas pelo aço.

No caso de seções com armaduras concentradas localmente, deve-se limitar a largura paralela ao eixo de flexão a 6 vezes a dimensão da sua espessura, conforme Figura 3.6, considerando a área líquida do bloco.

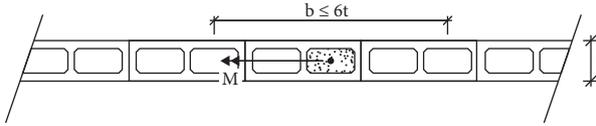


Figura 3.6 Limitação da largura da seção para armadura concentrada.

Para o caso de alvenaria com enrijecedores, formando seção T e respeitando os limites mostrados na Figura 3.7, pode-se calcular o momento resistente por:

- $M_{Rd} \leq f_d \cdot b_m \cdot t_f (d - 0,5 t_f)$
- $M_{Rd,m\acute{a}x} \leq 0,3 f_d b d^2$.
- $x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,5 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_d}} \right]$
- Calcula-se $z = d - 0,4x \leq 0,95 d$
- Calcula-se $A_s = M_d / [f_{yd} \cdot z]$
- Verifica-se a armadura mínima igual a 0,15% $[b \cdot d + t_f (b_m - b)]$.

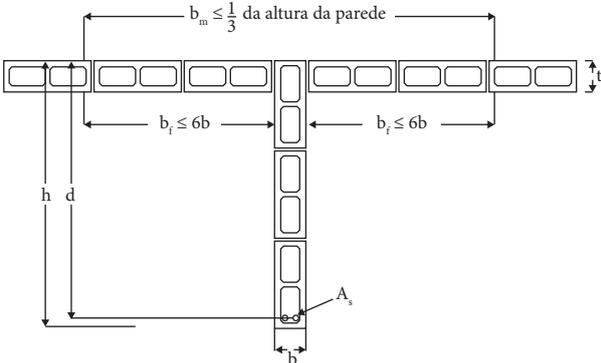


Figura 3.7 Seção transversal de parede com flanges.

Quando a altura de uma viga é superior a 1/3 do seu vão ($h \geq L/3$), esta deve ser tratada como viga-parede, com encaminhamento dos esforços aos

apoios por biela comprimida. Portanto, deve-se verificar a compressão na região superior da parede. A resultante de tração deve ser absorvida por armadura longitudinal, com braço de alavanca (z) igual a $2/3$ da altura (H) limitado a 70% do vão (L). Também é recomendado dispor uma armadura em cada junta horizontal da face inferior da viga até à distância de $0,5 d$ ou $0,5 L_{ef}$ (o que for menor), com área mínima de $0,04\%$ da área da seção. A Figura 3.8 indica as dimensões a serem consideradas no dimensionamento.

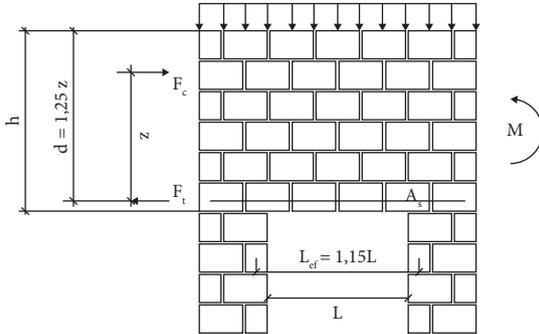
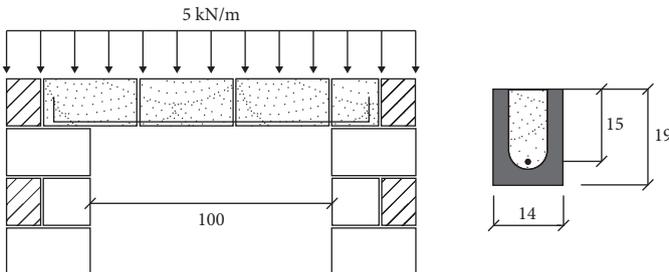


Figura 3.8 Detalhes para viga-parede.

3.4.1 Exemplo – flexão simples – alvenaria armada – armadura simples – ELU

Dimensionar a verga abaixo, considerando blocos de concreto de $3,0$ MPa.



- vão efetivo = $0,095 + 1,0 + 0,095 \cong 1,2$ m
- $M_k = 1,2^2 \cdot 5 / 8 = 0,90$ kN · m $\rightarrow M_d = 1,4 \cdot 0,90 = 1,26$ kN · m = 126 kN · cm

- $b = 14 \text{ cm}$; $d = 15 \text{ cm}$
 - aço CA 50 $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- $f_{pk^*} = 4,8 \text{ MPa} = 0,48 \text{ kN/cm}^2$ (canaleta totalmente grauteada, ver Tabela 3.2)
- $f_d = 0,7 \cdot 0,48 / 2 = 0,168 \text{ kN/cm}^2$
 - $M_{Rd,máx} \leq 0,3 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = 0,3 \cdot 0,168 \cdot 14 \cdot 15^2 = 159 \text{ kN} \cdot \text{cm}$
 - $M_{Rd,máx} = 159 \text{ kN} \cdot \text{cm} > 126 \text{ kN} \cdot \text{cm} \rightarrow \text{OK para armadura simples}$
 - $x = 1,25d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,5bd^2f_d}} \right] = 1,25 \cdot 15 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{126}{0,5 \cdot 14 \cdot 15^2 \cdot 0,168}} \right]$
 $= 5,2 \text{ cm}$
 - $z = d - 0,4x = 15 - 0,4 \cdot 5,2 = 12,9 \text{ cm}$
 - $A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = \frac{126}{43,5 \cdot 12,9} = 0,22 \text{ cm}^2$
 - $A_{s,min} = 0,15\% \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 14 \cdot 15 = 0,32 \text{ cm}^2 \rightarrow$ para flexão simples, a área de armadura necessária é $0,32 \text{ cm}^2$, tendo sido adotado $1 \times \phi 10,0 \text{ mm}$.

3.4.2 Exemplo – flexão simples – alvenaria armada – armadura simples

Para a viga do item 3.3.3, dimensionar a armadura de flexão.

- $M_d = 1,4 \cdot 2,1^2 \cdot 12/8 = 9,26 \text{ kN} \cdot \text{m} = 926 \text{ kN} \cdot \text{cm}$
- $b = 14 \text{ cm}$; $d = 34 \text{ cm}$
- $f_{pk^*} = 7,9 \text{ MPa} = 0,79 \text{ kN/cm}^2$ (canaleta totalmente grauteada – ver Tabela 3.2)
- $f_d = 0,7 \cdot 0,79/2 = 0,276 \text{ kN/cm}^2$
- $M_{Rd,máx} \leq 0,3 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = 0,3 \cdot 0,276 \cdot 14 \cdot 34^2 = 1.340 \text{ kN} \cdot \text{cm}$
 - $M_{Rd,máx} = 1340 \text{ kN} \cdot \text{cm} > 926 \text{ kN} \cdot \text{cm} \rightarrow \text{OK para armadura simples}$
- $x = 1,25d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,5bd^2f_d}} \right] = 1,25 \cdot 34 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{926}{0,5 \cdot 14 \cdot 34^2 \cdot 0,276}} \right]$
 $= 10,0 \text{ cm}$
- $z = d - 0,4x = 34 - 0,4 \cdot 10 = 30,0 \text{ cm}$

- $A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} = \frac{926}{43,5 \cdot 30} = 0,71 \text{ cm}^2$
- $A_{s,\text{mín}} = 0,15\% \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 14 \cdot 34 = 0,71 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \times \phi 10,0 \text{ mm}$

3.5 Resistência à tração na flexão

Como a alvenaria é um material com baixa resistência à tração em comparação com a compressão, a resistência à flexão simples de alvenarias não armadas será governada pela resistência à tração, a qual depende do tipo de argamassa (traço) utilizado. Basicamente, a alvenaria não armada é dimensionada no estágio I, com a máxima tensão de tração inferior à resistida pela alvenaria.

Para os casos em que a tração é maior, são necessárias armaduras na região comprimida. A versão recente da norma de alvenaria estrutural permite o dimensionamento da seção considerando o estágio II, com tensões lineares na região comprimida da seção, e no estágio III, com plastificação das tensões na região comprimida.

Como a alvenaria não é um material isótropo, ou seja, apresenta diferentes resistências em diferentes direções de sollicitação, os painéis de alvenaria terão resistências à flexão diferentes para momentos aplicados nas direções perpendicular ou paralela à fiada. A nomenclatura de normal ou paralela à fiada, no caso da tração na flexão, refere-se à direção da tensão de tração em relação à junta de assentamento horizontal. A Figura 3.9 exemplifica melhor essa notação.

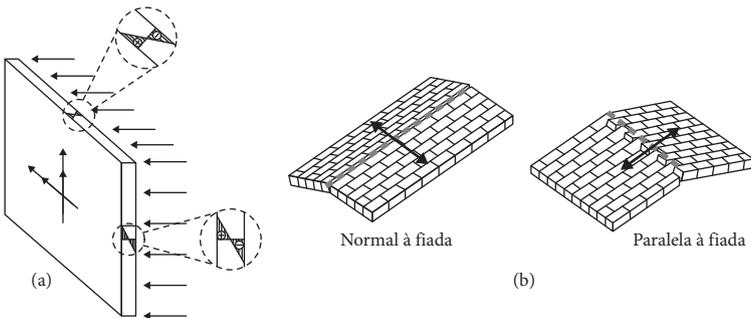


Figura 3.9 Tração na flexão: (a) painel submetido à flexão; (b) nomenclatura para flexão da parede.

Os valores característicos de resistência à tração na flexão são indicados na Tabela 3.5. No caso de flexão no plano da parede, a resistência de compressão na flexão é admitida 50% maior que a de compressão simples para regiões com e sem graute ($f_{fk} = 1,5 f_k$). Para o caso de flexão fora do plano, a norma permite aumento maior apenas para regiões grauteadas (em regiões não grauteadas vale o mesmo aumento anterior): $f_{fk} = 2,0 f_k$.

Tabela 3.5 Valores da resistência à tração na flexão.

Resistência média à compressão da argamassa (MPa)	f_{fk} (MPa)	
	Direção da tração normal à fiada (MPa)	Direção da tração paralela à fiada (MPa)
Entre 1,5 e 3,4	0,10	0,20
Entre 3,5 e 7,0	0,20	0,40
Acima de 7,0	0,25	0,50

É necessário verificar as máximas tensões de compressão e tração, devendo-se comparar valores característicos e realizar combinações de esforços críticos, separando ações permanentes e variáveis.

3.5.1 Exemplo – flexão simples – sem armadura – ELU

Um determinado painel de alvenaria de 19 cm de espessura está sujeito a um momento na direção horizontal (tensão paralela à fiada) no meio do vão de $0,6 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$. É necessário armar este painel?

- Para uma seção de altura 19 cm e largura de 100 cm, tem-se:

- $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 19^3}{12} = 57.158 \text{ cm}^4$
- $\sigma_t = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{0,6 \cdot 0,095}{57148 \cdot 10^{-8}} = 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,10 \text{ MPa}$

Assumindo argamassa $f_a = 5,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{tk} = 0,40 \text{ MPa}$ (Tabela 3.5)

- Deve-se verificar:
 - $\gamma_f \cdot \sigma_t \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m} \rightarrow 1,4 \cdot 0,10 \leq \frac{0,4}{2,0} \rightarrow 0,14 \leq 0,20 \rightarrow \text{OK, não precisa de armadura}$

3.6 Resistência à flexocompressão

Além do carregamento vertical, é comum as paredes estarem sujeitas a cargas laterais. Em edifícios sempre haverá um carregamento vertical e um horizontal, geralmente devido ao vento, gerando esforços de flexão, compressão e cisalhamento.

3.6.1 Alvenaria não armada ou com baixa taxa de armadura

Assim como no caso de flexão simples, na flexocompressão pode haver casos no estágio I, II e III. Neste item (3.6.1) comenta-se um procedimento simplificado em que são admitidos apenas casos com região comprimida com tensões lineares e seção não plastificada. Para edifícios de pequena altura, este método é muito provavelmente tão econômico quanto o método refinado. É necessário verificar as máximas tensões de compressão e tração, devendo-se comparar valores característicos e realizar combinações de esforços críticos, separando ações permanentes e variáveis. Deve-se verificar as tensões máximas de tração e de compressão.

Verificação da tração máxima:

- $\gamma_{fq} \cdot Q + \gamma_{fg} \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$;
- Para edifícios, usualmente a ação permanente G e a acidental Q são favoráveis e, portanto, $\gamma_{fg} = 0,9$ e $\gamma_{fq,acidental} = 0,0$;
- A ação de vento deve ser tomada como favorável, com $\gamma_{fq,vento} = 1,4$. Portanto: $1,4 \cdot Q_{vento} - 0,9 \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$ (Tabela 3.5)
- Se a inequação acima não for verificada, há a necessidade de armadura, que pode simplificadaamente ser calculada no estágio II;
- Nesse caso, calcula-se qual a força de tração necessária multiplicando o diagrama das tensões de tração pela área da parede onde elas se distribuem. A partir da força de tração necessária, calcula-se a área de aço dividindo essa força por 50% f_{yd} (ver exemplo a seguir). No detalhamento, é importante posicionar a armadura no terço da região tracionada mais próximo da borda da parede.

- O cálculo refinado no estágio III é permitido na norma, porém provavelmente não necessário para a maioria dos casos verificados em edifícios onde usualmente a taxa de armadura é pequena.

Verificação da compressão máxima:

- A tensão de compressão máxima deve ser verificada separando a compressão simples e a compressão devida à flexão, considerando redução das ações acidentais simultâneas. Portanto, deve-se verificar:

$$\blacksquare \frac{\gamma_{fq} \cdot \Psi_0 + Q_{\text{acidental}} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{\text{vento}}}{K} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

e

$$\blacksquare \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{\text{acidental}} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot \Psi_0 \cdot Q_{\text{vento}}}{K} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

- → $K = \epsilon$ é o fator que ajusta a resistência à compressão na flexão com valor de 1,5 para regiões de alvenaria não grauteada e 2,0 para regiões de alvenaria completamente grauteada. Quando a extremidade não for travada por flange, o valor de K deve ser multiplicado por R .

Para o caso de edifícios residenciais e todas as ações desfavoráveis:

- $f_k = 0,7 f_{pk}$
- $\Psi_0 = 0,5$ (acidental); $0,6$ (vento); $\gamma_{fq} = \gamma_{fg} = 1,4$
- $\gamma_m = 2,0$
- $K = 1,5$ (quanto há travamento lateral na extremidade da parede)
- $K = 1,5 \times R$ (quanto não há travamento lateral na extremidade da parede)

Substituindo, para o caso de edifício residencial e parede com travamento na extremidade, então:

$$\blacksquare \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{R} + \frac{1,4 \cdot Q_{\text{vento}}}{1,5} \leq \frac{0,7 \cdot f_{pk}}{2,0}$$

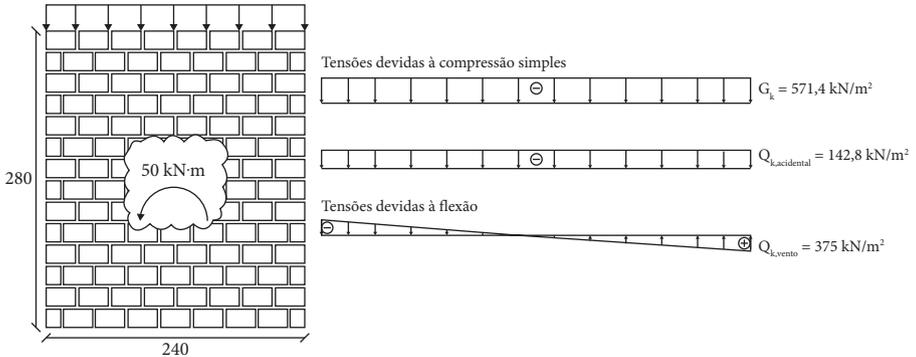
$$\blacksquare \frac{1,4 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{R} + \frac{0,84 \cdot Q_{\text{vento}}}{1,5} \leq \frac{0,7 \cdot f_{pk}}{2,0}$$

Simplificando:

- $\frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$
- $\frac{1,4 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 1,60 Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$

3.6.1.1 Exemplo – flexocompressão – sem necessidade de armadura – ELU

Considerando a utilização de blocos de 14 cm de espessura, ação lateral devida ao vento e a parede apoiada em cima e embaixo e com travamentos laterais, será determinada a resistência do bloco. Verificar a necessidade de armadura, sabendo que a carga vertical é igual a $G = 80 \text{ kN/m}$ e $Q = 20 \text{ kN/m}$.



a) Compressão

$$\text{i. } R = \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] = 1 - \left(\frac{280}{40 \cdot 14} \right)^3 = 0,875$$

$$\text{ii. } \frac{\gamma_{fq} \cdot \Psi_0 \cdot Q_{\text{acidental}} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{\text{vento}}}{1,5} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

- $\frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 \cdot Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$

- $\frac{0,7 \cdot 142,8 + 1,4 \cdot 571,4}{0,35 \cdot 0,875} + 2,67 \cdot 375 \leq f_{pk}$

- $f_{pk} \geq 3940 \text{ ou } 3,94 \text{ MPa}$

$$\text{iii. } \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{\text{acidental}} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot \Psi_0 \cdot Q_{\text{vento}}}{1,5} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

- $\frac{1,4 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 1,60 \cdot Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$
- $\frac{1,4 \cdot 142,8 + 1,4 \cdot 571,4}{0,35 \cdot 0,875} + 1,60 \cdot 375 \leq f_{pk}$
- $f_{pk} \geq 3865$ ou $3,86$ MPa

Resultado: $f_{pk} = 3,94$ MPa → blocos de concreto 6,0 MPa (Tabela 3.2).

b) Tração

Assumindo argamassa: $f_a = 6,0$ MPa → $f_{tk} = 0,20$ MPa (Tabela 3.5)

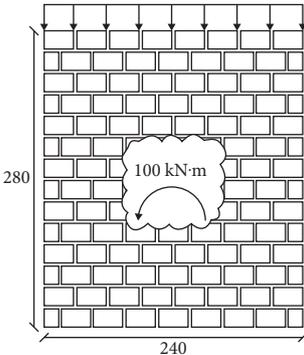
$$\text{i. } 1,4 \cdot Q_{\text{vento}} - 0,9 \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$$

- $1,4 \cdot 0,375 - 0,9 \cdot 0,5714 \leq \frac{0,2}{2,0}$

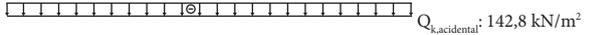
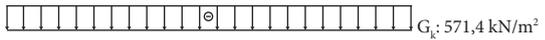
ii. $0,01$ MPa < $0,1$ MPa → não é necessário armadura

3.6.1.2 Exemplo – flexocompressão – armadura simplificada

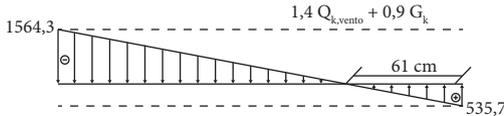
Exemplo anterior, mas com momento igual a $100 \text{ kN} \cdot \text{m}$, utilizando blocos de concreto de 6 MPa, com $f_{pk} = 4.500 \text{ kN/m}^2$. Considerar a força horizontal possível de ocorrer no sentido inverso.



Tensões devidas à compressão simples



Tensões devidas à flexão



a) Compressão

- i. A parede será executada com blocos de concreto de 6,0 MPa, com possibilidade de grautar as extremidades da parede
- ii. $f_{pk} = 4,5$ MPa (sem graute), $f_{pk^*} = 7,9$ MPa (com graute)
- iii. verificação da extremidade comprimida (vento não reduzido e acidental reduzida é o pior caso)

$$\text{iv. } \frac{\gamma_{fq} \cdot \Psi_0 \cdot Q_{\text{acidental}} + \gamma_{fg} \cdot G}{R} + \frac{\gamma_{fq} \cdot Q_{\text{vento}}}{1,5} \leq \frac{f_k}{\gamma_m}$$

$$\blacksquare \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 \cdot Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$$

$$\blacksquare \frac{0,7 \cdot 142,8 + 1,4 \cdot 571,4}{0,35 \cdot 0,875} + 2,67 \cdot 750 \leq f_{pk}$$

$$\blacksquare f_{pk} \geq 4941 \text{ ou } 4,94 \text{ MPa} \rightarrow \text{maior que } 4,5 \rightarrow \text{necessário graute}$$

- v. Pode-se notar que o $f_{pk, \text{necessário}} = 4,94$ MPa é menor que o $f_{pk^*} = 7,9$ MPa; portanto, a parede passa com blocos grauteados

- vi. Entretanto a tensão de vento diminui da extremidade para o centro da parede, chegando a um valor nulo no centro. Logo, não é preciso grautar a parede inteira, mas apenas a extremidade até ao ponto que:

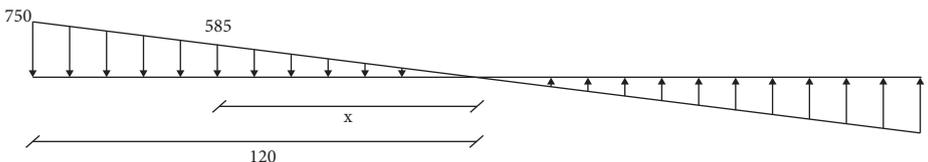
$$\blacksquare \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 \cdot Q_{\text{vento}} = f_{pk} \text{ (sem graute)}$$

- Como o valor de $Q_{\text{acidental}}$ e G são constantes ao longo da parede, basta achar o ponto em que Q_{vento} iguala o valor de f_{pk} (sem graute):

$$\frac{0,7 \cdot 142,8 + 1,4 \cdot 571,4}{0,35 \cdot 0,875} + 2,67 \cdot Q_{\text{vento}} = 4500 \rightarrow Q_{\text{vento}} = 585$$

kN/m²

- Por semelhança de triângulo, não é preciso graute até à distância $x = (585/750) \cdot 1,2 = 0,94$ m do centro.



b) *Tração*

Para o dimensionamento da armadura, serão aqui exemplificados procedimentos simplificados, admitindo-se:

- distribuição linear de tensões na região tracionada e na região comprimida;
- força de tração F_t equivalente à integral das tensões de tração na região tracionada;
- tensão na armadura reduzida para $0,5 f_{yd}$;
- área de aço igual a $A_s = F_{td} / (0,5 f_{yd})$.

