



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA  
CAMPUS VIII – ARARUNA/PB  
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**THIARLY FEITOSA AFONSO DE LAVÔR**

**CONCEITUAÇÃO, ANÁLISE DE PROJETO E CRITÉRIOS NORMATIVOS DE  
DIMENSIONAMENTO EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

**ARARUNA – PB  
2015**

**THIARLY FEITOSA AFONSO DE LAVÔR**

**CONCEITUAÇÃO, ANÁLISE DE PROJETO E CRITÉRIOS NORMATIVOS DE  
DIMENSIONAMENTO EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresento ao curso de Engenharia Civil  
da Universidade Estadual da Paraíba,  
como requisito parcial à obtenção do título  
de Engenheiro Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Esp. Tércio Pereira  
Jovem.

Coorientador: Prof. M.Sc. Daniel Baracuy  
Cunha Campos.

**Araruna – PB  
2015**

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano da dissertação.

L414c Lavôr, Thiarly Feitosa Afonso de  
Conceituação, análise de projeto e critérios normativos de dimensionamento em alvenaria estrutural [manuscrito] / Thiarly Feitosa Afonso de Lavôr. - 2015.  
114 p. : il. color.

Digitado.  
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências Tecnologia e Saúde, 2015.  
"Orientação: Esp. Tércio Pereira Jovem, Departamento de Engenharia Civil".  
"Co-Orientação: Daniel Baracuy Cunha Campus, Departamento de Engenharia Civil".  
1. Engenharia Estrutural. 2. Construção civil. 3. Normas. I.  
Título.

21. ed. CDD 623.1

**THIARLY FEITOSA AFONSO DE LAVÔR**

**CONCEITUAÇÃO, ANÁLISE DE PROJETO E CRITÉRIOS NORMATIVOS DE  
DIMENSIONAMENTO EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao curso de Engenharia Civil  
da Universidade Estadual da Paraíba,  
como requisito parcial à obtenção do título  
de Engenheiro Civil.

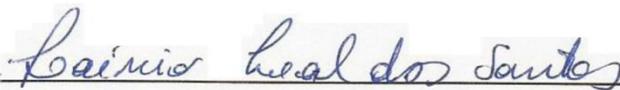
Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 30 / 06 / 2015.

**BANCA EXAMINADORA**



Prof. Esp. Tércio Pereira Jovem (Orientador)  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Dr. Laércio Leal dos Santos  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Dr. José Jamilton Rodrigues dos Santos  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Aos meus queridos pais, irmãos e familiares,  
DEDICO.

## **AGRADEÇIMENTOS**

Agradeço à Deus, família e principalmente aos meus pais, Reginaldo e Silvaneide, que dão todo o suporte e incentivo em minha vida; com trabalho e dedicação me deram educação e condições de ingressar na universidade.

Agradeço a minha namorada Mariele pelo apoio e carinho constantes.

Agradeço aos meus amigos de infância, em especial Reinaldo, Raí, Maxsuel, Natã, José Neto, Thiago Venceslau, Mardônio e Maria Rita, que mesmo com a distância nunca se perdeu a irmandade.

Agradeço aos meus amigos de graduação, em especial Adonias, Thiago Pires, Júlia, Leonilo, Tássio, Júlio e Ruan, por tudo que passamos juntos nessa trajetória.

Agradeço aos professores Eng. D.Sc. Raimundo Leidimar Bezerra e D.Sc. José Jamilton Rodrigues dos Santos, pela dedicação ao curso de Engenharia Civil e por serem minhas maiores inspirações profissionais.

Agradeço ao meu orientador, Prof. Esp. Tércio Pereira Jovem, pelos conhecimentos transmitidos na área da Engenharia Estrutural, na qual escolhi para seguir na vida profissional.

Agradeço também ao meu coorientador Prof. M.Sc. Daniel Baracuy Cunha Campus por sua contribuição nesse trabalho.

“Conhecimento não é aquilo que você sabe, mas o que você faz com aquilo que você sabe.”

Aldous Huxley

## RESUMO

Alvenaria estrutural é um sistema construtivo cujas paredes são compostas por blocos de concreto simples e desempenha dupla função: vedação e estrutura da construção. Além de proteger a edificação contra intempéries, a própria alvenaria suporta a carga do peso das próprias paredes, da laje, da cobertura e da ocupação. Porém, para se atingir as características almejadas é necessário que haja um planejamento da obra através de diversos projetos, sendo um deles o projeto estrutural. A partir de uma pesquisa bibliográfica, desenvolveu-se o presente trabalho, cujo objetivo principal foi abordar os principais temas sobre o sistema construtivo em alvenaria estrutural, especificamente nos conceitos e definições imprescindíveis na elaboração de um projeto, com ênfase nos critérios da norma NBR 15961-1: 2011, a qual se refere ao projeto estrutural, que pela grande mudança em seu modelo em relação à antiga norma (NBR 10837: 1989) se buscou comparações entre elas, fazendo assim, uma análise das principais mudanças nas prescrições exigidas em cada uma delas. Na análise e na comparação entre essas normas de projeto se verificou que a atualização de 2011 mostrou-se muito mais coerente e eficiente, no que refere ao método de dimensionamento; quando o modelo de tensões admissíveis foi substituído pelo modelo dos estados-limites.

**Palavras-chave:** Alvenaria Estrutural; Projeto; Normas.

## **ABSTRACT**

Structural Masonry is a building system whose walls are composed of simple concrete blocks and plays dual function: sealing structure of the building. In addition to protecting the building against weather, the itself masonry supports the load weight of own walls, slab, coverage and occupation. However, to achieve about the desired characteristics is necessary to have a plan of work through various projects, one of which is the structural design. From a literature developed this work, whose main objective was to address the main issues on the construction system in masonry, specifically the concepts and essential definitions in the project design, with emphasis on the criteria of NBR 15961-1: 2011, which refers to the structural design, that the big change in your model from the old standard, NBR 10837: 1989 sought to comparisons between standards, thus making an analysis of the major changes of the requirements required in each. The analysis and comparison of these design standards it was found that the update 2011 proved to be much more coherent and efficient in what concerns the design method, when the model of allowable stresses was replaced by the model of states-limits.

**Keywords:** Structural Masonry; Project; Norms.

## SUMÁRIO

|                |  |           |
|----------------|--|-----------|
| <b>1</b>       | <b>INTRODUÇÃO .....</b>                                      | <b>12</b> |
| <b>2</b>       | <b>OBJETIVOS .....</b>                                       | <b>13</b> |
| <b>2.1</b>     | <b>Objetivo geral.....</b>                                   | <b>13</b> |
| <b>2.2</b>     | <b>Objetivos específicos.....</b>                            | <b>13</b> |
| <b>3</b>       | <b>METODOLOGIA .....</b>                                     | <b>14</b> |
| <b>4</b>       | <b>APRESENTANDO O SISTEMA CONSTRUTIVO .....</b>              | <b>15</b> |
| <b>4.1</b>     | <b>Histórico .....</b>                                       | <b>16</b> |
| <b>4.1.1</b>   | <b><i>Breve descrição dos aspectos históricos .....</i></b>  | <b>16</b> |
| <b>4.1.2</b>   | <b><i>Evolução no Brasil .....</i></b>                       | <b>19</b> |
| <b>4.2</b>     | <b>Normas técnicas.....</b>                                  | <b>21</b> |
| <b>4.2.1</b>   | <b><i>Normativa brasileira .....</i></b>                     | <b>21</b> |
| <b>4.2.1.1</b> | <b><i>Especificação e controle dos componentes .....</i></b> | <b>22</b> |
| <b>4.2.1.2</b> | <b><i>Projeto .....</i></b>                                  | <b>23</b> |
| <b>4.2.1.3</b> | <b><i>Execução.....</i></b>                                  | <b>23</b> |
| <b>4.2.2</b>   | <b><i>Normativa estrangeira.....</i></b>                     | <b>24</b> |
| <b>4.2.2.1</b> | <b><i>Norma norte-americana.....</i></b>                     | <b>24</b> |
| <b>4.2.2.2</b> | <b><i>Norma européia.....</i></b>                            | <b>24</b> |
| <b>4.3</b>     | <b>Termos e definições .....</b>                             | <b>24</b> |
| <b>4.3.1</b>   | <b><i>Componente.....</i></b>                                | <b>25</b> |
| <b>4.3.2</b>   | <b><i>Elemento .....</i></b>                                 | <b>25</b> |
| <b>4.3.3</b>   | <b><i>Termos secundários .....</i></b>                       | <b>26</b> |

|           |  |    |
|-----------|--|----|
| 4.4       | Classificação.....                                       | 27 |
| 4.5       | Aspectos técnicos e econômicos .....                     | 27 |
| 4.5.1     | <i>Principais parâmetros para adotar o sistema</i> ..... | 28 |
| 4.5.2     | <i>Vantagens do sistema</i> .....                        | 30 |
| 4.5.3     | <i>Desvantagens do sistema</i> .....                     | 31 |
| 5         | <b>COMPONENTES DA ALVENARIA</b> .....                    | 32 |
| 5.1       | Unidade .....  | 32 |
| 5.1.1     | <i>Blocos vazados de concreto</i> .....                  | 35 |
| 5.2       | Argamassa .....  | 39 |
| 5.3       | Graute.....  | 40 |
| 5.4       | Armaduras .....  | 42 |
| 6         | <b>ANÁLISE DOS PROJETOS DE EDIFÍCIOS</b> .....           | 43 |
| 6.1       | Análise arquitetônica .....                              | 43 |
| 6.1.1     | <i>Modulação</i> .....                                   | 43 |
| 6.1.2     | <i>Sistemas estruturais</i> .....                        | 47 |
| 6.1.3     | <i>Altura dos pavimentos</i> .....                       | 50 |
| 6.1.4     | <i>Vãos</i> .....  | 50 |
| 6.1.5     | <i>Previsão de aberturas (shafts)</i> .....              | 51 |
| 6.1.6     | <i>Paginação</i> .....                                   | 53 |
| 6.2       | Análise estrutural .....                                 | 53 |
| 6.2.1     | <i>Ações</i> .....                                       | 54 |
| 6.2.1.1   | <i>Ações verticais</i> .....                             | 55 |
| 6.2.1.1.1 | Distribuição das cargas verticais .....                  | 57 |

|              |   |           |
|--------------|---|-----------|
| 6.2.1.2      | <i>Ações horizontais</i> .....                        | 59        |
| 6.2.1.2.1    | Distribuição das cargas horizontais .....             | 64        |
| 6.2.1.2.2    | Flanges em paredes de contraventamento .....          | 66        |
| 6.2.1.3      | <i>Estabilidade global</i> .....                      | 67        |
| <b>7</b>     | <b>PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO DE PROJETO</b> ..... | <b>71</b> |
| <b>7.1</b>   | <b>Segurança da estrutura</b> .....                   | <b>71</b> |
| <b>7.1.1</b> | <b><i>Método das tensões admissíveis</i></b> .....    | <b>71</b> |
| <b>7.1.2</b> | <b><i>Método dos estados limites</i></b> .....        | <b>72</b> |
| <b>7.2</b>   | <b>Critérios de dimensionamento</b> .....             | <b>73</b> |
| <b>7.3</b>   | <b>Resistência à compressão</b> .....                 | <b>74</b> |
| <b>7.3.1</b> | <b><i>Compressão simples</i></b> .....                | <b>74</b> |
| 7.3.1.1      | <i>Prescrições da NBR 15961-1:2011</i> .....          | 74        |
| 7.3.1.2      | <i>Prescrições da NBR 10837:1989</i> .....            | 79        |
| <b>7.3.2</b> | <b><i>Força concentrada</i></b> .....                 | <b>80</b> |
| <b>7.4</b>   | <b>Resistência ao cisalhamento</b> .....              | <b>81</b> |
| <b>7.4.1</b> | <b><i>Prescrições da NBR 15961-1:2011</i></b> .....   | <b>82</b> |
| <b>7.4.2</b> | <b><i>Prescrições da NBR 10837:1989</i></b> .....     | <b>85</b> |
| <b>7.5</b>   | <b>Resistência à flexão simples</b> .....             | <b>85</b> |
| <b>7.5.1</b> | <b><i>Prescrições da NBR 15961-1:2011</i></b> .....   | <b>87</b> |
| 7.5.1.1      | <i>Alvenaria não armada</i> .....                     | 87        |
| 7.5.1.2      | <i>Alvenaria armada</i> .....                         | 89        |
| <b>7.5.2</b> | <b><i>Prescrições da NBR 10837:1989</i></b> .....     | <b>94</b> |
| <b>7.6</b>   | <b>Resistência à flexão composta</b> .....            | <b>95</b> |

|              |  |     |
|--------------|--|-----|
| <b>7.6.1</b> | <b><i>Prescrições da NBR 15961-1:2011</i></b> .....            | 95  |
| 7.6.1.1      | <i>Flexão composta reta</i> .....                              | 95  |
| 7.6.1.1.1    | Alvenaria não armada .....                                     | 95  |
| 7.6.1.1.2    | Alvenaria armada .....   | 96  |
| 7.6.1.2      | <i>Flexão composta oblíqua</i> .....                           | 98  |
| <b>7.6.2</b> | <b><i>Prescrições da NBR 10837:1989</i></b> .....              | 99  |
| <b>7.7</b>   | <b>Análise das mudanças entre as normas</b> .....              | 100 |
| <b>8</b>     | <b>DETALHES DO PROJETO ESTRUTURAL</b> .....                    | 103 |
| <b>8.1</b>   | <b>Cobrimentos das armaduras</b> .....                         | 103 |
| <b>8.2</b>   | <b>Áreas e diâmetros mínimos e máximos das armaduras</b> ..... | 104 |
| <b>8.3</b>   | <b>Ancoragem e emendas de armaduras</b> .....                  | 108 |
| <b>8.4</b>   | <b>Ganchos e dobras</b> .....                                  | 111 |
| <b>9</b>     | <b>CONCLUSÕES</b> .....  | 112 |
|              | <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....                        | 113 |

## 1 INTRODUÇÃO

A necessidade por alternativas mais viáveis nos mais diversos âmbitos do setor imobiliário, seja pelo tempo gasto no atual competitivo mercado brasileiro ou quando se trata dos níveis da economia vigente, faz com que os construtores e consumidores busquem por soluções construtivas que atendam essas necessidades e que permaneça o desempenho e a qualidade das técnicas tradicionais de construção.

Um dos métodos que vem suprindo todas essas necessidades impostas pelo mercado, tais como: acelerar prazos com redução de custos e racionalização da obra, é o sistema construtivo em alvenaria estrutural, que Ramalho e Corrêa (2003) mencionam que a categoria alvenaria estrutural não armada de blocos vazados de concreto “parece ser um dos mais promissores, tanto pela economia proporcionada como pelo número de fornecedores já existentes”.

A utilização do sistema não é novidade, seu conceito já era aplicado desde o início das civilizações e desde então sua técnica vem sendo aprimorada, passando por métodos empíricos de dimensionamento até os modelos atuais de projetos, baseados em estudos mais específicos e pela vigência de normas técnicas.

Mesmo com todas suas vantagens em relação ao método tradicional em concreto armado, bem como sua utilização já disseminada no país, esse sistema construtivo possui discreta bibliografia nacional, principalmente tratando-se dos modelos dimensionais, critérios e parâmetros normativos de projeto e os ensaios técnicos.

Foi pensando em enriquecer um pouco mais a temática, com ênfase no conceito estrutural, que se buscou fazer uma pesquisa que, além dos conceitos e definições literárias, abordasse os elementos necessários para tornar o projeto em alvenaria estrutural com blocos vazados de concreto simples uma realidade ainda mais otimizada, garantindo todos seus benefícios com qualidade e segurança.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo geral**

Nessa pesquisa pretende-se abordar os conceitos, características construtivas e parâmetros de projeto do sistema construtivo em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto simples, objetivando o enriquecimento do acervo literário nacional, bem como difundir a temática que é tão pouco abordada nas universidades, principalmente as do nordeste.

### **2.2 Objetivos específicos**

- Detalhar as diferentes fases de projeto, mencionando as etapas necessárias a seguir para tornar a alvenaria estrutural um método construtivo de dimensionamento racional e preciso.
- Demonstrar as mudanças entre a norma ABNT NBR 10837:1989 - Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto; com a atual norma vigente ABNT NBR-15961-1: 2011 - Alvenaria estrutural. Blocos de concreto – Parte 1. Projeto; no que se refere ao modelo de dimensionamento em alvenaria estrutural de blocos de concreto.

### **3 METODOLOGIA**

A pesquisa desenvolveu-se através da revisão bibliográfica em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto simples, onde buscou-se reunir as informações e as técnicas mais recentes, com formulações e metodologias de dimensionamento de acordo com a realidade brasileira. Aliam-se a essas considerações as recentes publicações a partir da revisão da antiga norma que vigorou por 22 anos.

Diante do exposto o trabalho foi desenvolvido em duas etapas distintas, porém com fortes relações entre si na prática, sendo a primeira teórica, objetivando reforçar as informações técnicas sobre o assunto e assim compreender definições e reconhecer as tecnologias empregadas no sistema construtivo. Essa revisão foi realizada através de produções científicas nacionais.

A segunda etapa do projeto consiste na apresentação dos parâmetros e dos modelos de cálculo do projeto estrutural, pesquisados e analisados, assim como na primeira fase, por fontes científicas nacionais, porém em quantidade expressivamente menor. Nessa fase a pesquisa compreende uma atual e ampla cobertura dos vários aspectos do projeto estrutural, apresentando as diferenças entre os modelos de cálculo dimensional da antiga e da nova normativa.

#### 4 APRESENTANDO O SISTEMA CONSTRUTIVO

A principal definição, em termo estrutural, do uso da alvenaria estrutural como sistema construtivo é o processo das transmissões de ações através das tensões de compressão atuantes nos blocos. Partindo desse conceito fundamental que a alvenaria estrutural se torna uma alternativa, dentro dos processos construtivos convencionais, para a elaboração das edificações.

Lisboa (2008) menciona que a alvenaria estrutural apresenta bom comportamento às solicitações de compressão, o mesmo não ocorre em relação às solicitações de tração, flexão e cisalhamento.

Com a evolução dos métodos de dimensionamento estrutural até o momento, é aceitável a existência de tensões de tração atuantes em elementos específicos de alvenaria estrutural, desde que não assumam valores muito elevados. Segundo Ramalho e Corrêa (2003) se as trações ocorrerem de forma generalizada ou seus valores forem muito elevados, a estrutura poderá ser tecnicamente adequada, mas dificilmente será economicamente viável.

Para Parsekian (2012) uma estrutura só poderá ser classificada como alvenaria estrutural se ela compuser de um método de cálculo racional, modulação, caracterização dos materiais e qualidade na execução e no controle.

As normas brasileiras vigentes abordam as diretrizes da afirmativa supracitada, essas serão citadas no presente trabalho, em especial a norma de alvenaria estrutural de blocos de concreto, onde são avaliados os critérios de dimensionamento estrutural.

Com a evolução tecnológica, pode-se atribuir à alvenaria estrutural atual excelentes características, tais como: durabilidade, estética agradável, assim como seu bom desempenho térmico e acústico. Além de possibilitar um número atraente de vantagens quando bem projetado, determinando a racionalização da obra.

Assim, a escolha pelo uso da alvenaria estrutural no mercado brasileiro tornou-se amplamente aceita, visto o grande número de edifícios construídos, com destaque para os residenciais e comerciais. Para esse tipo de edificação composta por vãos moderados e com altura mediana, a opção por esse sistema construtivo, quando bem projetado e executado, proporcionará uma considerável redução do custo financeiro, quando comparado ao método tradicional em concreto armado.

Se tratando da altura da edificação, a escolha por alvenaria estrutural torna-se mais viável economicamente para edifícios com poucos pavimentos, com até doze andares. Nos edifícios até média altura, a utilização de alvenaria não armada está baseada com a boa resistência à compressão da alvenaria. Para os casos em que a ação horizontal é considerável, torna-se viável o uso da alvenaria armada ou de protensão. (PAGOTTO, et al. 2011).

## **4.1 Histórico**

### **4.1.1 Breve descrição dos aspectos históricos**

Desde o início das construções nos primórdios das civilizações até o final do século XIX, a alvenaria se destacava como o principal material utilizado na confecção das obras. Essas edificações, muitas vezes verdadeiros monumentos, foram construídas através de um modelo dimensional e executivo totalmente empírico, onde o conhecimento das obras semelhantes erguidas anteriormente, ao longo dos séculos, era o principal parâmetro no modelo construtivo. (PARKESIAN, 2012).

Com o surgimento do aço e do concreto no início do século XX a alvenaria estrutural perdeu sua importância no tocante estrutural, pois sua limitação, quanto ao porte e ao arrojado da edificação, foi possibilitada com a introdução desses novos materiais, pois estes apresentaram grandes vantagens na utilização. A partir disso o concreto armado gerou grandes quantidades de pesquisas e o novo método construtivo foi utilizado em grande escala e adotado até os dias de hoje. (ROMAN, 2011).

Os principais motivos que tornaram a alvenaria um elemento de segundo plano em uma edificação, foi o ótimo desempenho que o novo material apresentava diante as tensões de tração, a ausência de um controle na resistência dos tijolos, entre outras tantas vantagens que o concreto armado exercia sobre a alvenaria (GOMES, 1983 apud BUSI, 2009). Diante disso, a alvenaria passou a ser usada quase que exclusivamente como vedação (CAMACHO, 2006).

A partir de meados do século XX até os dias atuais, o material utilizado para a alvenaria é constantemente aprimorado através de estudos e pesquisas

científicas, desenvolvidos com o objetivo de estabelecer regras normativas e determinar seu comportamento quando submetido à esforços e cargas quaisquer.

Como exemplo de evolução, Bonilha (1991 apud Busi, 2009), cita que uma das técnicas atuais da alvenaria estrutural espelha-se no concreto armado, diante do desenvolvimento das pesquisas começaram a contemplar a possibilidade de incorporar o aço na alvenaria, sendo assim, o conjunto suportaria as tensões de tração atuantes.

Em resumo, Camacho (2006) esquematiza o que seria os fatos mais determinantes na história evolutiva da alvenaria estrutural ao longo do tempo.

**Antiguidade:** persas e assírios construíram suas edificações a 10.000 AC com tijolos secados através do sol. Desde o ano 3.000 AC já se usava a técnica de queimar os tijolos em fornos. O Farol de Alexandria com 165 m de altura (destruído em 1.300 DC por um terremoto), Figura 4.1, e o Coliseu (terminado em 82 DC), Figura 4.2, são exemplos de edificações em alvenaria estrutural na antiguidade.

**Idade Média:** os grandiosos castelos, Figura 4.3, e as imponentes catedrais, Figura 2.4, datas dos séculos XII a XVII.

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

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

**1891:** a conclusão do edifício Monadnock em Chicago, Figura 4.5(a) e Figura 4.5(b), composto por 16 pavimentos e com 65 metros de altura (paredes com 1.80 metros de espessura). Segundo Parsekian (2012), esse edifício marcou uma dualidade entre o ápice e o declínio dos edifícios com estruturas de alvenaria sendo substituído pelo uso do aço e concreto armado.

**Início do século XX:** a estagnação da alvenaria como estrutura pelo surgimento dos novos métodos construtivos, com a utilização do aço e do concreto, que então ofereciam vantagens econômicas e técnicas.

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

**1948:** a Inglaterra publica a primeira norma para o cálculo de alvenaria de tijolos - CP 111.

**Década de 50:** a evolução da técnica construtiva na Europa é evidenciada pela construção de vários edifícios relativamente altos. Sendo que em 1951, é concluído, na Escócia, o primeiro edifício em alvenaria estrutural não-armada, Figura 4.6, com 13 pavimentos e 41 metros de altura.

**1966:** é confeccionado o primeiro código americano de Alvenaria Estrutural (Recommended building code requirements for engineered brick masonry).

**1978:** é editada uma nova norma inglesa, a BS-5628, que trabalha com o método semiprobabilístico, abandonando o critério das tensões admissíveis vigente na antiga norma.

Figura 4.1 – Farol de Alexandria



Fonte: PARSEKIAN (2012)

Figura 4.2 – Coliseu de Roma



Fonte: PARSEKIAN (2012)

Figura 4.3 – Castelo de Leeds



Fonte: PARSEKIAN (2012)

Figura 4.4 – Catedral de Milão



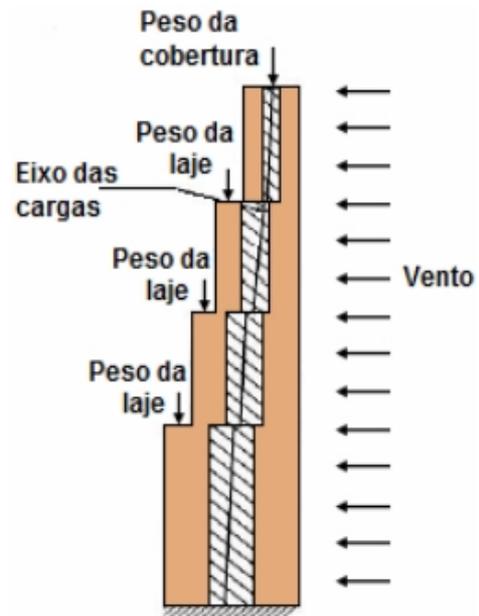
Fonte: PARSEKIAN (2012)

Figura 4.5(a) – Edifício Monadnock



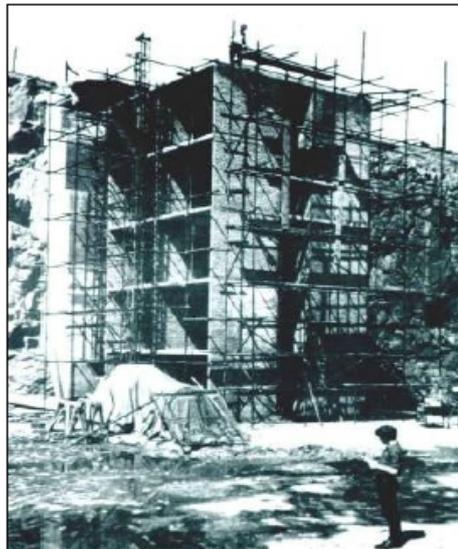
Fonte: FREITAS (2013)

Figura 4.5(b) – Sessão transversal do Monadnock



Fonte: FREITAS (2013)

Figura 4.6 – Alvenaria não-armada, 1951



Fonte: FREITAS (2013).

#### 4.1.2 Evolução no Brasil

No Brasil a alvenaria é utilizada desde o início do século XVI, a partir da chegada dos portugueses, porém a técnica construtiva mais elaborada de alvenaria com blocos estruturais demorou a encontrar o seu espaço (RAMALHO; CORRÊA,

2003); tendo como período de introdução o final da década de 1960, nas regiões sul e sudeste; ainda hoje sua utilização é concentrada nos grandes centros.

As primeiras edificações com blocos vazados estruturais no país foram construídas por volta do ano de 1966, na cidade de São Paulo, Figura 4.7. Esses primeiros prédios foram executados com blocos de concreto e possuíam em média quatro pavimentos.

Edifícios mais altos foram erguidos algum tempo depois, como o condomínio Central Parque Lapa com 12 pavimentos, em São Paulo, e o edifício Muriti com 16 pavimentos, em São José dos Campos, Figura 4.8 e Figura 4.9, respectivamente. Ambos foram executados em alvenaria armada de blocos de concreto.

Foi construída em 1977, a primeira construção em alvenaria estrutural não armada do Brasil. O edifício Jardim Prudência, Figura 4.10, localizado na cidade de São Paulo, possui 9 pavimentos com paredes resistentes de 24 centímetros de alvenaria em blocos sílico-calcários. (HIRT; MARANGONI, 2013). No momento atual o sistema construtivo em alvenaria está sendo bastante aceito e expandido no país e segundo Reboredo (2013) já foram construídos edifícios de até 24 andares em alvenaria armada de blocos de concreto, Figura 4.11.

Figura 4.7 – Primeiras edificações no Brasil



Fonte: PARSEKIAN (2012)

Figura 4.8 – Condomínio Central Parque Lapa



Fonte: PARSEKIAN (2012)

Figura 4.9 – Edifício Muriti



Fonte: FREITAS (2013).

Figura 4.10 – Edifício Jardim Prudência



Fonte: FREITAS (2013).

Figura 4.11 – Edifício Solar dos Alcântara



Fonte: FREITAS (2013).

## 4.2 Normas técnicas

### 4.2.1 Normativa brasileira

A Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT fixa através de seus critérios as condições exigíveis que devem ser obedecidas na execução, controle e no projeto da alvenaria estrutural. Diante disso os profissionais envolvidos nesse sistema construtivo devem estar sempre orientados pelas recomendações,

exigências e atualizações dessas normas, onde as principais serão descritas a seguir.

#### 4.2.1.1 *Especificação e controle dos componentes*

a. Para blocos cerâmicos

- Componentes cerâmicos – parte 2 - blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – terminologia e requisitos – NBR 15270-2. Rio de Janeiro, 2005.
- Componentes cerâmicos – Parte 3 - blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – métodos de ensaio – NBR 15270-3. Rio de Janeiro, 2005.

b. Para blocos de concreto

- Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – NBR 6136. Rio de Janeiro, 2006.
- Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – NBR 8215. Rio de Janeiro, 1983.

c. Para blocos de sílico-calcário

- Alvenaria estrutural – bloco sílico-calcário para alvenaria - parte 1 – requisitos, dimensões e métodos de ensaio – NBR 14974-1. Rio de Janeiro, 2003.

d. Para a argamassa

- Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – requisitos – NBR 13281. Rio de Janeiro, 2005.

e. Para o graute

- Ensaio à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto – NBR 5739. Rio de Janeiro, 2007.

f. Para a parede

- Paredes de alvenaria estrutural – determinação da resistência ao cisalhamento – NBR 14321. Rio de Janeiro, 1999.
- Paredes de alvenaria estrutural – verificação da resistência à flexão simples ou à flexo-compressão – NBR 14322. Rio de Janeiro, 1999.
- Paredes de alvenaria estrutural – ensaio à compressão simples – NBR 8949. Rio de Janeiro, 1985.

4.2.1.2 *Projeto*

a. Para blocos cerâmicos

- Alvenaria estrutural – blocos cerâmicos – parte 1 – projetos NBR 15812-1. Rio de Janeiro, 2010.

b. Para blocos de concreto

- Cálculo da alvenaria estrutural em blocos vazados de concreto – NBR 10837. Rio de Janeiro, 1989.
- Alvenaria estrutural – blocos de concreto – parte 1 – projeto NBR 15961-1. Rio de Janeiro, 2011.

c. Para blocos de sílico-calcário

- Alvenaria estrutural – bloco sílico-calcário para alvenaria - parte 1 – requisitos, dimensões e métodos de ensaio – NBR 14974-1. Rio de Janeiro, 2003.

4.2.1.3 *Execução*

a. Para blocos cerâmicos

- Alvenaria estrutural – blocos cerâmicos – parte 2 – execução e controle de obras – NBR 15812-2. Rio de Janeiro, 2010.

b. Para blocos de concreto

- Alvenaria estrutural - execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto – NBR 8798. Rio de Janeiro, 1985.

- Alvenaria estrutural - blocos de concreto – parte 2 – execução e controle de obras – NBR 15961-2. Rio de Janeiro, 2011.

c. Para blocos de sílico-calcário

- Alvenaria estrutural – bloco sílico-calcário para alvenaria - parte 2 – procedimentos para execução de alvenaria – NBR 14974-2. Rio de Janeiro, 2003.

#### **4.2.2 Normativa estrangeira**

##### *4.2.2.1 Norma norte-americana*

- ACI manual building code requirements and specifications for masonry structures and related commentaries. 530/530.1-05.

##### *4.2.2.2 Norma européia*

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

#### **4.3 Termos e definições**

Diante da elaboração da nova norma de projeto, a NBR 15961-1 (2011), foram adicionadas algumas definições não publicadas na NBR 10837 (1989), bem como algumas modificações nas já presentes. Nesse estudo foi dada importância para os seguintes termos:

### **4.3.1 Componente**

Define-se componente como a essência da alvenaria estrutural, ou seja, toda a estrutura da edificação deve ser constituída por essa estrutura básica. Pode-se incluir na categoria dos principais componentes da alvenaria estrutural os blocos ou unidades, argamassa, graute e armadura. Esses serão apresentados com mais detalhes mais adiante.

### **4.3.2 Elemento**

Como elemento de alvenaria entende-se a parte suficientemente elaborada da estrutura, composto por pelo menos dois componentes. Como exemplos de elementos podem ser citados: paredes, pilares, cintas, vergas, etc.

Os elementos podem ser classificados como:

- Não armado: elemento de alvenaria no qual a armadura é desconsiderada para resistir aos esforços solicitantes.
- Armado: elemento de alvenaria no qual são utilizadas armaduras passivas que são consideradas para resistência aos esforços solicitantes.
- Protendido: elemento de alvenaria em que são utilizadas armaduras ativas impondo uma pré-compressão antes do carregamento.

Uma importante diferença entre a norma antiga e a atual é que na NBR 10837: 1989 essas definições eram associadas à estrutura de alvenaria como um todo, diferentemente da NBR 15961-1: 2011 que atribui definições para cada elemento. Com essa definição generalista da antiga norma o projeto estrutural tornava-se superdimensionado, pois a imposição construtiva de uma porção da edificação era transmitida para toda ela. Em exemplo pode-se citar a necessidade de se armar todas as paredes para absorver os esforços solicitados em alguns elementos, além das armaduras construtivas ou de amarração, para considerar a alvenaria como armada. Segundo Parsekian (2012), essa nova definição fez com que o termo “alvenaria parcialmente armada” deixasse de ser utilizada, pois há possibilidade de ter numa mesma edificação elementos armados e não armados.

### 4.3.3 Termos secundários

Alguns termos são definidos de acordo com o trabalho de Camacho (2006):

**Parede resistente:** contribui, imprescindivelmente, na resistência às cargas verticais atuantes na estrutura, desempenhando também as funções de vedação.

**Parede de contraventamento:** além de desempenhar a função da parede resistente, tem como finalidade proporcionar rigidez à estrutura, suportando as ações horizontais, ou seja, a ação dos ventos, de desaprumo da estrutura ou abalos sísmicos.

**Parede de fechamento:** resiste somente seu peso próprio e tem como princípio básico desempenhar as funções de vedação.

**Pilar:** é definido como elemento designado para absorver ações verticais, onde a relação entre seus lados seja inferior a cinco.

**Verga:** elemento estrutural disposto sobre os vãos de aberturas com a função de distribuir as ações verticais para as paredes adjacentes.

**Contraverga:** elemento estrutural disposto sob os vãos de aberturas com a função de absorver tensões de tração nos encontros inferiores das paredes com a abertura.

**Coxim:** elemento estrutural instalado na parede de forma não contínua, com a função de distribuir cargas verticais.

**Cinta:** elemento estrutural contínuo apoiado na parede, com a função de uniformizar a distribuição das cargas verticais, além da importante função de travamento ou amarração.

**Enrijecedores:** elementos estruturais vinculados a uma parede resistente com a finalidade de produzir um enrijecimento na direção perpendicular ao plano da parede.

**Diafragma:** elemento estrutural laminar admitido como totalmente rígido em seu próprio plano e sem rigidez na direção perpendicular, sendo normalmente o caso das lajes maciças.

#### **4.4 Classificação**

A alvenaria estrutural pode receber várias classificações e essas são definidas a partir do processo construtivo empregado, assim como ao tipo de unidades ou ao material utilizado. Camacho (2006) classifica a alvenaria estrutural como:

- Alvenaria estrutural armada: por necessidade estrutural, os elementos resistentes (estruturais) possuem uma armadura passiva de aço. Essas armaduras são dispostas nas cavidades dos blocos que são posteriormente preenchidas com micro-concreto (graute).
- Alvenaria estrutural não armada: nos elementos estruturais existem somente armaduras com finalidades construtivas, de modo a prevenir problemas patológicos (fissuras, concentração de tensões, etc.).
- Alvenaria estrutural parcialmente armada: alguns elementos resistentes são projetados como armados e outros como não armados. De uma forma geral, essa definição foi abolida com a publicação da norma atual.
- Alvenaria estrutural protendida: existe uma armadura ativa de aço contida no elemento resistente.
- Alvenaria estrutural de tijolos ou de blocos: função do tipo das unidades.
- Alvenaria estrutural cerâmica ou de concreto: conforme as unidades (tijolos ou blocos) sejam de material cerâmico ou de concreto.

#### **4.5 Aspectos técnicos e econômicos**

Segundo Ramalho e Corrêa (2003) os aspectos técnicos e econômicos são de suma importância quando se é analisado um procedimento (industrial ou comercial realizado em escala) inovador perante os já tradicionais adotados no mercado, ou seja, além da análise voltada para as principais características do sistema em estudo, como suas principais vantagens e desvantagens, deve-se elaborar uma sistemática comparativa com os processos convencionais. É o caso da alvenaria estrutural com a construção de edifício em concreto armado.

Sendo assim, o presente estudo visa correlacionar a alvenaria estrutural às estruturas convencionais de concreto armado, que por sua vez consiste em um sistema construtivo bastante difundido, simplificando assim, a assimilação de algumas características mais importantes do sistema em análise.

A princípio é importante destacar que o uso da alvenaria estrutural, quando se trata na construção de edifícios residenciais, sofre um acréscimo bastante significativo em sua função original, pois além de sua capacidade exclusiva de vedação ouve a conversão da alvenaria como a própria estrutura resistente. Desse modo, os elementos estruturais, confeccionados em concreto armado, como os pilares e vigas, usualmente utilizados para o suporte da estrutura convencional, deixam de ser necessários.

Nessa concepção, pode-se associar dupla função à alvenaria, que além de servir como vedação passa a ser o suporte para a edificação, o que é, em princípio, economicamente vantajoso. Contudo, a alvenaria, ao receber essa função, necessita de um controle preciso e rigoroso em suas características, em especial na sua resistência, para que dessa forma, haja garantia na segurança da edificação. Com isso a utilização do sistema requer materiais com mais qualidade, evidentemente mais caros, além de uma execução mais cuidadosa, o que inexoravelmente aumenta o seu custo de produção comparado à alvenaria com exclusiva função de vedação, porém torna-se mais econômico, estruturalmente, comparado ao concreto armado.

#### ***4.5.1 Principais parâmetros para adotar o sistema***

Quando se pretende fazer a escolha de edificar com alvenaria estrutural deve-se analisar, não somente a economia, pois segundo Ramalho e Corrêa (2003) o acréscimo de custo para a produção da alvenaria estrutural compensa com folga a economia que se obtém com a retirada dos pilares e vigas. No entanto outros requisitos devem ser levados em consideração para que essa economia não se torne um prejuízo.

Esses requisitos estão relacionados a certas características da edificação que se pretende construir, pois não se deve julgar que um determinado sistema construtivo seja apropriado a qualquer edifício. Para maior clareza, Ramalho e

Corrêa (2003) apresentam em seu trabalho as três características mais importantes que devem ser levadas em conta para se decidir pelo sistema construtivo mais adequado.

a. Altura da edificação

No Brasil, devido aos parâmetros adotados, é possível atender adequadamente a projetos de edifícios em alvenaria estrutural de no máximo 15 ou 16 pavimentos. Para edifícios com uma altura superior a esse limite seria necessário grautear toda a estrutura, pois os blocos disponíveis no mercado brasileiro não possuem resistência à compressão suficiente para tal porte, assim o fator econômico do sistema seria prejudicado. E mesmo se a produção de blocos se ajustasse a tais valores de compressão e os edifícios pudessem alcançar números de pavimentos acima daquele limite, os ventos, ou seja, as ações horizontais requereriam a presença de uma taxa de armadura muito elevada e grauteamento generalizado, pois as tensões de tração na estrutura debilitariam sua estabilidade global. Dessa forma, mais um a vez, a economia da obra estaria comprometida.

b. Arquitetura

O arranjo arquitetônico é uma das principais questões a ser cuidadosamente analisada antes de se construir com alvenaria estrutural, pois esse sistema construtivo impede a liberdade arquitetônica para estruturas mais refinadas, principalmente na elaboração de peças sob tensões de tração.

Nesse caso é importante levar em consideração a densidade de paredes estruturais por  $m^2$  de pavimento. Esses autores indicam os valores de 0,5 a 0,7m de paredes estruturais por  $m^2$  de pavimento.

c. Finalidade de uso

Avaliando os itens anteriores é intuitivo que a construção de edifícios em alvenaria estrutural, sejam eles comerciais ou residenciais, qualificados de alto

padrão não seja adequado, pois normalmente nesses tipos de edificações é necessário a utilização de grande vãos e balanços.

Esse sistema construtivo é muito mais apropriado para edifícios residenciais de padrão médio ou baixo, onde os ambientes, e também os vãos, são relativamente pequenos. Quando se trata de edifícios comerciais, o uso da alvenaria estrutural fica ainda mais limitado, pois nesse tipo de edifício frequentemente são necessárias mudanças na distribuição das paredes internas para acomodar todas as necessidades das diversas empresas.

#### **4.5.2 Vantagens do sistema**

A primordial característica da alvenaria estrutural de assumir dupla função (vedação e estrutura), composto por apenas um material, faz com que esse sistema construtivo garanta vantagens econômicas alcançadas pelas facilidades construtivas, tais como:

- a. Economia de fôrmas, armação e concreto

A alvenaria dispensa qualquer possibilidade de fôrma; peças que não sejam compostas por blocos, como lajes e escadas, podem ser pré-moldadas. A ferragem reduz significativamente quando comparado ao método de concreto armado, pois seu uso é necessário apenas em pontos específicos.

- b. Redução na mão-de-obra especializada

Por consequência do item anterior, profissionais da carpintaria e da armação são dispensáveis.

- c. Técnica de execução simplificada

Como os projetos são detalhados de forma simplificada, a execução da obra torna-se muito menos dispendiosa e com maior rapidez.

### **4.5.3 Desvantagens do sistema**

As vantagens desse sistema são de grande importância quando se pretende utilizá-lo, porém a grande relevância das vantagens é contracenada com algumas desvantagens que a alvenaria estrutura tem em relação às estruturas em concreto armado. As desvantagens mais importantes apresentadas pelo método construtivo são listadas a seguir:

a. Rearranjo arquitetônico

Como as paredes assumem o papel da estrutura de um edifício, obviamente não é possível que haja adaptações expressivas no arranjo arquitetônico. Analogamente, era como se houvesse a possibilidade de mudar com facilidade um pilar ou viga de uma obra em concreto armado.

b. Compatibilização entre projetos

A união executiva entre os projetos arquitetônicos, estruturais, hidráulicos e elétricos deve ser o mais racionalizado possível, pois correções ou manutenções dos módulos afetam de forma direta a arquitetura e a estrutura, bem como o condicionamento das partes hidráulicas e elétricas através de furos feitos sem controle adequado.

c. Mão de obra sem qualificação

O mercado brasileiro é carente quando o assunto é mão de obra com experiência em alvenaria estrutural, que é um dos sistemas construtivos que mais exige qualificação em todos os quesitos, tal como o uso correto de instrumentos adequados para sua execução. Diante disso, são necessários treinamentos que habilitem uma equipe para a execução.

## 5 COMPONENTES DA ALVENARIA

Nesse capítulo serão apresentados os diversos materiais que são empregados no sistema construtivo em estudo. Para cada componente será apresentado, de maneira sucinta, as principais características que definem o desempenho e a resistência do material, nos quais são requeridos pelas especificações técnicas.

Como o trabalho é voltado para o projeto em blocos vazados de concreto simples, não foram citadas as propriedades específicas dos blocos cerâmicos nem de sílico-calcário.

### 5.1 Unidade

As unidades, ou seja, blocos e/ou tijolos, são os principais componentes da alvenaria estrutural, pois são elas que definem a maior parcela da resistência da estrutura, além de ser a peça principal do sistema de coordenação modular. Diante disso, o entendimento do método construtivo só será assimilado quando se compreender pelo menos as propriedades básicas dessas unidades. (CAMACHO, 2006)

Para atender à modulação de projeto, exige-se uma padronização nas medidas dos blocos, pois é através de sua disposição, seja vertical ou horizontal, que a edificação ganha a forma projetada. Tauil e Nese (2010) definem que coordenar modularmente significa organizar os componentes de forma padronizada.

Essa padronização dos blocos é feita de maneira categórica, onde os blocos são distinguidos por famílias, devidos suas dimensões encontradas no mercado. As formas ou famílias mais usuais são mostradas na Figura 5.1 à Figura 5.3.

As demais características dos blocos são baseadas através das áreas:

- Bruta: área de uma componente ou elemento considerando-se suas dimensões externas, desprezando-se a existência de vazios.
- Líquida: de uma componente ou elemento considerando-se suas dimensões externas, descontada a existência de vazios.

Na revisão da normalização brasileira foi estabelecido que o cálculo deve ser baseado na área bruta, à exceção de algumas situações específicas, tal como o dimensionamento a flexão.

Quando se trata em resistência à compressão tem-se em mente a principal medida de qualidade de um bloco de alvenaria estrutural. Esse valor depende de alguns requisitos, entre eles as dimensões desse bloco, ou seja, a qual família ele pertence. O Gráfico 5.1 exibe os valores da resistência à compressão em função da dimensão do bloco. Pelo gráfico também é possível ver a influência do tipo de capeamento, utilizado no ensaio, tem nos valores da resistência à compressão.

Figura 5.1 – Componentes básicos da família de blocos 14 x 19 x 29 cm.

|                               | Componente em planta | Componente em vista | Componente de topo | Componente em corte |
|-------------------------------|----------------------|---------------------|--------------------|---------------------|
| Bloco - 14 x 19 x 29          |                      |                     |                    |                     |
| Meio bloco - 14 x 19 x 14     |                      |                     |                    |                     |
| Bloco canaleta - 14 x 19 x 29 |                      |                     |                    |                     |
| Bloco canaleta - 14 x 19 x 14 |                      |                     |                    |                     |
| Bloco - 14 x 19 x 34          |                      |                     |                    |                     |

Fonte: TAUIL; NESE (2010).

Figura 5.2 – Componentes básicos da família de blocos 19 x 19 x 39 cm.

|                               | Componente em planta | Componente em vista | Componente de topo | Componente em corte |
|-------------------------------|----------------------|---------------------|--------------------|---------------------|
| Bloco - 19 x 19 x 39          |                      |                     |                    |                     |
| Meio bloco - 19 x 19 x 19     |                      |                     |                    |                     |
| Bloco canaleta - 19 x 19 x 39 |                      |                     |                    |                     |
| Bloco canaleta - 19 x 19 x 19 |                      |                     |                    |                     |
| Canaleta - 19 x 19 x 19       |                      |                     |                    |                     |
| Compensador - 19 x 19 x 19    |                      |                     |                    |                     |
| Compensador - 19 x 19 x 4     |                      |                     |                    |                     |

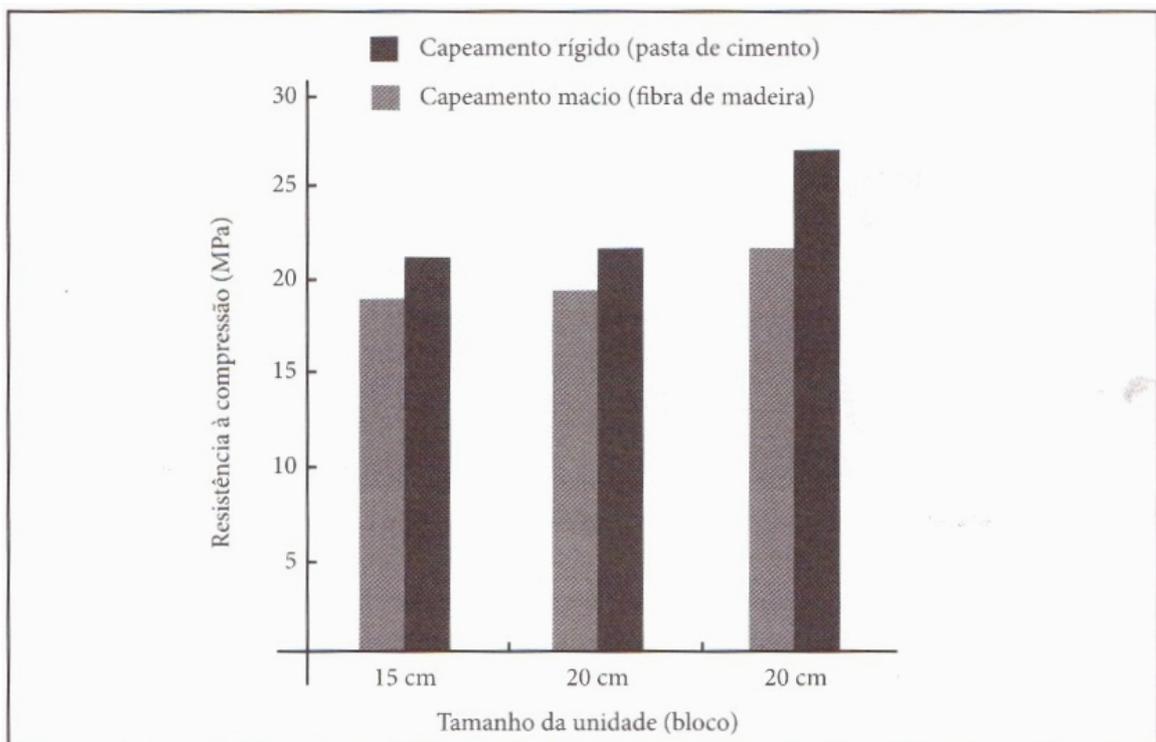
Fonte: TAUIL; NESE (2010).

Figura 5.3 – Componentes básicos da família de blocos 14 x 19 x 39 cm.

|                               | Componente em planta | Componente em vista | Componente de topo | Componente em corte |
|-------------------------------|----------------------|---------------------|--------------------|---------------------|
| Bloco - 14 x 19 x 39          |                      |                     |                    |                     |
| Meio bloco - 14 x 19 x 19     |                      |                     |                    |                     |
| Bloco canaleta - 14 x 19 x 39 |                      |                     |                    |                     |
| Bloco canaleta - 14 x 19 x 19 |                      |                     |                    |                     |
| Canaleta - 14 x 19 x 19       |                      |                     |                    |                     |
| Canaleta - 14 x 19/28 x 19    |                      |                     |                    |                     |
| Bloco - 14 x 19 x 34          |                      |                     |                    |                     |
| Bloco - 14 x 19 x 34          |                      |                     |                    |                     |
| Compensador - 19 x 19 x 19    |                      |                     |                    |                     |
| Compensador - 19 x 19 x 4     |                      |                     |                    |                     |

Fonte: TAUIL; NESE (2010).