Para área de armadura mínima, a ABNT NBR 16868-1:2020, item 12.2, prevê:

Em paredes de alvenaria armada, a área da armadura longitudinal principal não pode ser menor que 0,10% da área da seção transversal, tomada como a área da alma. Essa armadura mínima deve ser disposta na região tracionada. Esta especificação de armadura mínima pode ser prescindida quando a armadura efetivamente disposta levar a um momento resistente de cálculo maior ou igual a 1,4 vez o momento solicitante de cálculo: $M_{Rd} \geq 1,4 \times M_{Sd}$.

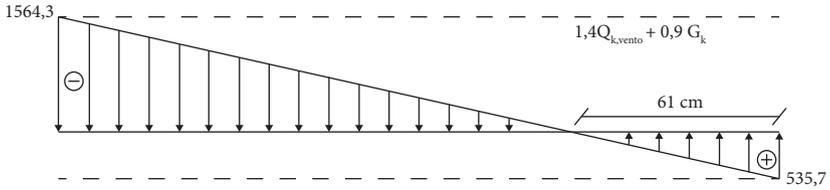
Desta forma, deve-se verificar a armadura mínima com 0,10% $b \cdot h$ (área da alma), ou calcula-se a armadura com $M'_{Sd} \geq 1,4 \times M_{Sk}$ sem necessidade de detalhar armadura mínima.

$$\bullet \quad 1,4 \cdot Q_{\text{vento}} + 0,9 \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$$

Assumindo argamassa $f_a = 6,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{tk} = 0,20 \text{ MPa}$ (Tabela 3.5)

- $1,4 \cdot 0,75 + 0,9 \cdot (-0,5714) \leq \frac{0,2}{2,0}$
- $0,536 \leq 0,10 \rightarrow \text{FALSO: é necessário armadura}$

- Analisando o gráfico de tensões combinadas, percebe-se que o ponto de tração nula ocorre a 61 cm da extremidade

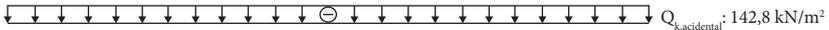
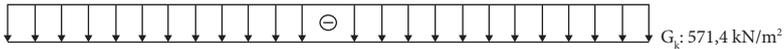


i. Simplificadamente:

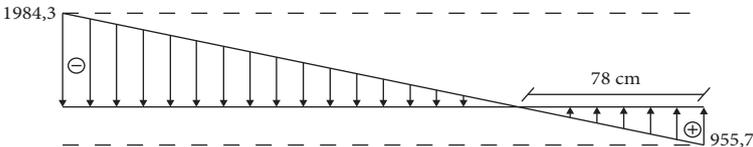
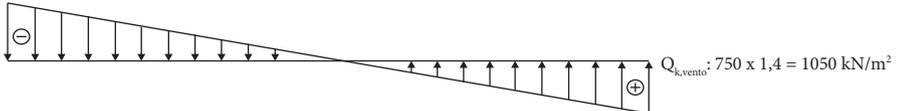
- $F_{td} = 535,7 \cdot 0,61/2 \cdot 0,14 = 22,9 \text{ kN}$
- Para calcular a área de aço necessária, basta dividir a força pela tensão admissível de 50% $f_{yd} = 217 \text{ MPa} = 21,7 \text{ kN/m}^2$:
- $A_s = 22,9 / 21,7 = 1,06 \text{ cm}^2$
- Armadura mínima = $0,1\% \cdot 14 \cdot 240 = 3,36 \text{ cm}^2$
- Armadura mínima alternativa, considerar momento 40% maior, igual a 140 kN·m:

a) Diagramas

Tensões devidas à compressão simples



Tensões devidas à flexão



b) $F_{td} = 955,7 \cdot 0,78/2 \cdot 0,14 = 52,2 \text{ kN}$

c) $A_s = 52,2/21,7 = 2,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \times \phi 12,5 \text{ mm}$ (em cada extremidade da parede)

3.6.2 Verificação da flexocompressão no estágio III

Como já comentado anteriormente, a nova norma também permite o dimensionamento no estágio III. Desta forma, considerando uma seção retangular com armadura distribuída ao longo da seção, é necessário realizar o diagrama de equilíbrio conforme exemplificado na Figura 3.10 para o correto dimensionamento a flexocompressão no ELU. Obtêm-se assim as seguintes equações:

$$P_{rd} = C - \sum T_i$$

$$M_{rd} = C \left(\frac{\ell}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + \sum \left[T_i \left(d_i - \frac{\ell}{2} \right) \right]$$

$$C = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_d = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} = 0,56 \cdot b \cdot x \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_m}$$

$$T_i = A_{si} f_{yk} / \gamma_s \text{ se a barra escoar ou}$$

$$T_i = A_{si} / \gamma_s \left[\varepsilon_a \left(\frac{d_i - x}{x} \right) \right] E_s \text{ quando a barra não escoa.}$$

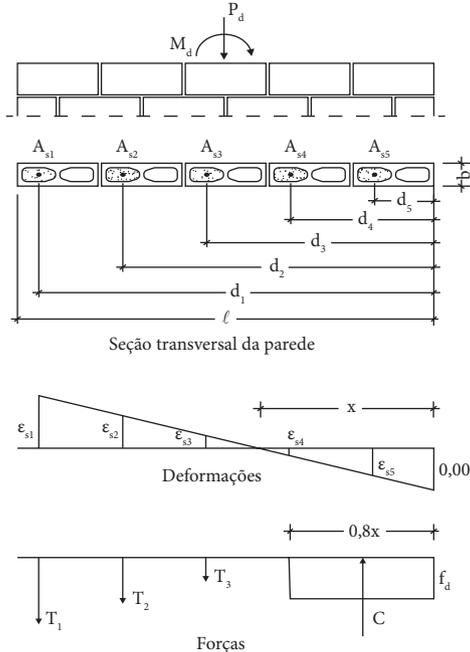
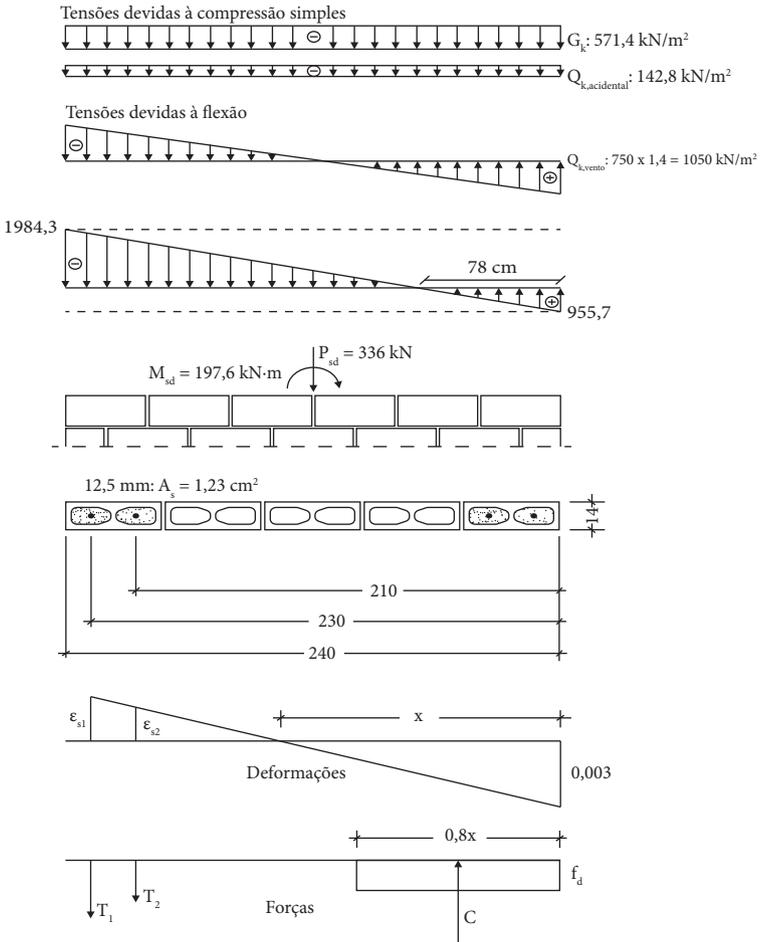


Figura 3.10 Diagrama de equilíbrio flexocompressão no estágio III.

3.6.2.1 Exemplo – flexocompressão – verificação no estádio III

Verificar a capacidade P_d e M_d da parede do exemplo anterior, considerando ELU e a posição das armaduras já dimensionadas.



- $P_{sd} = 1,4 \cdot (571,4 + 142,8) \cdot 2,4 \cdot 0,14 = 336 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 1,4 \cdot \frac{1050}{1,2} \cdot \frac{0,14 \cdot 2,4^3}{12} = 197,6 \text{ kN}$

a) 1ª interação – considerando que as barras T_1 e T_2 escoam:

- $T_1 = T_2 = 1,227 \cdot \frac{50}{1,15} = 53,3 \text{ kN} \rightarrow \Sigma T = 2 \times 53,3 = 106,7 \text{ kN}$
- $P_{rd} = C - \Sigma T_i \rightarrow C = P_{rd} + \Sigma T_i$
- $C = 336 + 106,7 = 442,7 \text{ kN}$
- $C = 0,56 \cdot b \cdot x \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_m} \rightarrow x = \frac{C \cdot \gamma_m}{0,56 \cdot b \cdot f_{pk}}$
- $x = \frac{442,7 \cdot 2}{0,56 \cdot 0,14 \cdot 7900} = 1,43 \text{ m}$
- $\frac{0,3\%}{1,43} = \frac{\epsilon_{s1}}{2,3 - 1,43} \rightarrow \epsilon_{s1} = 0,183\% < \epsilon_{yd} = 0,207\%$, a barra não escoou;
- $\frac{0,3\%}{2,13} = \frac{\epsilon_{s2}}{2,1 - 1,43} \rightarrow \epsilon_{s2} = 0,141\% < \epsilon_{yd} = 0,207\%$, a barra não escoou.

b) 2ª interação – considerando que as barras T_1 e T_2 não escoam:

- $f_{s1} = 0,183\% \cdot 21000 = 38,4 \text{ kN} \rightarrow T_1 = 1,227 \cdot 38,4 = 47,2 \text{ kN}$
- $f_{s2} = 0,141\% \cdot 21000 = 29,6 \text{ kN} \rightarrow T_2 = 1,227 \cdot 29,6 = 36,3 \text{ kN}$
- $C = 336 + (47,2 + 36,3) = 419,5 \text{ kN}$
- $x = \frac{419,5 \cdot 2}{0,56 \cdot 0,14 \cdot 7900} = 1,35 \text{ m}$
- $\frac{0,3\%}{1,35} = \frac{\epsilon_{s1}}{2,3 - 1,35} \rightarrow \epsilon_{s1} = 0,211\% > \epsilon_{yd} = 0,207\%$, a barra escoou;
- $\frac{0,3\%}{1,35} = \frac{\epsilon_{s2}}{2,1 - 1,35} \rightarrow \epsilon_{s2} = 0,167\% < \epsilon_{yd} = 0,207\%$, a barra não escoou.

c) 3ª interação – considerando que a barra T_1 escoou e T_2 não escoou:

- $T_1 = 1,227 \cdot \frac{50}{1,15} = 53,3 \text{ kN}$
- $f_{s2} = 0,167\% \cdot 21000 = 35 \text{ kN} \rightarrow T_2 = 1,227 \cdot 35 = 42,9 \text{ kN}$
- $C = 336 + (53,3 + 42,9) = 432,2 \text{ kN}$

- $x = \frac{432,2 \cdot 2}{0,56 \cdot 0,14 \cdot 7900} = 1,4 \text{ m}$
- $\frac{0,3\%}{1,4} = \frac{\varepsilon_{s2}}{2,1 - 1,4} \rightarrow \varepsilon_{s2} = 0,15\% < \varepsilon_{yd} = 0,207\%$, a barra não escoou;

d) 4ª interação – considerando que a barra T_1 escoou e T_2 não escoou:

- $T_1 = 1,227 \cdot \frac{50}{1,15} = 53,3 \text{ kN}$
- $f_{s2} = 0,15\% \cdot 21000 = 31,5 \text{ kN} \rightarrow T_2 = 1,227 \cdot 31,5 = 38,6 \text{ kN}$
- $C = 336 + (53,3 + 38,6) = 427,9 \text{ kN}$
- $x = \frac{427,9 \cdot 2}{0,56 \cdot 0,14 \cdot 7900} = 1,38 \text{ m}$
- $\frac{0,3\%}{1,38} = \frac{\varepsilon_{s2}}{2,1 - 1,38} \rightarrow \varepsilon_{s2} = 0,157\% < \varepsilon_{yd} = 0,207\%$, a barra não escoou;

Valores encontrados muito próximos: $1,4 \text{ m} \approx 1,38 \text{ m} \rightarrow$ fim das interações!

$$M_{rd} = C \left(\frac{\ell}{2} - \frac{0,8x}{2} \right) + \sum \left[T_i \left(d_i - \frac{\ell}{2} \right) \right]$$

$$M_{rd} = 427,9 \cdot (1,2 - 0,4 \cdot 1,38) + 53,3 \cdot (2,3 - 1,2) + 38,6 \cdot (2,1 - 1,2) = 370,6 \text{ kN}$$

$$M_{rd} > M_{sd} \text{ OK!}$$

3.6.2.2 Exemplo – dimensionamento e detalhamento de um elemento de parede típico de edifício residencial

Considerando uma parede com seção hachurada abaixo, $h_{ef} = 2,70 \text{ m}$, calcule o f_{bk} e verifique a flexocompressão e o cisalhamento. Dados: $I = 0,79 \text{ m}^4$:

A. $G = 57,9 \text{ kN/m}$; $Q = 11,2 \text{ kN/m}$; $F = 8,8 \text{ kN}$; $M = 86,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

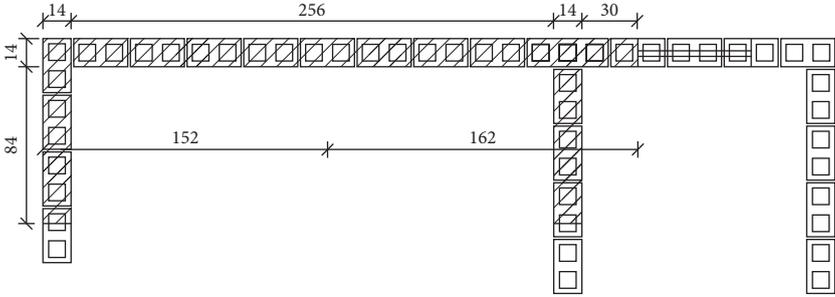
B. $G = 57,9 \text{ kN/m}$; $Q = 11,2 \text{ kN/m}$; $F = 14,8 \text{ kN}$; $M = 200 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$G =$ carga vertical permanente;

$Q =$ carga vertical acidental;

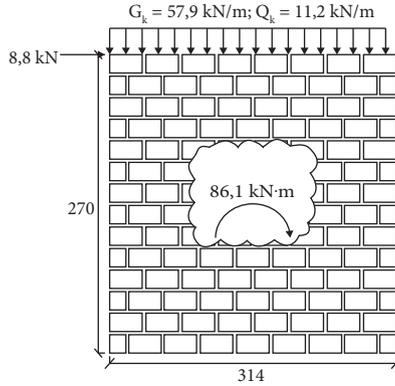
$F =$ força lateral devida ao vento;

$M =$ momento devida ao vento.



3.6.2.2.1 Exemplo A

- Esforços:



- i. Verificação da compressão simples:

$$h_{ef} = 270 \text{ cm}$$

$$t_{ef} = 14 \text{ cm}$$

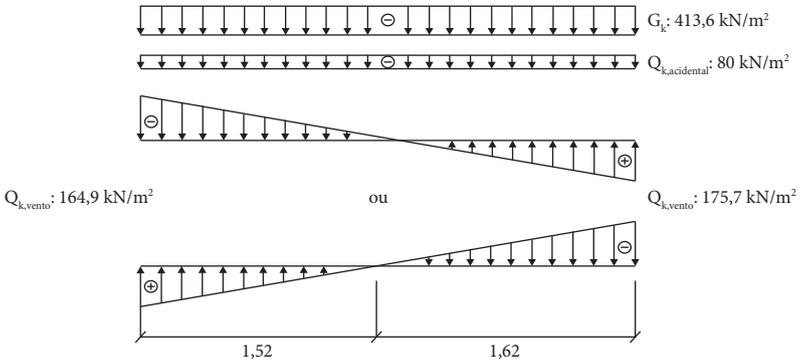
$$\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 270/14 = 19,3 < 24 \rightarrow \text{alvenaria não armada}$$

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] = \left[1 - \left(\frac{19,3}{40} \right)^3 \right] = 0,888$$

$$\frac{1,4 (G_k + Q_k)}{t} \leq \frac{0,7 f_{pk}}{2} \cdot R \rightarrow \frac{1,4 (57,9 + 11,2)}{0,14} \leq \frac{0,7 f_{pk}}{2} \cdot 0,888$$

$$f_{pk} \geq 2223,3 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 2,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{adotado bloco de concreto } 4,0 \text{ MPa}$$

ii. Verificação da flexocompressão:



a) Verificação da tração

$$f_{bk} = 4,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{\alpha} = 4,0 \text{ MPa (Tabela 3.2);}$$

$$f_a = 4,0 \text{ MPa (direção normal à fiada)} \rightarrow f_{tk} = 0,20 \text{ MPa} = 200 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabela 3.5);}$$

$$\text{Deve-se verificar: } 1,4 \cdot Q_{\text{vento}} + 0,9 \cdot G \leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m}$$

- Bordo esquerdo

$$1,4 \cdot 164,9 + 0,9 \cdot (-413,6) \leq \frac{200}{2}$$

$$-141,4 < 100 \rightarrow \text{ok! não precisa de armadura}$$

- Bordo direito

$$1,4 \cdot 175,7 + 0,9 \cdot (-413,6) \leq 100$$

$$-126,3 < 100 \rightarrow \text{ok! não precisa de armadura}$$

Não é necessária armadura de flexão.

b) Verificação da compressão

$$f_{bk} = 4,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{pk} = 3,2 \text{ MPa} = 3200 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabela 3.2);}$$

$$\text{Elegendo vento como principal: } \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$$

- Bordo esquerdo

$$\frac{0,7 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 2,67 \cdot 164,9 \leq 3200 \rightarrow 2483,5 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

- Bordo direito

$$\frac{0,7 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 2,67 \cdot 175,7 \leq 3200 \rightarrow 2512,4 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

Elegendo carga accidental como principal: $\frac{1,4 \cdot Q_{\text{accidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 1,60 Q_{\text{vento}}$

$$\leq f_{pk}$$

- Bordo esquerdo

$$\frac{1,4 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 1,60 \cdot 164,9 \leq 3200 \rightarrow 2487,3 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

- Bordo direito

$$\frac{1,4 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 1,60 \cdot 175,7 \leq 3200 \rightarrow 2504,5 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

iii. Verificação do cisalhamento:

$$f_a = 4,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{vk} = 0,15 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot G_k \leq 1400 \text{ kN/m}^2$$

- tensão convencional de cisalhamento (considerando área bruta da alma da parede)

$$\tau_k = F_k / (b \cdot d) = 8,8 / (0,14 \cdot 3,14) = 20 \text{ kN/m}^2$$

- tensão resistente

$$f_{vk} = 150 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot 413,6 = 336,1 \text{ kN/m}^2$$

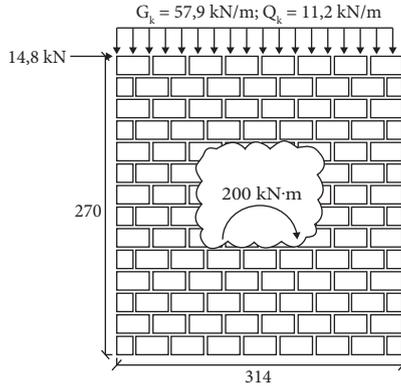
- verificação: $1,4 \cdot \tau_k \leq f_{vk} / 2$

$$1,4 \cdot 20 \leq 336,1 / 2 \rightarrow 28 < 168,1 \rightarrow \text{OK}$$

A parede pode ser construída sem armadura e sem graute para resistir aos esforços solicitantes.

3.6.2.2.2 Exemplo B

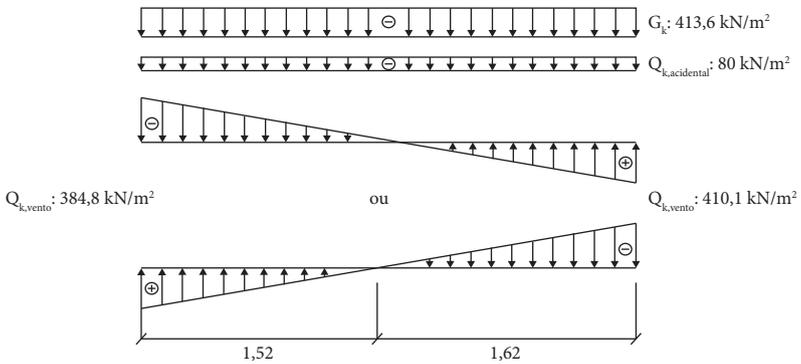
- Esforços



i. Verificação da compressão simples:

O mesmo que o exemplo A (item 3.6.2.2) → adotado bloco de concreto 4,0 MPa.

ii. Verificação da flexocompressão:



a) Verificação da tração

- Bordo esquerdo

$$1,4 \cdot 384,8 + 0,9 \cdot (-413,6) \leq 100 \rightarrow 166,5 < 100 \rightarrow \text{FALSO (necesário armar)}$$

Para o cálculo da armadura, será utilizado o procedimento simplificado no estágio II.

Como explicado nos exemplos anteriores, a área de aço será:

$$A_s = \frac{F_t}{0,5 \cdot f_{yd}} = \frac{22,1}{0,5 \cdot \frac{50}{1,15}} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,1\% \cdot A_{\text{alma}} = 0,001 \cdot 14 \cdot 314 = 4,4 \text{ cm}^2$$

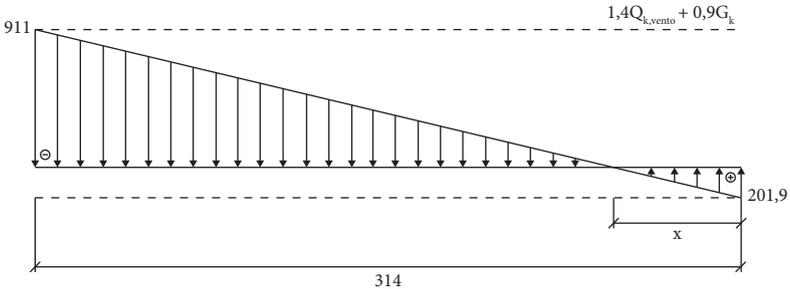
Prevalece $A_{s,\min} = 4,4 \text{ cm}^2$ ou $4 \times \phi 12,5 \text{ mm}$

- Bordo direito

$$1,4 \cdot 413,6 + 0,9 \cdot (-413,6) \leq 100 \rightarrow 213 < 100 \rightarrow \text{FALSO (necesário armar)}$$

Para o cálculo da armadura, será utilizado o procedimento simplificado no estádio II.

Diagrama combinado $[1,4 \cdot Q_{k,\text{vento}} + 0,9 \cdot G_k]$



$$x = \frac{201,9}{201,9 + 911} \cdot 3,14 = 0,57 \text{ m}$$

Calcula-se então a força de tração, destacando que as tensões também estão distribuídas sobre as abas da seção considerada.

b) Verificação da compressão

$$f_{bk} = 4,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{pk} = 3,2 \text{ MPa} = 3200 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabela 3.2);}$$

$$\text{Elegendo vento como principal: } \frac{0,7 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 2,67 Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$$

- Bordo esquerdo

$$\frac{0,7 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 2,67 \cdot 384,8 \leq 3200 \rightarrow 3070,7 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

- Bordo direito

$$\frac{0,7 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 2,67 \cdot 410,1 \leq 3200 \rightarrow 3138,2 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{Elegendo carga acidental como principal: } \frac{1,4 \cdot Q_{\text{acidental}} + 1,4 \cdot G}{0,35 \cdot R} + 1,60 Q_{\text{vento}} \leq f_{pk}$$

- Bordo esquerdo

$$\frac{1,4 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 1,60 \cdot 384,8 \leq 3200 \rightarrow 2839,1 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

- Bordo direito

$$\frac{1,4 \cdot 80 + 1,4 \cdot 413,6}{0,35 \cdot 0,888} + 1,60 \cdot 410,1 \leq 3200 \rightarrow 2879,6 < 3200 \rightarrow \text{OK}$$

iii. Verificação do cisalhamento

$$f_a = 4,0 \text{ MPa} \rightarrow f_{vk} = 0,15 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot G_k \leq 1400 \text{ kN/m}^2$$

- tensão convencional de cisalhamento (considerando área bruta da alma da parede)

$$\tau_k = F_k / (b \cdot d) = 16,4 / (0,14 \cdot 3,14) = 37,3 \text{ kN/m}^2$$

- tensão resistente

$$f_{vk} = 150 + 0,5 \cdot 0,9 \cdot 413,6 = 336,1 \text{ kN/m}^2$$

- verificação: $1,4 \cdot \tau_k \leq f_{vk} / 2$

$$1,4 \cdot 37,3 \leq 336,1 / 2 \rightarrow 52,2 < 168 \rightarrow \text{OK}$$

3.6.3 Alvenaria armada

3.6.3.1 Elementos curtos (pilar)

Quando o elemento é curto, com esbelteza menor ou no máximo igual a 16 para seções retangulares, permite-se a adoção de armadura mínima quando a força normal de cálculo N_{sd} não excede a:

$$N_{Rd} = f_d \cdot b \cdot (h - 2 \cdot e_x)$$

Quando a força normal de cálculo excede o limite do item anterior, a resistência da seção pode ser estimada pelas seguintes expressões, conforme Figura 3.11:

$$N_{Rd} = f_d \cdot b \cdot y + f_{s1} \cdot A_{s1} - f_{s2} \cdot A_{s2}$$

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

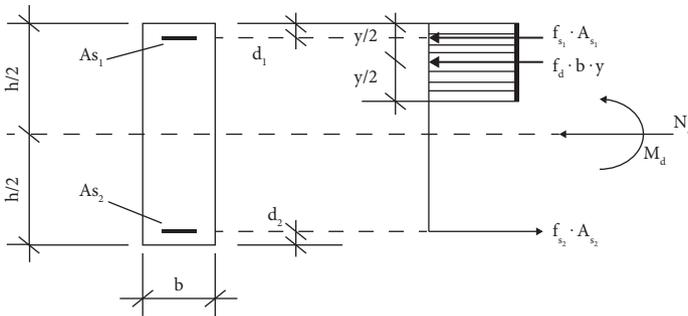


Figura 3.11 Flexocompressão – seção retangular.

Para elemento curto submetido a flexão composta oblíqua, pode-se dimensionar uma seção com armaduras simétricas, mediante a transformação numa flexão reta composta, aumentando-se um dos momentos fletores de acordo com o seguinte:

$$M'_x = M_x + j \frac{p}{q} M_y \text{ para } \frac{M_x}{p} \geq \frac{M_y}{q}$$

ou

$$M'_y = M_y + j \frac{q}{p} M_x \text{ para } \frac{M_x}{p} \leq \frac{M_y}{q}$$

Tabela 3.6 Valores do coeficiente j .

Valor de $N_d/(A \cdot f_k)$	j
0,0	1,00
0,1	0,88
0,2	0,77
0,3	0,65
0,4	0,53
0,5	0,42
$\geq 0,6$	0,30

3.6.3.2 Elementos esbeltos

No caso de elementos comprimidos com índice de esbeltez superior a 16, o dimensionamento deve ser feito de acordo com o item anterior, porém deve-se adicionar o momento de segunda ordem abaixo na direção de menor inércia. O momento de segunda ordem (Figura 3.12) pode ser aproximado por:

$$M_{2d} = \frac{N_d \cdot (h_e)^2}{3600 \cdot t}$$

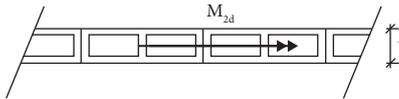


Figura 3.12 Momento de 2ª ordem.

3.6.3.3 Verificação por faixas em paredes com flexão oblíqua

O projeto para forças laterais em um edifício alto é crítico, e geralmente se recorre ao emprego de grandes paredes para o contraventamento. Normalmente, as ações da parede consistem em carregamento vertical pela

ação da gravidade, flexão no plano e, se a parede é esbelta, flexão fora do plano. Além disso o cisalhamento no plano deve ser calculado. A flexocompressão é resistida por tensões normais à seção da parede. A necessidade de considerar ou não efeitos de segunda ordem, incluindo flexão fora do plano, dependerá da esbeltez da parede. Normalmente, as tensões normais são mais elevadas nas extremidades da parede (Figura 3.13), onde geralmente há restrições laterais devido a outra parede intertravada. Se a região com maiores tensões for restrita lateralmente, não há necessidade de considerar os efeitos de 2ª ordem nesta região. A ABNT NBR 16686:2020 propõe um método de faixas, baseado na norma de estruturas de concreto ABNT NBR 6118:2014, que permite projetar a parede considerando solicitações, limitações e esbeltez por faixas. O comprimento de cada faixa deve ser igual a 5 vezes a espessura da parede e limitado a 100 cm. O índice de esbeltez e eventual momento de 2ª ordem depende da existência ou não de travamento lateral. Na ABNT NBR 6118:2014, uma faixa intermediária é definida como tendo bordas laterais sem apoio (livre). A nova norma de alvenaria propõe considerar o lado interno livre e o outro lado conforme a condição real do painel inteiro, com o comprimento de projeto da faixa para a consideração da esbeltez somente, igual à distância da borda livre à borda inteira da parede (Figura 3.14).

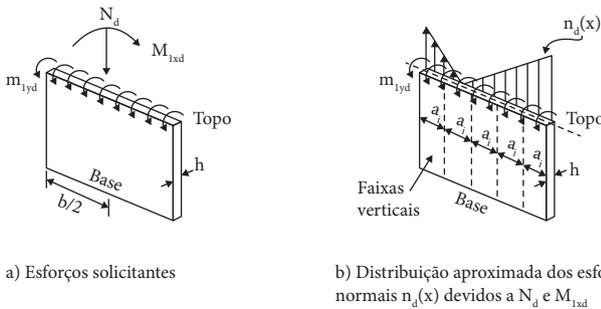


Figura 3.13 Parede longa dividida por faixas para consideração dos esforços axiais, flexão no plano e fora do plano por faixa.

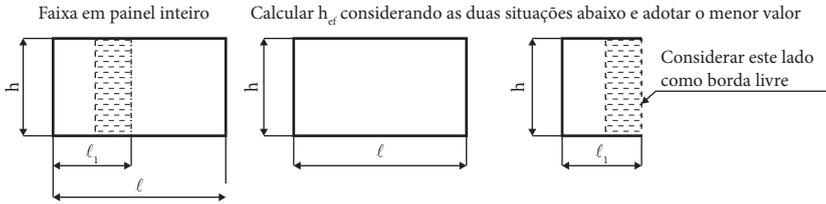


Figura 3.14 Características do painel para cálculo da esbeltez por faixa.

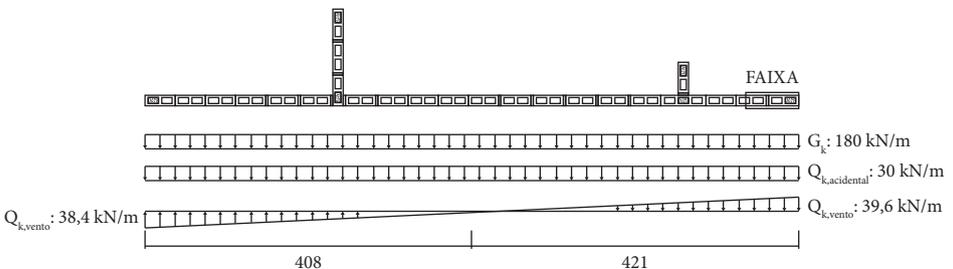
Para um caso usual de parede de contraventamento com $t_{ef} = 14$ cm e restrições no topo e base e na extremidade, não há necessidade de considerar efeitos de 2ª ordem para índice de esbeltez igual a 16, ou seja, para $h_{ef} = 16 \cdot 14 = 224$ cm. Ao se considerar o travamento na extremidade, não será necessário considera M_2 até o comprimento ℓ que leve a $h_{ef} = 224$ cm. Em um caso típico de parede com $h = 280$ cm, este comprimento será:

$$h_e \leq 0,7 \cdot \sqrt{\alpha_v \cdot h \cdot \alpha_h \cdot \ell} \rightarrow 224 = 0,7 \cdot \sqrt{1,0 \cdot 280 \cdot 2,5 \cdot \ell} \rightarrow \ell = 146 \text{ cm}$$

Ou seja, tipicamente não há necessidade de considerar efeito de 2ª ordem em uma parede com travamento na extremidade até uma faixa interna distante 1,46 m da extremidade.

3.6.3.3.1 Exemplo – verificação por faixa

Dimensionar a faixa indicada no painel abaixo, sabendo que: $h_{ef} = 2,80$ m, $G_k = 180$ kN/m; $Q_k = 30$ kN/m; $M_k = 500$ kN · m; $I = 7,44$ m⁴; $x_1 = 4,08$ m; $x_2 = 4,21$ m.



$$\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 280/14 = 20 > 16 \rightarrow \text{adicionar momento de 2ª ordem}$$

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] = \left[1 - \left(\frac{20}{40} \right)^3 \right] = 0,875$$

Elegendo vento como principal: $Nd_{faixa} = \gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{acidental} + \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{vento}$

$$Nd_{faixa} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 30 \cdot 0,7 + 1,4 \cdot 180 \cdot 0,7 + 1,4 \cdot \frac{39,6 + 33}{2} \cdot 0,7 = 226,7 \text{ kN}$$

Elegendo carga acidental como principal: $Nd_{faixa} = \gamma_{fq} \cdot Q_{acidental} + \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot \psi_0 \cdot Q_{vento}$

$$Nd_{faixa} = 1,4 \cdot 30 \cdot 0,7 + 1,4 \cdot 180 \cdot 0,7 + 1,4 \cdot 0,6 \cdot \frac{39,6 + 33}{2} \cdot 0,7 = 227,1 \text{ kN}$$

Momento de 2ª ordem: $M_{2d} = \frac{N_d \cdot (h_e)^2}{3600 \cdot t} = \frac{227,1 \cdot (2,8)^2}{3600 \cdot 0,14} = 3,54 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Módulo de resistência de flexão: $W = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{0,7 \cdot 0,14^2}{6} = 0,0022867 \text{ m}^3$

Resistência requerida à compressão: $\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{W \cdot K} \leq \frac{0,7 f_{pk}}{2}$

$$\frac{227,3}{0,7 \cdot 0,14 \cdot 0,875} + \frac{3,54}{0,0022867 \cdot 1,5} \leq \frac{0,7 f_{pk}}{2}$$

$f_{pk} \geq 10522 \text{ kN/m}^2$ ou $10,5 \text{ MPa} \rightarrow$ adotar bloco de concreto $16,0 \text{ MPa}$, ou de $8,0 \text{ MPa}$, e grautear totalmente a faixa de 70 cm .

Deve-se notar que para a flexão fora do plano, caso de M_y , o cálculo é mais preciso quando se considera a área líquida da seção. Repetindo o exemplo anterior, porém admitindo que a área líquida é metade da área bruta, e propriedade do módulo de resistência considerando apenas as paredes longitudinais dos blocos (e_{pl}) igual a $2,5 \text{ cm}$, tem-se:

Módulo de resistência de flexão:

$$W = \frac{2}{t} \left[\frac{b \cdot t^3}{12} - \frac{b \cdot (t - 2 \times e_{pl})^2}{12} \right] = \frac{2}{0,14} \left[\frac{0,7 \cdot 0,14^3}{12} - \frac{0,7 \cdot (0,14 - 2 \times 0,025)^2}{12} \right] = 0,001679 \text{ m}^3$$

Resistência requerida à compressão:
$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{W \cdot K} \leq \frac{0,7 f_{pk} \times 2}{2}$$

$$\frac{227,1}{0,7 \cdot 0,14 / 2 \cdot 0,875} + \frac{3,54}{0,001679 \cdot 1,5} \leq \frac{0,7 f_{pk} \times 2}{2}$$

$f_{pk} \geq 9575 \text{ kN/m}^2$ ou $9,6 \text{ MPa} \rightarrow$ adotar bloco de concreto $14,0 \text{ MPa}$ (se for grautear, o resultado é igual ao anterior).

É necessário ainda verificar se há tração na combinação de M_{2d} e força normal. Considerando que o momento de segunda ordem é determinado pela força normal, entende-se que ambos esforços são de mesma natureza e com os mesmos coeficientes ponderadores. Deve-se verificar:

$$\frac{-N_d}{A} + \frac{M_d}{W} \leq \frac{f_{tk}}{2} \rightarrow \frac{-227,1}{0,7 \cdot 0,14} + \frac{3,54}{0,0022867} \leq \frac{f_{tk}}{2} \rightarrow -1539 < \frac{f_{tk}}{2}$$

A soma das tensões máximas resulta em compressão, então não há tração devido a M_{2d} .

3.7 Parede com índice de esbeltez maior que 30

No Anexo C da ABNT NBR 16686:2020 estão prescritas as seguintes considerações para dimensionamento de parede com índice de esbeltez superior a 30:

- i. as paredes devem ser armadas;
- ii. o elemento deve ser parede, não pilar;
- iii. a espessura dos blocos deve ser no mínimo igual a 140 mm;
- iv. os deslocamentos horizontais fora do plano, na base e topo da parede devem ser restritos;
- v. no dimensionamento, deve-se assumir a condição das extremidades como simplesmente apoiada;
- vi. a máxima tensão de compressão de projeto deve ser menor ou igual a 10% da resistência de prisma de projeto;

- vii. a máxima área de armadura deve levar à posição relativa da linha neutra da seção, $x/d \leq 0,5$;
- viii. deve-se obrigatoriamente dimensionar a parede levando-se em conta os efeitos $P \cdot \Delta$;
- ix. o dimensionamento deve ser feito na área efetiva da parede.

Lembrando-se que, para os casos de construções habitacionais térreas, é possível admitir paredes não armadas com índice de esbeltez menor.

3.8 Painel sob ação lateral fora do plano

Para o dimensionamento de painéis sob ação lateral fora do plano, apresentam-se, em caráter informativo no Anexo E da ABNT NBR 16686:2020, orientações de projeto, sendo as especificações apontadas válidas apenas para painéis com espessura menor que 25 cm. Outros modelos podem ser utilizados, desde que sejam consideradas a fissuração e propriedades da alvenaria em cada direção, como, por exemplo, o modelo de grelha equivalente.

3.9 Alvenaria protendida

No Anexo B da nova norma, agora normativo, constam informações básicas para dimensionamento e execução de alvenaria protendida, recomendada para casos em que inicialmente a tração é o esforço predominante, situação comum em paredes sujeitas a ações laterais elevadas em relação ao carregamento vertical. São exemplos desta situação muros de contenção como arri-mos e silos, reservatórios de água, paredes de galpões sujeitos à ação do vento, entre outros. O dimensionamento se dá com a força de protensão eliminando a tração em serviço no elemento de alvenaria.

4. DANO ACIDENTAL E COLAPSO PROGRESSIVO

Estão previstas no Anexo A da nova norma, agora em caráter normativo, algumas especificações para evitar o colapso progressivo da estrutura (ou de parte desta) em decorrência de um dano acidental. No caso da ocorrência de dano acidental, devem-se tomar providências e realizar reforços com o objetivo de recompor a estrutura à situação inicial antes de liberar o uso dela.

As orientações indicam ações para prevenir a ocorrência de um dano acidental e/ou minimizar seus efeitos. Basicamente são recomendados três tipos de cuidados, que muitas vezes poderão ser superpostos:

- a) proteção contra a atuação das ações excepcionais através de estruturas auxiliares;
- b) reforço com armaduras construtivas que possam aumentar a ductilidade;
- c) consideração da possibilidade de ruptura de um elemento, computando-se o efeito desta ocorrência nos elementos estruturais da vizinhança.

Em todas as situações, é necessário prever detalhes para prevenir o colapso progressivo em caso de dano acidental nas paredes em que houver maior possibilidade desta ocorrência. Entre estas paredes incluem-se:

- Paredes da cozinha e/ou área de serviço com risco de explosão de gás: neste caso, todos os elementos no entorno desses ambientes devem ser desconsiderados na análise estrutural, um de cada vez e com coeficiente de segurança reduzido, sem que os outros elementos do sistema estrutural atinjam o ELU;
- Paredes do térreo em regiões de estacionamento ou acesso a carros: neste caso, recomenda-se a adoção de estruturas auxiliares que impeçam a possibilidade de impacto. Quando estas estruturas não puderem ser utilizadas, os elementos sob risco devem ser reforçados com uma taxa mínima de 0,15% da área da seção transversal, sendo no mínimo 1/3 em uma direção e 2/3 na outra. Além disso, as lajes dos pavimentos e os elementos vizinhos

devem ser dimensionados considerando a possibilidade de que os elementos passíveis de dano sejam retirados, um de cada vez e com coeficiente de segurança reduzido, sem que os outros elementos do sistema estrutural atinjam o ELU.

A ruptura de um elemento estrutural não pode levar à ruptura de parte significativa da estrutura como um todo; assim, a verificação do colapso progressivo é realizada com o dimensionamento dos elementos de alvenaria estrutural levando-se em consideração o carregamento produzido na hipótese de retirada de um elemento danificado, considerando-se os coeficientes para combinações excepcionais (γ_m igual a 1,5 para alvenaria/graute e 1,0 para aço) e γ_f igual a 1,2 para ações permanentes e 1,0 para ações variáveis.

Ainda visando a mitigação de colapso progressivo, a norma traz alguns detalhes construtivos entre lajes e apoios que serão comentados nos capítulos 12 e 13.

5. ALVENARIA PARTICIPANTE

O Anexo D (informativo) da ABNT NBR 16868:2020 apresenta as especificações de dimensionamento para a consideração da alvenaria estrutural construída dentro de um pórtico como parte do sistema de contraventamento. Assim como várias normas e códigos internacionais, a norma brasileira fornece prescrições de projeto para uso de alvenaria participante seguindo-se o modelo de barra diagonal comprimida. As paredes participantes devem estar ligadas e vinculadas aos elementos do pórtico para criar uma ação composta como um todo, devendo ser projetada para resistência e rigidez, observando a ação conjunta. Os elementos de pilar ou viga em contato com a alvenaria participante devem ser dimensionados, considerando os esforços obtidos no modelo, considerando a diagonal equivalente, majorados por um fator adicional igual a 1,1. A força cortante transferida pela diagonal equivalente deve ser considerada no dimensionamento dos pilares, conforme Figura 5.1.

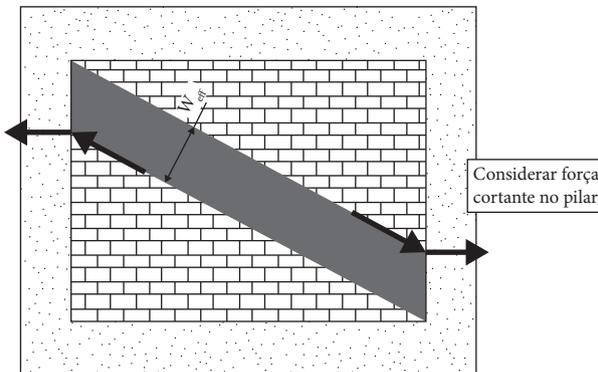


Figura 5.1 Posição sugerida da força diagonal resultante para dimensionamento dos pilares. A largura da diagonal comprimida (w) deve ser tomada das equações 5.1, 5.2 e 5.3.

$$W_{\text{eff}} = \frac{w}{2}; \text{ com } w = \sqrt{\alpha_H^2 + \alpha_L^2} \quad \text{Equação 5.1}$$

em que:

α_H = comprimento de contato vertical entre o pórtico e a diagonal comprimida;

α_L = comprimento de contato horizontal entre o pórtico e a diagonal comprimida.

$$a_H = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p H}{E_a t_{ap} \sin 2\theta}} \quad \text{Equação 5.2}$$

$$a_L = \pi \sqrt[4]{\frac{4E_p I_v L}{E_a t_{ap} \sin 2\theta}} \quad \text{Equação 5.3}$$

em que:

E_a, E_p = módulos de elasticidade do material da parede de alvenaria e do pórtico;

H, L = altura e comprimento da parede de alvenaria participante;

t_{ap} = duas vezes a soma da espessura das paredes longitudinais do bloco vazado não totalmente grauteado ou a espessura da parede para o tijolo ou bloco vazado totalmente grauteado;

I_p, I_v = momentos de inércia do pilar e da viga do pórtico, respectivamente;

$\theta = \tan^{-1} (H/L)$, graus.

Para melhor visualização, na Figura 5.2 podem-se identificar graficamente as incógnitas citadas.