Gráfico 5.1 – Influência da dimensão da unidade na resistência à compressão.



Fonte: PARSEKIAN (2012).

### 5.1.1 Blocos vazados de concreto

Os blocos de concreto possuem forma prismática constituídos por dois ou três furos dispostos em sua maior dimensão, cuja área líquida deve ser igual ou inferior a 75% da área bruta. Se essa condição não for satisfeita, o bloco será considerado maciço. (CAMACHO, 2006)

Segundo Parsekian (2012) os blocos que podem ser utilizados para alvenaria estrutural são especificados segundo a NBR 6136: 2006 como blocos estruturais. Estes são classificados de acordo com o uso e com sua resistência, essa classificação faz os blocos serem divididos em quatro classes.

- Classe A: com função estrutural, para uso em elementos de alvenaria acima ou abaixo do nível do solo. Com  $f_{bk}$  mínimo de 6,0 MPa e bloco de pelo menos 14 cm de espessura. Recomendado para muros de arrimo, caixas d'água e outros elementos enterrados. Onde  $f_{bk}$  é a resistência característica à compressão do bloco.
- Classe B: com função estrutural para uso em elementos de alvenaria acima do nível do solo. Com  $f_{bk}$  mínimo de 4,0 MPa e bloco de pelo menos 14 cm de espessura. Recomendado para edifícios com três ou mais pavimentos;
- Classe C: com função estrutural para uso em elemento de alvenaria acima do nível do solo. Com  $f_{bk}$  mínimo de 3,0 MPa e bloco de pelo menos 9 cm de espessura para edificações térreas e 11,5 cm para edificações de dois pavimentos. Recomendado para edifícios com um ou dois pavimentos;
- Classe D: sem função estrutural para uso de elemento acima do nível do solo. Com  $f_{bk}$  mínimo de 2,0 MPa e bloco de pelo menos 7,5 cm de espessura. Recomendo apenas para vedação.

As dimensões mínimas, em função da classe, especificadas na NBR 6136 estão resumidas na Tabela 5.1. Na Figura 5.4 estão reunidos exemplares de blocos de concreto vazado, organizados por classe.

Tabela 5.1 – Dimensões da espessura das paredes em função da classe

| Classe | Designação | Paredes               |                      |
|--------|------------|-----------------------|----------------------|
|        |            | longitudinais<br>(mm) | transversais<br>(mm) |
| A      | M – 15     | 25                    | 25                   |
|        | M – 20     | 32                    | 25                   |
| B      | M – 15     | 25                    | 25                   |
|        | M – 20     | 32                    | 25                   |
| C      | M – 15     | 18                    | 18                   |
|        | M – 20     | 18                    | 18                   |
| D      | M – 15     | 18                    | 15                   |
|        | M – 20     | 18                    | 15                   |

Fonte: REBOREDO (2013).

Segundo Parsekian (2012):

Tanto a família de 15 x 30 quanto a de 15 x 40 são comuns em blocos de concreto, devendo a arquitetura preferir o padrão modular em planta da família escolhida (módulo de 15 ou 20 cm), porém sempre respeitando o módulo mínimo de 5 cm. Na altura deve-se respeitar o módulo de 20 cm.

Em se tratando de resistência a compressão, na qual a qualidade do bloco é medida, tem-se uma variação em sua resistência de 3 a 20 MPa para construções de pequenas edificações e edifícios altos.

Para uso estrutural, os blocos de concreto devem apresentar resistência mínima de 4,5 MPa, conforme especificação da norma. De modo geral, a Tabela 5.2 fornece os valores da resistência característica à compressão,  $f_{bk}$ , em função da classe do bloco.

Tabela 5.2 – Resistência característica à compressão do bloco

| Classe | Resistência Característica $f_{bk}$<br>(MPa) |
|--------|--|
| A      | $\geq 6,0$                                   |
| B      | $\geq 4,0$                                   |
| C      | $\geq 3,0$                                   |
| D      | $\geq 2,0$                                   |

Fonte: REBOREDO (2013).

Não existe um ensaio extensamente aceito para determinar a resistência à tração na flexão de um bloco de concreto, porém adota-se seu valor geralmente na faixa entre 10 a 12% da resistência à compressão.

Figura 5.4 – Componentes usuais em concreto

| Blocos de concreto estruturais e de vedação                                |                                     |                              |                           |   |                             |   |
|--|-------------------------------------|------------------------------|---------------------------|---|-----------------------------|---|
| Exemplo:   |                                     |                              |                           |   |                             |   |
|  |                                     |                              |                           | Descrição: tipo de bloco<br>Dimensões: largura x altura x comprimento |                             |   |
| Blocos estruturais classe AB-modulação 20x40                               |                                     |                              |                           |   |                             |   |
|  |                                     |                              |                           |   |                             |   |
| Bloco inteiro<br>19x19x39  | Meio bloco<br>19x19x19              | 1/2 bloco<br>19x19x9         | 1/4 bloco<br>19x19x4      | Canaleta inteira<br>19x19x39  | Meia canaleta<br>19x19x19   |   |
| Blocos estruturais classe AB-modulação 15x40                               |                                     |                              |                           |   |                             |   |
|  |                                     |                              |                           |   |                             |   |
| Bloco inteiro<br>14x19x39  | Meio bloco<br>14x19x19              | 1/2 bloco<br>14x19x9         | 1/4 bloco<br>14x19x4      | Canaleta inteira<br>14x19x39  | Meia canaleta<br>14x19x19   | Canaleta J<br>H=28, 29<br>ou 31<br>14x19x19 |
|  |                                     |                              |                           |   |                             |   |
| Bloco amarração<br>L 34<br>14x19x34  | Bloco amarração<br>L 54<br>14x19x54 |                              |                           |   |                             |   |
| Blocos estruturais classe AB-Modulação 15x30                               |                                     |                              |                           |   |                             |   |
|  |                                     |                              |                           |   |                             |   |
| Bloco inteiro<br>14x19x29  | Meio bloco<br>14x19x14              | Canaleta inteira<br>14x19x29 | Meia canaleta<br>14x19x14 | Bloco amarração T44<br>14x19x44                                       |                             |   |
| Blocos estruturais classe AB-modulação 20x40                               |                                     |                              |                           |   |                             |   |
|  |                                     |                              |                           |   |                             |   |
| Bloco inteiro<br>19x19x39  | Meio bloco<br>19x19x19              | 1/2 bloco<br>19x19x9         | 1/4 bloco<br>19x19x4      | Canaleta inteira<br>14x19x29  | Meia canaleta<br>14x19x14   |   |
| Blocos estruturais classe C e blocos de vedação classe D-modulação 15x40   |                                     |                              |                           |   |                             |   |
|  |                                     |                              |                           |   |                             |   |
| Bloco inteiro<br>14x19x39  | Meio bloco<br>14x19x19              | 1/2 bloco<br>14x19x9         | 1/4 bloco<br>14x19x4      | Canaleta inteira<br>14x19x39  | Meia canaleta<br>14x19x19   | Bloco elétrico<br>14x19x19                  |
| Blocos estruturais classe C e blocos de vedação classe D-modulação 12,5x40 |                                     |                              |                           |   |                             |   |
|  |                                     |                              |                           |   |                             |   |
| Bloco inteiro<br>11,5x19x39  | Meio bloco<br>11,5x19x19            | 1/2 bloco<br>11,5x19x9       | 1/4 bloco<br>11,5x19x4    | Canaleta inteira<br>11,5x19x39  | Meia canaleta<br>11,5x19x19 |   |
| Blocos estruturais classe C e blocos de vedação classe D-modulação 10x40   |                                     |                              |                           |   |                             |   |
|  |                                     |                              |                           |   |                             |   |
| Bloco inteiro<br>9x19x39   | Meio bloco<br>9x19x19               | 1/2 bloco<br>9x19x9          | 1/4 bloco<br>9x19x4       | Meia canaleta<br>9x19x19  | Bloco elétrico<br>9x19x19   |   |
| Blocos estruturais classe AB-modulação 7,5x40                              |                                     |                              |                           |   |                             |   |
|  |                                     |                              |                           |   |                             |   |
|  |                                     | Bloco inteiro<br>6,5x19x39   | Meio bloco<br>6,5x19x19   |   |                             |   |

Fonte: PARSEKIAN (2012).

## 5.2 Argamassa

Componente composta por areia, cimento, cal e água, tem como principais finalidades a transmissão e padronização das tensões entre as unidades de alvenaria, solidarizar as unidades, absorver pequenas deformações e vedar as edificações contra agentes externos. Geralmente a produção é feita no canteiro de obra, embora algumas argamassas industrializadas venham sendo utilizadas na construção de edifícios de alvenaria estrutural.

A NBR 13281: 2005 classifica as argamassas de acordo com sete requisitos:

- Resistência à compressão;
- Densidade de massa aparente no estado endurecido;
- Resistência a tração na flexão da argamassa;
- Coeficiente de capilaridade;
- Densidade de massa no estado fresco;
- Retenção de água; e
- Resistência potencial de aderência à tração.

Quanto à resistência à compressão da argamassa,  $f_a$ , segundo as especificações da NBR 13279: 2005, seu valor deve ser compreender uma faixa de 0,7 a 1,5 vezes o valor de  $f_{bk}$ , porém deve ser menor à resistência do material do bloco, cerca de 70% dessa resistência.

A resistência mecânica às variações ambientais e durabilidade são as principais características da argamassa endurecida. No estado fresco (plástico), a argamassa não deve dificultar o assentamento dos blocos, além de garantir o nivelamento das unidades com variações dimensionais.

Os traços da argamassa são definidos a partir das proporções de seus componentes, que segundo Parsekian (2012) quanto mais cimento na composição da argamassa, maior será sua resistência, no entanto sua trabalhabilidade e capacidade de acomodar deformações serão prejudicadas, sendo assim a probabilidade de ocorrer fissuras, em função das deformações, será potencializada. De maneira análoga, quanto maior a quantidade de cal utilizada, maior será o desempenho de deformação e trabalhabilidade, porém com redução da resistência

da argamassa. A Tabela 5.3 descreve algumas indicações de traços usuais, bem como a resistência alcançada e seu uso.

Tabela 5.3 – Traços, resistência à compressão e uso da argamassa

| Traço (cimento:cal:areia) em volume | Resistência à compressão esperada aos 7 dias (MPa) | Resistência à compressão esperada aos 28 dias (MPa) | Uso recomendado   |
|-------------------------------------|--|---|---|
| 1 : 0,25 : 2,5                      | 9 a 11   | 14 a 17,5   | Argamassa de alta resistência e, consequentemente, baixa deformabilidade, recomendada apenas para alvenaria de resistência muito elevada (blocos acima de 20 MPa). Pode eventualmente ser necessária para elementos enterrados e ambientes muito agressivos com presença de sulfatos. |
| 1 : 0,5 : 3,5 a 4,5                 | 5 a 7,5  | 8,5 a 12,5  | Uso geral em elementos em contato com o solo e os que estão sujeitos a ações laterais predominantes.  |
| 1 : 1 : 4,5 a 6,0                   | 2 a 3  | 3,5 a 5   | Resistência à compressão moderada e boa deformabilidade. Recomendada para alvenaria não enterradas de resistência à compressão média e ação lateral não predominante (blocos de até 6,0 MPa).   |
| 1 : 2 : 9                           | 1 a 1,5  | 2 a 2,5   | Baixa resistência à compressão, adequada apenas para alvenaria de vedação ou eventualmente para reparo de edificações históricas.   |
| 1 : 3 : 12                          | 0,2 a 0,3  | 0,4 a 0,5   | Baixa resistência à compressão, eventualmente adequada apenas para alvenaria de vedação ou, ainda, para reparo de edificações históricas.   |

Fonte: PARSEKIAN (2012)

### 5.3 Graute

O graute utilizado na alvenaria estrutural é uma mistura dos mesmos materiais utilizados na produção de concreto convencional, suas divergências estão no tamanho do agregado (mais fino, 100% passando na peneira 12,5 mm) e na elevada relação água/cimento, consequentemente um alto *slump*, na ordem de 20 a 25 cm. O valor dentro desse intervalo deve ser escolhido levando-se em

consideração a absorção do bloco e aos fatores ambientais, tais como temperatura e umidade.

O graute é aplicado nos vazados verticais ou horizontais da alvenaria, preenchendo-os, com o objetivo de aumentar a resistência da estrutura e ainda aderindo a armadura na unidade ou elemento.

Através de pesquisas, segundo Reboredo (2013), foi verificado que a perda de resistência do graute pode atingir em até 40% de seu valor quando utilizado na alvenaria, onde a melhor eficiência será entre a combinação de graute de maior resistência com blocos de menor resistência.

Segundo Parsekian (2012), a resistência característica do graute  $f_{gk}$ , deve ser considerada, para efeito de dimensionamento, igual à resistência característica do bloco,  $f_{bk}$ , tendo como valor mínimo de 15 MPa, esse valor é exigido em pontos com armadura para assegurar a aderência. Geralmente a resistência do graute, depois da absorção de água pelos blocos, atinge 50% a mais do que o resultado obtido no ensaio de compressão.

Pela relação entre a área bruta e a líquida, a resistência do graute será inicialmente estimada como 2 a 2,5 vezes o  $f_{bk}$  e esse valor resultante deve ser convertido para o valor mais próximo das classes de resistência de concreto,  $f_{ck}$ , 15, 20 ou 25 MPa.

Para se obter uma fluidez e uma plasticidade, melhorando a trabalhabilidade do graute, bem como diminuir a retração, evitando trincas, aplica-se a cal até no máximo 10% do volume de cimento. Para o graute do tipo grosso, a Tabela 5.4 fornece alguns resultados práticos.

Tabela 5.4 – Resultados de alguns traços de graute grosso

| Traço (volume) cimento:cal:areia:brita 0 | Traço (massa) cimento:cal:areia:brita 0 | Água / Cimento | Resistência a compressão média (MPa) | Desvio padrão (MPa) | Resistência característica a compressão (MPa) | Slump (cm) |
|--|---|----------------|--------------------------------------|---------------------|---|------------|
| 1 : 0,1 : 2,4 : 2,2                      | 1 : 0,06 : 2,55 : 2,28                  | 0,70           | 18,3                                 | 0,94                | 17,6  | 22 ± 1     |
| 1 : 0,1 : 1,8 : 1,8                      | 1 : 0,06 : 2,28 : 2,28                  | 0,62           | 23,7                                 | 0,66                | 23,1  |            |
| 1 : 0,1 : 1,5 : 1,6                      | 1 : 0,06 : 2,12 : 2,02                  | 0,58           | 26,3                                 | 1,01                | 25,4  |            |
| 1 : 0,1 : 1,0 : 1,3                      | 1 : 0,06 : 1,42 : 1,64                  | 0,45           | 36,5                                 | 0,67                | 35,9  |            |

Fonte: PARSEKIAN (2012).

## 5.4 Armaduras

A armadura utilizada nas edificações de alvenaria são as mesmas utilizadas nas estruturas de concreto armado, apresentando os mesmos objetivos tais como: resistência aos esforços de tração e de cisalhamento, aumentar a resistência a cargas centradas e para permitir ductilidade no combate às ações excepcionais. Suas diferenças se encontram na utilização no material que trabalha em conjunto com a armadura, enquanto no concreto armado o aço é envolvido por concreto simples, na alvenaria estrutural a armadura é sempre envolvida por graute, para garantir o trabalho conjunto com o restante dos componentes da alvenaria, além da perda de resistência à compressão do aço, pois não há dimensionamento de estribos quando aplicado na alvenaria estrutural. (REBOREDO, 2013)

O tipo mais comum de aço utilizado é o CA-50, com resistência de escoamento de 500 MPa. Para efeito de cálculo pode-se admitir o valor de 210 GPa como módulo de elasticidade. Quando utilizado nas juntas de assentamento o diâmetro da armadura deve ser de no máximo 6,3 mm e menor do que a metade da espessura da junta. Na alvenaria o diâmetro máximo permitido é de 25 mm em geral. É válido ressaltar que se deve respeitar a taxa máxima de armadura por furo de até 8% da área da seção a ser grauteada.

## **6 ANÁLISE DOS PROJETOS DE EDIFÍCIOS**

Apesar de uso atravessar os séculos deve-se considerar a alvenaria estrutural um processo construtivo recente, devido sua manipulação de forma racionalizada. Com isso são poucos os profissionais habilitados, por falta de familiaridade, atualmente no mercado brasileiro. Por essa razão, é importante que os profissionais envolvidos se atualizem e adquiram conhecimento e experiência em projetar e construir em alvenaria estrutural.

A melhor forma de se trabalhar com esse processo racional é analisando e avaliando de forma cuidadosa os projetos, para que tudo saia da forma planejada e de modo compatibilizado, tornando o sistema ainda mais economicamente favorável.

Diante desse princípio, esse capítulo reúne os principais requisitos básicos que contemplam os diversos projetos, os quais compõem o sistema em alvenaria estrutural.

### **6.1 Análise arquitetônica**

Talvez a análise do projeto arquitetônico, dentro do processo de se avaliar os critérios de projeto, seja a mais importante, pois é a partir desse que todos os outros projetos serão desenvolvidos, ou seja, as decisões tomadas pelo arquiteto irão influenciar, de maneira determinante, no sucesso ou fracasso do empreendimento em alvenaria estrutural.

Algumas etapas dessa análise são substancialmente importantes quando relacionadas com o projeto estrutural, portanto para que a estrutura do edifício não seja comprometida o arquiteto deve avaliar os pontos apresentados a seguir com atenção.

#### **6.1.1 Modulação**

A primeira decisão a ser tomada em um projeto de alvenaria estrutural é a escolha e a adequação de uma modulação de projeto. Tanto a modulação horizontal (planta baixa) quanto a modulação vertical (cortes) devem ser baseados na família

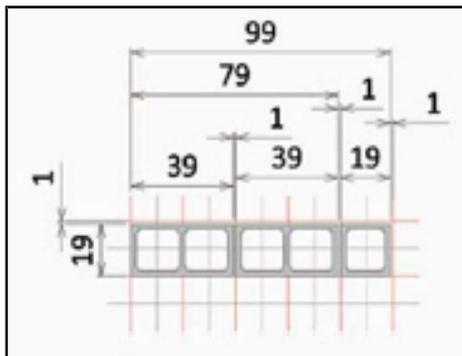
de blocos que será utilizada na construção. Dessa maneira, deve-se definir a família da unidade como ponto inicial para o projeto.

Assim, em um primeiro esboço é interessante que já exista uma disposição dos blocos em planta, detalhando a modulação escolhida. É importante ressaltar que deve sempre ser deixado espaço de 1,0 cm entre dois blocos para a junta de assentamento.

Na modulação existem três tipos de medidas:

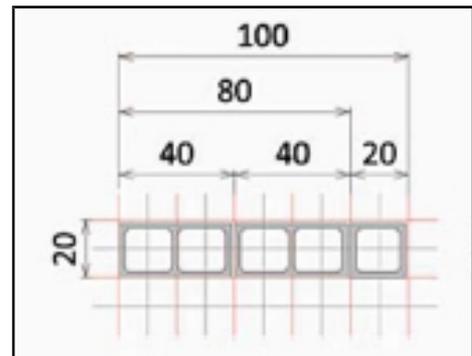
- Medida nominal: medida real do bloco, Figura 6.1;
- Medida de coordenação: medida real acrescida de 1 cm da junta de assentamento, Figura 6.2; e
- Medida modular: Medida padronizada, na maioria dos casos  $1M = 100$  mm, porém nada impede de se trabalhar com múltiplos e submúltiplos da medida modular, Figura 6.3.

Figura 6.1 – Medida nominal (em cm)



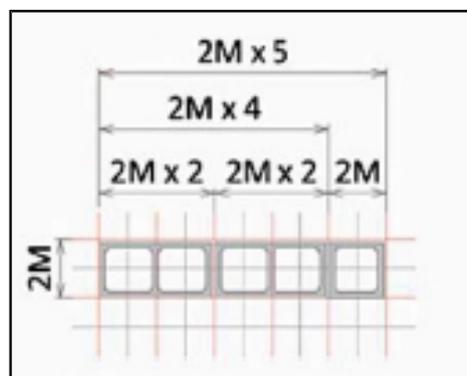
Fonte: RAMALHO; CORRÊA (2010).

Figura 6.2 – Medida de Coordenação (em cm)



Fonte: RAMALHO; CORRÊA (2010).

Figura 6.3 – Medida modular (em cm)



Fonte: RAMALHO; CORRÊA (2010).

As Figuras 6.1 a 6.3 representam as medidas para a modulação horizontal; as medidas da modulação vertical seguem o mesmo raciocínio.

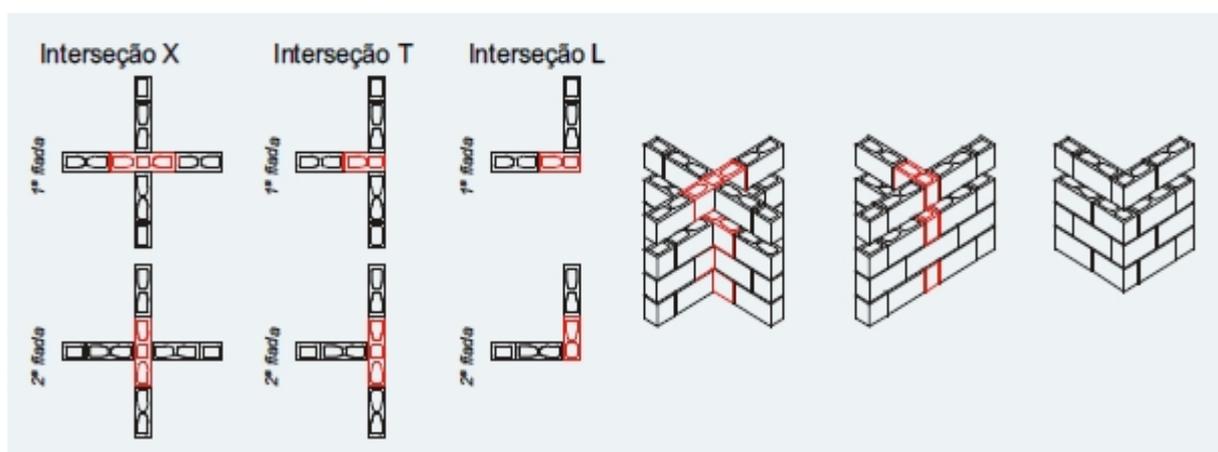
Um projeto bem modelado, além de prevenir o mau desempenho da edificação, garante os benefícios de se construir com esse sistema, pois é essa modulação que garante a racionalização da construção.

Para se escolher a família dos blocos e então dar início à modulação, é necessário seguir algumas recomendações práticas, tais como:

- Se a parede em planta for de 19 cm de largura é recomendado o uso dos blocos da família de 39 cm, ou seja, seu módulo será  $M=20$  (meio bloco, mais a junta). Pode-se utilizar esse bloco em paredes de 14 cm de espessura, desde que sejam utilizados os blocos especiais de 34 cm e de 54 cm nas interseções das paredes. A Figura 6.4 resume a modulação, para essa família, nos possíveis encontros das paredes;

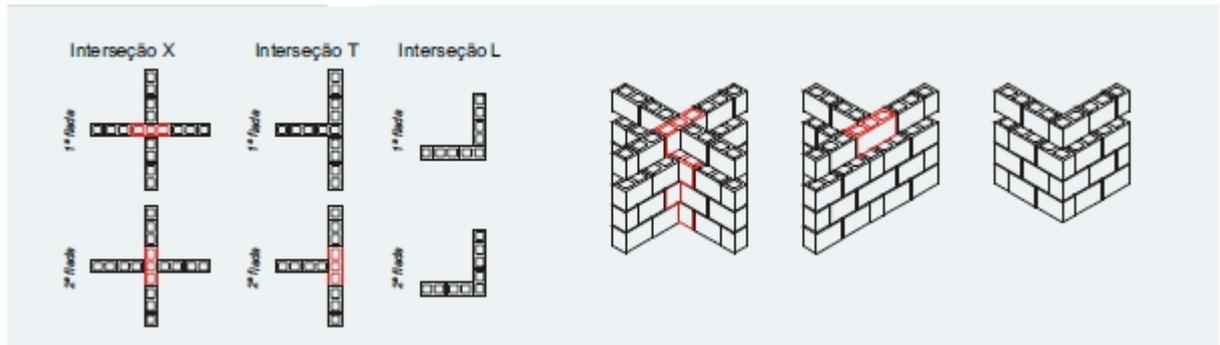
- Se a parede em planta for de 15 cm de largura é recomendado o uso dos blocos da família de 29 cm, ou seja, seu módulo será  $M=15$  (meio bloco, mais a junta). O bloco especial utilizado nessa modulação é o de 44 cm, possibilitando a amarração em interseções de paredes em “T” e em “X”. A Figura 6.5 resume a modulação, para essa família, nos possíveis encontros das paredes.

Figura 6.4 – Modulação horizontal e vertical para família 39.



Fonte: ROMAN (2011).