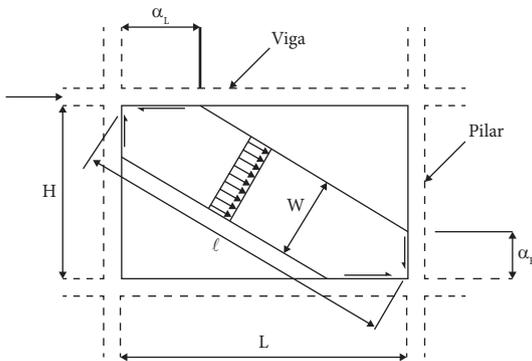


Figura 5.2 Modelo da diagonal comprimida em alvenaria participante.

A rigidez da diagonal comprimida efetiva utilizada nos cálculos dos esforços e deslocamentos é calculada pela Equação 5.4.

$$k_{\text{eff,diag}} = \phi_{\text{st}} w_{\text{eff}} t_{\text{ap}} E_a / \ell \quad \text{Equação 5.4}$$

em que:

ℓ = o comprimento da diagonal comprimida;

ϕ_{st} = fator a ter em conta a redução de rigidez tomado como 0,5 (leva em conta a fissuração da alvenaria).

A altura efetiva da diagonal comprimida para efeitos de esbeltez deve ser considerada igual ao comprimento de projeto da diagonal, ℓ , diminuído de $w/2$.

5.1 Exemplo – consideração da alvenaria participante

Para melhor compreender a abordagem da norma, apresenta-se um exemplo de como se deve analisar a rigidez de um pórtico com alvenaria participante e o dimensionamento desta parede de preenchimento. O pórtico tem as dimensões conforme a Figura 5.3, cuja parede foi executada com blocos vazados de concreto de $14 \times 19 \times 39$ cm, $f_{\text{bk}} = 8$ MPa, $f_{\text{pk}} = 6$ MPa argamassa $f_a = 6$ MPa, concreto $f_{\text{ck}} = 25$ MPa.

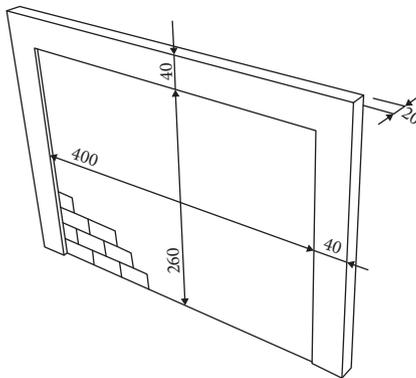


Figura 5.3 Pórtico com alvenaria participante (dimensões em cm).

Inicialmente, identificam-se as propriedades físicas e geométricas da parede e pórtico:

$$H = 260 \text{ cm}$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$E_a = 4800 \text{ MPa (considerando } 800 \cdot f_{pk} \text{)}$$

$$E_p = 28000 \text{ MPa}$$

$$t_{ap} = 10 \text{ cm } [2 \times (2,5+2,5)]$$

$$I_p, I_v = \frac{20 \cdot 40^3}{12} = 106,67 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{2,6}{4} \right) = 33,02^\circ$$

Os comprimentos de contato horizontal e vertical são calculados.

$$a_H = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot 28000 \cdot 106,67 \cdot 10^3 \cdot 260}{4800 \cdot 10 \cdot \sin(2 \cdot 33,02)}} = 137,7 \text{ cm} \quad \text{Equação 5.5}$$

$$a_L = \pi^4 \sqrt{\frac{4 \cdot 28000 \cdot 106,67 \cdot 10^3 \cdot 400}{4800 \cdot 10 \cdot \sin(2 \cdot 33,02)}} = 306,8 \text{ cm} \quad \text{Equação 5.6}$$

A largura da diagonal comprimida efetiva deve ser tomada.

$$w_{\text{eff}} = \frac{\sqrt{137,7^2 + 306,8^2}}{2} = 168,1 \text{ cm} \quad \text{Equação 5.7}$$

Não podendo exceder um quarto do comprimento, ou seja, $\ell/4$.

$$w_{\text{eff}} = \frac{\sqrt{260^2 + 400^2}}{4} = 119,3 \text{ cm, logo este será o valor adotado.} \quad \text{Equação 5.8}$$

5.1.1 Aumento da rigidez do pórtico com alvenaria participante

Com o auxílio de um programa de análise estrutural de pórtico plano, levando em consideração a diagonal birrotulada com largura de 119,3 cm e espessura de 14 cm e as demais propriedades das vigas, pilares e do material concreto, e alvenaria com rigidez penalizada pelo coeficiente reductor $\phi_{st} = 0,5$, pode-se comparar a rigidez do pórtico com e sem a alvenaria participante (Figura 5.4). Os resultados desta análise, para uma força horizontal no topo adotada igual a 10 kN, são:

- Pórtico não preenchido, $\delta_h = 0,494$ mm, $k = P/\delta = 10/0,494 = 20,2$ kN/mm;
- Pórtico preenchido, $\delta_h = 0,135$ mm, $k = P/\delta = 10/0,135 = 74,1$ kN/mm.

Portanto, neste caso, pode-se perceber que a consideração da alvenaria participante aumentou a rigidez do pórtico em aproximadamente 3,7 vezes.

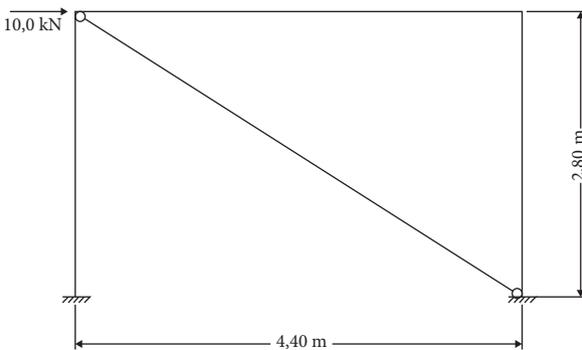


Figura 5.4 Representação do pórtico pelo modelo de treliça.

5.1.2 Decomposição das forças

Com este mesmo programa, é possível obter a força de compressão diagonal do suporte, F , que se desenvolve no preenchimento, formada pela força lateral aplicada de 10 kN (Figura 8). Esta força age em ângulo θ , com

o eixo horizontal, e pode ser resolvida em componentes verticais e horizontais (equações 5.9 e 5.10).

$$F_h = F \cdot \cos\theta \quad \text{Equação 5.9}$$

$$F_v = F \cdot \sin\theta \quad \text{Equação 5.10}$$

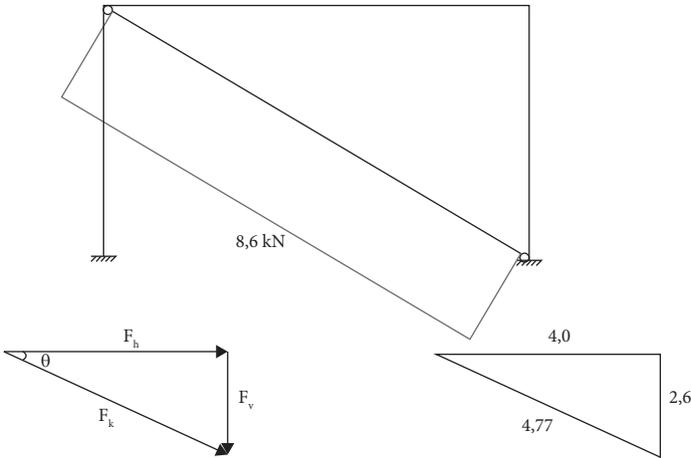


Figura 5.5 Força de compressão na diagonal.

Obtendo-se $F_k = 8,6 \text{ kN}$, tem-se $F_h = 7,2 \text{ kN}$ e $F_v = 4,7 \text{ kN}$.

5.1.3 Verificação da resistência à compressão da diagonal comprimida

Conforme o item 6.2.2.3 do projeto de norma, no caso de alvenaria de blocos de 190 mm de altura e junta de argamassa de 10 mm, este valor pode ser estimado como 70% da resistência característica de compressão simples de prisma (f_{pk}).

Quando a compressão ocorrer em direção paralela às juntas de assentamento, a resistência característica na flexão pode ser adotada como 50% da resistência à compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento (Figura 5.6(a)).

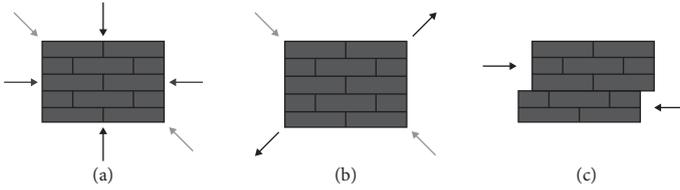


Figura 5.6 (a) Representação das compressões; (b) Tração provocada pela compressão na diagonal; e (c) Escorregamento da junta.

No caso da alvenaria participante, a compressão ocorre na diagonal; na falta de um parâmetro específico para esta situação, será considerada a situação mais crítica, ou seja, a compressão paralela às juntas de assentamento. Assim sendo, utiliza-se a expressão simplificada (equação 5.11).

$$\frac{\gamma_f \cdot F_k}{A} = \frac{0,7 \cdot 0,5 \cdot f_{pk}}{\gamma_m} \cdot R \quad \text{Equação 5.11}$$

Para a verificação da resistência à compressão da diagonal, a altura efetiva para fins de verificação da esbelteza da diagonal comprimida pode ser admitida igual a $\ell_s = \ell - \frac{w_{\text{eff}}}{2}$; portanto, $\ell_s = 400 - \frac{119,3}{2} = 340,4$ cm.

A esbelteza é calculada a partir da altura efetiva dividida pela espessura efetiva, $h_{\text{ef}}/t_{\text{ef}} = 340,4/14 = 24,3$ cm < 30, portanto a alvenaria pode ser não armada, desde que $\gamma_m = 3,0$.

$$\text{Para } R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] = \left[1 - \left(\frac{24,3}{40} \right)^3 \right] = 0,776 \text{ e } w_{\text{eff}} = 1,193 \text{ m de largura}$$

diagonal, tem-se:

$$\frac{1,4 \cdot F_k}{0,14 \cdot 1,193} = \frac{0,7 \cdot 0,5 \cdot 6000}{3,0} = 0,776 \rightarrow F_k = 64,8 \text{ kN}$$

Este seria o limite para força lateral, F_k , por ruptura à compressão.

5.1.4 Verificação do cisalhamento na alvenaria

5.1.4.1 Cisalhamento por tração diagonal

A força de compressão diagonal gera uma força de tração na diagonal oposta (Figura 5.6(b)). Entretanto, ao se desprezar a pré-compressão gerada pela força horizontal, o limitante no dimensionamento será o escorregamento da junta horizontal.

5.1.4.2 Escorregamento da junta horizontal

Para verificação do escorregamento da junta (Figura 5.6(c)), de acordo com a norma, $f_{vk} = 350 + 0,5 \sigma \leq 1700 \text{ kN/m}^2$. Mesmo existindo uma pré-compressão vertical (σ), gerada pela força horizontal, tal força será desprezada, conforme explicado no item anterior. Logo, $f_{vk} = 350 + 0,5 \cdot 0 = 350$. Assim:

$$\tau_d = \frac{F_d}{t \cdot d} \leq \frac{f_{vk}}{2} \rightarrow \frac{1,4 \cdot F_h}{0,14 \cdot 4,0} = \frac{350}{2} \rightarrow F_h = 70 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \text{por semelhança de triângulos: } F_k = \frac{4,77 \cdot F_h}{4,0} = \frac{4,77 \cdot 70}{4,0} = 83,5 \text{ kN}$$

Considerando o menor dos limites: $F_k \leq \mathbf{64,8 \text{ kN}}$, como $F_k = 8,6 \text{ kN}$, então **OK**.

6. DETALHES DE PROJETO

Neste item são resumidos alguns detalhes básicos de projeto, idealizados de acordo com as recomendações da nova norma.

6.1 Cobrimento mínimo da armadura

As armaduras imersas em juntas de argamassa devem ter alguma proteção contra corrosão (por exemplo, armaduras galvanizadas), exceto elementos construídos em regiões de classe I de agressividade ambiental, onde se admite cobrimento mínimo na direção horizontal de armaduras dispostas em juntas de 15 mm (Figura 6.1).

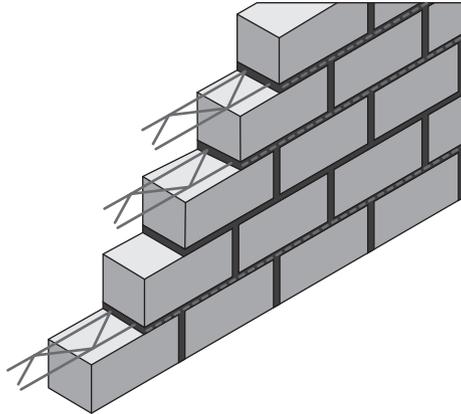


Figura 6.1 Armadura para junta de assentamento.

No caso de armadura vertical em furo de bloco ou horizontal em canaleta, deve-se respeitar o cobrimento mínimo (descontando-se qualquer espessura do bloco ou canaleta) também de 15 mm. Para garantir o posicionamento delas, é possível o uso de espaçadores para alvenaria estrutural (Figura 6.4).

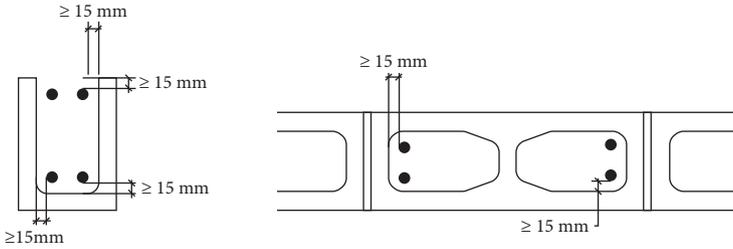


Figura 6.2 Cobrimento mínimo para armaduras.

6.2 Área e diâmetros de armaduras mínimos e máximos

Devem ser respeitadas as seguintes armaduras mínimas (ABNT NBR 16868-1:2020):

- Armadura longitudinal (normal à seção):
 - Vigas:
 - 0,15% $b \cdot d$ (armadura principal);
 - vigas altas: 0,15% $b \cdot d$, podendo considerar toda a área de armadura longitudinal até à altura de 0,5d.
 - Paredes:
 - 0,10% $b \cdot d$, sendo disposta na região tracionada. Podendo ser dispensada quando armadura disposta levar a $M_{Rd} \geq 1,4 \times M_{sd}$;
 - Pode-se dispensar a armadura secundária em paredes calculadas como alvenaria não armada (estádio II);
 - recomenda-se calcular a armadura mínima considerando apenas a área da alma de paredes de contraventamento.
 - Pilares:
 - 0,30% $b \cdot d$ (armadura principal).
- Armadura transversal (perpendicular à seção):
 - entre 0,07% e 0,14% $b \cdot s$, para $f_{gk} = 15 \text{ MPa}$ e 40 MPa, respectivamente (válido para casos em que há necessidade de estribos).

Deve-se respeitar a armadura máxima de 8% da área da seção a ser grauteada (área do graute envolvendo a armadura, não contando a área do bloco), incluindo regiões de traspasse. Quanto aos diâmetros de armadura máximos, deve-se respeitar:

- Armadura na junta de assentamento: 6,3 mm;
- Demais casos: 25 mm.

O espaçamento entre barras é limitado a:

- diâmetro máximo do agregado mais 5 mm;
- 1,5 vez o diâmetro da armadura;
- 20 mm.

Estribos de pilares armados:

- diâmetro mínimo de 5 mm;
- espaçamento menor que 50 vezes o diâmetro do estribo.

$A_{sm\acute{a}x} = 8\%$ da área a ser grauteada

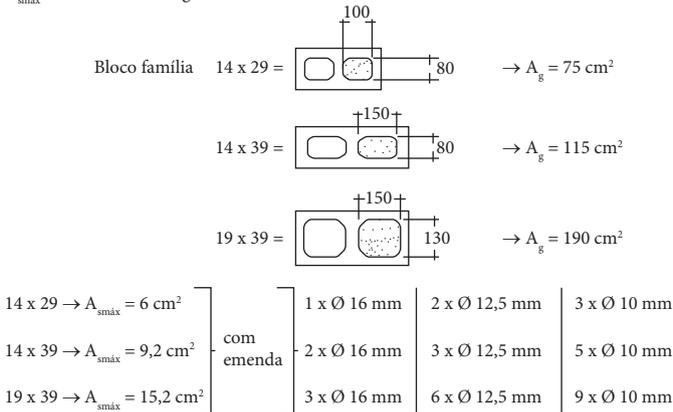


Figura 6.3 Quantidade máxima de barras de armadura por furo.

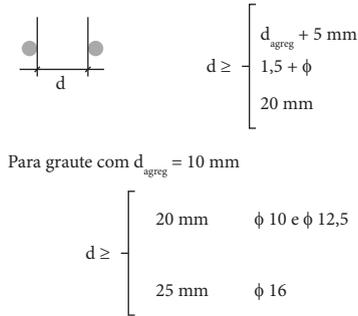


Figura 6.4 Espaçamento mínimo entre armaduras.

6.3 Ancoragem e emendas de armaduras

Toda barra longitudinal de seção fletida deve se estender além do ponto em que não é mais necessária, pelo menos por uma distância igual ao maior valor entre a altura efetiva d ou 12 vezes o diâmetro da barra.

Emendas em zonas tracionadas devem atender aos seguintes requisitos:

- que as barras se estendam pelo menos pelo seu comprimento de ancoragem além do ponto em que não são mais necessárias;
- que a resistência de cálculo ao cisalhamento na seção onde se interrompe a barra seja maior que o dobro da força cortante de cálculo atuante;
- que as barras contínuas na seção de interrupção provejam o dobro da área necessária para resistir ao momento fletor atuante na seção.

Em uma extremidade simplesmente apoiada, cada barra tracionada deve ser ancorada de um dos seguintes modos:

- um comprimento efetivo de ancoragem equivalente a 12ϕ além do centro do apoio, garantindo-se que nenhuma curva se inicie antes desse ponto;

- um comprimento efetivo de ancoragem equivalente a 12ϕ mais metade da altura útil d , desde que o trecho curvo não se inicie a uma distância inferior a $d/2$ da face do apoio.

As emendas devem ser projetadas seguindo-se as orientações da ABNT NBR 6118.

Em nenhum caso a emenda pode ser inferior ao comprimento de ancoragem. No caso de barras nervuradas CA50, para grautes C15, C20 e C25, o comprimento básico de ancoragem vale $43,7\phi$, 53ϕ e $37,7\phi$, respectivamente. Estes comprimentos podem ser reduzidos pela relação $A_{s,necessária} / A_{s,detalhada}$ até o limite dessa relação igual a 0,6. Em outras palavras, é possível ao projetista manter o comprimento de ancoragem adotada na versão anterior da norma, igual a 40ϕ , mesmo para grautes C15 e C20, desde que detalhe maior quantidade de armadura necessária pelo cálculo.

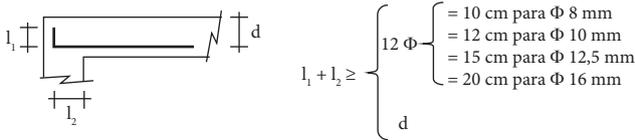


Figura 6.5 Ancoragem sobre apoios.

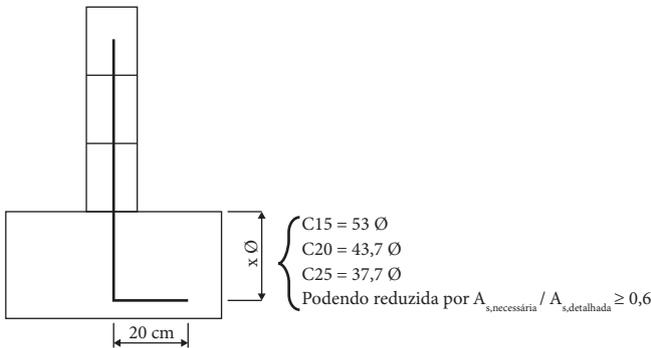


Figura 6.6 Esperas de armaduras verticais em estrutura de apoio.

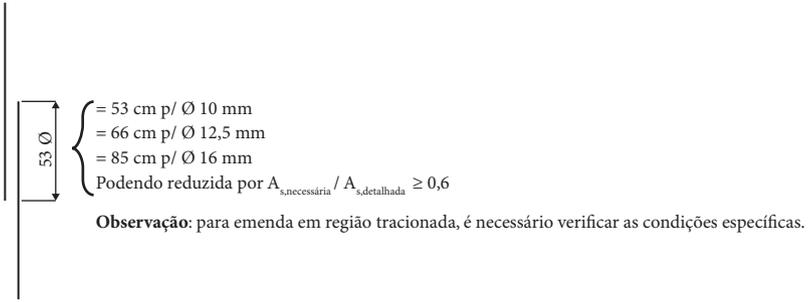


Figura 6.7 Comprimento mínimo de emendas para graute C15 e barras nervuradas CA50.

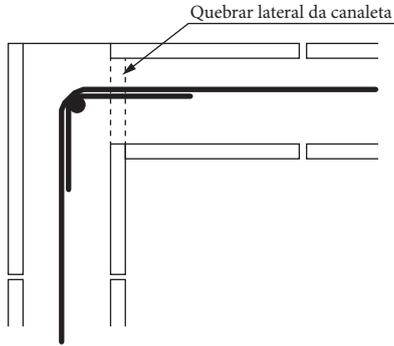


Figura 6.8 Emendas em cantos de cintas.

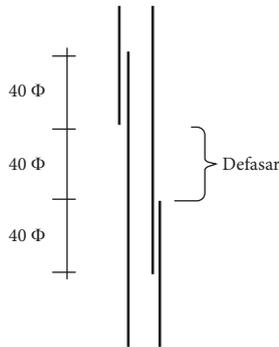


Figura 6.9 Emendas de duas barras no mesmo furo (recomenda-se utilizar apenas uma barra vertical por furo).

6.4 Ganchos e dobras

Para evitar concentração de tensões no graute ou na argamassa, ganchos e dobras devem ter dimensões e formatos mínimos.

O comprimento efetivo de um gancho ou de uma dobra deve ser medido do início da dobra até um ponto situado a uma distância de quatro vezes o diâmetro da barra além do fim da dobra, e deve ser tomado como o maior entre o comprimento real e o seguinte:

- para o gancho, 8 vezes o raio interno, até o limite de 24ϕ ;
- para dobra a 90° , 4 vezes o raio interno da dobra, até o limite de 12ϕ .

Quando uma barra com gancho é utilizada em um apoio, o início do trecho curvo deve estar a uma distância mínima de 4ϕ sobre o apoio, medida a partir de sua face.