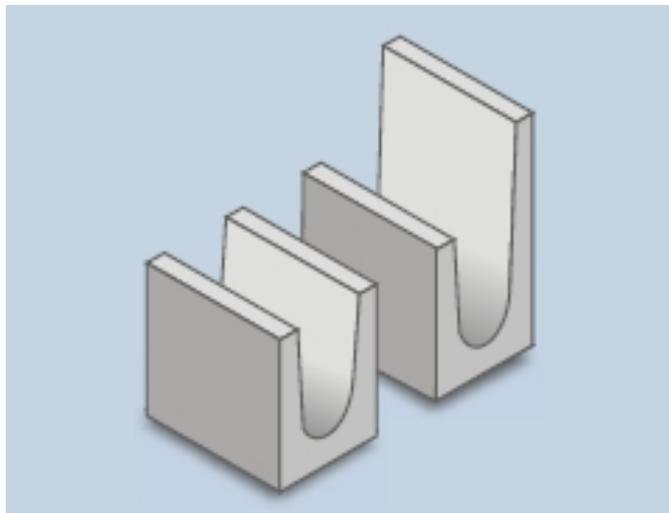
Figura 6.5 – Modulação horizontal e vertical para família 29.



Fonte: ROMAN (2011).

Não menos importante do que a modulação horizontal, a modulação vertical requer atenção, principalmente na compatibilização do contrafiamento do piso acabado (laje mais contrapiso e revestimento) até o revestimento do teto. Muitas vezes o número de fiadas completas não se encaixa no pé-direito do pavimento, por exemplo, os blocos da família 39 e 29 possuem altura de 20 cm, em um pé-direito de 2,6 m o número de fiadas seria exatamente treze, porém com os acabamentos esse valor cairia e o número de fiadas atual estaria entre doze e treze, ou seja, não exato. Diante disso, há a necessidade do uso de blocos especiais, chamados de canaletas (tipo “U” e tipo “J”), Figura 6.6. Além da função de regularização, as canaletas também desempenham função estrutural, servindo como fôrmas para cintas, coxins e vergas.

Figura 6.6 – Blocos canaletas apropriadas para paredes internas e externas



Fonte: ROMAN (2011).

### **6.1.2 Sistemas estruturais**

No projeto arquitetônico já será definida a quantidade e a localização das paredes de contraventamento, ou seja, as paredes que darão ao edifício em alvenaria estrutural sua rigidez adequada, pois são elas que combaterão todos os esforços horizontais, provenientes do vento ou de ações excepcionais, como terremotos, ou seja, o conjunto dessas paredes forma o chamado sistema estrutural. Deve-se ter em mente que sua distribuição na edificação deve contemplar as duas direções ortogonais principais para que seus planos sejam sempre paralelos à direção da solicitação. O mau desempenho das paredes estruturais ou até mesmo sua omissão proporcionará um colapso progressivo diante qualquer eventualidade, por isso uma boa quantidade de paredes estruturais garante a rigidez global do prédio.

Os sistemas estruturais podem ser nomeados de acordo com a disposição das paredes estruturais, como se segue:

a) Paredes transversais

Com paredes externas não estruturais, para ventilação, e lajes armadas em uma só direção apoiadas nas paredes estruturais internas, perpendiculares às externas, esse sistema estrutural é indicado para hotéis, hospitais, escolas, etc. A Figura 6.7 ilustra esse sistema.

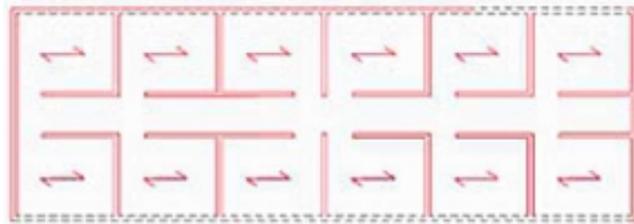
b) Paredes celulares

Todas as paredes são classificadas como estruturais, possibilitando armação em duas direções das lajes, por esse motivo é o sistema mais interessante para aplicação, pois possui maior rigidez. São indicados para os edifícios residenciais em geral. A Figura 6.8 ilustra esse sistema.

c) Sistema complexo

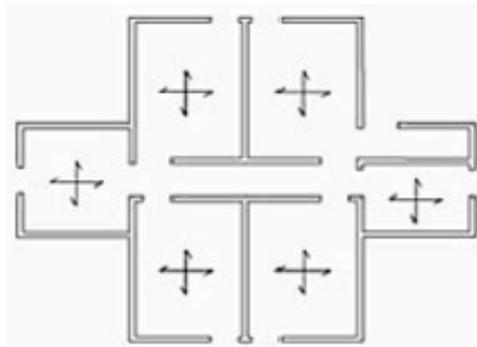
Sistema composto pela união dos outros dois anteriores. Aplicado em edificações onde serão instaladas paredes não estruturais, porém sendo possível manter uma região interna mais rígida com paredes estruturais. A Figura 6.9 ilustra esse sistema.

Figura 6.7 – Sistema estrutural em paredes transversais



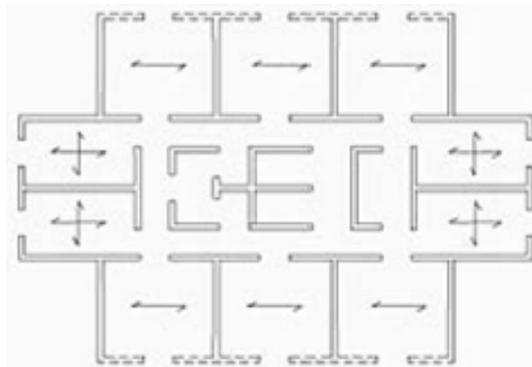
Fonte: RAMALHO; CORRÊA (2003).

Figura 6.8 - Sistema estrutural em paredes celulares



Fonte: RAMALHO; CORRÊA (2003).

Figura 6.9 - Sistema estrutural complexo



Fonte: RAMALHO; CORRÊA (2003).

A Figura 6.10 mostra uma planta baixa, ilustrativa, do pavimento tipo de um edifício.

Figura 6.10 – Planta baixa (modulada) do pavimento tipo.



Fonte: TAUIL; NESE (2010).

E em seguida, na Figura 6.11, é demonstrado as paredes estruturais desse mesmo pavimento tipo nas duas direções ortogonais principais (eixo X e eixo Y), as quais terão a função de suportar as cargas verticais e dar estabilidade à edificação.

Figura 6.11 – Exemplo de uma possível distribuição das paredes estruturais



Fonte: TAUIL; NESE (2010).

Outro ponto bastante almejado em projetos de edifícios em alvenaria estrutural é sua constante simetria em relação ao centro de gravidade. Segundo Roman; et.al. (2011), “é importante considerar que a simetria reduz (ou até elimina) os esforços de torção provenientes da ação do vento, tornando o projeto estrutural mais fácil e mais econômico.” Embora as restrições para plantas assimétricas sejam quase que inexistentes. A simetria, além da vantagem supracitada, facilita a execução, melhorando a produtividade.

### **6.1.3 Altura dos pavimentos**

A escolha correta das dimensões verticais é de grande importância, pois elas terão influência direta no dimensionamento e no desempenho das paredes estruturais, já que seu valor interfere na esbelteza das peças. Portanto quanto maior o pé-direito do pavimento mais espessa será a parede.

Roman; et al. (2011) em seu trabalho citou a problemática da solicitação de pés-direitos duplos por arquitetos em pavimentos térreos destinados a uso comercial, onde a espessura das paredes tende a ser limitada para que não haja perda de espaço. Quando repassado para o projetista estrutural, medidas como paredes duplas ou blocos mais espessos serão atribuídas no projeto para combater a possibilidade de flambagem desses elementos.

### **6.1.4 Vãos**

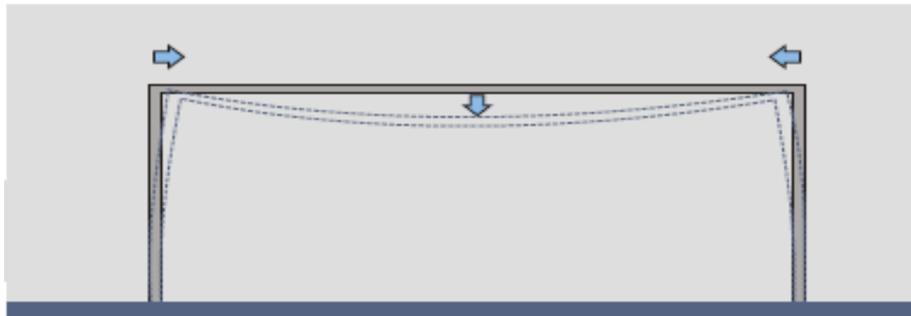
Por requisitos estruturais, é conveniente que os vãos das lajes do projeto arquitetônico não ultrapassem o valor de 4,0 m, especialmente quando se está projetando edifícios acima de quatro pavimentos. Segundo Roman; et al. (2011) esta restrição proporcionará dois benefícios diretos: o primeiro é o suporte das cargas e excentricidades transmitidas às paredes dentro de valores admissíveis; o segundo é o de assegurar ao edifício condições para que ele resista a danos acidentais.

O primeiro benefício transmite ao projetista e ao arquiteto que quanto maior for o vão da laje, mais rígido deverão ser as paredes estruturais, pois maior será a carga que essa laje lançará nos elementos portantes. Caso contrário, as lajes com

grandes vãos sofreram deformações (flechas) e essas tendem a fletir as paredes, Figura 6.12, comprometendo substancialmente sua capacidade resistente.

O tamanho do vão da laje é um dos motivos que não se deve retirar uma parede estrutural interna da edificação, pois faz com que as lajes adjacentes à parede retirada se convertam em apenas uma, com vão correspondente às duas lajes anteriores à retirada da parede.

Figura 6.12 – A deformação da laje tende a fletir as paredes de apoio.



Fonte: ROMAN (2011).

### 6.1.5 Previsão de aberturas (shafts)

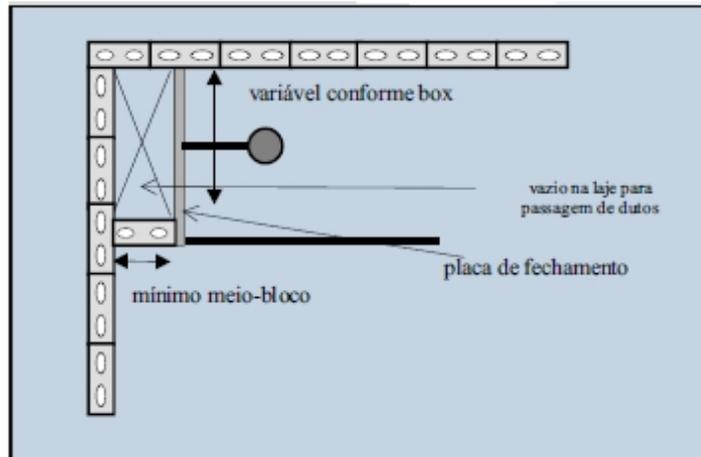
Por não possibilitar a mudança das paredes estruturais, que são geralmente a maioria das paredes nos projetos em alvenaria estrutural, o projeto hidráulico e sanitário deve seguir uma orientação determinada pelas aberturas prevista no projeto arquitetônico. Diante essa restrição, a NBR 15961-1: 2011 impede o embutimento de dutos hidráulicos nas paredes estruturais através de rasgos, que além do atraso na produtividade reduz a seção resistente da unidade, trazendo insegurança no ponto de vista estrutural.

Essa proibição normalizada pretende combater a possibilidade de futuras aberturas deliberadas nas unidades e/ou elementos estruturais, para os mais diversos fins, como por exemplo, a busca da origem de um possível vazamento d'água. Essa busca por vazamento poderá acarretar em mais vazamentos pela ruptura de tubulações adjacentes, já que as paredes em alvenaria estrutural são bastante rígidas, principalmente em pontos grauteados e qualquer movimentação será transmitida para as regiões próximas sem perder a intensidade.

Dessa maneira, o projeto arquitetônico deverá indicar a presença de *shafts*, de paredes hidráulicas (não estruturais), forros falsos, bancadas e outros elementos

quaisquer, retirando os dutos hidráulicos das paredes estruturais, como mostra a Figura 6.13 e a Figura 6.14.

Figura 6.13 – Possibilidade do posicionamento de um *shaft*



Fonte: ROMAN (2011).

Figura 6.14 – Furo na laje para forro falso



Fonte: ROMAN (2011).

O projeto arquitetônico deve ser desenvolvido com o máximo agrupamento das instalações, ou seja, situar banheiros, cozinhas e áreas de serviço nas imediações mais próximas possíveis. Com isso economizará espaço na arquitetura e reduzirá a quantidade de *shafts*.

### **6.1.6 Paginação**

É o detalhamento das paredes, uma a uma, onde são representados os blocos, as janelas (com vergas e contra-vergas e fiadas de respaldo), as instalações, e todos os demais detalhes construtivos. Deverão também ser mostrados os eletrodutos, as caixas de passagem, os interruptores e as tubulações hidráulicas. As paginações devem ser providas pelo projetista arquitetônico para a elaboração dos projetos hidráulico e elétrico.

Tanto a primeira fiada quanto as elevações das paredes devem ser desenhadas em escalas não inferiores a 1:50. Para facilitar a leitura em obra, recomenda-se que estes desenhos sejam feitos em escala 1:25.

Detalhes de fixação de tubulações aparentes deverão ser apresentados em cortes com escala apropriada para facilitar-lhe a leitura.

## **6.2 Análise estrutural**

O processo da análise estrutural compreende uma etapa que reúne todas as características comportamentais da estrutura durante sua vida útil. Através de um sistema de ações atuantes, torna-se possível definir esses comportamentos, seja ele esforços solicitantes e/ou deslocamentos, diante um dimensionamento propriamente dito.

Segundo Reboredo (2013) é de fundamental importância na análise estrutural definir as seguintes etapas:

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

Além disso, a análise estrutural deve ser sempre baseada no equilíbrio entre cada um de seus elementos e na estrutura como um todo, preocupando-se em

traçar o caminho percorrido pelas ações, seja elas verticais ou horizontais, de seu local de atual até a cota de fundação da alvenaria.

### 6.2.1 Ações

Nessa fase de projeto é necessário conhecer a influência de todas as ações na segurança da estrutura, sempre analisando dentro dos estados limites últimos e dos estados limites de serviço, pois a negligência dessas combinações poderá produzir efeitos irreversíveis na estrutura ou até mesmo seu colapso progressivo.

As ações a serem consideradas classificam-se em ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais. Na norma atual aplicam-se as definições e prescrições da NBR 8681: 2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

As ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser valores característicos, valores característicos nominais, valores reduzidos de combinação, valores convencionais excepcionais, valores reduzidos de utilização e valores raros de utilização.

A partir da definição dos valores característicos para as variáveis analisadas, serão determinados os valores de cálculo. A resistência de cálculo,  $R_d$ , é obtida através dos valores representativos minorados por coeficientes de ponderação, Equação 6.1, que para combinações normais de ações em alvenaria possui valor 2.

$$= \quad \text{Eq. 6.1}$$

Onde:

- = resistência de cálculo;
- = valor da ação;
- = fator de minoração do material.

Por outro lado, ações e solicitações de cálculo,  $S_d$ , são obtidas através das ações características,  $S_k$ , majoradas por coeficiente de ponderação, Equação 6.2,

que para combinações normais de ações em edifícios residenciais valem 1,4 e 0,9 quando seu efeito é desfavorável e favorável, respectivamente.

$$= * \quad \text{Eq. 6.2}$$

Onde:

- = ação de cálculo;
- = ação característica;
- = fator de majoração das ações.

Os valores característicos das ações são obtidos por meio da análise estrutural, e como é muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea de duas ou mais ações variáveis de natureza diferentes com seus valores característicos, considera-se a combinação das ações com seus valores reduzidos.

Para o caso de verificação no estado limite último esses valores são , onde é o coeficiente para redução de ações variáveis indicados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Coeficientes para redução de ações variáveis

| <b>Ações</b>                   |   |     |
|--------------------------------|---|-----|
| Cargas acidentais em edifícios | Edifícios residenciais                    | 0,5 |
|                                | Edifícios comerciais                      | 0,7 |
|                                | Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens | 0,8 |
| Vento                          | Pressão do vento para edificações         | 0,6 |

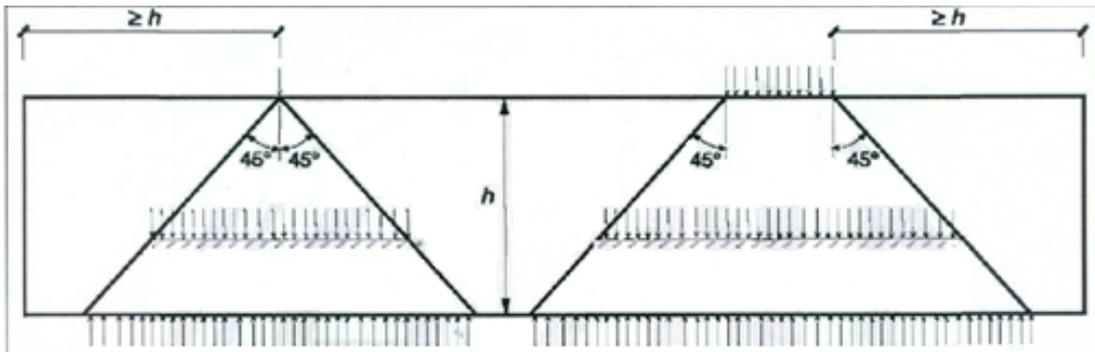
Fonte: Adaptado da NBR 15182-1:2010 e NBR 15961: 2011.

### 6.2.1.1 Ações verticais

As ações verticais atuam do seu ponto de aplicação até a base da alvenaria estrutural ou sua fundação através dos elementos estruturais existentes na trajetória, esses podem ser as paredes resistentes ou por intermédio das lajes, que trabalhando como placas, transmitem as ações até as paredes resistentes.

Segundo a NBR 15961-1: 2011 as ações verticais localizadas em uma parte do comprimento de uma parede de alvenaria com armação direta sofre uma dispersão seguindo um ângulo de 45° em sua trajetória, como mostra a Figura 6.15.

Figura 6.15 – Dispersão das ações verticais



Fonte: ABNT NBR 15961 -1: 2011.

Essas ações variam de acordo com o fim que a edificação terá, quando se trata de edifícios residências, foco desse trabalho, será considerado que as ações transmitidas nas paredes resistentes são as cargas provenientes das lajes e o seu peso próprio.

A ação exercida pelas lajes do tipo de edificação em estudo é composta por cargas permanentes e cargas variáveis. As cargas permanentes são facilmente definidas a partir do:

- Peso próprio;
- Contrapiso;
- Revestimento ou piso;
- Paredes não-estruturais.

Para considerar o peso próprio das paredes, temos que utilizar aEquação 6.3:

$$= * *$$

Eq. 6.3

Onde:

- = peso da alvenaria (por unidade de comprimento);
- = peso específico da alvenaria;
- = espessura da parede;
- = altura da parede.

Diferentemente das cargas variáveis que são definidas a partir das combinações de carregamento de utilização majoradas por coeficientes de ponderação. Para os edifícios residenciais essas cargas variam de 1,5 a 2,0 KN/m<sup>2</sup>.

Os valores mínimos a serem adotados para os carregamentos podem ser obtidos consultando-se a NBR 6120: 1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

#### 6.2.1.1.1 Distribuição das cargas verticais

As cargas verticais, em sua trajetória, são distribuídas de diversas maneiras de acordo com o modelo de paredes escolhido, os procedimentos mais indicados segundo Ramalho e Corrêa (2003) são:

##### a. Paredes isoladas

Este procedimento considera cada parede como um elemento independente, não interagindo com os demais elementos da estrutura. A carga desejada em um determinado nível é determinada através do somatório das cargas que estão atuando acima desse nível. É recomendado utilizar esse modelo para edificações de altura relativamente pequenas.

##### b. Grupos isolados de paredes

Neste procedimento consideram-se as cargas totalmente uniformizadas em cada grupo de paredes considerado, onde grupo de paredes são aquelas com armação direta. O grupo trabalha isolado por que sua separação se dar pelas aberturas das janelas e portas.

Nesse modelo todas as cargas que forem aplicadas numa determinada parede de um grupo específico serão somadas e em seguida distribuídas pelo comprimento total dessas paredes do grupo. Definida essa carga para o determinado grupo de um pavimento, basta multiplicar pelo número de pavimentos que se encontram acima do nível que se pretende verificar. É adequado a edificações de qualquer altura.

### c. Grupos de paredes com interação

A diferença entre esse procedimento e o anterior é que agora é a existência de forças de interação sobre as aberturas e não apenas em cantos e bordas. Portanto esse é uma extensão do modelo anterior.

Nesse modelo será definida uma taxa de interação, que representa quanto da diferença de cargas entre os grupos que interagem deve ser uniformizada em cada nível. Resumidamente trata-se de fazer a distribuição através das Equações 6.4 e 6.5.

$$= - * 1 - \quad \text{Eq. 6.4}$$

$$= + \quad \text{Eq. 6.5}$$

Onde

= carga do grupo i;

= carga média dos grupos que estão interagindo, calculada pela carga total dividida pelo comprimento total;

= diferença de carga do grupo em relação à média;

= taxa de interação.

### d. Modelagem tridimensional em elementos finitos

Trata-se de modelar a estrutura discretizada com elementos de membrana ou chapa, colocando-se os carregamentos ao nível de cada pavimento. Dessa forma a uniformização dar-se-á através da compatibilização dos deslocamentos ao nível de cada nó. Apesar de ser interessante, esse método ainda não é viável para projetos usuais.

Dentre os modelos apresentados acima os grupos isolados de paredes é o mais indicado pelos estudiosos por aliar fatores como economia, segurança e viabilidade. Porém seja qual for a escolha é importante verificar se a interface vertical é capaz de resistir ao esforço de cisalhamento. A NBR 15961-1: 2011

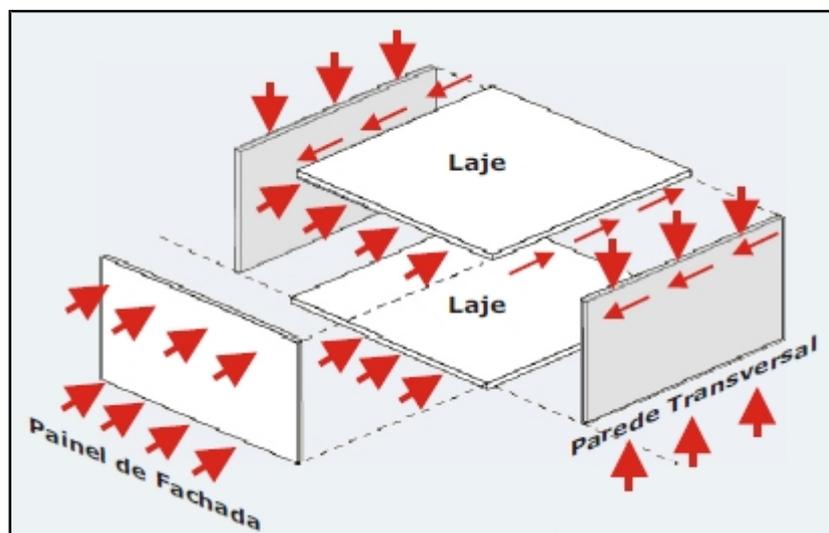
recomenda a resistência ao cisalhamento em interfaces de paredes com amarração direta limitada ao valor característico de 0,35 MPa.

### 6.2.1.2 Ações horizontais

As ações dessa natureza mais frequente em edifícios são as de vento, tomando importância em função da altura da construção, as dos empuxos por líquidos e grãos, determinantes no dimensionamento de níveis específicos, e o possível desaprumo, causado pelo deslocamento das cargas verticais do centro geométrico do prédio.

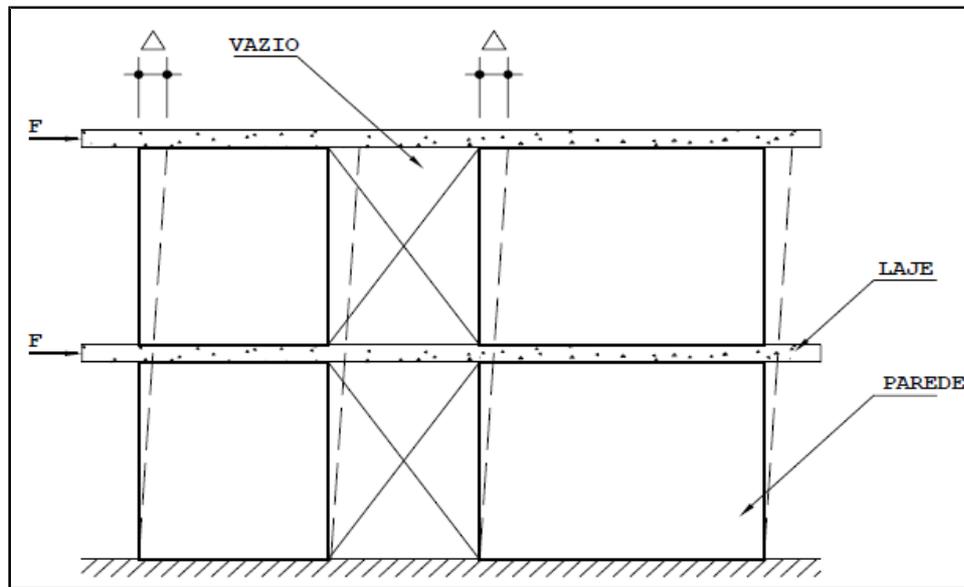
Segundo Camacho (2006) as ações horizontais, agindo ao longo de uma edificação, serão transferidas às lajes, que se comportando como diafragmas rígidos, Figura 6.16, as transmitem às paredes proporcionalmente a sua rigidez e paralelas à direção dessas ações. Essas paredes, classificadas como paredes de contraventamento, irão transferir as ações horizontais às fundações. Porém é necessário que haja uma ligação laje/parede capaz de resistir ao esforço cortante presente nesta interface, uma vez que estarão todas sujeitas a um mesmo deslocamento horizontal, conforme a Figura 6.17. Nas paredes que não sejam de contraventamento, é necessário realizar uma ligação entre laje e parede que permita o deslocamento relativo entre esses dois elementos.