7. CORTES E JUNTAS

7.1 Cortes em paredes

Cortes em paredes devem ser previstos no projeto estrutural, sendo o trecho cortado descontado da seção da parede no projeto. Os cortes verticais de comprimento maior que 60 cm determinam elementos distintos. Condutores de fluidos embutidos em paredes estruturais não são permitidos, exceto quando a manutenção não exigir corte.

7.2 Juntas de dilatação

Juntas de dilatação têm como função principal absorver os movimentos que possam surgir na estrutura, provenientes principalmente da variação de temperatura e retração. As juntas devem ser previstas para evitar o aparecimento de fissuras devido à variação volumétrica, e devem ser previstas para trechos retos e contínuos, sem recorte de fachada.

A junta de dilatação, ao contrário da junta de controle, que é limitada ao elemento parede apenas, se estende por toda a estrutura, basicamente dividindo a edificação em duas ou mais partes.

A norma recomenda que sejam previstas **juntas de dilatação no máximo a cada 24 m** da edificação em planta. Este limite poderá ser alterado desde que se faça uma avaliação mais precisa dos efeitos da variação de temperatura e retração sobre a estrutura, incluindo a eventual presença de armaduras adequadamente alojadas em juntas de assentamento horizontais.

7.2.1 Cuidados na execução da junta

Deve-se ter cuidado com o tipo de junta a executar e com a compatibilização desta com o revestimento.

a) Tipo de junta:

- Flexibilidade;
- Durabilidade.

b) Compatibilização junta/revestimento:

- Separação das lajes:
 - Em prédios altos, isto pode diminuir o efeito parede diafragma;
 - Uma opção seria a execução de juntas frias ou a utilização de barras de transferência.

Importante: quanto maior a espessura da junta, maior o risco de não a executar; recomenda-se espessura de 1,5 cm.

7.2.2 Verificações a serem efetuadas

- Condições climáticas (dados podem ser encontrados no INMET: <https://portal.inmet.gov.br>) – variação de temperatura (gradiente térmico).
- Arquitetura do edifício – recortes:
 - Fachada e paredes;
 - Volumetria;
 - Panos contínuos de lajes.

7.2.3 Como prescindir da junta acima dos 24 metros

Em algumas situações, é possível ter juntas com comprimento superiores a 24 metros, devendo nesse caso tomar os cuidados a seguir e avaliar criteriosamente a forma da planta do prédio.

7.2.3.1 Cuidados com a laje

- Reduzir retração do concreto (laje):
 - Reduzir a relação a/c;
 - Reduzir teor de argamassa;
 - Utilizar fibras;
 - Aumentar a quantidade de armaduras;
 - Controlar rigorosamente a cura.

7.2.3.2 Cuidados com os blocos

- Blocos de concreto com menor retração (parede):
 - Utilizar blocos com cura a vapor e idade superior a 14 dias;
 - Em outros casos, só usar blocos com idade maior que 28 dias.

7.2.3.3 Análise do formato da planta (extensão de laje contínua sem recortes)

Na Figura 7.1, é possível observar o detalhe de uma junta de dilatação em planta com recorte onde a junta pode ser feita apenas na laje do hall de elevadores e uma junta de dilatação em planta contínua onde a junta se estende por toda a largura do prédio, inclusive nas paredes. Conforme indicado, a forma da planta pode influenciar a necessidade ou não de junta e se ela deve se estender pela parede/laje ou ser feita apenas nas lajes.

Em função destas análises, o projetista é que deve decidir se irá optar por outra solução que não seja colocar a junta acima dos 24 m.

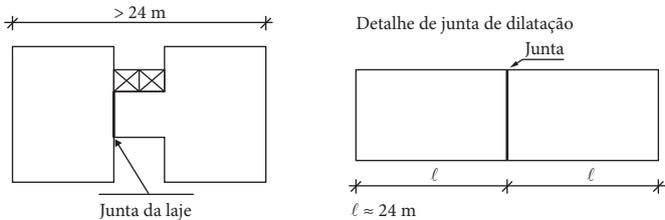


Figura 7.1 Detalhe de junta de dilatação em planta com recorte ou contínua.

7.3 Junta de controle

Segundo a ABNT NBR 16868-1, deve ser analisada a necessidade da colocação de juntas verticais de controle de fissuração em elementos de alvenaria, com a finalidade de prevenir o aparecimento de fissuras provocadas por variação de temperatura, retração, expansão, variação brusca de carregamento e variação da altura ou da espessura da parede.

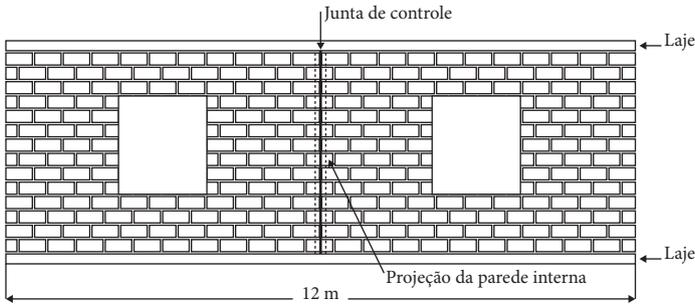


Figura 7.2 Junta de controle.

Alguns fatores a serem levados em conta quando se prevê junta de controle nas alvenarias estruturais são:

- Cuidado com a retração dos blocos;
- Fachadas ensolaradas (orientação);
- Solicitar revisão do projeto com o arquiteto;
- Buscar colocar juntas nas áreas úmidas;
- Pode-se posicionar as juntas ao lado das aberturas das janelas, devendo-se tomar cuidado com o apoio das vergas.

A Tabela 7.1 indica os limites de norma. A taxa de armadura horizontal pode ser obtida dispondo-se armaduras nas juntas horizontais ou em canaletas (Figura 7.3). Para blocos de 14 cm, essa taxa resulta em $0,56 \text{ cm}^2$, ou $\phi 4,2 \text{ c} / 20 \text{ cm}$ (no caso de armadura na junta) ou $\phi 10 \text{ c} / 140 \text{ cm}$ (armaduras em canaletas).

Tabela 7.1 Limites de espaçamento máximo para junta de controle.

Localização do elemento	Limite (m)			
	Alvenaria sem armadura horizontal		Alvenaria com taxa de armadura horizontal maior ou igual a 0,04% da seção transversal	
	t < 14 cm	t ≥ 14 cm	t < 14 cm	t ≥ 14 cm
Externa	6	7	8	9
Interna	10	12	12	15

Nota 1: Os limites acima devem ser reduzidos em 15% caso a parede tenha abertura.

Nota 2: No caso de paredes executadas com blocos de concreto não curados a vapor, os limites são reduzidos em 20% caso a parede não tenha abertura.

Nota 3: No caso de paredes executadas com blocos de concreto não curados a vapor, os limites são reduzidos em 30% caso a parede tenha abertura.

Recomenda-se interromper 50% da armadura horizontal na junta ou inserir extremidades passantes pela junta em tubo plástico ou graxa.

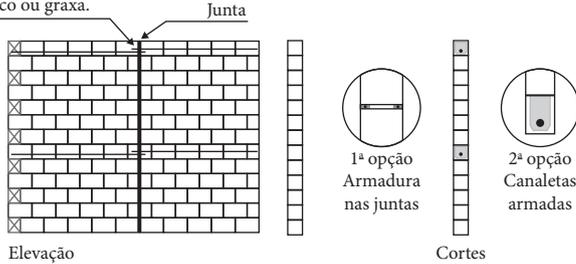


Figura 7.3 Opções para armaduras horizontais.

7.4 Laje do último pavimento

Com o objetivo de evitar que a dilatação térmica horizontal da laje do último pavimento cisalhe a alvenaria, originando fissuras, podem-se adotar dois métodos distintos. O primeiro, mais simples e usualmente mais econômico, consiste em liberar a movimentação horizontal da laje sobre a parede através da criação de uma junta horizontal. O segundo método consiste em realizar uma efetiva proteção térmica da laje de cobertura, a ser realizada o mais breve possível para minimizar a movimentação horizontal.

Há casos de experiências bem-sucedidas referentes aos dois métodos por projetistas e construtores, sendo o primeiro deles o mais usado. Quando não é possível utilizar um detalhe simples de junta horizontal, como em pavimentos superiores tipo duplex com vigas de concreto armado concebidas, a solução é utilizar o segundo método.

As alvenarias do último pavimento são em geral muito solicitadas pelas movimentações térmicas das lajes de cobertura. Cuidados como sombreamento, ventilação dos áticos e isolamento térmica da laje de cobertura podem minimizar a ocorrência de problemas, inserção de juntas de dilatação na laje de cobertura, ventilação do espaço sob a cobertura através de ventilação cruzada utilizando janelas na platibanda, adoção de apoios deslizantes (neoprene, teflon, camada dupla de manta de PVC), contribuem para evitar manifestações patológicas.

7.4.1 Junta horizontal

Sistema que permite a livre-movimentação da laje e que pode ser associado aos outros detalhes, sendo especialmente recomendada a previsão de juntas de dilatação nas lajes de cobertura. Quando houver platibanda, a ventilação cruzada também é recomendada. As opções para junta são mostradas na Tabela 7.2. Em todos os casos, deve-se tomar cuidado com a passagem de eletrodutos através da junta, pois eles podem romper nesse ponto.

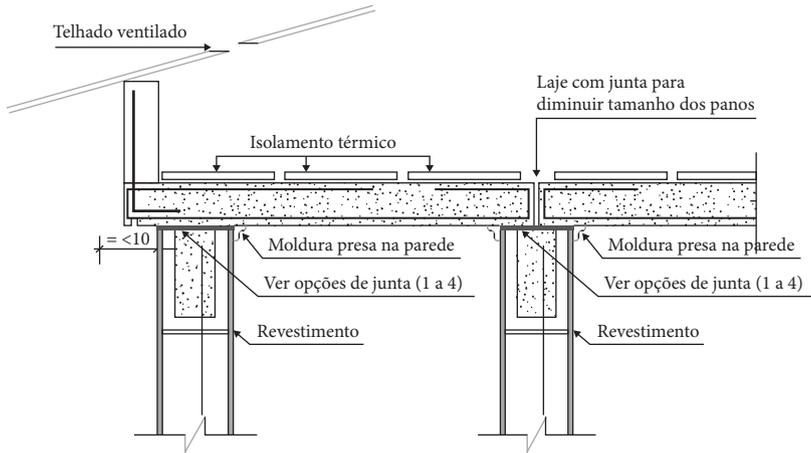


Figura 7.4 Cuidados no último pavimento.

Tabela 7.2 Opções para junta deslizante sob laje de cobertura.

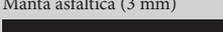
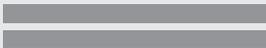
Opção	Tipo de junta deslizante	Detalhe	Observação
1	Manta + manta + manta	Manta asfáltica (3mm)  Manta asfáltica (3mm)	Manter o filme plástico da manta na face do PVC. Pode haver problema de durabilidade da manta.
2	Manta + PVC + manta	Manta asfáltica (3 mm)  PVC  Manta asfáltica (3 mm)	Manter o filme plástico da manta na face do PVC. Pode haver problema de durabilidade da manta.
3	Fórmica + fórmica	Fórmica  Fórmica	Manter as faces da fórmica para dentro (fórmica em contato com fórmica).

Tabela 7.2 Continuação...

Opção	Tipo de junta deslizante	Detalhe	Observação
4	Perfil de borracha		Deve-se conhecer o esforço na parede para verificar o perfil. Exemplo da fabricante: Borindus®
5	Lona preta + PVC + lona preta + PVC + lona preta		

7.4.2 Proteção térmica

Quando não for possível utilizar a junta horizontal, deve-se prever uma proteção térmica sobre a laje que pode ser:

- aplicação de argila expandida ou similar sobre a laje em 5 cm no mínimo;
- assentamento de blocos de concreto celular de pelo menos 15 cm de espessura sobre a laje.

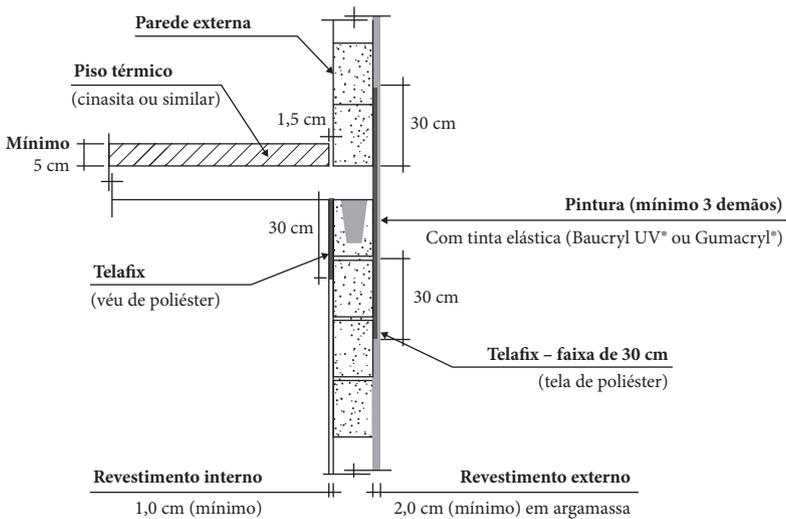


Figura 7.5 Detalhe de execução de proteção térmica sobre a laje de cobertura.

Neste caso, recomenda-se que a proteção seja feita o mais breve possível (três dias) após a concretagem da laje. O revestimento interno deve ser de argamassa, não de gesso, e devem-se prever os reforços no revestimento nas regiões próximas à laje (ver detalhe). Recomenda-se ainda deixar a laje submersa em lâmina de água de 3 cm por 5 dias após a execução do revestimento.

8. BALANCIM NA COBERTURA

Na cobertura de edifícios é necessário prever uma solução para eventual balancim pendurado sobre esta platibanda, cuja solução deve respeitar as especificações da NR 18. No caso de platibanda, não é possível apoiar uma estrutura em balanço sobre a platibanda em alvenaria apenas.

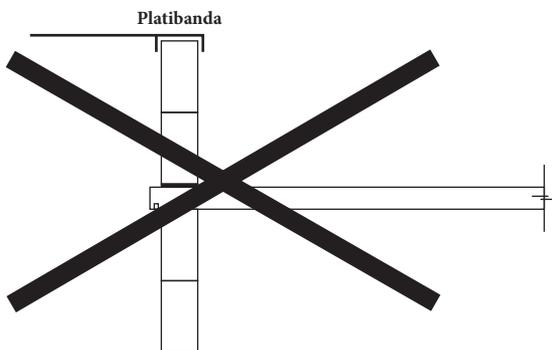


Figura 8.1 O balancim engastado em platibanda apenas em alvenaria não é permitido.

Uma possível solução é utilizar tirantes para apoio do balancim, os quais podem ser ancorados na laje de cobertura e/ou no ático (fundo da laje de caixa-d'água, por exemplo), como mostrado na Figura 8.2.

No caso de lajes maciças, é possível ainda construir a platibanda com pilares pouco espaçados de concreto armado, ligados por uma viga de coramento também em concreto armado. Nesse caso, é possível dimensionar os elementos para que o balancim fique engastado sobre a viga.

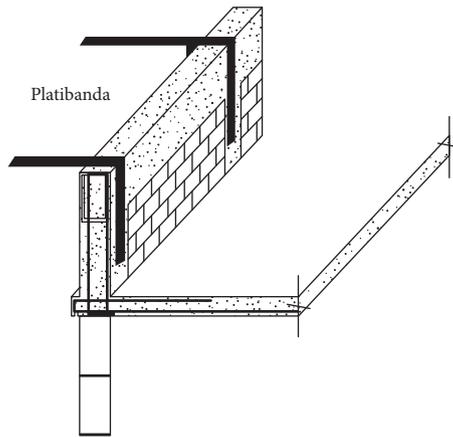


Figura 8.2 Balancim apoiado na platibanda de pilares e viga de concreto armado engastados em laje maciça moldada no local.

Outra opção ainda, válida tanto para caso de lajes maciças quanto pré-moldadas, é apoiar o balancim nos cantos das platibandas em alvenaria. Se o espaçamento entre os cantos for grande, podem-se prever enrijecedores de alvenaria intermediários, conforme Figura 8.3. Tanto os cantos quanto os enrijecedores devem ser armados para resistir aos esforços do balancim.

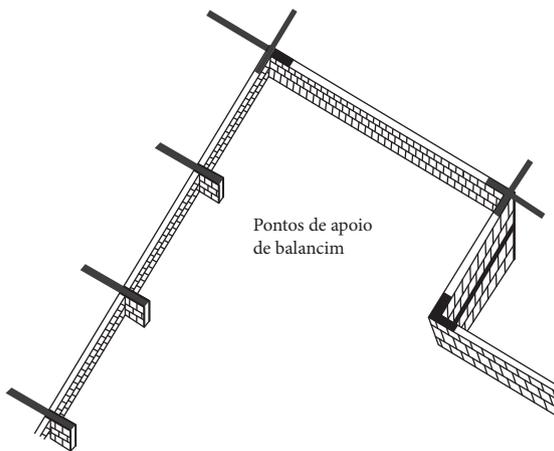


Figura 8.3 Balancim apoiado nos cantos de platibanda em alvenaria e em enrijecedores de alvenaria.

9. AMARRAÇÃO

A norma ABNT NBR 16868-1 define dois tipos de amarração: a direta como sendo o padrão de ligação de paredes por intertravamento de blocos, obtido com a interpenetração alternada de 50% das fiadas de uma parede na outra ao longo das interfaces comuns; e a indireta, cujo padrão de ligação de paredes com junta vertical a prumo, em que o plano da interface comum é atravessado por armaduras normalmente constituídas por grampos metálicos devidamente ancorados em furos verticais adjacentes.

9.1 Uso de amarração direta

É estritamente **recomendado usar sempre a amarração**. Ressalta-se que o uso de amarração direta melhora a distribuição das cargas verticais e permite a consideração das abas na determinação do momento de inércia das paredes de contraventamento, aumentando sobremaneira a rigidez do edifício.

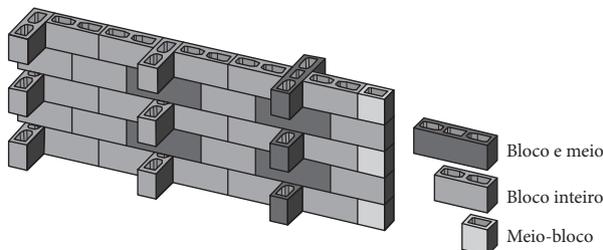


Figura 9.1 Detalhes de amarração direta.

9.2 Uso de amarração indireta

Apesar de não recomendada, caso o projetista opte pelo uso de amarração indireta, deve-se tomar os seguintes cuidados:

- Evitar que a parede não tombe sob a ação do vento durante a construção (prever apoios laterais temporários);
- Na amarração de paredes estruturais, utilizar armaduras em forma de U, formadas por dois grampos de 8 mm colocados a cada duas fiadas.

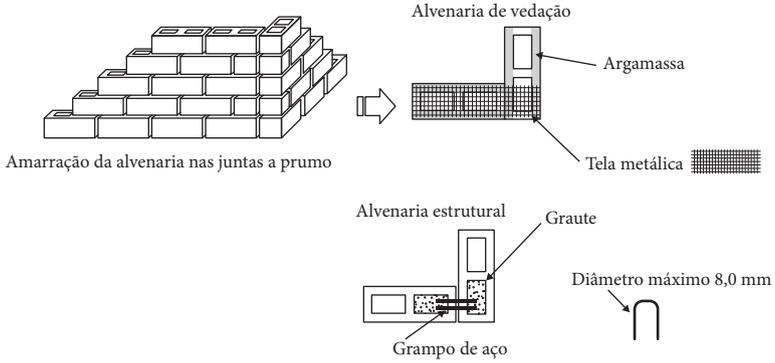


Figura 9.2 Detalhes de amarração indireta.

10. USO DE CINTA INTERMEDIÁRIA

Após análise do caso de uso de cinta a meia altura nas paredes, concluiu-se pela necessidade desta nas seguintes situações:

- Em regiões onde há previsão da ação sísmica (incomum no Brasil);
- Permitir armadura horizontal para minimizar os efeitos da retração da parede.

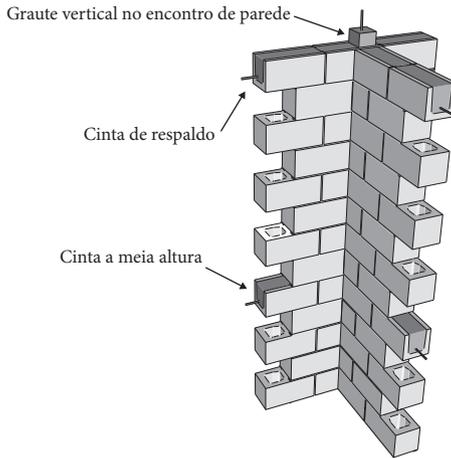


Figura 10.1 Detalhes de cintas e graute vertical em paredes.

Apenas a segunda situação é usualmente necessária nas variadas regiões do Brasil. Recomenda-se o uso de cintas intermediárias, armadas com uma barra de 10 mm, nos seguintes casos:

- Em paredes externas acima de 6,0 m de comprimento;
- Em paredes internas de comprimento superior a 10,0 m;
- Esses limites podem ser aumentados para 7,0 e 12,0 m se os blocos forem curados a vapor.

Cuidado na execução da cinta intermediária:

- A resistência da canaleta deve ser a mesma do bloco;
- Prever passagem para eletrodutos verticais.

11. CINTA DE RESPALDO

A cinta de respaldo deve ser sempre prevista preferencialmente na última fiada (opção obrigatória para lajes com concretagem no local). Opcionalmente pode-se prever essa cinta na penúltima fiada, especialmente para o caso de uso de lajes maciças pré-moldadas (laje empilhada). Nesse caso têm-se as seguintes vantagens:

- A última fiada de bloco pode ser perfeitamente nivelada para receber a laje, sem a necessidade de outra regularização;
- A instalação de eletrodutos da parede para a laje é facilitada (há maior espaço e liberdade para trabalhar com eles);
- Em algumas situações (pé-direito de 2,40 m), pode substituir a verga.

No caso de se optar pelo uso de cinta na penúltima fiada, devem-se tomar os seguintes cuidados:

- Não é permitida qualquer concretagem no local;
- As lajes pré-moldadas devem ser içadas e posicionadas com uso de grua, nunca com uso de guinchos ou similares (Munck® ou outros).