Figura 6.16 – Funcionamento da estrutura para resistir ao vento



Fonte: ROMAN (2011).

Figura 6.17 – Deslocamento horizontal em paredes de contraventamento



Fonte: CAMACHO (2006).

Todas essas ações laterais produzem um efeito que aumenta o esforço de flexão nas peças estruturais do edifício, por isso a definição quantitativa das ações a seguir é de grande importância:

a. Cálculo de empuxo horizontal de líquidos e grãos

O empuxo desses materiais, resistido pelas paredes verticais, é estimado em função do peso específico do material e de seu ângulo de atrito interno, Equações 6.6 e 6.7.

$$= \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Eq. 6.6}$$

$$= \gamma \cdot h \cdot K_a \quad \text{Eq. 6.7}$$

Onde:

- = coeficiente de atrito ativo;
- = ângulo de atrito interno do material;
- = peso específico aparente do material;
- = altura que o material pode atingir em estoque;
- = força do empuxo horizontal.

Os valores característicos dos materiais estão disponíveis na NBR 6120: 1980.

b. Desaprumo

Quando um edifício de altura  $h$  e de peso  $P$  é construído com um determinado desaprumo de seus elementos, dado pela inclinação no ângulo  $\theta$ , as cargas verticais atuam com uma excentricidade numericamente igual à Equação 6.8. Gerando um momento na base do prédio definido pela Equação 6.9.

$$e = h \cdot \sin \theta \quad \text{Eq. 6.8}$$

$$M = P \cdot e \quad \text{Eq. 6.9}$$

Onde:

- = excentricidade da carga;
- = altura do nível considerado;
- = ângulo da inclinação do desaprumo;
- = momento na base causado pela carga;
- = peso total até o nível considerado.

Substituindo Eq. 6.8 em Eq. 6.9, terá a Equação 6.10:

$$M = P \cdot h \cdot \sin \theta \quad \text{Eq. 6.10}$$

Deve ser considerada uma força  $F$ , como ação lateral do vento, no pavimento considerado de altura  $h$  para que seja produzido o mesmo momento na base do edifício causado pelo desaprumo, como mostra a Equação 6.11.

$$=$$

$$* * = *$$

Assim:

$$= *$$

Eq. 6.11

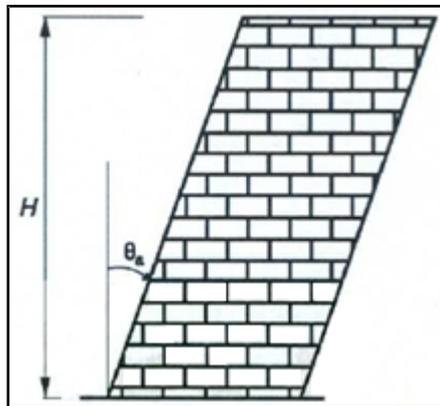
Onde:

= momento na base causado pelo vento;

= força horizontal equivalente ao desaprumo.

Segundo a NBR 15961-1: 2011, para edifícios de andares múltiplos, deve ser considerado um desaprumo global, através do ângulo de desaprumo  $\theta$ , em radianos, conforme apresentado na Figura 6.18 e Equação 6.12.

Figura 6.18 – Imperfeições geométricas globais



Fonte: ABNT NBR 15961-1: 2011.

$$= \frac{\quad}{*\sqrt{\quad}} \leq \frac{\quad}{*}$$

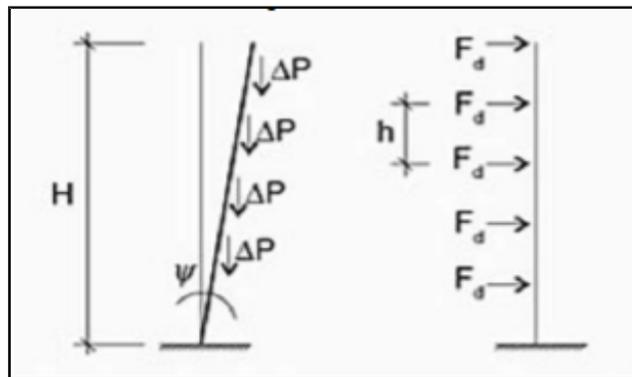
Eq. 6.12

Onde:

= altura total do prédio.

Ações de desaprumo, esquematizada na Figura 6.19, devem ser somadas às ações do vento (vê a seguir) ao nível de cada pavimento.

Figura 6.19–Ação equivalente para consideração dos desaprumos



Fonte: RAMALHO; CORRÊA (2003).

### c. Ação do vento

Para consideração da ação do vento, deve-se utilizar a NBR 6123: 1988 – Forças devidas ao vento em edificações. A ação do vento causa pressões deve ser considerada em praticamente todas as estruturas. Estas pressões, crescentes com a altura, são multiplicadas pela área de contato de cada pavimento e a partir disso consideradas forças estáticas ao nível de cada pavimento, onde serão transmitidas pelos painéis de contraventamento.

A força que o vento exerce na estrutura é calculada a partir da sua velocidade característica, Equação 6.13, e essa é definida em função de fatores estabelecidos pela norma.

$$= * * *$$

Eq. 6.13

Onde:

- = Velocidade característica do vento;
- = velocidade básica do vento – gráfico de isopletras;
- = fator topográfico;
- = fator rugosidade do terreno;
- = fator estático em função do uso da edificação.

A partir disso é possível encontrar a pressão estática do vento a ser considerada em cada pavimento, ao nível de cada laje, Equação 6.14, para o caso

específico de edifícios de múltiplos pavimentos de planta regular, onde apenas a força de arrasto é levada em conta, Equação 6.15.

$$= 0,613 * \quad \text{Eq. 6.14}$$

Onde:

= pressão estática do vento.

$$= * * \quad \text{Eq. 6.15}$$

Onde:

= força de arrasto;

= coeficiente de arrasto;

= área frontal efetiva – geralmente altura x largura do pavimento.

#### 6.2.1.2.1 Distribuição das cargas horizontais

Existem duas situações de distribuição das cargas horizontais, uma em contraventamentos simétricos e outra em contraventamentos assimétricos, esse último necessita de um estudo mais detalhado e recursos computacionais, por isso apenas o primeiro será comentado aqui.

Como já mencionado anteriormente as ações horizontais tem distribuição proporcional as rigidez das paredes de contraventamento, sendo considerada a hipótese de rigidez infinita das lajes trabalhando como chapas, dessa forma as lajes condicionam deslocamentos iguais para as paredes. Esse modelo é denominado paredes isoladas, ou seja, as paredes resistentes são separadas pelas aberturas de portas ou janelas.

Esse modelo é o mais usual e considera as paredes em balanço, aplicado em todos os pavimentos do edifício, isto é, cada parede resistente  $i$  é considerada engastada na base e livre no topo. Aplicando-se uma força horizontal unitária no topo, tem-se um deslocamento  $\Delta_i$ , dado pela Equação 6.16.

$$\Delta = \text{---} + \text{---} = \Delta + \Delta \quad \text{Eq. 6.16}$$

Onde:

$\Delta$  = deslocamento da parede resistente em consideração;

= momento de inércia da parede;

= altura da parede;

= módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria;

= módulo de elasticidade transversal da alvenaria;

= fator corretivo de cisalhamento (1,2 para seções retangulares);

= área da seção transversal da parede;

$\Delta$  = parcela do deslocamento devido à flexão;

$\Delta$  = parcela do deslocamento devido aos esforços cortantes.

Em seu trabalho, Reboredo (2013) cita que em paredes altas os deslocamentos predominantes são aqueles oriundos dos esforços de flexão, enquanto que nas paredes de pequeno porte há predominância dos deslocamentos devido aos esforços cortantes. No caso de paredes altas e de mesmo material, a distribuição pode ser feita diretamente proporcional às inércias das paredes, ou seja, a rigidez é simplesmente o momento de inércia da parede.

Não é difícil notar que a rigidez é inversamente proporcional ao deslocamento da parede, Equação 6.17.

$$= \frac{1}{\Delta} \quad \text{Eq. 6.17}$$

Onde:

= rigidez da parede em consideração;

A ação em cada pavimento pode ser obtida, Equação 6.18, simplesmente multiplicando-se a ação da força horizontal em cada parede em um determinado pavimento pelo valor da rigidez.

$$= \sum * \quad \text{Eq. 6.18}$$

Encontradas as ações ao nível de cada pavimento, resta determinar os diagramas de esforços solicitantes, em especial o momento fletor. Então, a tensão

normal devida a esse momento pode ser encontrada utilizando-se a expressão tradicional da resistência dos materiais descrita na Equação 6.19.

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad \text{Eq. 6.19}$$

Onde:

$M$  = momento fletor atuante na parede;

$W$  = módulo de resistência à flexão – iguala largura x altura<sup>2</sup> / 6 para seções retangulares.

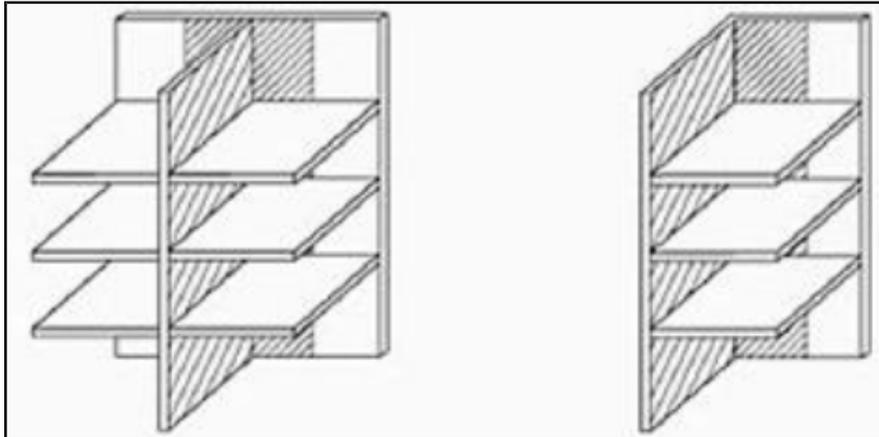
Uma vez definidas as paredes de contraventamento e conhecida a resultante das ações horizontais, resta determinar qual o quinhão de carga que corresponde a cada parede. Conhecido esse valor, pode-se obter os deslocamentos, tensões máximas, esforços de corte e verificar a existência de tensões de tração.

#### 6.2.1.2.2 Flanges em paredes de contraventamento

Para uma melhor garantia na busca pela rigidez das paredes de contraventamento, deve-se introduzir no dimensionamento a contribuição dos flanges ou abas, Figura 6.20, que são trechos de paredes transversais ligados às paredes de contraventamento, fazendo com que a rigidez do conjunto parede/aba se eleve substancialmente, especialmente o momento de inércia relativo à flexão, e reduzindo bastante a intensidade das tensões de compressão/tração.

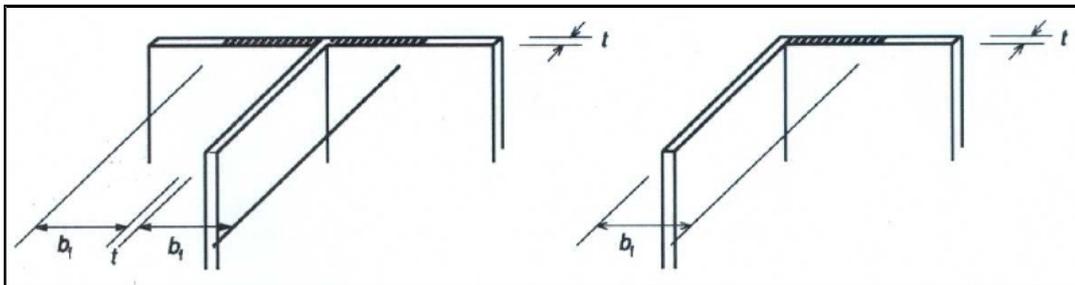
A NBR 15961-1: 2011 exige que as abas devam ser utilizadas tanto para cálculo da rigidez do painel de contraventamento quanto para o cálculo das tensões normais devidas à flexão, provenientes das ações horizontais, não sendo permitida a sua contribuição na absorção dos esforços cortantes durante o dimensionamento. O comprimento efetivo de flange em painéis de contraventamento deve obedecer ao limite  $b_f \leq 6t$ , onde  $t$  é a espessura da parede, Figura 6.21.

Figura 6.20 – Consideração de abas em paredes de contraventamento



Fonte: RAMALHO; CORRÊA (2003).

Figura 6.21 – Comprimento efetivo de flanges



Fonte: ABNT NBR 15961 -1: 2011.

### 6.2.1.3 Estabilidade global

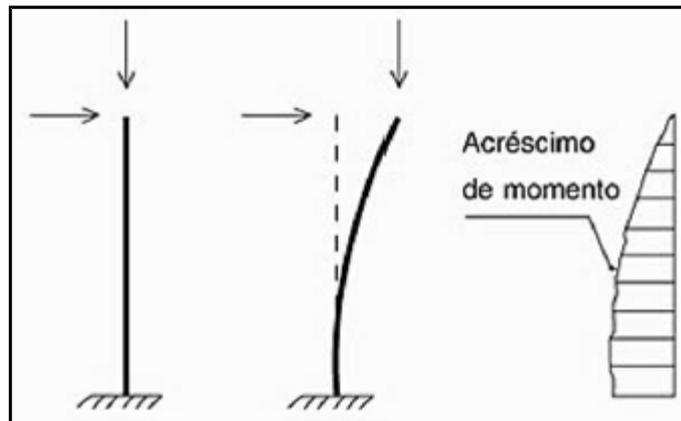
Ao ser definido o sistema estrutural e suas respectivas paredes resistentes deve-se focar a análise do projeto para seu grau de deslocabilidade, ou seja, de sua rigidez lateral, pois é a partir dessa análise minuciosa e indispensável para qualquer projeto que se condiciona a estabilidade global do edifício.

Quando uma estrutura é submetida a uma carga vertical e uma carga horizontal ela sofrerá um acréscimo do momento fletor inicial. Se esse efeito, que provoca o deslocamento das peças estruturais, for pequeno é conveniente que seja desprezado e a estrutura poderá ser dimensionada com base no modelo de cálculo que considera somente os esforços de primeira ordem, sem os efeitos secundários da combinação ação/deslocamento, e a estrutura é dito como indeslocável.

No caso de estruturas com elementos de contraventamento esbeltos, que apresentam deslocamentos horizontais significativos, sua classificação é dada como

estruturas deslocáveis, isso faz com que, segundo Camacho (2006), surja um efeito que majora os esforços que é consequência da combinação das ações atuantes concomitantemente aos deslocamentos ocorridos na estrutura. Esses esforços adicionais dão-se o nome de esforços de segunda ordem, tanto maiores quanto maior a sua deslocabilidade, Figura 6.22, e quando significativos não podem ser desprezados no cálculo das solicitações.

Figura 6.22 – Momento de segunda ordem



Fonte: RAMALHO; CORRÊA (2003).

Assim podemos classificar as estruturas em duas categorias: as deslocáveis e as indeslocáveis, mesmo sabendo que essa última seja impossível de acontecer quando se considera que qualquer material tem sua flexibilidade, porém a classificação indeslocável pode ser adotada, segundo Ramalho e Corrêa (2003, p. 69), quando os acréscimos de segunda ordem representam menos de 10% dos esforços de primeira ordem, podendo, assim, ser utilizado um procedimento convencional em primeira ordem, sem a necessidade de diversas iterações.

O CEB-FIP Model Code, 1990, apresentou um procedimento simplificado que indica se uma estrutura pode ser ou não considerada indeslocável, através dos parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ .

O primeiro desses parâmetros pode ser avaliado de acordo com a Equação 6.20.

$$= \frac{—}{—}$$

Eq. 6.20

Onde:

- = parâmetro de instabilidade;
- = altura total do edifício;
- = peso total da edificação;
- = módulo de deformação das paredes de contraventamento;
- = momento de inércia total dos elementos de contraventamento, em cada direção.

Desconsidera-se o efeito de segunda ordem no dimensionamento da estrutura se o parâmetro supracitado for:

- $\alpha \leq 0,7$ ; para sistemas compostos apenas por pilares-parede;
- $\alpha \leq 0,6$ ; para sistemas mistos;
- $\alpha \leq 0,5$ ; para sistemas compostos apenas por pórticos.

Já o parâmetro  $\gamma_z$  consiste em um procedimento que estima o acréscimo de esforços devidos à consideração dos efeitos de segunda ordem. Com sua aplicação, consegue-se estimar o efeito de segunda ordem utilizando-se somente o resultado do cálculo da estrutura submetida às ações horizontais e verticais a partir da Equação 6.21.

$$= \frac{\Delta}{\Delta}$$

Eq. 6.21

Onde:

- $\Delta$  = acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais;
- = momento de 1ª ordem.

Analogamente ao parâmetro  $\alpha$ , desconsidera-se o efeito de segunda ordem no dimensionamento da estrutura se o parâmetro  $\gamma_z$  for:

- $\gamma_z \leq 1,10$ ; estrutura indeslocável;
- $\gamma_z > 1,10$ ; estrutura deslocável.

Esse estimador fornece valores confiáveis até resultados em torno de 1,2. Dessa forma, para o intervalo entre 1,1 e 1,2, pode-se utilizar o próprio estimador para cálculo dos momentos de 2ª ordem, através da Equação 6.22. (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

$$= * \quad \text{Eq. 6.22}$$

Onde:

= momento de 2ª ordem;

= parâmetro com valor entre 1,1 e 1,2.

## **7 PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO DE PROJETO**

Neste capítulo serão apresentados e analisados as resistências, os critérios e parâmetros de dimensionamento e a verificação dos elementos estruturais de alvenaria submetidos aos esforços de compressão simples, cisalhamento, flexão e flexão composta segundo vigências da NBR 15961-1: 2011. Nessa seção também será apresentado as condições exigíveis no projeto em alvenaria estrutural da antiga norma NBR 10836: 1989. E dessa forma se possa analisar e comentar as principais mudanças entre as duas normas.

### **7.1 Segurança da estrutura**

Quando se tratado dimensionamento de alvenaria estrutural de blocos de concreto, a ABNT NBR 10837:1989, em vigor até o ano de 2010, tinha como princípio o método das tensões admissíveis, que possui método determinístico e atribuindo a segurança ao projeto através do estabelecimento de um coeficiente de segurança interno  $\gamma_i$ , que chegava a obter o valor igual a cinco, para determinar a tensão admissível à compressão para alvenaria não armada quando calculada através da resistência média do prisma.

Na norma de projeto de alvenaria estrutural de blocos de concreto (ABNT NBR 15916-1: 2011), o método de cálculo utilizado é o método dos estados-limites que possui base semi-probabilística. Este método avalia como segura aquela estrutura capaz de resistir às solicitações sem atingir nenhum estado limite (de serviço ou último) durante a sua vida útil. Seja qual for o método de cálculo, o dimensionamento em alvenaria estrutural deve garantir sua segurança e sua capacidade de desempenhar satisfatoriamente a função a qual se destina, o que muda é o quanto se gasta para garantir essa segurança.

#### **7.1.1 Método das tensões admissíveis**

Esse método, por muito tempo em vigor e criticado, tem como fundamento que a tensão máxima que pode ocorrer em um material não pode exceder uma tensão admissível para o mesmo, como demonstra a Equação 7.1.

$$\leq \quad \text{Eq. 7.1}$$

Onde:

- = é a máxima tensão atuante no material;
- = tensão admissível do material.

A tensão admissível é dada pela Equação 7.2.

$$= \quad \text{Eq. 7.2}$$

Onde:

- = é a tensão de ruptura ou de escoamento do material;
- = representa um coeficiente de segurança interno maior que 1.

Ao analisar a Equação 7.2 pode-se perceber que a segurança era introduzida no método através da redução da resistência dos materiais, o que trouxe, segundo Ramalho e Corrêa (2003) algumas deficiências em seu cálculo, tais como:

- Impossibilidade de se interpretar o coeficiente  $\gamma_i$  como um coeficiente externo;
- Preocupação exclusiva com a relação serviço-ruptura;
- Adequação apenas para o comportamento linear.

### **7.1.2 Método dos estados limites**

O método se baseia na capacidade que uma estrutura possui de suportar as solicitações de diversas ações durante a sua útil, sem atingir nenhum dos estados-limite último (ELU) ou de serviço (ELS). Os estados-limite últimos estão relacionados a qualquer possibilidade de combinação de ações que possa levar à ruína ou inutilização da estrutura, ou seja, ao esgotamento da capacidade estrutural, enquanto os estados-limite de serviço não refletem a possibilidade de ruína, mas sim

situações que podem causar desconforto ao usuário, tais como fissuras e deformações excessivas.

A segurança é concebida através da verificação dos estados-limite de serviço, bem como através da utilização dos coeficientes de segurança  $\gamma$  e relativos aos estados-limite último. Segundo Santos e Alvarenga (s/d) uma das vantagens que esse método atual tem em relação ao método das tensões admissíveis é que ele permite a definição de um critério para a resistência e para as condições de serviço da estrutura, assim como a consideração de que os parâmetros geométricos, mecânicos e de solicitação das estruturas não são determinísticos, como se determinava o antigo método, e sim, variáveis aleatórias contínuas.

O dimensionamento é feito segundo a Equação 7.3.

$$- \geq 0$$

Eq. 7.3

Onde:

= é a resistência de cálculo, dada pela Equação 6.1;

= é a solicitação de cálculo, dada pela Equação 6.2.

## 7.2 Critérios de dimensionamento

Reboredo (2013) cita que no dimensionamento de elementos de alvenaria não-armada submetidos a tensões normais considera-se as seguintes hipóteses:

- As seções transversais se mantêm planas após deformação;
- As máximas tensões de tração deverão ser menores ou iguais à resistência à tração da alvenaria;
- As máximas tensões de compressão deverão ser menores ou iguais à resistência à compressão da alvenaria para a compressão simples e a esse valor multiplicado por 1,5 para a compressão na flexão;
- As seções transversais submetidas à flexão e flexo-compressão serão consideradas no Domínio I.

Já no dimensionamento de elementos de alvenaria armada submetidos a tensões normais admitem-se as seguintes hipóteses:

- As seções transversais se mantêm planas após deformação;
- As armaduras aderentes têm a mesma deformação que a alvenaria em seu entorno;
- A resistência à tração da alvenaria é nula;
- As máximas tensões de compressão deverão ser menores ou iguais à resistência à compressão da alvenaria.
- A distribuição de tensões de compressão nos elementos de alvenaria submetidos à flexão pode ser representada por um diagrama retangular, com altura igual a  $0,8x$ , onde  $x$  é a altura da linha neutra;
- Para flexão ou flexo-compressão o máximo encurtamento da alvenaria se limita a 0,35%;
- O máximo alongamento do aço se limita em 1%.

### **7.3 Resistência à compressão**

#### **7.3.1 Compressão simples**

Esse é o tipo de situação mais comum e o mais simples de ocorrer em estruturas de alvenaria estrutural, pois os elementos submetidos à compressão simples são as paredes e os pilares, sejam eles elementos armados ou não, ou seja, praticamente o que compõe uma edificação em alvenaria estrutural. Ramalho e Corrêa (2003) mencionam que para edifícios de até seis pavimentos, geralmente esse é o único dimensionamento adotado.

##### **7.3.1.1 Prescrições da NBR 15961-1:2011**

Quando comparado com a norma antiga, a atualização de 2011 da norma teve como principais mudanças, quanto à verificação da resistência à compressão, segundo Parsekian (2012) através da:

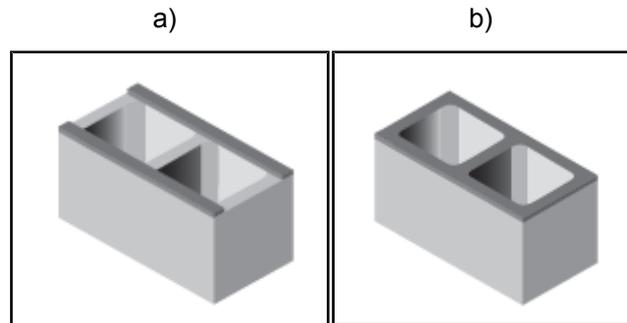
- Adoção de valores característicos para resistência à compressão de parede  $f_k$  e prisma  $f_{pk}$ ;
- Admissão de valores característicos para resistência à compressão de pequenas paredes  $f_{ppk}$ , através do ensaio em pequenas paredes;
- Introdução de critério para consideração da diminuição de resistência quando a argamassa é disposta apenas em cordões laterais;
- Padronização do ensaio de prisma com adoção da referência na área bruta para esse parâmetro;
- Correção das prescrições para consideração do aumento de espessura efetiva quando existem enrijecedores na parede;
- Alteração dos limites de esbeltez de alvenarias não armadas;
- Introdução de critérios para estimar resistência à compressão na direção horizontal da parede;
- A contribuição de eventuais armaduras existentes será sempre desconsiderada, diferente da antiga norma onde era possível considerar um aumento de resistência de 10% em parede. Em pilares esse aumento variava com a taxa de armadura.

A resistência de parede  $f_k$  é determinada através do ensaio de paredes, conforme a ABNT NBR 8949: 1985, porém na falta desse ensaio ela pode ser estimada como 70% da resistência de prisma  $f_{pk}$ , ou seja, pela relação  $f_k = 0,7 f_{pk}$ , ou ainda como 85% da resistência de pequena parede  $f_{ppk}$ , ou seja, pela relação  $f_k = 0,85 f_{ppk}$ . As resistências características de pequenas paredes ou prismas devem ser determinadas de acordo com as especificações da NBR 15961-2: 2011.

Na construção do corpo de prova do ensaio de prisma (disposição de um bloco sobre outro, formando o prisma de dois blocos unidos por uma junta de argamassa) a argamassa devera ser distribuída 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. O cálculo da resistência de prisma é baseado pela área bruta do bloco e não mais pela área líquida como na versão anterior da norma.

Quando essa junta de argamassa for distribuída apenas em dois cordões laterais, Figura 7.1-a, deve-se reduzir a resistência da alvenaria em 20% do valor obtido de um ensaio de prisma com argamassa sobre todo o bloco, Figura 7.2-b.

Figura 7.1 – Formas de disposição da argamassa



Fonte: Adaptado de PARSEKIAN (2012).

A espessura mínima da parede estrutural não foi alterada em relação à antiga norma, mantendo-se em 14 cm, com flexibilização do critério para edificações de até dois pavimentos, porém sem infringir o limite do índice de esbeltez. O limite do índice de esbeltez  $\lambda$ , definido como a relação entre altura efetiva  $h_{ef}$  e espessura efetiva  $t_{ef}$ , foi aumentado para o caso de alvenaria não armada, devendo-se respeitar os seguintes limites, definidos pelas Equações 7.4 e 7.5:

$$\lambda \leq 24; \text{ para alvenaria não armada;} \quad \text{Eq. 7.4}$$

$$\lambda \leq 30; \text{ para alvenaria armada.} \quad \text{Eq. 7.5}$$

A espessura efetiva pode ser aumentada com o uso de enrijecedores, e seu valor passa a ser definido pela Equação 7.6, mas deve ser utilizada apenas para o cálculo da esbeltez da parede. Para o cálculo da área da seção resistente deve ser utilizada a espessura  $t$  da parede.

$$t_{ef} = t * \dots \quad \text{Eq. 7.6}$$

Onde:

- = espessura da parede na região entre enrijecedores;
- = coeficiente calculado de acordo com a Tabela 7.1.

A espessura efetiva de uma parede sem enrijecedores será a sua espessura  $t$ , não sendo considerados os revestimentos.

Tabela 7.1 – Espessura efetiva: coeficiente

| $l_{enr} / e_{enr}$ | $t_{enr} / t = 1$ | $t_{enr} / t = 2$ | $t_{enr} / t = 3$ |
|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| 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               |

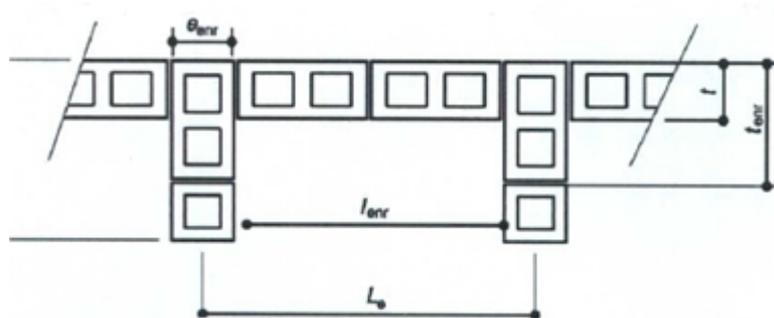
Onde:

$l_{enr}$  é o espaçamento entre eixos de enrijecedores adjacentes;

$e_{enr}$  é a espessura dos enrijecedores;

$t_{enr}$  é o comprimento dos enrijecedores;

$t$  é a espessura da parede.



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15961-1: 2011.

Em paredes de alvenaria estrutural a resistência de cálculo será obtida através da Equação 7.7:

$$= * *$$

Eq. 7.7

Onde:

- = é a força normal resistente de cálculo;
- = é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;
- = é a área bruta da seção resistente;
- = é o coeficiente redutor devido à esbelteza da parede, dado pela Equação 7.8.

$$= 1 - \frac{40}{f_c} \quad \text{Eq. 7.8}$$

Segundo Ramalho (2012 apud Reboredo, 2013) esse coeficiente não se modificou em relação à antiga norma, porém está errado. Na norma americana ACI 518: 1983 de onde ele foi retirado, a expressão  $\frac{40}{f_c}$  é elevada ao quadrado. O autor ainda comenta que esse coeficiente redutor da norma brasileira se adapta melhor com resultados empíricos por esse motivo não foi alterada na norma atual.

Em pilares a resistência de cálculo é definida pela Equação 7.9.

$$= 0,9 \cdot \phi_c \cdot \phi_s \quad \text{Eq. 7.9}$$

Ramalho (2012 apud Reboredo, 2013) justifica que esse valor 0,9 é adicionado porque o pilar é considerado um elemento linear (comprimento menor ou igual a cinco vezes a espessura), diferentemente da parede que é um elemento laminar, provocando comportamentos diferentes, além de existir problemas de instabilidade que afetam mais o pilar do que a parede.

Em resumo e reordenando algumas variáveis, a resistência à compressão simples é verificada pela Equação 7.10.

$$\frac{N_d}{\phi_c \cdot \phi_s \cdot A_g \cdot f_{cd}} \leq \frac{1,0}{0,9} \cdot \phi_c \cdot \phi_s \cdot \left( 1 - \frac{40}{f_c} \right) \quad \text{Eq. 7.10}$$

Onde:

$\gamma_d$ ,  $\gamma_r$  = coeficientes de ponderação das ações e resistências, Tabela 7.2;

$N_d$  = força normal característica;

$A_g$  = área bruta da seção transversal;

$f_{cd}$  = resistência característica de compressão simples do prisma;

$t$ ,  $h$  = espessura e altura efetiva.

Tabela 7.2 – Valores do coeficiente de ponderação

| <b>Combinações</b>         | <b>Alvenaria</b> | <b>Graute</b> | <b>Aço</b> |
|----------------------------|------------------|---------------|------------|
| Normais                    | 2,0              | 2,0           | 1,15       |
| Especiais ou de construção | 1,5              | 1,5           | 1,15       |
| Excepcionais               | 1,5              | 1,5           | 1,0        |

Fonte: ABNT NBR 15961-1: 2011.

Como já mencionado no item 6.2.1 o coeficiente para combinações normais de ações em edifícios residenciais valem 1,4 e 0,9 quando seu efeito é desfavorável e favorável, respectivamente.

Outro ponto sobre dimensionamento a compressão é a inclusão de critério para consideração de resistência na direção horizontal do bloco. Se um prisma ou parede for totalmente grauteado, assume-se que a resistência à compressão na direção horizontal é igual à da direção vertical (direção geralmente utilizada no ensaio de prisma). Entretanto, se não houver graute, deve-se admitir resistência à compressão na direção horizontal igual a 50% da obtida na direção vertical.

### 7.3.1.2 Prescrições da NBR 10837:1989

Já a verificação à compressão simples pela norma de 1989 é dada pela Equação 7.11.

$$\sigma_c \leq \sigma_{c,adm} \quad \text{Eq. 7.11}$$

Onde:

- $\sigma_c$  = tensão de compressão atuante;
- $\sigma_{c,adm}$  = tensão de compressão admissível.

As resistências à compressão simples são obtidas a partir das Tabelas 7.3 e 7.4.

Tabela 7.3 – Tensões admissíveis na alvenaria não armada.

| Tipo de solicitação  | <b>Construção de blocos vazados</b> |                                  |
|----------------------|-------------------------------------|----------------------------------|
|                      | Tensão admissível (MPa)             |                                  |
|                      | $12,0 \leq f_a \leq 17,0$           | $5,0 \leq f_a \leq 12,0$         |
| Compressão simples   | $0,20 f_p$ ou $(0,286 f_{pa})^*$    | $0,20 f_p$ ou $(0,286 f_{pa})^*$ |
| Compressão na flexão | $0,30 f_p$                          | $0,30 f_p$                       |

Notas: a) (\*) Valor admissível, caso seja usada a resistência de paredes.

b) Os limites da resistência média da argamassa ( $f_a$ ) também se aplicam à alvenaria armada, isto é:  $5,0 \text{ MPa} \leq f_a \leq 17,0 \text{ MPa}$

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 10837: 1989.

Tabela 7.4 – Tensões admissíveis na alvenaria armada.

| Tipo de solicitação  | Tensões admissíveis (MPa)      | Valores máximos              |
|----------------------|--------------------------------|------------------------------|
| Compressão simples   | $0,225 f_p$ ( $0,286 f_{pa}$ ) | $0,33 f_p$ , mas não exceder |
| Compressão na flexão | $0,33 f_p$                     | 6,2 MPa                      |

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 10837: 1989.

Onde  $f_a$ ,  $f_p$  e  $f_{pa}$  são, respectivamente, as resistências da argamassa, prisma e parede.

### 7.3.2 Força concentrada

Assim como na compressão simples, a verificação do ponto de contato de cargas concentradas deve ser considerada no dimensionamento. Quando se trata de cargas concentradas não há situação de flambagem no ponto de contato. Segundo Parkesian (2012) nesse ponto também é admitido considerar um aumento da resistência à compressão, visto que as tensões concentradas na região de contato estarão confinadas por tensões menores ao redor dessa região. Sempre que a espessura de contato for maior que 5 cm e maior que  $t/3$ , pode-se considerar um aumento de 50% na resistência à compressão como demonstra a Figura 7.2.

Caso a reação do ponto de contato for igual a  $P_k$ , deve ser feita a seguinte verificação da Equação 7.12.

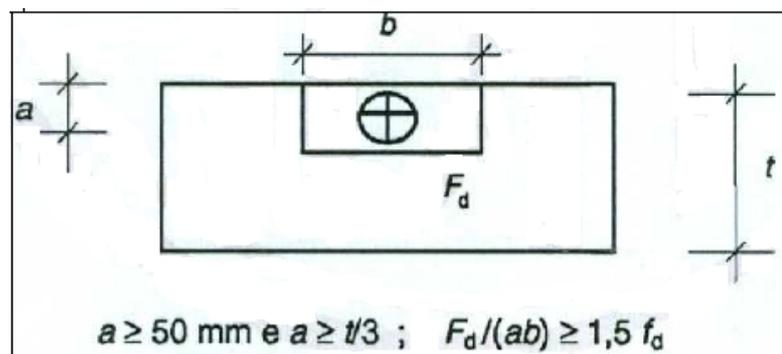
$$\frac{R}{F_d} \leq \begin{cases} 1,5 * 0,7 * \frac{a}{t} & \geq \frac{5}{3} \\ 0,7 * \frac{a}{t} & < \frac{5}{3} \end{cases} \quad \text{Eq. 7.12}$$

Onde:

$R$  = reação do ponto de contato da carga concentrada;

$a, b$  = dimensões do ponto de contato da carga concentrada, conforme Figura 7.2.

Figura 7.2 – Cargas concentradas



Fonte: ABNT NBR 15961-1: 2011.

Parsekian (2012) recomenda que o apoio, em todos os casos, seja feito sempre sobre canaleta grauteada (em um coxim, cinta ou verga). Se a tensão de contato for maior que a permitida, pode-se ainda executar um coxim de concreto nesse ponto. Admitindo a distribuição da carga a 45°, verifica-se a necessidade de executar ainda esse coxim nas fiadas inferiores. Recomenda-se ainda que o apoio seja sempre feito pelo menos meio-bloco afastado da extremidade da parede, caso contrário não se recomenda considerar o aumento de resistência. Quando a alvenaria é executada dispondo-se argamassa apenas nos septos laterais dos blocos, o aumento de resistência por confinamento não acontece.

#### 7.4 Resistência ao cisalhamento

O cisalhamento ocorre em edifícios de alvenaria estrutural normalmente em conjunto com a solicitação por momento fletor. Vigas, vergas ou paredes de contraventamento são elementos que frequentemente estão sob essa solicitação e devem ser usualmente verificado. Devido a distribuição do carregamento vertical por

grupo de paredes e por essa distribuição não ser uniforme, esse tipo de solicitação se desenvolvera nas interfaces das amarrações dessas paredes.

Segundo Corrêa (2012 apud Reboredo, 2013), as tensões de cisalhamento na interface de paredes amarradas são definidas atribuindo os carregamentos acima das paredes e os carregamentos uniformizados na base das paredes, e então calcula-se a diferença entre esses carregamentos e dividindo pela área da interface, que é igual a espessura da parede multiplicada pelo pé-direito, se obtém a tensão de cisalhamento atuante na interface. Deve ser verificado se a tensão de cálculo é menor que a resistência de cálculo. É válido lembrar que a nova norma leva em conta a contribuição do atrito entre os blocos na amarração como alívio na tensão de cisalhamento, o que não era considerado na NBR 10837: 1989 que só levava em conta a coesão.

#### **7.4.1 Prescrições da NBR 15961-1:2011**

As tensões de cisalhamento na alvenaria obedecem ao critério de resistência de Coulomb ( $\tau = \sigma \mu + c$ ), havendo uma parcela inicial dessa resistência devida à aderência (coesão e atrito) que é aumentada em função do nível de pré-compressão. (PARKESIAN, 2012)

O valor que a alvenaria ou o elemento de alvenaria resiste à ação do cisalhamento é definido em função do traço de argamassa utilizada, pois isso tem influência na aderência inicial devido a coesão e do nível de pré-compressão  $\mu\sigma$ , com coeficiente de atrito  $\mu = 0,5$ .

As resistências características ao cisalhamento  $f_{vk}$ , em função da faixa de resistência da argamassa, são descritas na Tabela 7.5. Esses valores são válidos para argamassas de cimento, cal e areia sem aditivos e adições e juntas verticais preenchidas. Para outros casos a resistência ao cisalhamento deve ser determinada conforme NBR 14321: 1999.

Tabela 7.5 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais em paredes.

| <b>Resistência média de compressão da argamassa (MPa)</b> |                             |                             |                             |
|---|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|   | 1,5 a 3,4                   | 3,5 a 7,0                   | Acima de 7,0                |
| $f_{vk}$  | $0,10 + 0,5\sigma \leq 1,0$ | $0,15 + 0,5\sigma \leq 1,4$ | $0,35 + 0,5\sigma \leq 1,7$ |

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15961-1: 2011.

Onde:

- = resistência característica ao cisalhamento;
- = tensão normal considerando apenas 90% das cargas permanentes.

Na obtenção da tensão de pré-compressão  $\sigma$ , apenas as ações permanentes da edificação devem ser consideradas, e essas devem sofrer redução de 10% de seu valor, ou seja, são minoradas por um coeficiente de redução igual a 0,9.

No dimensionamento de elementos de alvenaria estrutural sob ação de flexão, existindo armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento em furos grauteados, a resistência característica ao cisalhamento será definida pelas Equações 7.13 e 7.14.

$$= 0,35 + 17,5 \leq 0,7 \quad \text{Eq. 7.13}$$

$$= * \quad \text{Eq. 7.14}$$

Onde:

- = taxa geométrica de armadura;
- = área de aço utilizada no elemento estrutural;
- = largura do elemento estrutural;
- = altura útil da seção transversal do elemento estrutural;

Se tratando de vigas de alvenaria estrutural, sejam elas biapoiadas ou em balanço, a resistência característica ao cisalhamento pode ser majorada pelo fator

$2,5 - 0,25 * \quad / \quad *$  considerando seu valor sempre maior que 1,0, desde que a resistência característica majorada não ultrapasse 1,75 MPa. Onde  $M_{max}$  é o maior valor do momento de cálculo na viga,  $V_{max}$  é o maior valor do esforço cortante de cálculo na viga e  $d$  é a altura útil da seção transversal da viga.

Para a verificação do cisalhamento nas interfaces de ligação entre paredes (amarração direta), considera-se  $f_{vk}$  igual a 0,35 MPa. Este valor é uma adaptação de resistência prescrita pela norma britânica BS 5628 (BSI, 1992), que trata especificamente de interfaces verticais.

A verificação do cisalhamento deve ser tomada partindo de sua tensão de cálculo, dada pelas Equações 7.15 e 7.16.

$$= \left( \frac{M_{max}}{W} + \frac{V_{max}}{d} \right) ; \text{ para elementos de alvenaria não armada; } \quad \text{Eq. 7.15}$$

$$= \left( \frac{M_{max}}{W} + \frac{V_{max}}{d} \right) ; \text{ para elementos de alvenaria armada. } \quad \text{Eq. 7.16}$$

Assim, a Equação 7.17 deve ser atendida, ou seja, a tensão de cisalhamento de cálculo  $v_d$  não deve superar a resistência de cálculo obtida  $f_{vd}$ .

$$\leq \quad \text{Eq. 7.17}$$

Quando essas resistências ainda ficarem abaixo dos valores das solicitações, não garantindo a estabilidade, será necessário dimensionar armadura de combate ao cisalhamento pelas Equações 7.18 e 7.19

$$= \frac{V_{max}}{\left( \frac{A_s}{s} + \frac{V_{max}}{d} \right)} \quad \text{Eq. 7.18}$$

$$= \frac{V_{max}}{A_s} \quad \text{Eq. 7.19}$$

Onde:

= é a área da seção transversal da armadura de cisalhamento;

= é a força cortante absorvida pela alvenaria;

- = é a força cortante de cálculo;
- = é a resistência de cálculo da armadura;
- = é o espaçamento das barras da armadura;

A área mínima de armadura permitida para vigas com necessidade armadura transversal deve respeitar a Equação 7.20. Já para os pilares deve-se considerar o diâmetro mínimo do estribo igual a 5 mm.

$$\geq 0,05\% * * \tag{Eq. 7.20}$$

O espaçamento não deve ser maior ou igual à metade (50%) da altura útil para qualquer caso de dimensionamento. Sendo que esse espaçamento não deve extrapolar o limite superior de 30 cm para vigas e de 60 cm para paredes armadas. Já para os pilares deve-se adotar a menor dimensão entre a largura transversal do pilar,  $50 \cdot d$  ou  $20 \cdot d_l$ . Onde  $d$  e  $d_l$  são a bitola do estribo e da armadura longitudinal, respectivamente. A Figura 7.3 resume a verificação do espaçamento.

Figura 7.3 – Espaçamento da armadura de cisalhamento

$$s = \text{espaçamento da armadura} \leq \begin{cases} \begin{cases} d/2 \\ 30 \text{ cm para as vigas} \\ 60 \text{ cm para as paredes} \end{cases} \\ \text{para os pilares} \begin{cases} b \\ 50 \cdot \text{diâmetro do estribo} \\ 20 \cdot \text{diâmetro da armadura longitudinal} \end{cases} \end{cases}$$

Fonte: Adaptado de PARSEKIAN (2012).

**7.4.2 Prescrições da NBR 10837:1989**

A tensão convencional de cisalhamento é definida pela Equação 7.21.

$$= ( * ) \tag{Eq. 7.21}$$

Onde:

- = força cortante;

- = espessura efetiva da viga ou da parede;
- = altura útil da viga ou largura da parede.

Admite quando  $\sigma_c \geq 0,009 f_{cm}$  a adoção de uma armadura transversal, sendo  $f_{cm}$  a resistência média à compressão dos prismas. Porém essa tensão requer um limite máximo, Equação 7.22, para que uma possível ruptura brusca seja evitada.

$$\sigma_c \leq \frac{0,25 f_{cm}}{1,00} \quad \text{Eq. 7.22}$$

O dimensionamento da armadura transversal, composta de estribos verticais, é feito a partir das Equações 7.23 e 7.24.

$$s_v = \frac{A_{sv}}{\rho_{sv}} \quad \text{Eq. 7.23}$$

$$s_v \leq \frac{0,5}{1,65} \quad \text{Eq. 7.24}$$

Onde:

- = tensão de escoamento do aço da armadura;
- = espaçamento dos estribos.

Sánchez (2013) cita que o espaçamento máximo da armadura transversal, Equação 7.25, deve ser tal que pelo menos uma barra costure a fissura, suposta inclinada à 45°.

$$s_v \leq 0,5 \quad \text{Eq. 7.25}$$

## 7.5 Resistência à flexão simples

A alvenaria se caracteriza por ser um material com baixa resistência à tração quando comparado com sua capacidade de resistir às solicitações por compressão.

Nesse item será apresentado o dimensionamento estrutural dos elementos de alvenaria para resistir à flexão simples, que por sua vez é governada pela resistência à tração. Essa resistência para alvenaria não armadas dependerá do tipo de argamassa (traço) utilizada, já para a alvenaria armada o combate à tração será através da armação.

Segundo Sánchez (2013) a sistemática de dimensionamento das paredes estruturais solicitadas a forças horizontais (paredes sob a ação do vento, muros de arrimo, paredes de reservatórios) é a mesma de vigas solicitadas por carregamentos verticais situados no seu plano médio, ressaltando-se que o momento de flexão atuante é considerado por unidade de comprimento.

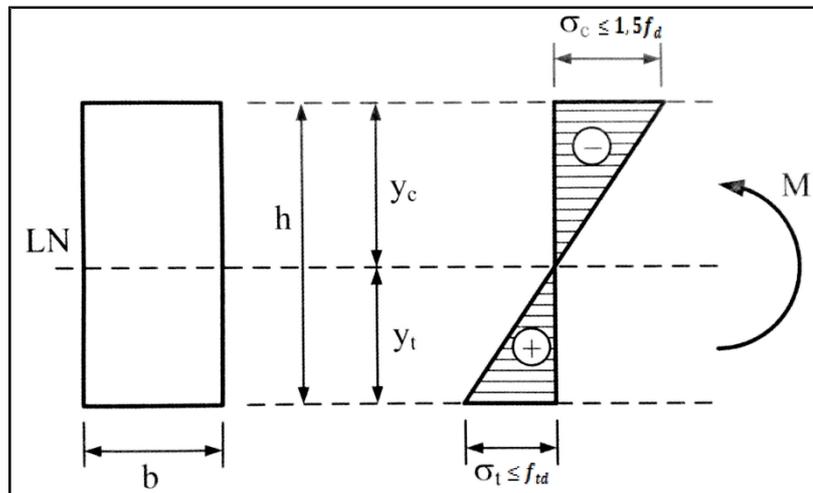
### **7.5.1 Prescrições da NBR 15961-1:2011**

No dimensionamento a flexão houve uma mudança muito grande entre a norma atual e a norma antiga devido à verificação da segurança ter sido alterada de tensões admissíveis para estados limites.

#### **7.5.1.1 Alvenaria não armada**

Na alvenaria não armada o dimensionamento é feito fundamentado nas condições do Domínio I, onde a máxima tensão de tração é inferior à resistência à tração na flexão  $f_{tk}$  da alvenaria. Diante disso a norma atual permite, exclusivamente para essa ocasião, tensões de tração na alvenaria não armada. O momento fletor resistente da seção transversal é determinado através do diagrama de tensões como mostra a Figura 7.4.

Figura 7.4 – Diagrama de tensões à flexão para alvenaria não armada



Fonte: Adaptado de SÁNCHEZ (2013).

As resistências à compressão e à tração da alvenaria têm comportamento linear. Onde a máxima tensão de tração na flexão de cálculo  $\sigma_t$  não deve ser superior à resistência à tração na flexão de cálculo da alvenaria  $f_{td}$ . Assim como a máxima tensão de compressão na flexão de cálculo  $\sigma_c$  não deve ultrapassar em 50% a resistência à compressão na flexão de cálculo da alvenaria  $f_d$ .

Os valores característicos da resistência à tração da alvenaria sob flexão são definidos na Tabela 7.6, sendo esses limites para argamassas de cimento, cal e areia sem aditivos e adições e juntas verticais preenchidas.

Tabela 7.6 – Resistência característica à tração na flexão

| Direção da tração           | Resistência média de compressão da argamassa $f_a$ |           |              |
|-----------------------------|--|-----------|--------------|
|                             | 1,5 a 3,4  | 3,5 a 7,0 | Acima de 7,0 |
| Normal à fiada - $f_{tk}$   | 0,10   | 0,20      | 0,25         |
| Paralela à fiada - $f_{tk}$ | 0,20   | 0,40      | 0,50         |

Fonte: PARSEKIAN (2012).

A resistência de compressão na flexão é admitida igual à resistência a compressão simples se a região comprimida se o elemento de alvenaria estiver totalmente grauteada, caso contrário será igual a 50% maior que a de compressão simples, ou seja,  $f_{rk} = 1,5 f_k$ .

Onde:

$f_{fk}$  = resistência característica à compressão na flexão da alvenaria;

$f_k$  = resistência característica à compressão simples da alvenaria;

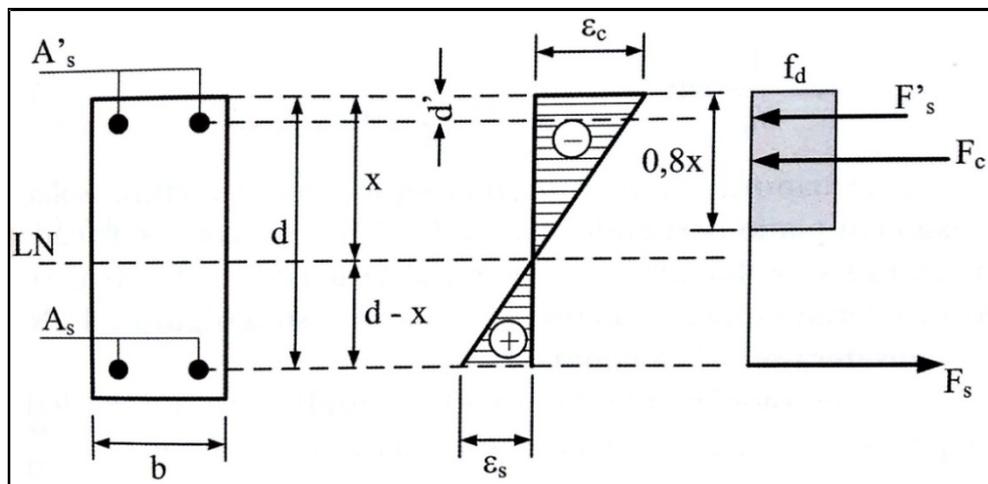
$f_{tk}$  = resistência característica de tração na flexão.