12. DETALHES COM LAJE MACIÇA MOLDADA NO LOCAL

Lajes maciças moldadas no local, ou suas variações, como uso de pré-laje de 3 cm (pré-moldada) com capa de 6 cm moldada no local, permitem boa distribuição das cargas verticais e comportamento como diafragma rígido na maioria dos casos. Usualmente, o simples apoio da laje sobre uma canaleta grauteada (sem necessidade de armadura vertical de ligação) é suficiente para transmitir os esforços verticais e horizontais (por atrito). A cinta de respaldo deve ser sempre posicionada na última fiada e deve ser grauteada antes da concretagem da laje.

Sobre os apoios intermediários, deve-se fazer o detalhe de emenda das armaduras positivas e dimensionar o painel considerando a possibilidade de o apoio não existir (colapso de uma parede) e deve-se prever uma armadura concentrada sob cada parede, conforme Figura 12.1. A armadura positiva deve ser verificada caso um dos apoios tenha de ser removido. Nessa verificação, os coeficientes de segurança das ações e materiais são:

- material de alvenaria = 1,5
- material de aço = 1,0
- ações permanentes = 1,0
- ações acidentais = 0,7

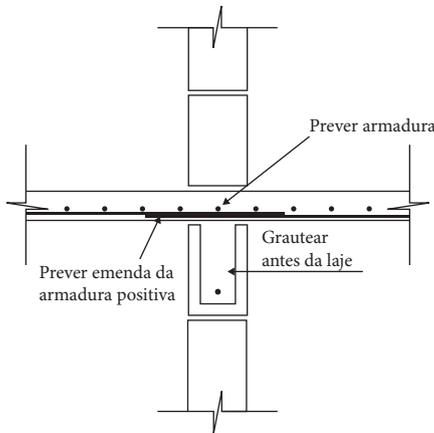


Figura 12.1 Detalhe da armadura de laje maciça sobre apoios.

13. DETALHES COM LAJE PRÉ-MOLDADA

A concepção de lajes pré-moldadas pode proporcionar grande racionalização e rapidez na execução do edifício, em especial para o conjunto de vários edifícios ou em casos de vários andares. Estas lajes devem ser dimensionadas para a situação de içamento. Caso apenas armadura positiva seja prevista (ver item seguinte), a situação de içamento deve ser verificada considerando:

- resistência à tração na flexão (limite inferior): $f_{ctk\ inf} = 0,21\sqrt[3]{f_{ck}^2}$
- coeficientes:
 - material de concreto = 1,2
 - material de aço = 1,15
 - ações de peso próprio da laje pré-moldada = 1,2

É possível prescindir a ligação entre os painéis para edifícios de até 5 pavimentos, desde que seja feita uma análise da tipologia do prédio e se conclua que a ação de vento não é predominante no edifício. Caso não se use a ligação, não se recomenda considerar a laje como diafragma rígido, sendo possíveis outros modelos para o edifício (hipóteses de cálculo devem satisfazer os detalhes de projeto e vice-versa):

- As paredes transversais à fachada receberem toda a ação de vento;
- Essas paredes transmitem as ações horizontais às paredes internas por lintéis ou por atrito da laje com as paredes.

Entre as precauções, incluem-se:

- Dimensionar cada painel prevendo a possibilidade de remoção de um dos apoios (as mesmas considerações para laje maciça podem ser feitas aqui);
- Dimensionar a cinta de respaldo incorporando uma viga armada, prevendo que ela pode ser o apoio caso a parede seja removida. Neste caso, o uso de armadura treliçada pode ser eficiente por conter armadura de combate à flexão e ao cisalhamento. No

caso de a ligação da laje ser feita através dos detalhes da Figura 13.3(b), é possível ainda incorporar este trecho da laje na viga formando uma seção T, desde que a armadura negativa da treliça chegue até à região comprimida da viga.

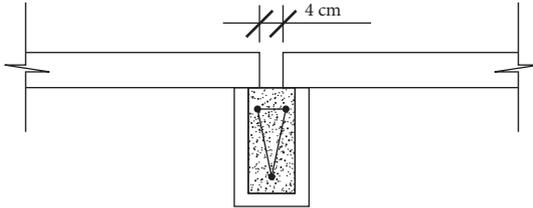


Figura 13.1 Opção para detalhe contra colapso progressivo em painéis de lajes pré-moldadas sem ligação entre eles.

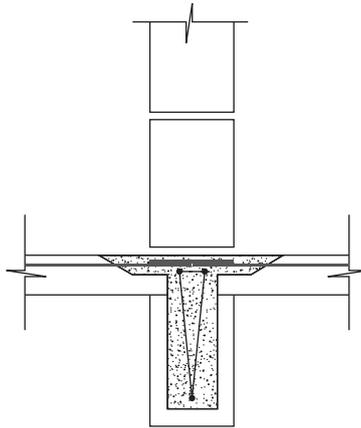


Figura 13.2 Opção para detalhe contra colapso progressivo em painéis de lajes pré-moldadas com ligação entre eles (a armadura negativa deve ser maior que $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Em outros casos, alguns detalhes são indicados na Figura 13.3, cuja opção (b) é a recomendada (pode-se considerar a laje como diafragma rígido na maioria dos casos).

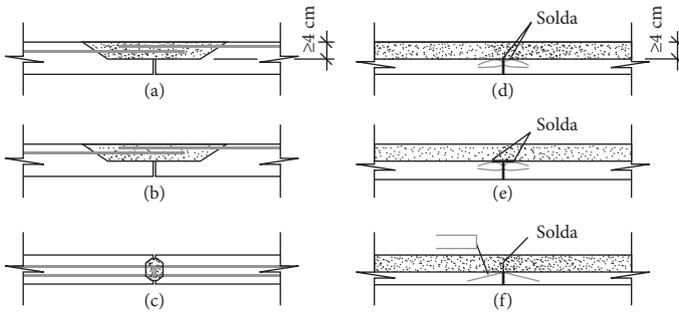


Figura 13.3 Detalhe de ligação entre painéis de lajes pré-moldadas.

14. MODULAÇÃO

Utilize sempre blocos modulares de 15×30 ou 15×40. O importante é sempre trabalhar num conceito modular, incluindo-se todos os subsistemas (esquadrias, portas etc.). É importante manter o alinhamento dos furos verticais quando blocos especiais são usados, e deve-se detalhar este ponto no projeto.

Na modulação 15×30, o correto é ter todas as dimensões em plantas múltiplas de 15 cm (malha de 15×15 cm), com ajustes em múltiplos de 5 cm em portas e, eventualmente, janelas. Devem-se usar sempre blocos de 44 cm nos encontros em T ou X. A alternativa é usar a família 15×40, com as dimensões básicas múltiplas de 20 cm (fazer desenho e checar). É recomendável o uso de blocos de 15×54 nos encontros em T ou X. Alternativamente, é possível usar 15×35 + 15×20 nesses pontos, alterando fiadas e especificando telas quando há formação de 4 fiadas com junta vertical a prumo.

Alternativamente, as dimensões podem ser ajustadas em 5 cm com uso do componente de 4 cm (não recomendável para vãos de cômodos, apenas para portas e eventualmente janelas). Na modulação vertical, as dimensões devem ser múltiplas de 20 cm (piso a laje ou laje a laje). A altura do peitoril tem de ser igual a 100 ou 120 cm.

O projeto deve ser concebido desde a arquitetura conforme padrão modular. Medidas não múltiplas de 5 cm devem ser recusadas.

15. ARMADURA VERTICAL

A armadura de canto, em encontros de paredes, é necessária em algumas situações, apesar de ser de difícil execução. Devem-se armar os cantos externos dos edifícios (incluindo cantos de pontos recortados), independentemente da altura do prédio, conforme Figura 15.1. Esta armadura é construtiva, geralmente igual a uma barra de 10 mm. Para edifícios com mais de 5 pavimentos, recomenda-se incluir a mesma armadura construtiva de uma barra de 10 mm nos encontros de paredes principais, incluindo:

- paredes que precisaram de armaduras em andares inferiores;
- paredes com comprimento superior a 3,5 m;
- paredes isoladas sem travamento lateral com outra parede.

Em todos os casos, deve-se verificar a existência de resultante de tensão de tração e armar as paredes quando elas forem maiores que o tamanho admitido por norma. Ressalta-se que estes detalhes são válidos para regiões sem ação sísmica (a maioria das regiões brasileiras).

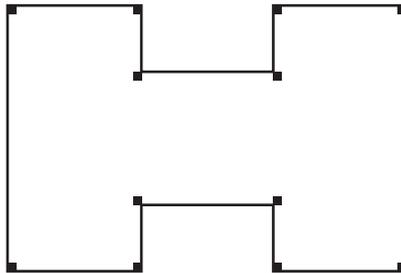


Figura 15.1 Pontos em que se recomenda prever armadura vertical em qualquer edifício, independentemente da altura dele.

16. VERGAS E CONTRAVERGAS

As armaduras das vergas devem sempre ser dimensionadas. Na contra-verga, a armadura é construtiva, usualmente uma barra de 10 mm ou treliça TR 08. O comprimento mínimo dos apoios deve ser:

- Vergas:
 - até 1,0 m de comprimento = 15 cm
 - acima de 1,0 m = 30 cm
- Contravergas: 30 cm

Com estes detalhes, entende-se não ser imprescindível o uso de grauteamento e armadura vertical ao lado de aberturas. Para o uso de armadura em barra, sugere-se padronizar o valor mínimo de uma barra de 10 mm.

O uso de armadura em treliça espacial (TR) tem as seguintes vantagens:

- Incorporar armadura de combate ao cisalhamento, importante quando a cinta de respaldo é dimensionada para evitar o colapso progressivo;
- Facilitar o posicionamento da armadura, impedindo que a barra inferior seja, de forma errada, alocada no fundo da canaleta (deve-se respeitar o cobrimento mínimo a partir do fundo da canaleta, igual a 1,5 cm).

Pode-se resolver a questão do posicionamento de armaduras soltas em canaletas com o uso de espaçadores adequados à alvenaria, conforme Figura 16.1.

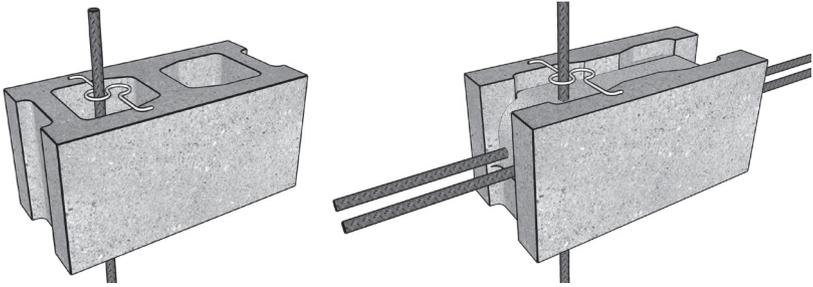


Figura 16.1 Espaçadores adequados para alvenaria estrutural.

Fonte: adaptada da National Concrete Masonry Association.²

2 National Concrete Masonry Association (2003).

17. USO DE PRÉ-MOLDADOS

O uso de pré-moldados no projeto (e construção) é fortemente recomendado, especialmente em:

- Verga de porta (até que a dimensão dos batentes de porta seja padronizada em dimensões modulares);
- Marco e contramarco de janelas;
- Escadas;
- Peitoris.

18. JUNTA DE ASSENTAMENTO HORIZONTAL

A junta de assentamento horizontal de 10 mm de altura deve ser disposta apenas nas laterais ou sobre toda a face do bloco, conforme acordado entre a obra e o projeto. O dimensionamento deve seguir o procedimento executivo. Mais detalhes foram apresentados em item anterior.

19. JUNTA DE ASSENTAMENTO VERTICAL

A junta vertical deve ser sempre preenchida. Para edifícios de até 5 pavimentos, o preenchimento da junta pode ser posterior à elevação total da parede, que deve ser feito com argamassa não retrátil (exemplo: traço básico 1:2:9) 15 dias após a construção da parede, utilizando bisnaga aplicada com compressão suficiente para garantir largura mínima do filete de argamassa vertical. Neste caso, deve-se reduzir a resistência ao cisalhamento da parede. Nos demais casos, o preenchimento da junta deve ser feito durante a execução da parede.

20. PADRONIZAÇÃO DA ESPECIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE ARGAMASSA, GRAUTE E PRISMAS

A especificação da resistência à compressão da argamassa e do graute em função da resistência à compressão do bloco e à resistência do prisma, obtida a partir da combinação destes componentes, é uma premissa básica do projeto. A nova norma ABNT NBR 16868-1 apresenta valores de referência para especificação das resistências dos materiais (argamassa e graute) e prisma em função da resistência do bloco. Os valores sugeridos são válidos para bloco, argamassa e graute de cimento, cal e agregado graúdo, sem aditivos ou adições. Com base na experiência dos projetistas e alguns resultados de ensaio, são propostos os valores indicados na Tabela 20.1.

A tabela traz ainda a máxima carga por metro possível de ser aplicada (em valores característicos) para cada tipo de bloco, considerando a não presença de graute, graute a cada dois furos ou todos os furos grauteados, além de assentamento em dois cordões laterais apenas ou sobre toda a face do bloco. Estes valores são indicativos, devendo serem confirmados por ensaios.

Tabela 20.1 Valores sugeridos para especificação de argamassa e graute e valor de prisma para diferentes f_{bk} .

Resistências características à compressão (MPa)					Carga máxima (kN/m), para $h_{ej} = 2,8$ m						
f_{bk}	f_a	f_{gk}	f_{pk}	f_{pk}^*	f_{pk}/f_{bk}	f_{pk}^*/f_{pk}	Sem graute, argamassa em toda a face do bloco	Sem graute, argamassa lateral	Com graute, todos os furos	Com graute a cada dois furos	
3,0	4,0	15,0	2,4	4,8	0,80	2,00	74	59	147	110	
4,0	4,0	15,0	3,2	6,4	0,80	2,00	98	78	196	147	
6,0	6,0	15,0	4,5	7,9	0,75	1,75	138	110	241	191	
8,0	6,0	20,0	6,0	10,5	0,75	1,75	184	147	322	254	
10,0	8,0	20,0	7,0	12,3	0,70	1,75	214	172	375	296	
12,0	8,0	25,0	8,4	13,4	0,70	1,60	257	206	412	333	
14,0	12,0	25,0	9,8	15,7	0,70	1,60	300	240	480	389	
16,0	12,0	30,0	10,4	16,6	0,65	1,60	319	255	510	413	
18,0	14,0	30,0	11,7	18,7	0,65	1,60	358	287	573	464	
20,0	14,0	35,0	12,0	19,2	0,60	1,60	368	294	588	476	
22,0	18,0	35,0	12,1	19,4	0,55	1,60	371	296	593	480	
24,0	18,0	40,0	13,2	21,1	0,55	1,60	404	323	647	524	

Observação:

Paredes com graute construídas com argamassa em toda face do bloco.

Blocos de 14 cm de espessura.

f_{bk} = resistência característica à compressão do bloco.

f_a = resistência característica à compressão da argamassa.

f_{gk} = resistência característica à compressão do graute.

f_{pk} = resistência característica à compressão do prisma oco.

f_{pk}^* = resistência característica à compressão do prisma cheio (dois furos grauteados).

21. MODELOS DE DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS

O modelo mais simples e adequado para casos em que não há amarração entre paredes considera que não existe qualquer distribuição de esforço entre paredes que se cruzam – o carregamento aplicado na parede N chegará à estrutura de apoio pela parede N apenas.

Quando há efetiva ligação entre paredes (amarração direta), constituindo subestruturas, recomenda-se considerar a uniformização dos esforços entre as paredes. Um modelo simples de agrupamento de paredes que se interligam é conveniente, em cujo modelo a carga vertical é considerada uniforme em todas as paredes do agrupamento. Deve-se destacar que nos últimos pavimentos pode não haver altura suficiente para a total uniformização da carga dentro da subestrutura. O projetista deve analisar o problema caso a caso, podendo introduzir fatores de uniformização parcial nestes andares.

Outro modelo para esta distribuição é considerar em cada encontro de parede a distribuição a 45°. Apesar de não ser tão simples como o anterior, esse procedimento pode ser sistematizado com o auxílio de programas de computador. Um modelo mais preciso é o de elementos finitos.

Em todos os casos, mas especialmente no último modelo, é importante verificar se a interface é capaz de resistir ao esforço de cisalhamento na interface necessária para troca de esforços entre uma parede e outra. A norma recomenda a resistência ao cisalhamento em interfaces de paredes com amarração direta limitada ao valor característico de 0,60 MPa.

Em modelos simplificados, conforme a ABNT NBR 16868-1,

a abertura cuja maior dimensão seja menor ou igual a 61 cm e menor que 1/4 do menor valor entre a altura e o comprimento da parede na qual se insere pode ser desconsiderada para efeitos de interação, desde que as extremidades da abertura estejam afastadas pelo menos 60 cm de cada extremidade da parede. Quando houver mais de uma abertura na mesma parede, essa consideração só é permitida quando o trecho de parede entre duas aberturas for superior a 60 cm.

22. MODELOS DE DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS

Os modelos mais simples, possíveis de serem utilizados para distribuição das ações laterais, são os de paredes em balanço, desprezando a rigidez ao cisalhamento e trechos entre aberturas. Neste modelo, a força horizontal em cada parede de contraventamento é proporcional à rigidez delas:

$$F_{x_i} = F_x \cdot \frac{I_{y_i}}{\sum I_{y_i}}; F_{y_i} = F_y \cdot \frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}}$$

Havendo um momento de torção em planta, cada parede estará ainda sujeita a uma parcela de força adicional igual a:

$$F_{x_i} = F_x \cdot \frac{I_{y_i}}{\sum I_{y_i}} + M_x \cdot \frac{I_{y_i} \cdot y_i}{\sum (I_{y_i} \cdot y_i^2)}$$

$$F_{y_i} = F_y \cdot \frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}} + M_y \cdot \frac{I_{x_i} \cdot x_i}{\sum (I_{x_i} \cdot x_i^2)}$$

A consideração dos efeitos de torção é importante, especialmente nos casos de modelos mais refinados (de pórtico, elementos finitos) e quando a planta não é simétrica. O modelo de pórtico pode ser utilizado, cuja utilização é mais eficiente em edifícios mais altos. Neste caso, é importante a correta verificação de todos os esforços, especialmente da flexão e de cisalhamento dos lintéis sobre aberturas.

23. ESPECIFICAÇÃO, RECEBIMENTO E ARMAZENAMENTO DOS MATERIAIS EM OBRA

Os procedimentos de estocagem e produção, especialmente de argamassa e graute, não sofreram grandes modificações em relação à versão antiga da norma e, em geral, são bastante conhecidos. Foram mantidas recomendações e procedimentos que podem ser considerados como “boas práticas” de execução, que vão desde diretrizes para estocagem e transporte de blocos, produção de argamassa e graute como recomendações gerais para a produção da alvenaria. Com isso, a norma serve também de instrumento de difusão destas boas práticas em todo o território nacional, mesmo nas localidades que não possuem histórico de utilização da alvenaria estrutural condizente com a difusão que esse processo construtivo tem experimentado por todos os estados do Brasil nos últimos anos.

A especificação e o controle dos blocos devem atender às normas ABNT NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos e ABNT NBR 12118: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio.

A especificação e o controle sobre os demais materiais constituintes da alvenaria, fios e barras de aço, bem como o concreto estrutural utilizado em fundações, lajes e estruturas de transição, remetem às normas específicas destes materiais:

- ABNT NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação;
- ABNT NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento.

23.1 Produção de argamassa e graute

O graute é moldado de acordo com a ABNT NBR 5738: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova, e ensaiado em procedimento descrito na ABNT NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. A amostra será considerada aceita pelo atendimento do

valor característico especificado em projeto. Na Figura 23.1 é apresentado o tipo de molde para corpos de prova do graute.



Figura 23.1 Molde para corpo de prova do graute.

A argamassa deve atender integralmente às especificações da ABNT NBR 13279, além da resistência e outras especificações do projeto estrutural. O ensaio de resistência à compressão deve ser realizado de acordo com a ABNT NBR 16868-2, Anexo A, ou conforme a ABNT NBR 13279. A diferença básica acontece, pois esta pede que o ensaio à compressão de argamassa seja feito comprimindo uma área de 4×4 cm de um corpo de prova de 4 cm de altura (resultante do ensaio a flexão de um prisma de argamassa de $4 \times 4 \times 16$ cm), enquanto a norma de controle pede que seja feito em cubos de 4 cm moldados diretamente na obra (para o controle de obra, não interessa o controle da resistência de flexão da argamassa). Para tornar o procedimento bastante claro, o Anexo A traz especificações para moldagem e ensaios do corpo de prova cúbico, incluindo projeto de molde mostrado na Figura 23.2. A argamassa é o único material ainda especificado e controlado pelo seu valor médio, pois a ideia do controle da resistência à compressão é verificar a uniformidade da produção deste material. A Figura 24.3 mostra o corpo de prova moldado para ensaio de compressão. A amostra de argamassa será aceita se o coeficiente de variação dela for inferior a 20% e o valor médio for maior ou igual ao especificado no projeto.

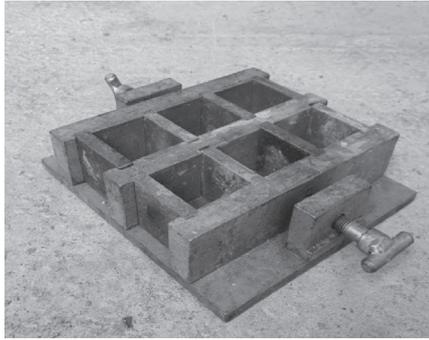


Figura 23.2 Molde para corpo de prova cúbico.

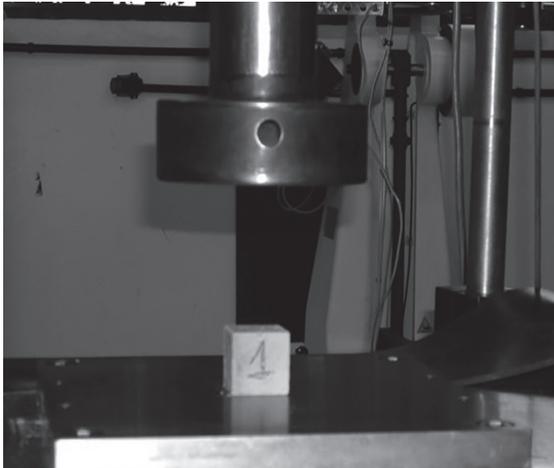


Figura 23.3 Cubo de argamassa de 4 cm para ensaio de compressão.

A aderência da argamassa com o bloco deve ser determinada pelos ensaios de resistência de tração na flexão do prisma, conforme a ABNT NBR 16868-3 (Figura 23.4). Estes procedimentos devem ser atendidos tanto pelas argamassas preparadas em obra quanto pelas industrializadas.

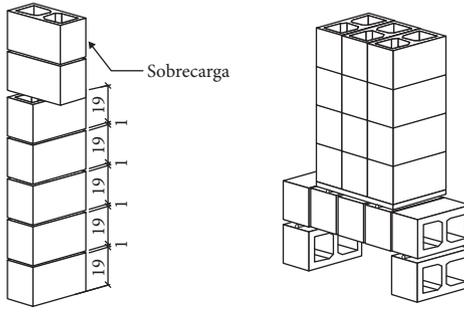


Figura 23.4 Procedimento de moldagem (prisma de 5 fiadas) e ensaio em obra de tração na flexão de alvenaria.

24. CONTROLE DA RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS E DAS ALVENARIAS À COMPRESSÃO AXIAL³

O capítulo 8 da ABNT NBR 16868-2:2020 trata do controle da resistência à compressão da alvenaria, fato de grande importância para a segurança da construção.

24.1 Caracterização prévia

Na nova norma ABNT NBR 16868-2 é mantida a ideia de que, antes do início da obra, deve ser feita a caracterização da resistência à compressão dos materiais, componentes e elementos da alvenaria a serem utilizados na construção. Todas as combinações de blocos, argamassas e grautes devem ser ensaiadas conforme a Seção 5 da referida norma. O objetivo da caracterização prévia é evitar que justamente os primeiros pavimentos dos edifícios em alvenaria estrutural, por suportarem maiores tensões, sejam construídos com maior incerteza quanto às propriedades dos materiais empregados logo no início da obra, evitando situações de não conformidades ou medidas de reforço destes pavimentos, o que não é incomum ocorrer atualmente.

A Tabela 24.1 apresenta o número mínimo de corpos de prova para ensaio de caracterização dos materiais e elementos e os métodos de ensaio. Houve redução na quantidade de ensaios necessários quando comparado com a norma anterior, ABNT NBR 15961.

Outra mudança diz respeito ao tempo de validade do aproveitamento desses ensaios. No caso de já ter sido realizada a caracterização da alvenaria com os mesmos materiais a serem utilizados dentro do prazo de 360 dias que antecedem o início da obra, podem ser utilizados os resultados da caracterização anterior. Entende-se que não é cumprida a condição de “mesmos materiais” quando há qualquer alteração, como mudança no fornecedor do bloco, da argamassa ou do graute. Ensaios anteriores podem ter sido realizados em outro empreendimento recente da mesma construtora ou pelos fornecedores de materiais.

3 Capítulo realizado com a contribuição da Enga. Andreia Santos, além dos autores.

Destaca-se a necessidade de realizar ensaios de tração na flexão em prisma de cinco fiadas quando há uso de aditivos na argamassa ou mesmo quando existe alguma dúvida quanto à sua dosagem. Este ponto é fundamental para a escolha da argamassa a ser utilizada; por exemplo, na escolha de uma argamassa industrializada. A má aderência bloco-argamassa irá refletir em baixa resistência de tração na flexão, e esta argamassa não deve ser utilizada. No caso de a baixa aderência não ser identificada em ensaios prévios, manifestações patológicas e mesmo deficiência de resistência de prisma podem ocorrer.

Tabela 24.1 Número mínimo de corpos de prova destinados aos ensaios iniciais de caracterização.

Material ou elemento	Ensaio	Quantidade de corpos de prova	Método de ensaio ABNT
Bloco	Verificação dimensional	6	NBR 12118
	Resistência à compressão		
Argamassa	Resistência à compressão	6	NBR 16868-2 ou NBR 13279
Graute	Resistência à compressão	6	NBR 5739
Prisma (2 blocos)	Resistência à compressão	6	NBR 16868-3
Pequena parede	Resistência à compressão	6 (opcional)	NBR 16868-3
Parede	Resistência à compressão	3 (opcional)	NBR 16868-3
Prisma (5 blocos)	Resistência à tração na flexão	6 (recomendado sempre executar para verificar)	NBR 16868-3

Para melhor entendimento dos procedimentos previstos para a caracterização prévia, é apresentado, na Figura 24.1, um fluxograma especificando os ensaios prescritos, a quantidade mínima de corpos de provas e a norma que deve ser seguida para cada material e elemento da alvenaria.

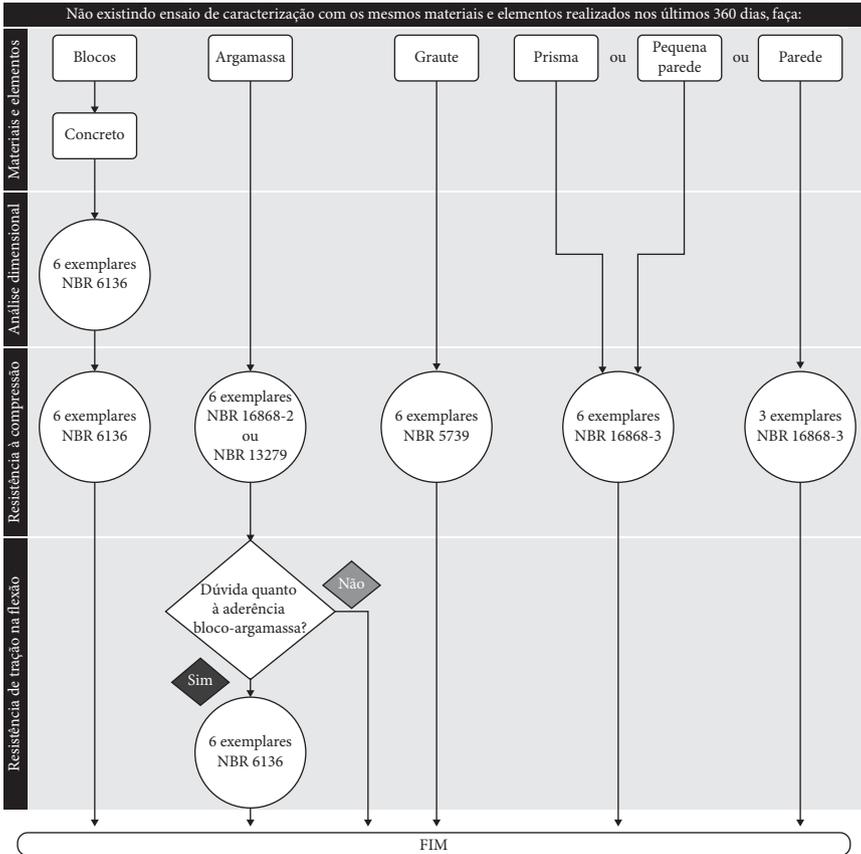


Figura 24.1 Diagrama de ensaios para caracterização prévia.

24.2 Resistência à compressão da alvenaria: ensaio de prisma

Tanto na caracterização prévia quanto no controle da obra, a determinação da resistência à compressão da alvenaria pode ser feita por ensaios de prisma, pequena parede ou de parede. Os procedimentos para moldagem e ensaio destes elementos estão descritos na ABNT NBR 16868-3. Mesmo sendo permitido o controle da alvenaria a partir de ensaios de paredes e de pequenas paredes, provavelmente a grande maioria das obras opta por ter a resistência da alvenaria controlada pelo ensaio de prisma de dois blocos,

que é um ensaio já bastante difundido no país, ficando os dois outros tipos de ensaio limitados a situações especiais.

É importante ressaltar algumas recomendações a respeito dos procedimentos de preparação e ensaio dos prismas:

- As placas de apoio utilizadas para distribuição de carga da prensa devem permitir a acomodação dos corpos de prova e sua espessura mínima deve ser de 50 mm para carga até 1 000 kN, 75 mm para carga até 2 000 kN e 100 mm para carga até 3 000 kN;
- O prisma sempre é moldado dispondo-se a argamassa de assentamento sobre toda a face do bloco, independentemente se a obra é executada com dois cordões laterais de argamassa ou não. A diminuição da resistência à compressão no caso de obra executada com dois cordões laterais apenas deve ser levada em conta no projeto, porém o ensaio é o mesmo para os dois casos;
- A referência para o cálculo das tensões é sempre a área bruta, não a líquida; além disso, a resistência de prisma será fornecida em valor característico.

O cálculo da resistência característica segue o mesmo procedimento para os diferentes elementos de alvenaria (parede, pequena parede, prisma e bloco). Este procedimento já é difundido e utilizado pelos laboratórios, segundo a formulação a seguir, para amostragem com número de exemplares, n , menor que 20 e maior ou igual a 6:

$$f_{ek,est,1} = 2 \cdot \left[\frac{f_{e(1)} + f_{e(2)} + f_{e(3)} + \dots + f_{e(i-1)}}{i - 1} \right] - f_{e(i)}$$

$$f_{ek,est,2} = \emptyset \times f_{e(1)}, \text{ sendo o valor de } \emptyset \text{ indicado na Tabela 24.2.}$$

$$f_{ek,est} = \text{maior valor entre } f_{ek,est,1} \text{ e } f_{ek,est,2}.$$

em que:

$i = n/2$ se n for par, com n igual ao número de exemplares da amostra;

$i = (n-1)/2$ se n for ímpar;

$f_{ek,est}$ é a resistência característica estimada da amostra, expressa em MPa;
 $f_{e(1)}, f_{e(2)}, \dots, f_{e(i)}$ são os valores de resistência à compressão individual dos corpos de prova da amostra, ordenados crescentemente;

Tabela 24.2 Valores de \emptyset em função da quantidade de elementos de alvenaria.

n	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16 e 17	18 e 19
\emptyset	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,01	1,02	1,04

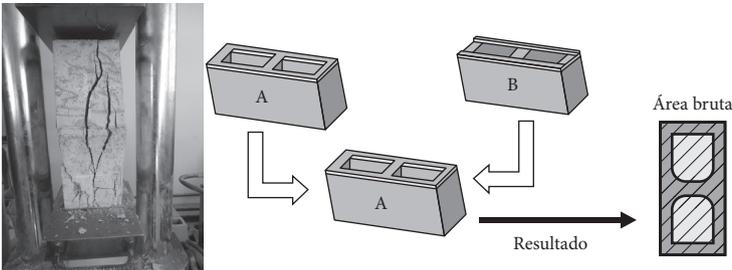


Figura 24.2 Regras para ensaio de prisma.

24.3 Controle de obra

Assim como as normas que foram substituídas, a ABNT NBR 16868-2 também trata de questões referentes a recebimento e estocagem dos materiais de forma a detectar não conformidades e garantir o controle da qualidade de todo o sistema com segurança. Desta forma, reafirma a necessidade de inspeção dos materiais e dos processos de execução da alvenaria, além da realização de ensaios de blocos, argamassas, grautes e prismas durante a execução do empreendimento, de acordo com as características da obra.

24.3.1 Controle de blocos

Uma grande contribuição trazida pela ABNT NBR 16868-2 para o setor foi sanar a lacuna na normalização brasileira referente ao controle de blocos em obras, a qual permitia o entendimento de que as normas existentes, específicas para o bloco de concreto (ABNT NBR 6136), que tratam dos requisitos para produção e aceitação em fábrica, eram adequadas também para o controle em obra, o que não é verdade. A nova ABNT NBR 16868-2 cria especificações muito claras quanto ao controle no canteiro de obras.

O primeiro ponto diz respeito à eventual dispensa de ensaio de recebimento na obra. Estabelece que, caso os blocos fornecidos tenham certificação de conformidade e possuírem f_{bk} menor ou igual a 14 MPa, e a obra realizar ensaios de controle de prisma em todos os pavimentos, os ensaios de resistência à compressão e análise dimensional do bloco, pela obra, são dispensados. Mesmo quando o recebimento dos blocos em obra é opcional, recomenda-se realizar inspeção visual de cada entrega.

Se algum dos critérios anteriores não for atendido, deverá ser controlada em obra ao menos a precisão dimensional e a resistência característica à compressão dos blocos, por lote, além da inspeção visual. Uma novidade é que os ensaios de absorção de água e área líquida são opcionais, a critério do responsável pela obra, podendo ele solicitar estas informações ao fornecedor por meio de laudos de ensaios ou realizá-los apenas na caracterização prévia.

Empreendimentos que precisam realizar controle de qualidade do bloco em obra definem o lote através da condição mais restritiva entre o mesmo f_{bk} e os limites descritos na Tabela 24.3, que estabelece como critérios o número de pavimentos acima do considerado para controle (por exemplo, um edifício de térreo + 3 andares; quando o térreo é considerado para controle, o número de pavimentos acima será igual a 3) e a área construída em planta. Desta forma, a área de referência para determinação de um lote de controle sempre é a área em planta do pavimento. A prescrição também reflete a preocupação em se ter maior rigor para edifícios altos.

Tabela 24.3 Definição de lote para controle de bloco.

Número de pavimentos acima do considerado para controle (até à cobertura)	Área construída em planta (m ²)
0 a 4	1.800
5 a 9	1.200
10 ou mais	600

Outro ponto esclarecido tem a ver com a definição de lote de fábrica (recebido pela obra) e o lote de obra (organizado pela obra). Eventualmente, o lote de obra pode conter mais de um lote de fábrica, recebidos em mais de uma entrega. A amostragem deve incluir número mínimo de 5 exemplares de cada lote de fábrica. Também deve atender ao número mínimo de exemplares, de acordo com a ABNT NBR 6136 (para blocos de concreto). Em resumo, tem-se:

Caso 1. Se todo o lote de obra for composto de blocos de um único lote de fábrica, o número mínimo de exemplares deve atender à ABNT NBR 6136 ou ABNT NBR 15270-1 (Tabela 24.4);

Caso 2. Se o lote de obra for formado por mais de um lote de fábrica, o número mínimo de exemplares deve atender à ABNT NBR 6136 ou ABNT NBR 15270-1 (Tabela 24.4), e deve também ser assegurada a quantidade mínima de cinco exemplares por lote de fábrica na amostra.

Tabela 24.4 Tamanho mínimo da amostra para blocos de concreto de acordo com a ABNT NBR 6136.

Quantidade de blocos do lote	Quantidade mínima de blocos para ensaio dimensional e resistência à compressão ^(*)		Quantidade de blocos para ensaios de absorção e área líquida ^(**)
	Desvio-padrão não conhecido	Desvio-padrão conhecido	
Até 5.000	6	4	3
5.001 a 10.000	8	5	3
Mais de 10.000	10	6	3

(*) Considerar a mesma quantidade para prova e contraprova; não inclui número de blocos para ensaio de absorção e área líquida.
 (**) Estes ensaios são opcionais. No caso de a obra optar por fazê-los deve-se somar essa quantidade de blocos à amostra.
 Nota: cada exemplar é constituído por um único bloco.

O lote de blocos é aceito se a análise visual e dimensional estiver dentro das tolerâncias permitidas e a resistência característica estimada for maior ou igual à resistência característica de projeto ($f_{bk, est} \geq f_{bk, projeto}$).

24.3.2 Controle de argamassa e graute

Devem ser controladas em obra a resistência característica à compressão do graute e a resistência à compressão média da argamassa de assentamento, ambas aos 28 dias. A amostragem é de 6 exemplares (prova) e adicional de outros 6 (contraprova) para cada lote. Cada exemplar é um único corpo de prova, exceto para o graute, se for feito controle sistemático conforme NBR 12655. Nas figuras 23.1 e 23.2 são apresentados os tipos de moldes para corpos de prova de graute e argamassa.

O tamanho do lote para a argamassa e o graute é definido pela condição mais restritiva:

- 600 m² de área construída em planta;
- 2 pavimentos, para $f_{bk} \leq 6$ MPa;
- 1 pavimento, para $f_{bk} > 6$ MPa;
- 2 semanas consecutivas de produção;
- argamassa ou graute fabricados com matérias-primas de mesmas procedências, mesmas dosagens e mesmos processos de preparo.

É importante lembrar que o controle de obra deve zelar o lote quando ocorrem variações no procedimento de produção da argamassa ou graute nos diferentes dias. Outra questão diz respeito a obras que recebem graute dosado em central, com controle sistemático e mais rigoroso, onde de cada caminhão recebido são retiradas amostras e realizados ensaios. Neste caso, o controle pode ser realizado de acordo com as especificações da ABNT NBR 12655.

O lote de argamassa é aceito se o coeficiente de variação da amostra for menor que 20% e o valor médio for maior ou igual ao especificado no projeto. No primeiro caso, resistência abaixo da especificada com coeficiente de variação maior que 20%, o lote deverá ser recusado por não atender ao critério. Para o segundo caso, quando a resistência de argamassa for uma vez e meia maior ou igual ao especificado em projeto, deve-se rever o procedimento de recebimento e dosagem desta e monitorar a alvenaria em relação ao aparecimento de fissuras. Essa preocupação foi inserida no novo texto, pois argamassas muito rígidas podem não ter capacidade de acomodar deformações e provocar manifestações patológicas.

Para o graute, o lote é aceito se o valor característico da amostra for maior ou igual ao especificado no projeto ($f_{gk,est} \geq f_{gk,projeto}$). São considerados estruturais e aplicáveis à alvenaria estrutural grautes com resistência a partir de 15 MPa. É importante realizar o ensaio de abatimento (*slump test*), demonstrado na Figura 24.3, para verificar a trabalhabilidade do graute, medindo sua consistência em estado fresco, de forma que garanta o completo preenchimento dos furos sem que haja segregação e que não apresente retração que provoque o deslocamento do graute das paredes dos blocos; no caso de concreto autoadensável, este ensaio não é aplicável.



Figura 24.3 Ensaio de abatimento (*slump test*).

24.3.3 Resistência da alvenaria por ensaio de prisma

O ensaio de prisma em obra poderá ser dispensado quando a resistência característica do prisma, obtida nos ensaios de caracterização prévia, for maior ou igual ao dobro da resistência especificada no projeto ($\geq 2 \times f_{pk,projeto}$). Geralmente, isso é mais aplicável a pequenas construções, como casa térrea ou sobrados.

Para as demais situações, o número recomendado para ensaio é seis prismas ocios (Figura 24.4(a)) por lote. No caso de projeto em que existe grauteamento para aumento da resistência à compressão da alvenaria no pavimento referente ao lote, o mesmo número de prismas completamente grauteados (Figura 24.4(b)) deve ser ensaiado. Usualmente, o grauteamento para aumento de resistência à compressão é distribuído ao longo da parede, e nem sempre armado (Figura 24.4(c)). Recomenda-se a construção adicional de igual número de corpos de prova para eventual contraprova. A norma também permite o número mínimo de três exemplares, porém, nesse caso, o valor característico da amostra é calculado com coeficientes mais rigorosos, conforme a ABNT NBR 16868-3, Anexo A. Cada exemplar é um único corpo de prova de prisma.



(a)



(b)



(c)

Figura 24.4 Prismas ocios (a), cheios (b) e exemplo de grauteamento típico (c).

Outro tópico abordado pela norma afeta diretamente obras com várias construções repetidas de casas ou prédios. A ideia da diminuição da quantidade de ensaios de prismas em conjuntos com vários edifícios já existia na normalização anterior, porém as prescrições eram de difícil aplicação. A nova ABNT NBR 16868 traz prescrições mais simples, mantendo a ideia de redução da quantidade de ensaios, com atendimento a alguns critérios. Após o ensaio de pelo menos quatro lotes diferentes, com obtenção de coeficiente de variação inferior a 15% em todos os lotes, é possível dispensar a realização de ensaios dos prismas já construídos, desde que os blocos sejam do mesmo fabricante, classe de resistência, espessura e família; tenham um ano de produção e a alvenaria utilize os mesmos materiais e procedimentos de execução. Nota-se que qualquer alteração nos materiais ou procedimentos, ou quando há demora na finalização do empreendimento, leva à necessidade de voltar a ensaiar.

Os prismas devem ser moldados em obra e recebidos em laboratório quando a resistência do bloco for maior ou igual a 14 MPa. Quando a resistência do

bloco for inferior a 14 MPa, é possível aceitar também prismas moldados em laboratório, tornando-se opcional a moldagem em obra. Porém as condições a seguir são exigidas para aceitação de prisma moldado no laboratório:

- Os blocos e os materiais utilizados na argamassa e no graute devem ser retirados na obra;
- Devem ser formadas duas amostras de seis corpos de prova de graute moldados e ensaiados, sendo uma amostra moldada na obra e outra no laboratório;
- Devem ser formadas duas amostras de seis corpos de prova de argamassa moldados e ensaiados conforme ABNT NBR 13279 ou ABNT NBR 16868-2, sendo uma amostra moldada na obra e outra no laboratório;
- As amostras de graute e argamassa devem ser ensaiadas na mesma idade, devendo o f_{gk} e f_a da obra ser no mínimo igual a 90% do f_{gk} e f_a do laboratório; e, além disso, os coeficientes de variação dos ensaios de argamassa, tanto da obra quanto do laboratório, não podem ser superiores a 20%.

O tamanho do lote para prismas é definido pelo menor dos seguintes limites:

- 600 m² de área construída em planta;
- Um pavimento, se o empreendimento foi dispensado de realizar o controle de qualidade de bloco em obra; ou dois pavimentos, se o empreendimento realiza controle de qualidade do bloco em obra;
- Blocos ou tijolos do mesmo fabricante, classe de resistência, espessura e família;
- Um ano de produção da obra;
- Alvenarias que utilizem os mesmos materiais e procedimentos.

Quanto à idade de realização dos ensaios, a data de referência é de 28 dias, porém ensaios com idade menor que 28 dias podem ser aceitos. Neste caso, a resistência aos 28 dias considerada é a obtida em ensaios realizados em idade menor. Para prisma de bloco oco, recomenda-se a data de ensaio aos 14 dias.

A alvenaria do pavimento é aceita caso a resistência característica estimada de prisma seja maior ou igual à resistência especificada em projeto

($f_{pk,est} \geq f_{pk,projeto}$). A alvenaria também deve atender aos requisitos de controle geométrico na produção, conforme Tabela 24.5. Destaca-se que, para blocos, a espessura nominal da junta de argamassa é igual a 10 mm.

Tabela 24.5 Variáveis de controle geométrico na produção da alvenaria.