### 7.5.1.2 Alvenaria armada

A alvenaria armada é dimensionada sob Domínio III, com tensões não lineares na região comprimida, diferentemente da situação anterior. Nesse caso se considera a plastificação das tensões, ou seja, não há um aumento de resistência à compressão, como nos Domínios I e II, pois toda a região comprimida estará sujeita à mesma tensão de ruptura, não existindo o confinamento das regiões com tensões mais elevadas pelas regiões com onde as tensões são menores.

No Domínio III o diagrama da tensão na região comprimida é retangular, ao invés de triangular, como no Domínio I ou II. Isso significa aproximadamente duas vezes o valor da tensão de compressão que serão transmitidas pela região comprimida. Na norma antiga os esforços de flexão são analisados no Domínio II. A resistência da alvenaria a tração não é contabilizada no dimensionamento, a resistência a essa solicitação é exclusivamente da armadura. O cálculo do momento fletor resistente da seção transversal pode ser efetuado com o diagrama de tensões indicado na Figura 7.5. No caso de armaduras isoladas, deve-se limitar a largura da seção conforme Figura 7.6.

Figura 7.5 – Diagrama de deformações e tensões à flexão para alvenaria armada



Fonte: Adaptado de SÁNCHEZ (2013).

Onde:

$d$  é a altura útil da seção;

$x$  é a altura da linha neutra;

$A_s$  é a área da armadura tracionada;

$A'_s$  é a área da armadura tracionada;

$\varepsilon_s$  é a deformação na armadura tracionada  $\leq 1\%$ ;

$\varepsilon_c$  é a deformação máxima na alvenaria comprimida igual a 0,35%;

$f_d$  é a máxima tensão de compressão;

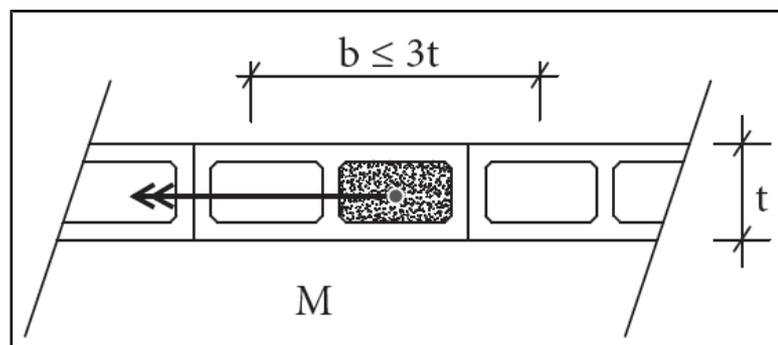
$f_s$  é a tensão de tração na armadura;

$F_c$  é a resultante de compressão na alvenaria;

$F_s$  é a resultante de forças na armadura tracionada;

$F'_s$  é a resultante de forças na armadura tracionada.

Figura 7.6 – Limitação da largura da seção para armadura isolada



Fonte: ABNT NBR 15961-1: 2011.

Parsekian (2012) cita as hipóteses do dimensionamento no estado-limite último sob regime do Domínio III, nas quais:

- As tensões são proporcionais as deformações;
- As seções permanecem planas depois da deformação;
- Os módulos de deformação são constantes;
- Há aderência perfeita entre o aço e a alvenaria;
- Máxima deformação na alvenaria igual a 0,35%.
- A alvenaria não resiste à tração, sendo esse esforço resistido apenas pelo aço;
- A tensão no aço é limitada a 50% da tensão de escoamento.

O cálculo do momento fletor resistente de cálculo para o caso de uma seção retangular sob flexão com armadura simples é dado pela Equação 7.26 e limitado pela Equação 7.27.

$$M_{rd} = \sigma_{sc} \cdot A_s \cdot z \quad \text{Eq. 7.26}$$

$$\sigma_{sc} \leq 0,4 \cdot \sigma_{sc} \quad \text{Eq. 7.27}$$

Essa limitação do momento resistente, explicada por Ramalho (2012 apud Reboredo, 2013), foi imposta para evitar que a linha neutra fique dentro do Domínio IV, pois a seção apresentaria problemas de ductilidade.

Em que o braço de alavanca  $z$  é dado pela Equação 7.28 e a tensão de tração na armadura  $f_s$  pela Equação 7.29.

$$z = \lambda \cdot x \cdot \left( 1 - 0,5 \cdot \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{sc}} \right) \leq 0,95 \cdot x \quad \text{Eq. 7.28}$$

$$\sigma_{sc} = 0,5 \cdot \sigma_{sc} = 0,5 \cdot \sigma_{sc} \quad \text{Eq. 7.29}$$

A redução da resistência do aço em metade da resistência ao escoamento de cálculo da armadura é uma consequência de um número limitado de ensaios em vigas de alvenaria, além de ser uma camada extra de segurança no dimensionamento à flexão.

A norma atual apresenta uma limitação em virtude da apresentação de suas equações decorrentes à flexão, nas quais se entra com a área de aço e a resistência da alvenaria para efetuar o cálculo do momento resistente, sendo o sentido contrário do dimensionamento estrutural, onde se determina a armadura em função de um determinado esforço e não a determinação do esforço em função da armadura.

Para corrigir essa falha Ramalho (2012 apud Reboredo, 2013) recomenda usar no dimensionamento à flexão as Equações 7.30 a 7.35, as quais são determinadas desenvolvendo-se as expressões da norma.

- Armadura simples

$$= 1,25 - \frac{1,5625 - 3,125 * \frac{\Delta}{h}}{1,25} \quad \text{Eq. 7.30}$$

$$= \frac{1,25 - 1,5625 + 3,125 * \frac{\Delta}{h}}{1,25} \quad \text{Eq. 7.31}$$

- Armadura dupla

É considerado que a linha neutra se encontra no limite dos Domínios III e IV, ou seja,  $k_{x0} = 0,628$ , portanto:

$$= 0,8 * \frac{\Delta}{h} * 1 - 0,4 \quad \text{Eq. 7.32}$$

$$= \frac{0,8 * \frac{\Delta}{h} - 0,4}{1,25} \quad \text{Eq. 7.33}$$

$$= \frac{0,8 * \frac{\Delta}{h} - 0,4}{1,25} \quad \text{Eq. 7.34}$$

$$= \frac{0,8 * \frac{\Delta}{h} - 0,4}{1,25} ; \quad \leq 0,5 \quad \text{Eq. 7.35}$$

No caso de vigas em seção T, ou seja, alvenaria com enrijecedores, pode-se calcular o momento resistente através das Equações 7.36 a 7.38.

$$= \frac{1,25 * \frac{\Delta}{h} - 0,4}{1,25} \quad \text{Eq. 7.36}$$

$$= \frac{1,25 * \frac{\Delta}{h} - 0,4}{1,25} \quad \text{Eq. 7.37}$$

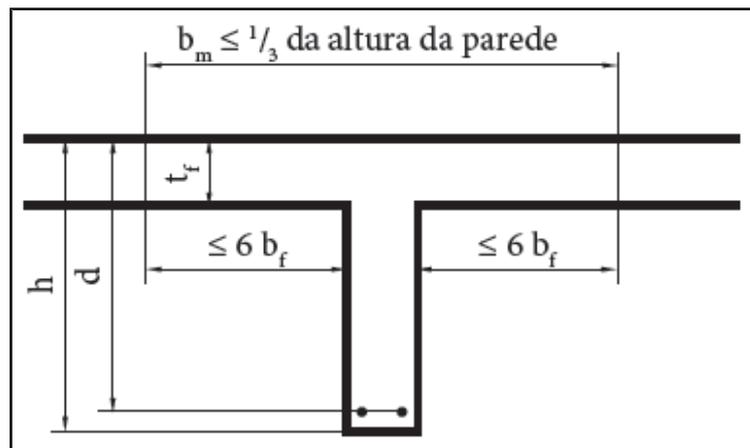
Com:

$$\leq \frac{1,25 * \frac{\Delta}{h} - 0,4}{1,25} \quad \text{Eq. 7.38}$$

As seguintes prescrições, bem como os limites da Figura 7.7, devem ser atendidas no dimensionamento de vigas em seção T.

- $\leq 0,95$  ;
- $\leq \frac{1}{3}$  ;
- $= 0,5$  .

Figura 7.7 – Flexão de seção T com armadura de tração



Fonte: PARSEKIAN (2012)

Quando a condição ii não for atendida, ou seja, a altura da viga for superior a 1/3 do seu vão, ela deverá ser dimensionada como viga-parede através do encaminhamento dos esforços aos apoios por bielas comprimidas.

As vigas-paredes segundo a normalização brasileira atual devem ter armadura horizontal dimensionada com as seguintes condições, descritas na Figura 7.8.

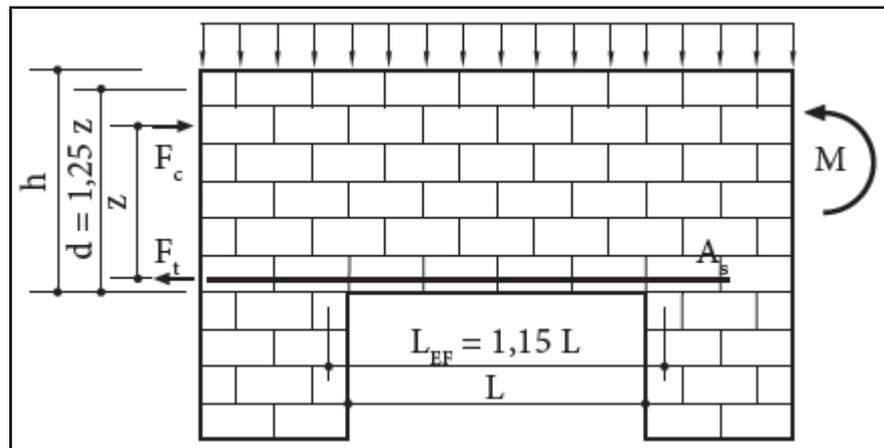
- $\geq 3$  ;
- $\leq \frac{0,7}{2}$  ;

A armadura de tração é dada pela Equação 7.39.

$$= \frac{\dots}{\dots}, * \text{---} *$$

Eq. 7.39

Figura 7.8 – Dimensionamento de viga-parede



Fonte: PARSEKIAN (2012, p. 33)

Segundo Sánchez (2013) as equações para o dimensionamento de viga-parede não avaliam a tensão compressão nas regiões mais comprimidas da peça, o que pode gerar resultados contra a segurança, pois ocorrem casos nos quais a condição limite para essas regiões não é atendida.

### 7.5.2 Prescrições da NBR 10837:1989

A antiga norma estabelece que os elementos fletidos sejam calculados no Domínio II. Para esses cálculos são descritas as seguintes hipóteses:

- A seção que é plana antes de se fletir permanece plana após a flexão;
- O módulo de deformação da alvenaria e da armadura permanece constante;
- As armaduras são completamente envolvidas pelo graute pelos elementos constituintes da alvenaria, de modo que ambos trabalhem como material homogêneo dentro dos limites das tensões admissíveis.

Como se define o Domínio II como o princípio de cálculo para elementos fletidos de alvenaria, supõe-se que esses elementos não suporte tensões de tração, ou seja, em qualquer caso a tração na flexão deve ser totalmente resistida pelas armaduras. É interessante ressaltar que o comportamento dos elementos sob flexão

simples armados é admitido como linear, assim como os elementos sem armadura na norma atual.

As expressões necessárias para o dimensionamento estrutural seguem as mesmas sequências descritas no item 7.5.1, ou seja, o equacionamento básico é o mesmo utilizado na norma atual.

## **7.6 Resistência à flexão composta**

A flexão composta é decorrente da combinação entre a solicitação axial, devido aos carregamentos verticais, e o momento fletor, decorrentes das ações laterais, com atuação frequente nas paredes de contraventamento e paredes de reservatório com alta compressão. É válido lembrar que em edifícios, em especial os altos, sempre haverá carregamento horizontal, geralmente ocasionado pelo vento, gerando esforços de flexão, compressão e cisalhamento.

Segundo Ramalho (2012 apud Reboredo 2013) em edifícios de até oito pavimentos a flexão composta não terá grande influência no dimensionamento, porém sua importância em edifícios mais altos é imprescindível. O autor ressalta que, apenas no Brasil é dada importância em pesquisas nessa área, pois atualmente no exterior não se constroem edifícios altos.

### **7.6.1 Prescrições da NBR 15961-1:2011**

#### **7.6.1.1 Flexão composta reta**

##### **7.6.1.1.1 Alvenaria não armada**

As superposições das tensões devidas à força normal e ao momento de flexão geram um diagrama triangular de tensões de compressão (a linha neutra tangencia a seção), ou um diagrama trapezoidal de compressão (a linha neutra está fora da seção).

A verificação das tensões combinadas deve atender à Equação 7.40 e à seguinte condição da Figura 7.9.

$$\frac{N_d}{AK} + \frac{M_d}{WK} \leq 1,5 \cdot f_d$$

Eq. 7.40

Onde:

força normal de cálculo;

momento de flexão de cálculo;

resistência a compressão de cálculo da alvenaria;

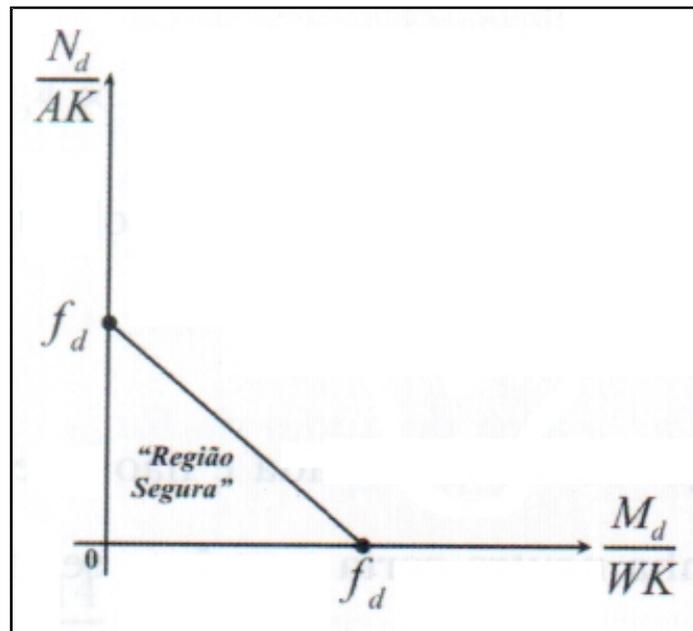
área da seção resistente;

módulo elástico da seção resistente, Eq. 6.19;

coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento, Eq. 7.8;

1,5 – fator de ajuste da resistência à compressão na flexão.

Figura 7.9 – Interação entre a força normal e o momento de flexão

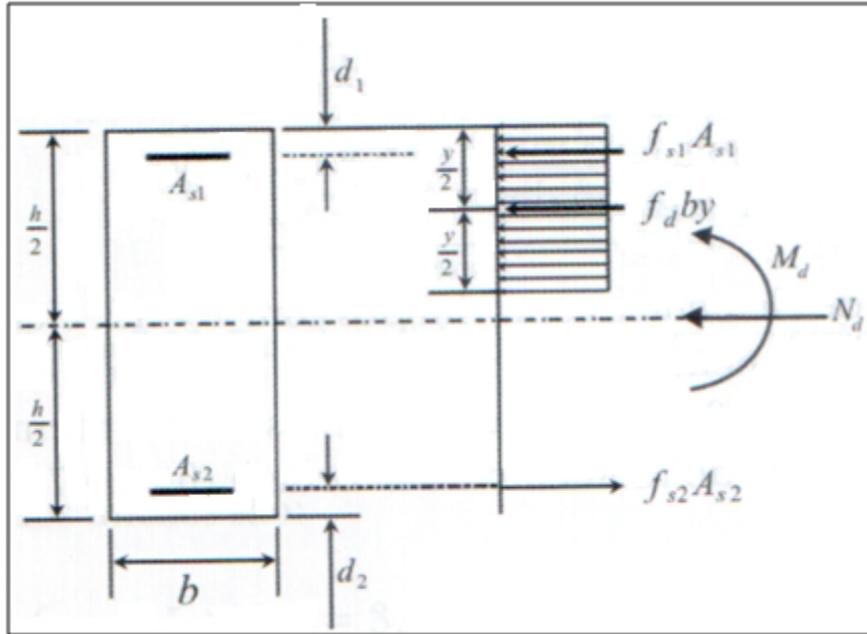


Fonte: SÁNCHEZ (2013)

#### 7.6.1.1.2 Alvenaria armada

Para os elementos curtos, ou seja, esbeltez  $\lambda \leq 12$ , os parâmetros para o dimensionamento são descritos na Figura 7.10.

Figura 7.10 – Flexão composta reta: parâmetros da seção retangular



Fonte: SÁNCHEZ (2013).

Para a excentricidade  $e_x$  no plano de flexão tem-se na Equação 7.41

$$= \dots - 2 \tag{Eq. 7.41}$$

Em que se atenda a Equação 7.42.

$$\leq \dots \tag{Eq. 7.42}$$

Se  $N_{Sd}$  excede o valor de  $N_{Rd}$  segue-se para o dimensionamento pelas Equações 7.43 e 7.44, conforme a Figura 7.10.

$$= \dots - \dots - \dots \tag{Eq. 7.43}$$

$$= 0,5 \dots - \dots + \dots \dots 0,5 - \dots + \dots 0,5 - \dots \tag{Eq. 7.44}$$

Onde:

- = área de armadura comprimida na fase de maior compressão;
- = área de armadura na outra face;
- = largura da seção;

- = distância do centróide da armadura  $A_{s1}$  à borda mais comprimida;
- = distância do centróide da armadura  $A_{s2}$  à outra borda;
- = profundidade da região de compressão uniforme ( $y = 0,8x$ );
- = resistência a compressão de cálculo da alvenaria;
- = tensão na armadura na face mais comprimida ( $f_{s1} = 0,5f_{yd}$ );
- = tensão na armadura na outra face ( $f_{s2} = 0,5f_{yd}$ );
- = altura da seção no plano de flexão.

No caso de elementos comprimidos com  $\lambda > 12$ , elementos esbeltos, o dimensionamento deve ser realizado de acordo com as Equações 7.41 a 7.44, sendo que aos efeitos de 1ª ordem é necessário adicionar aos efeitos do momento de 2ª ordem, Equação 7.45, na direção de menor inércia como mostra a Figura 7.11.

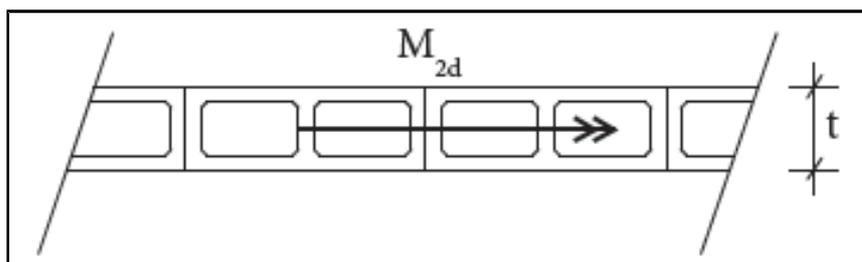
$$= \frac{\quad}{*}$$

Eq. 7.45

Onde:

- = altura efetiva do pilar ou parede;
- = dimensão da seção transversal da peça no plano de flexão.

Figura 7.11 – Momento de 2ª ordem



Fonte: Fonte: ABNT NBR 15961-1 (2011).

### 7.6.1.2 Flexão composta oblíqua

Se o elemento for curto ( $\lambda \leq 12$ ) e a seção for retangular (parede ou pilar) é possível aplicar um método aproximado adotando-se a armadura simétrica.

Esse método transforma a flexão composta oblíqua em flexão composta reta por meio da aplicação dos momentos de flexão, pelas Equações 7.46 e 7.47.

$$M' = M_x + M_y ; \quad M' \geq M \quad \text{Eq. 7.46}$$

$$M' = M_x + M_y ; \quad M' \leq M \quad \text{Eq. 7.47}$$

Onde:

$M_x, M_y$  = momentos de flexão em torno dos eixos x e y, respectivamente;  
 $M'_x, M'_y$  = momentos de flexão efetivos em torno dos eixos x e y, respectivamente;  
 $b_x, b_y$  = dimensões da seção transversal na direção perpendicular aos eixos x e y, respectivamente.

A Tabela 7.7 fornece os valores do coeficiente  $j$  para aplicação desse método. No caso de elementos esbeltos ( $\lambda > 12$ ) procede-se como descrito anteriormente, acrescentando-se os efeitos de 2ª ordem, Equação 7.45.

Tabela 7.7 – Valores do coeficiente  $j$

| *            | $j$  |
|--------------|------|
| <b>0</b>     | 1,00 |
| <b>0,1</b>   | 0,88 |
| <b>0,2</b>   | 0,77 |
| <b>0,3</b>   | 0,65 |
| <b>0,4</b>   | 0,53 |
| <b>0,5</b>   | 0,42 |
| <b>≥ 0,6</b> | 0,30 |

Fonte: Fonte: ABNT NBR 15961-1: 2011.

### 7.6.2 Prescrições da NBR 10837:1989

A tensão admissível para a tração na flexão e compressão na flexão é verificada de acordo com a Tabela 7.8.

Tabela 7.8 - Tensão admissível para a tração na flexão e compressão na flexão

| Tipo de solicitação  |          | Tensão admissível (MPa)   |                          |
|----------------------|----------|---------------------------|--------------------------|
|                      |          | $12,0 \leq f_a \leq 17,0$ | $5,0 \leq f_a \leq 12,0$ |
| Tração na flexão     | Normal   | 0,15 (BV)                 | 0,10 (BV)                |
|                      | à fiada  | 0,25 (BM)                 | 0,15 (BM)                |
|                      | Paralela | 0,15 (BV)                 | 0,20 (BV)                |
|                      | à fiada  | 0,25 (BM)                 | 0,40 (BM)                |
| Compressão na flexão |          | $0,30 f_p$                | $0,30 f_p$               |

Fonte: SANTOS; ALVARENGA (2012)

Onde *BV* – bloco vazado; e *BM* – bloco maciço.

A verificação à compressão máxima é dada pela Equação 7.48

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,adm}} + \frac{\sigma_f}{\sigma_{f,adm}} \leq 1,33 \quad \text{Eq. 7.48}$$

Onde:

- $\sigma_c$  = tensão de compressão admissível;
- $\sigma_{c,at}$  = tensão de compressão atuante;
- $\sigma_f$  = tensão de flexão admissível;
- $\sigma_{f,at}$  = tensão de flexão atuante.

A verificação à tração máxima é dada pela Equação 7.49.

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{t,adm}} - 0,75 \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,adm}} \leq 1 \quad \text{Eq. 7.49}$$

## 7.7 Análise das mudanças entre as normas

Através da análise dos trabalhos técnicos fundamentados em cada norma foi verificado, no que se refere ao dimensionamento estrutural, que na compressão, pelo fato do coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria ter sido ajustado para se obter os mesmos resultados da antiga norma, não houve diferenças quantitativas. Na flexão simples, mesmo com a resistência a tração do aço sendo

minorada, a nova norma condiciona maior economia quando comparado à antiga norma de projeto, pois as áreas de aço necessárias sofreram uma importante redução. Para o cisalhamento não se observa grandes mudanças, devido à pequena importância que essa solicitação desempenha em um edifício de alvenaria estrutural, porém a introdução da resistência de Coulomb, como critério de dimensionamento das tensões de cisalhamento, fez com que as resistências exageradas da antiga norma fossem corrigidas. Já na flexo-compressão houve um aumento dos esforços solicitantes pela norma de ações e segurança, NBR 8681: 2003, o que exigiu a introdução do coeficiente de majoração no valor de 1,4 para as solicitações verticais e horizontais de cálculo; também houve a mudança da equação de verificação, essas modificações são de importância significativa quando se trata no dimensionamento de edifícios altos.

Outras mudanças normativas importantes foram:

- Consideração da redução em 20% da resistência à compressão para blocos com apenas dois cordões laterais dispostos de argamassa;
- Modificação do limite de esbeltez e definições de valores característicos para resistência à compressão de paredes e prisma;
- Utilização do conceito elemento armado ao invés de alvenaria armada.

É observado que mesmo com a atualização da NBR 10837: 1988 para a NBR 15961: 2011, passando do modelo de dimensionamento fundamentado nas tensões admissíveis para o modelo dos estados-limites, o que já representou um grande avanço, são verificadas algumas graves falhas na atual normalização brasileira, tais como:

- A ausência de requisitos obrigatórios para a previsão de dano acidental e colapso progressivo;
- Omissão de um coeficiente redutor devido à esbeltez;
- A limitação na resistência do aço em  $0,5f_{yd}$ ;
- A expressão de verificação à flexo-compressão;
- A limitação do momento resistente na verificação à flexão e o momento de segunda ordem para paredes esbeltas, no caso de alvenaria armada.