Fator		Tolerância
Junta horizontal	Espessura	± 3 mm
	Nível	2 mm/m
		≤ 10 mm
Junta vertical	Espessura	± 3 mm
	Alinhamento vertical	2 mm/m
		≤ 10 mm
Alinhamento e locação da parede	Vertical (desaprumo)	± 2 mm/m
		± 10 mm/piso
		± 25 mm na altura total do edifício
	Horizontal (desvio em relação a locação e desalinhamento)	± 2 mm/m
≤ 10 mm		
Nível superior das paredes	Nivelamento da fiada de respaldo	± 10 mm

No caso de não atendimento, deve ser adotada uma das seguintes ações:

- a) Revisar o projeto para determinar se a estrutura, no todo ou em parte, pode ser considerada aceita, observando-se os valores obtidos nos ensaios;
- b) Verificar a resistência à compressão da alvenaria por meio de ensaios no local (nova possibilidade apontada pela norma) ou da extração de testemunhos, conforme ABNT NBR 16868-3;
- c) Providenciar reforço da estrutura;
- d) Determinar as restrições de uso da estrutura;
- e) Decidir pela demolição parcial ou total.

Com o intuito de resumir os procedimentos necessários para controle dos materiais e das alvenarias em obra conforme ABNT NBR 16868-2, foi desenvolvido o diagrama apresentado na Figura 24.5.

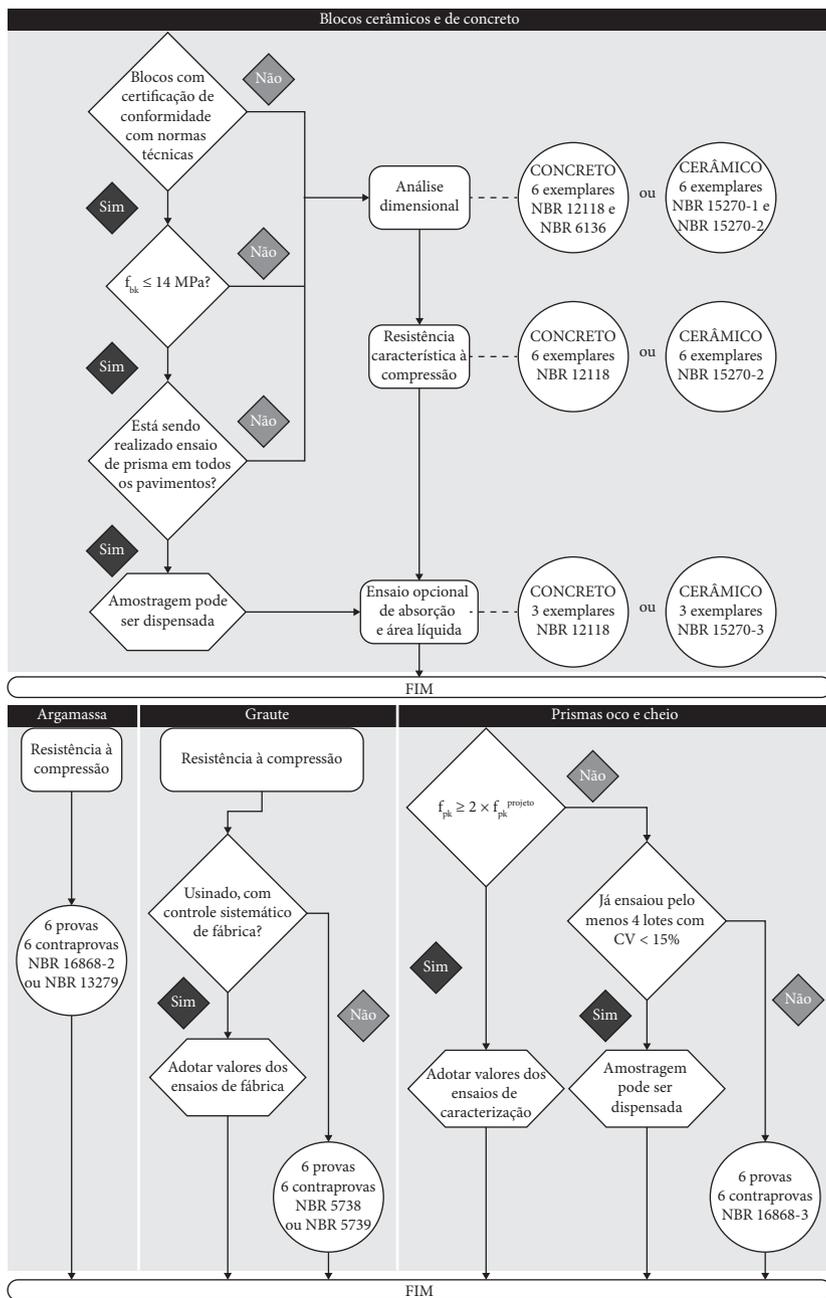
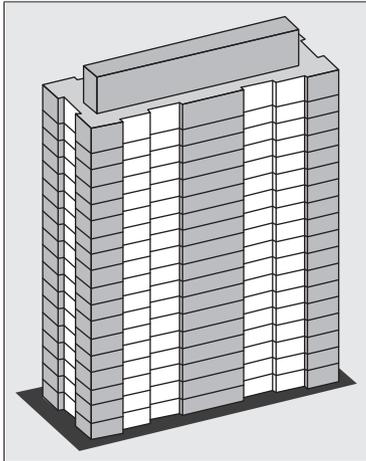


Figura 24.5 Diagrama de ensaios a serem realizados por lote em obra.

25. EXEMPLOS DE CONTROLE DE OBRA

A seguir, exemplos de controle de obras de edificações usuais em alvenaria estrutural.

25.1 Edificação de 20 pavimentos



- Edifício de 20 pavimentos;
- Resistências conforme Tabela 25.1;
- Área construída de 600 m² por andar e área total do empreendimento de 12.015 m²;
- Blocos certificados 14×19×39 cm;
- Número de blocos por andar = 15.000;
- Argamassa industrializada;
- Graute dosado em central;
- Lote de fábrica de 15.000 blocos;
- Prisma cheio do 1º ao 10º pavimento (paredes grauteadas para aumento da resistência à compressão nesses andares).

Tabela 25.1 Resistência especificada em projeto para cada pavimento em MPa.

Pavimento	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
f_{bk}	20		18		16		14		12		10		8		6				4	
f_a		14				12				8				6						
f_{gk}	35		30			25				20					15					
f_{pk}	12,0	11,7	10,4		9,8		8,4		7,0		6,0		4,5		3,2					
f_{pk^*}	19,2	18,7	16,6		15,7		13,4		n/a											

25.1.1 Caracterização prévia (anterior ao início da obra)

Para o caso específico, os blocos são certificados, portanto são aceitos os ensaios da fábrica. Também, o graute é dosado em central, podendo serem aceitos os dados do fornecedor como caracterização prévia.

Para argamassa, é necessário fazer ensaios de resistência à compressão, seis exemplares de cada uma das resistências: 6, 8, 10 e 14 MPa. Como a argamassa é industrializada, é necessário realizar ensaio de tração na flexão

de prisma de 5 fiadas para as combinações existentes de bloco/argamassa: f_{bk}/f_a de 20/14, 18/14, 16/12, 14/12, 12/8, 10/8, 8/6, 6/6, 4/6. Para cada uma destas combinações, são ensaiados seis exemplares.

As mesmas combinações de bloco e argamassa devem ser consideradas para o ensaio de prisma oco (f_{pk}). No caso de prisma cheio ($f_{pk'}$), estes são necessários até o 10º andar, portanto devem ser ensaiadas as combinações $f_{bk}/f_a/f_{gk}$: 20/14/35, 18/14/30, 16/12/30, 14/12/25, 12/8/25, 10/8/20. Para cada combinação, ensaiam-se seis prismas.

25.1.2 Controle durante a execução da obra

25.1.2.1 Bloco

Os resultados de compressão, dimensional, absorção e área líquida da fábrica serão aceitos (blocos certificados). Neste caso, limita-se a realizar inspeção visual de cada entrega.

25.1.2.2 Argamassa

Na entrega da argamassa, confere-se o prazo de validade do material e a integridade dos ensacados, devendo-se armazená-los adequadamente. De acordo com a condição mais restritiva para definição do lote de argamassa e graute, encontrada no item 24.3.2, cada pavimento é um lote, desde que sua mistura não seja alterada durante o processo do mesmo pavimento. A amostra será de 12 exemplares, sendo 6 para prova e 6 para eventual contraprova.

25.1.2.3 Graute

A obra recebe graute dosado em central com controle sistemático, portanto seguem as prescrições da ABNT NBR 12655, como amostragem de cada caminhão de entrega.

25.1.2.4 Prisma

Conforme diretrizes apresentadas no item 24.3.3 para definição do lote de prisma, cada pavimento é um lote, sendo necessário realizar um ensaio

por pavimento, desde que a mistura não seja alterada durante o processo do mesmo pavimento. A amostra de prisma será de 12 exemplares por lote, sendo 6 para prova e 6 para eventual contraprova. Serão realizados exemplares de mesma quantidade para os prismas cheios até o 10º pavimento.

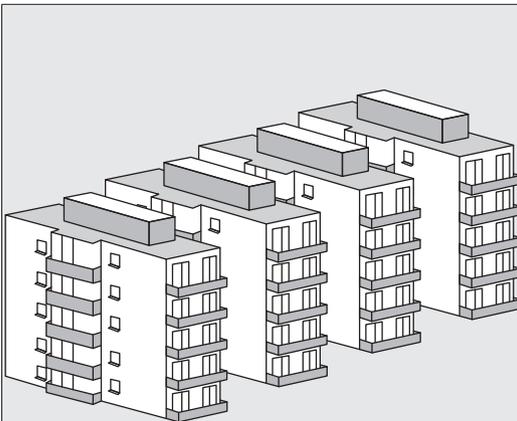
25.1.2.5 Resumo

Para este exemplo, considerando a amostragem mínima por lote e as características da edificação, o controle de obra terá realizado ao final de todo o empreendimento os ensaios descritos na Tabela 25.2, a seguir.

Tabela 25.2 Ensaios de resistência à compressão para o edifício.

Material ou elemento	Quantidade	Quantidade
Bloco	6	Nenhum (apenas inspeção visual)
Argamassa	6	6×20 = 120 ensaios
Graute	6	Conforme entrega pela usina (1 exemplar por caminhão)
Prisma oco	6	6×20 = 120 ensaios
Prisma cheio	6	6×10 = 60 ensaios
Flexão do prisma (5 blocos)	6	-

25.2 Conjunto habitacional com edificação de cinco pavimentos



- Empreendimento formado por 10 edificações de 5 andares;
- Blocos não certificados de concreto de 14×19×29 cm, com resistência de 4 MPa;
- Área construída de 250 m² em planta por pavimento;
- Número de blocos por andar = 7.800;
- Graute e argamassa produzidos em obra;
- Argamassa com aditivo;
- Lote de fábrica de 10.000 blocos;
- Prisma moldado no laboratório.
- Especificação para todos os pavimentos: $f_{bk} = 4$ MPa, $f_a = 4$ MPa, $f_{gk} = 15$ MPa, $f_{pk} = 3,2$ MPa, $f_{pk^*} = 6,4$ MPa (paredes grauteadas no 1º andar).

25.2.1 Caracterização prévia (anterior ao início da obra)

Neste caso, devem ser ensaiados todos os materiais e componentes. Portanto, devem ser ensaiados seis exemplares de bloco ($f_{bk} = 4$ MPa), argamassa ($f_a = 4$ MPa), graute ($f_{gk} = 15$ MPa), prisma oco ($f_{bk} = 4$ MPa/ $f_a = 4$ MPa), prisma cheio ($f_{bk} = 4$ MPa/ $f_a = 4$ MPa/ $f_{gk} = 15$ MPa), prisma de cinco blocos para tração na flexão ($f_{bk} = 4$ MPa/ $f_a = 4$ MPa).

25.2.2 Controle durante a execução da obra

25.2.2.1 Bloco

Para cada caminhão de entrega, realiza-se inspeção visual. Como são quatro andares sobre o pavimento térreo, o lote máximo deve considerar até 1.800 m² de área construída em planta (Tabela 24.3). Para os cinco andares, o total de área construída é de 1.250 m², portanto cada edifício será considerado como um lote. Em cinco andares têm-se 40.000 blocos ($5 \times 7.800 +$ quantidade necessária para ático). Como cada lote de fábrica é de 10.000 blocos, o lote de obra será composto de 4 lotes de fábrica. Pelo critério de conter 5 blocos por lote de fábrica, a amostra será então de 20 blocos.

A obra deve realizar um estoque único por edifício, retirar 40 blocos (20 para prova e 20 para contraprova) e enviar 20 unidades para ensaio de precisão dimensional e resistência à compressão.

25.2.2.2 Argamassa e graute

No momento de recebimento dos insumos da argamassa e graute para produção em obra, deve-se verificar se possuem selo de conformidade com a norma correspondente, se o material está dentro do prazo de validade e a integridade da embalagem. Deve-se armazenar o material de forma adequada e controlar a resistência à compressão média da argamassa e resistência característica à compressão do graute.

De acordo com a condição mais restritiva para definição do lote de argamassa e graute, encontrada no item 24.3.2, é necessário realizar um ensaio a cada dois pavimentos para construções com blocos de f_{bk} menor ou igual a 6 MPa, desde que sua mistura não seja alterada durante o processo do

mesmo pavimento. Portanto, serão considerados 3 lotes por edifício (1º e 2º andar, 3º e 4º andar e 5º andar).

Como o prisma será moldado no laboratório, há a necessidade de duplicar os ensaios a cada lote, moldando a mesma quantidade de exemplares na obra e no laboratório. A amostra de argamassa e graute para controle em obra será de 24 exemplares, 12 moldados na obra e 12 moldados no laboratório, sendo 6 + 6 (moldagem obra + laboratório) para prova e 6 + 6 para eventual contraprova.

25.2.2.3 Prisma

Como o bloco foi ensaiado pela obra, a condição mais restritiva para lote de prisma será a cada dois pavimentos. Como existe a necessidade de grauteamento de paredes para aumento de resistência à compressão da parede no 1º andar, haverá um lote igual a este andar em cada edifício para controle de prisma cheio. Portanto, serão considerados 3 lotes por edifício (1º e 2º andar, 3º e 4º andar e 5º andar) para prisma oco e um lote por edifício (1º andar) para prisma cheio. Para um dos lotes são 6 exemplares para prova, com recomendação de moldagem de 6 exemplares para contraprova.

O empreendimento se constitui de 10 edifícios, então pode valer o critério de, após o ensaio de quatro diferentes lotes: poder se dispensar o ensaio de prisma se o coeficiente de variação for inferior a 15% em todos os lotes; se não houver mudança de fabricante dos blocos; se a obra tiver dentro de um ano de produção e as alvenarias utilizarem os mesmos materiais e procedimentos para a execução. No caso de não atendimento da resistência à compressão de blocos ou tijolos, argamassa e graute, estes prismas deverão ser ensaiados. Neste exemplo, será assumido que este critério foi atendido. Portanto, para prisma oco serão necessários ensaios os lotes relativos ao 1º e 2º andar, 3º e 4º andar e 5º andar do 1º prédio e ao 1º e 2º andar do 2º prédio. Para prisma cheio, será necessário ensaiar o lote relativo ao 1º andar do 1º ao 4º prédio.

Considerando que os resultados de f_{gk} e f_a moldados em obra atingiram 90% do f_{gk} e f_a moldados no laboratório e que o coeficiente de variação da argamassa foi inferior a 20%, os resultados de prisma moldados em laboratório podem ser aceitos.

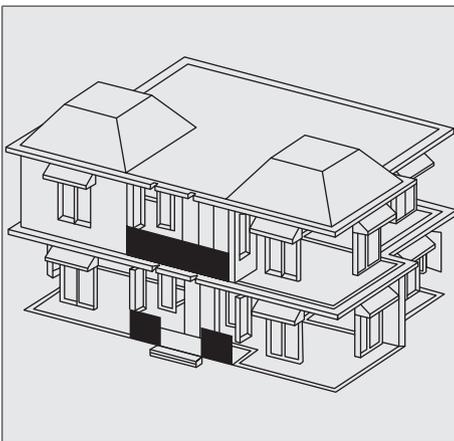
25.2.2.4 Resumo

Para este exemplo, a obra deverá realizar os ensaios descritos na Tabela 25.3, sem contar eventuais contraprovas e considerando que o coeficiente de variação do prisma foi inferior a 15% em todos os lotes.

Tabela 25.3 Ensaios de resistência à compressão para o empreendimento.

Material ou elemento	Quantidade	Quantidade
Bloco	6	20/torre × 10 = 200
Argamassa	6	Moldados em obra: 18/torre × 10 = 180
		Moldados no laboratório para prisma oco e para prisma cheio (para o 1º andar do prédio 1 e 2 tem-se o mesmo lote para prisma oco e cheio) = 6×6 = 36
Graute	6	O mesmo para argamassa
Prisma oco	6	Moldados no laboratório (3 lotes no 1º prédio e um lote no 2º prédio) = 6×4 = 24
Prisma cheio	6	Moldados no laboratório (1 lote no 1º, 2º, 3º e 4º prédios) = 6×4 = 24
Flexão do prisma (5 blocos)	6	–

25.3 Sobrado



- Sobrado de 2 pavimentos;
- Blocos certificados de 14×19×39 cm;
- Área construída de 200 m²;
- f_{pk} máximo de projeto = 2,0 MPa;
- Número total de blocos = 6.000;
- Lote de fábrica = 10.000;
- Graute e argamassa produzidos em obra;
- Especificação para todos os pavimentos: $f_{bk} = 6$ MPa, $f_a = 5$ MPa, $f_{gk} = 15$ MPa, $f_{pk} = 5,5$ MPa;
- Não há parede grauteada para aumento da resistência à compressão.

25.3.1 Caracterização prévia (anterior ao início da obra)

Neste caso devem ser ensaiados todos os materiais, ou seja, seis exemplares de bloco ($f_{bk} = 6$ MPa), argamassa ($f_a = 5$ MPa), graute ($f_{gk} = 15$ MPa), prisma oco ($f_{bk} = 6$ MPa/ $f_a = 5$ MPa). Considerando que a argamassa é de cimento, cal e areia sem aditivos, será dispensado o ensaio de tração na flexão de prisma.

Se a construtora tiver os ensaios de outra obra, realizados há menos de 360 dias, eles serão dispensados.

25.3.2 Controle durante a execução da obra

25.3.2.1 Bloco

Se o bloco é certificado, então basta receber cada caminhão por inspeção visual.

25.3.2.2 Argamassa e graute

De acordo com a condição mais restritiva para definição do lote de argamassa e graute, encontrada no item 24.3.2, será necessário realizar um ensaio a cada dois pavimentos para construções com blocos de f_{bk} menor ou igual a 6 MPa, desde que sua mistura não seja alterada durante o processo e considerando não ultrapassar duas semanas de produção. Assim, para este caso será necessário apenas um ensaio de controle em obra.

25.3.2.3 Prisma

A amostra de argamassa e graute para controle em obra será de 12 exemplares, sendo 6 para prova e 6 para eventual contraprova.

25.3.2.4 Resumo

Nos casos em que a obra utilizar bloco de f_{bk} superior a 2 vezes a resistência de prisma especificada em projeto, essa obra é considerada de menor

exigência estrutural. Nesse caso, os ensaios de controle de obra de prisma são dispensados, realizando-os apenas na caracterização.

Para este exemplo, a obra deverá realizar os ensaios descritos na Tabela 25.4, não contabilizando as eventuais contraprovas.

Tabela 25.4 Ensaios de resistência à compressão para o sobrado.

Material ou elemento	Quantidade	Quantidade
Bloco	6	–
Argamassa	6	6
Graute	6	6
Prisma oco	6	–
Flexão do prisma (5 blocos)	–	–

26. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 13279*: argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 12118*: blocos vazados de concreto simples para alvenaria – métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 12655*: concreto de cimento Portland – preparo, controle, recebimento e aceitação – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 5738*: concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 6136*: blocos vazados de concreto simples para alvenaria – requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 5739*: concreto – ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 16868-1*: alvenaria estrutural – parte 1: projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 16868-2*: alvenaria estrutural – parte 2: execução e controle de obras. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 16868-3*: alvenaria estrutural – parte 3: métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

FORTES, E. S. *Influência do capeamento e caracterização da resistência à compressão de alvenaria estrutural de blocos de concreto*. 2012. 303 f. Dissertação (Mestrado em Ciências Exatas e da Terra). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

NATIONAL CONCRETE MASONRY ASSOCIATION. *Annotated design and construction details for concrete masonry*. Herndon: NCMA, 2003.

PARSEKIAN, G. A. (org.). *Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto*. São Carlos: EdUFSCar, 2012.

COLABORADORES DO GRUPO DE TRABALHO DE PROJETISTAS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

ENGA. ANDRÉIA SILVA DOS SANTOS

Plano&Plano Desenvolvimento Imobiliário S/A – São Paulo-SP

ENG. LUIZ SÉRGIO FRANCO

Arco Assessoria em Racionalização Construtiva – São Paulo-SP

ENG. CLÁUDIO CREAZZO PUGA

Cláudio Puga & Engenheiros Associados – São Paulo-SP

ENG. JOSÉ ROBERTO DE ANDRADE E ENG. JOSÉ ROBERTO DE ANDRADE FILHO

Escritório Técnico J R Andrade – São Carlos-SP

ENG. LUIS ALBERTO CARVALHO

Racional Projeto e Consultoria S/S – Fortaleza-CE

ENGA. FABIANA CRISTINA MAMEDE E ENG. AUGUSTO GUIMARÃES PEDREIRA
DE FREITAS

Pedreira de Freitas – São Paulo-SP

ENG. JOÃO ALBERTO KERBER

RKS Engenharia de Estruturas – Florianópolis-SC

ENG. FÁBIO R. SIMON

Simon Engenharia – Porto Alegre-RS

ENG. ARNOLDO AUGUSTO WENDLER FILHO

Wendler Projetos Estruturais – Campinas-SP

ARQ. CARLOS ALBERTO TAUIL

Bloco Brasil

ESTE LIVRO FOI IMPRESSO EM AGOSTO DE 2021 PELA
RETTEC ARTES GRÁFICAS E EDITORA LTDA. EM SÃO PAULO/SP.

Esta é a segunda edição, revista e ampliada, deste livro, que continua com a parceria entre a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e a Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), que juntas desenvolvem um projeto cujo objetivo é disponibilizar ao meio técnico um manual de melhores práticas para projeto de edifícios de alvenaria estrutural, com ênfase na utilização dos blocos de concreto. Depois de nove anos esta nova edição está sendo finalizada em momento bastante oportuno, pois foi possível levar em conta a última atualização e unificação das principais normas brasileiras sobre o assunto que deram origem à recente norma ABNT NBR 16868 – Alvenaria Estrutural – Parte 1: Projeto, Parte 2: Execução e controle de obras e Parte 3: Métodos de ensaio. Espera-se que este livro também permita que construtoras e engenheiros de obras tirem suas dúvidas e possam discutir melhores detalhes com seus projetistas.