Essas falhas são devidas à escassez de estudos no dimensionamento da alvenaria estrutural. Portanto, para que a construção com esse sistema se torne cada vez mais racionalizada será necessário novos trabalhos e pesquisas elaboradas nas principais universidades brasileiras e o embasamento pelas normas e modelos internacionais já consagrados.

## 8 DETALHES DO PROJETO ESTRUTURAL

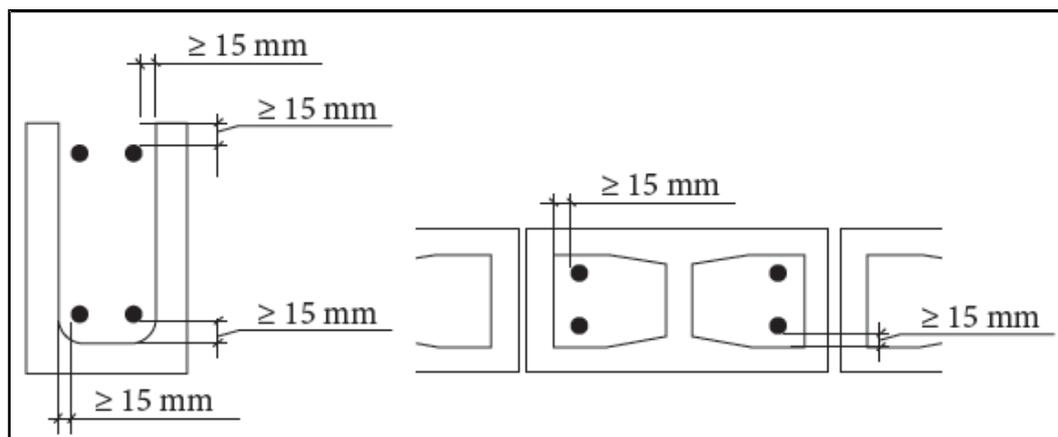
A atual norma de projeto a NBR 15961-1:2011 estabelece uma série de exigências quanto ao detalhamento do projeto estrutural, mas especificamente disposições construtivas das armaduras.

### 8.1 Cobrimentos das armaduras

Nas barras de armaduras horizontais dispostas nas juntas de assentamento deve-se as envolver por completo com argamassa e respeitar um cobrimento mínimo de 1,5 cm. Exceto para barras de armadura que receberam algum tipo de proteção anticorrosiva, onde esse limite pode ser reduzido.

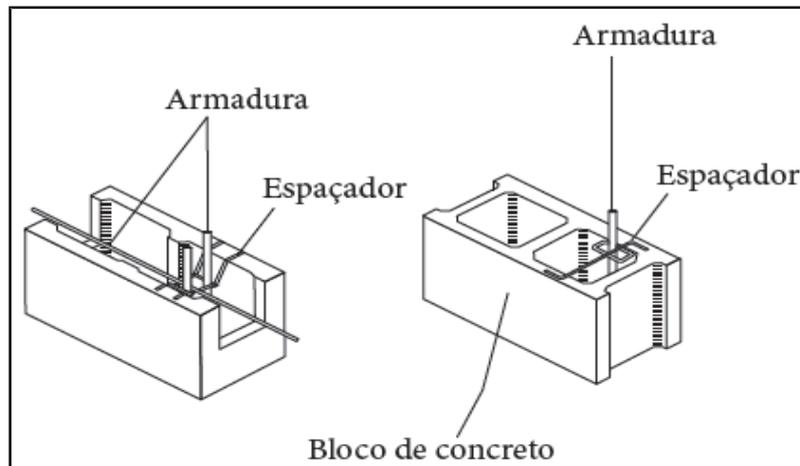
Para a situação das barras de armaduras verticais, envolvidas por graute, segue os mesmos limites do caso anterior, onde o cobrimento mínimo (descontando qualquer espessura do bloco ou canaleta) deve respeitar os 1,5 cm. A Figura 8.1 estabelece os limites indicados pela norma para armaduras horizontais e verticais. Em ambos os casos é recomendado o uso de espaçadores para garantir o distanciamento para a alvenaria estrutural, como mostra a Figura 8.2.

Figura 8.1–Cobrimentos horizontais e verticais mínimos da armadura



Fonte: PARSEKIAN (2012)

Figura 8.2 – Espaçadores para alvenaria estrutural



Fonte: PARSEKIAN (2012)

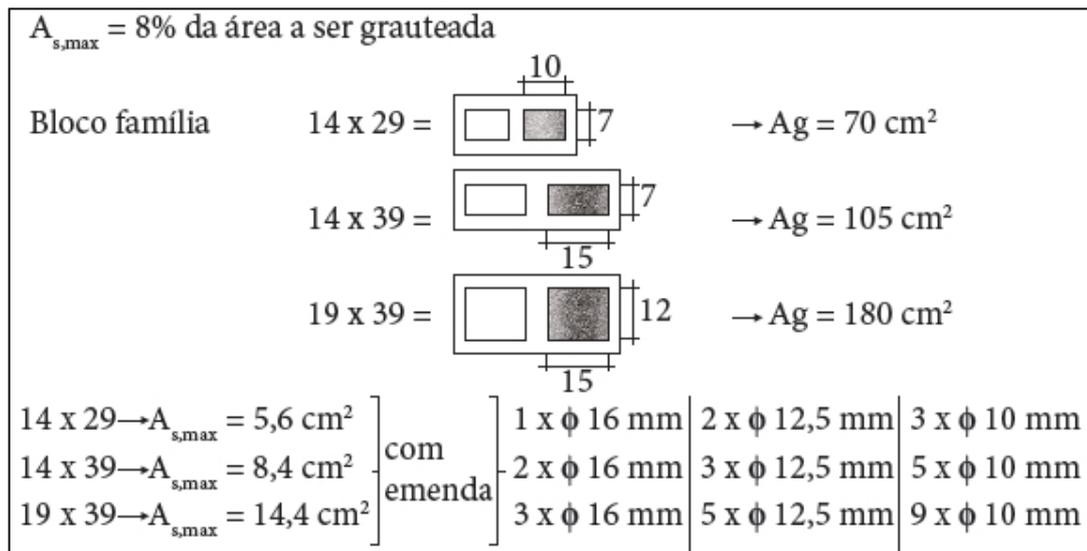
## 8.2 Áreas e diâmetros mínimos e máximos das armaduras

A norma atual de projeto em alvenaria estrutural exige as seguintes armaduras mínimas:

- Armadura longitudinal (normal à seção):
  - Paredes e vigas:
    - $0,10\% b \cdot d$  (armadura principal);
    - $0,05\% b \cdot d$  (armadura secundária);
    - Pode-se dispensar a armadura secundária em paredes de contraventamento calculadas como alvenaria não armada;
    - Recomenda-se calcular a armadura mínima considerando apenas a área da alma de paredes de contraventamento;
  - Pilares:
    - $0,30\% b \cdot d$  (armadura principal);
  - Na junta de assentamento horizontal para esforços de fendilhamento, variações volumétricas ou para melhorar a ductilidade:
    - $0,05\% t \cdot H$ ;
- Armadura transversal:
  - $0,05\% b \cdot s$  (válido para casos em que há necessidade de estribos).

As armaduras dispostas em um mesmo local preenchido por graute não devem ter área da seção transversal superior a 8% da área da seção do graute envolvente (não contando com a área do bloco), considerando regiões de transpasse. A máxima área de aço por furo é mais bem detalhada na Figura 8.3.

Figura 8.3 – Quantidade máxima de barras de armadura por furo



Fonte: PARSEKIAN (2012)

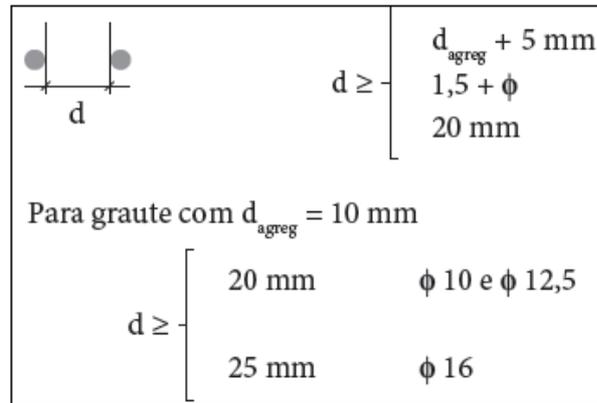
Os diâmetros de armadura máximos devem respeitar os limites:

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

Os limites referentes aos espaçamentos entre barras são descritos abaixo e demonstrados na Figura 8.4.

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

Figura 8.4 – Espaçamento mínimo entre armaduras



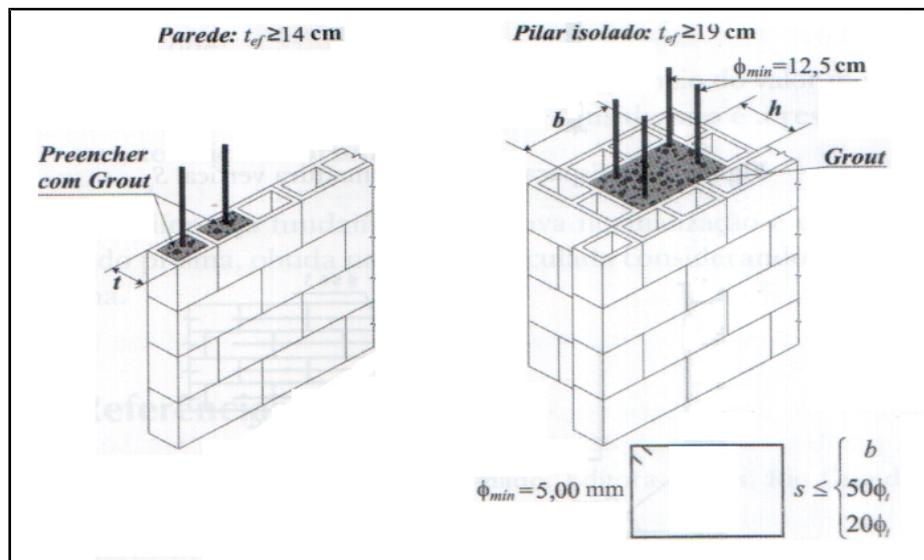
Fonte: PARSEKIAN (2012)

Nos pilares armados, devem-se dispor estribos que atendam as seguintes exigências:

- Diâmetro mínimo de 5 mm;
- Espaçamento menor que:
  - A menor dimensão do pilar;
  - 50 vezes o diâmetro do estribo;
  - 20 vezes o diâmetro das barras longitudinais.

Essas prescrições são mostradas nas Figuras 8.5.

Figura 8.5 – Armaduras de paredes e pilares



Fonte: SÁNCHEZ (2013)

Para o caso de parede considerada como pilar, têm-se as seguintes especificações:

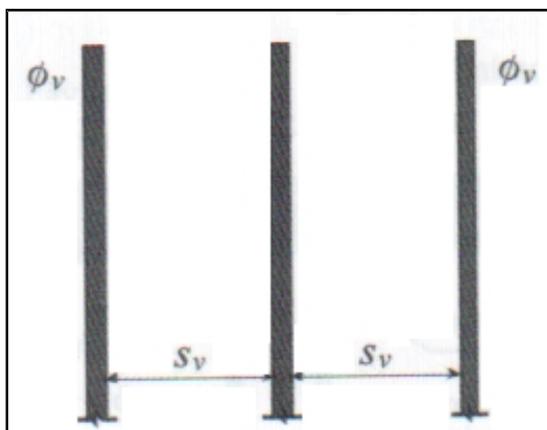
- O espaçamento da armadura vertical  $S_v$  deve atender à taxa geométrica de armadura  $\rho \leq 0,3\%$ , Figura 8.6.
- As paredes podem ser costuradas com armadura colocada na argamassa com:

— Diâmetro da costura  $\phi \leq 6$  mm;

— ; com  $\frac{1}{3}$  e  $\frac{2}{3}$ .

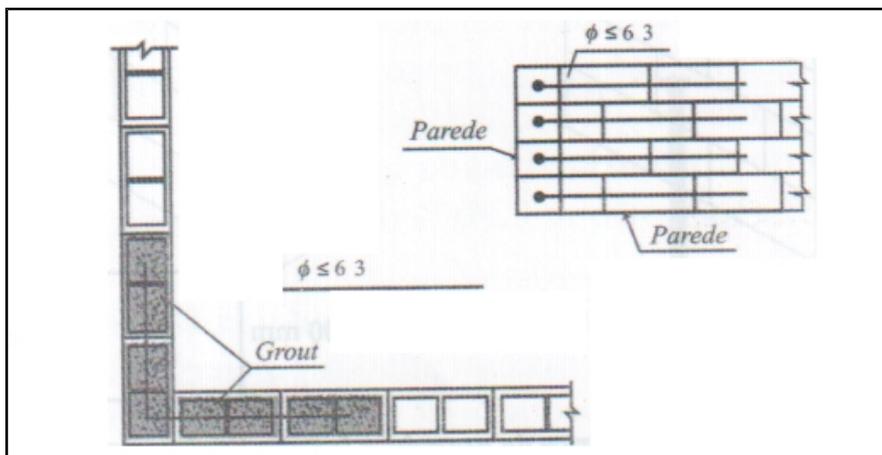
A Figura 8.7 detalha essas especificações.

Figura 8.6 – Espaçamento  $S_v$  da armadura vertical  $\phi_v$



Fonte: SÁNCHEZ (2013)

Figura 8.7 – Detalhe da costura nas paredes



Fonte: SÁNCHEZ (2013)

### 8.3 Ancoragem e emendas de armaduras

Qualquer barra de armadura longitudinal de um elemento fletido deve se prolongar além do ponto em que não é mais necessário, pelo menos por uma distância igual ao maior valor entre a altura efetiva  $d$  ou 12 vezes o diâmetro da barra,  $\phi$ .

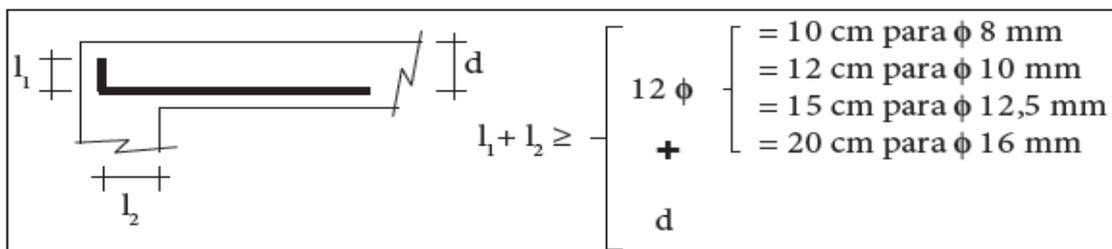
Emendas não são permitidas em zonas tracionadas, se não for atendido ao menos que um dos seguintes requisitos da NBR 15961-1: 2011:

- 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.

A ancoragem de barras tracionadas, numa extremidade simplesmente apoiada, Figuras 8.8 e 8.9, deve seguir as seguintes orientações da atual norma de projeto:

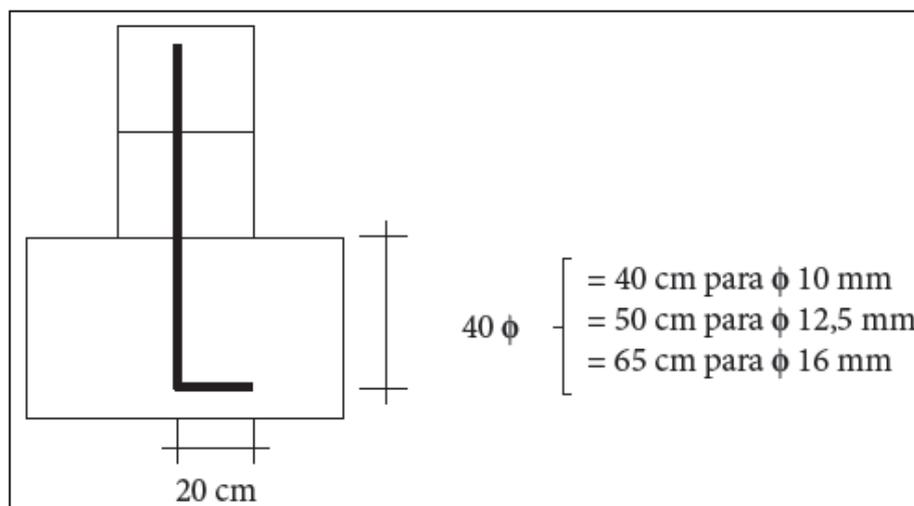
- Um comprimento efetivo de ancoragem equivalente a  $12 \cdot \phi$  além do centro do apoio, garantindo que nenhuma curva se inicie antes desse ponto.
- Um comprimento efetivo de ancoragem equivalente a  $12 \cdot \phi$  mais metade da altura útil  $d$ , desde que o trecho curvo não se inicie a uma distância inferior a  $d/2$  da face do apoio.

Figura 8.8 – Ancoragem sobre apoios (armaduras horizontais)



Fonte: PARSEKIAN (2012)

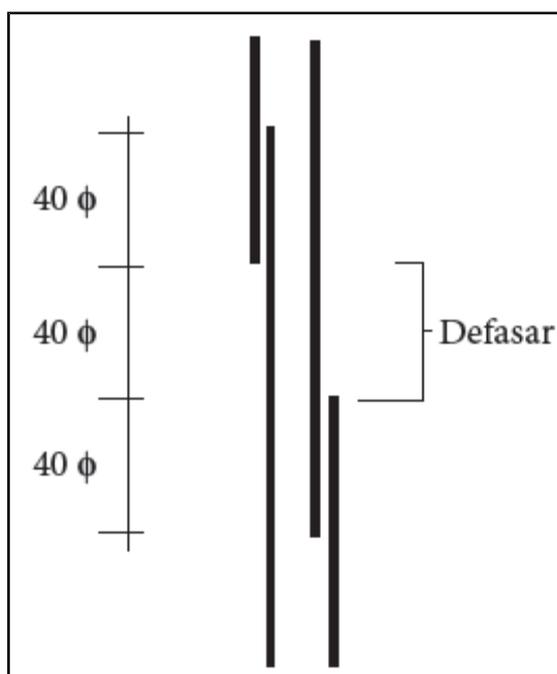
Figura 8.9 – Ancoragem sobre apoios (armaduras verticais)



Fonte: PARSEKIAN (2012)

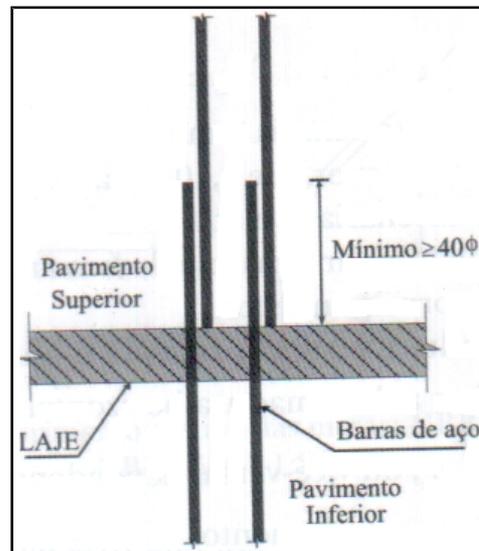
No detalhamento das barras longitudinais das paredes e pilares deve-se ter no máximo duas barras emendadas por seção quando alojadas em um mesmo espaço grauteado. Uma segunda emenda deve estar no mínimo a uma distância de  $40*\phi$  da primeira emenda, medida na direção do eixo das barras, Figuras 8.10 e 8.11, sendo  $\phi$  o diâmetro da barra emendada. Recomenda-se utilizar apenas uma barra vertical por furo.

Figura 8.10 – Emendas com duas barras no mesmo furo



Fonte: PARSEKIAN (2012)

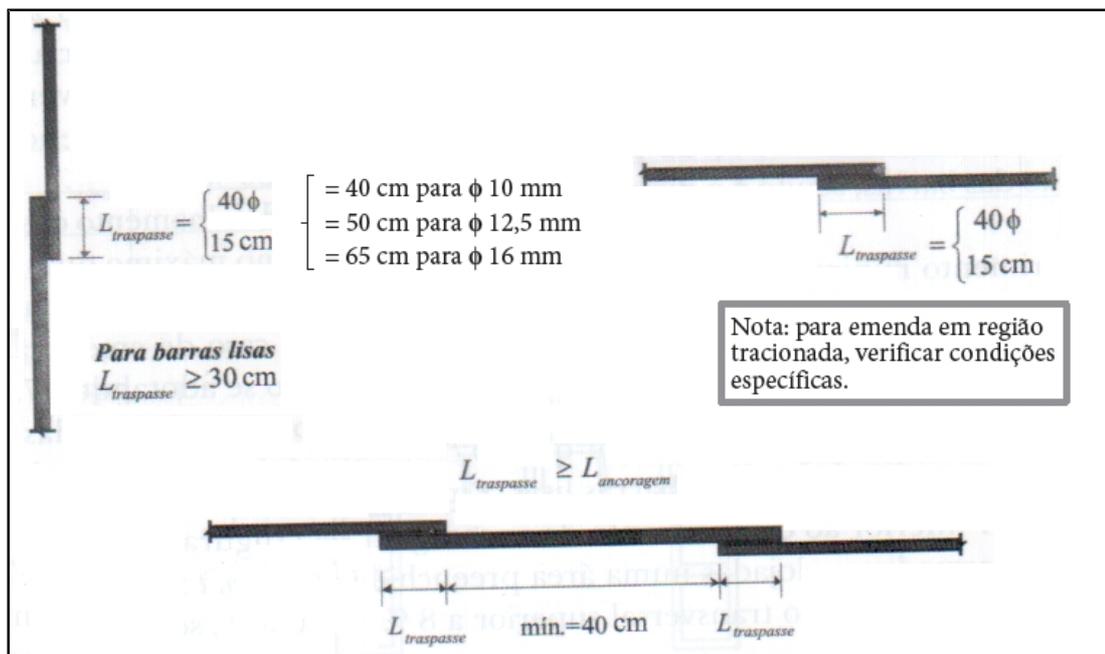
Figura 8.11 – Emendas das barras verticais por justaposição



Fonte: SÁNCHEZ (2013)

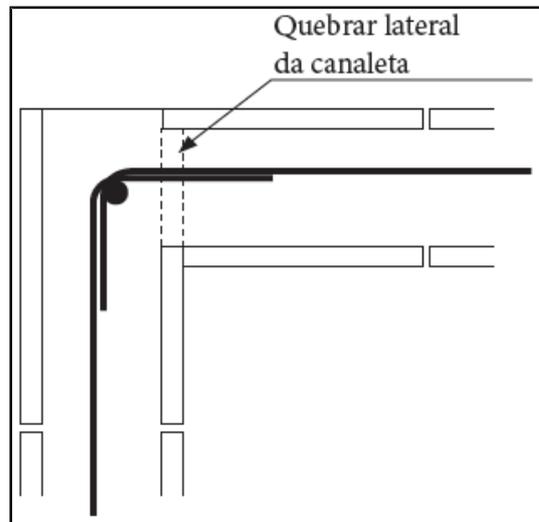
No caso de emendas a norma exige que o comprimento mínimo do transpasse seja de  $40 \cdot \phi$ , Figura 8.12, não se adotando o valor menor que 15 cm no caso de barras corrugadas e 30 cm no caso de barras lisas. Em nenhum caso de emenda pode ser inferior ao comprimento de ancoragem reta. A Figura 8.13 detalha a emenda utilizada em cantos de cintas.

Figura 8.12 – Prescrições para emendas de barras



Fonte: Adaptado de SÁNCHEZ (2013)

Figura 8.13 – Emenda em cantos de cintas



Fonte: PARSEKIAN (2012)

#### 8.4 Ganchos e dobras

A fim de não causar concentrações de tensões no graute ou na argamassa, ganchos e dobras devem ser previstos e possuir dimensões e formatos mínimos definidos pela norma de projeto. 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; deve ser tomado como o maior entre o comprimento real e o seguinte:

- Para um gancho, oito vezes o raio interno até o limite de vinte e quatro vezes o diâmetro da barra.
- Para uma dobra a  $90^\circ$ , quatro vezes o raio interno da dobra até o limite de doze vezes o diâmetro da barra.

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

## 9 CONCLUSÕES

- As modificações apresentadas na atualização da norma NBR 10837: 1989, tomando-a norma NBR 15961-1: 2011 possibilitaram a correção e atualização dos critérios de dimensionamento que a antiga norma NBR 10837: 1989 não supria, permitindo procedimentos mais precisos e levando em conta critérios atuais de verificação das ações e segurança, assim, muitos pontos incoerentes na norma de 1989 foram esclarecidos, além da permissão de dimensionamento à flexão no Domínio III, bem como a introdução do critério de Coulomb para o dimensionamento ao cisalhamento.
- Outro avanço expressivo na atualização de 2011 da norma de projeto foi a aplicação do conceito elemento armado, substituindo o que se definia na NBR 10837: 1989 como alvenaria armada, uma vez que na NBR 15961-1: 2011 é permitido armar apenas os elementos que forem necessários e não mais toda a edificação, o que proporciona maior racionalização e evita o superdimensionamento.
- A norma NBR 15961-1: 2011 apresenta conceitos mais racionais e correções realizadas em relação à norma NBR 10837: 1989. Porém, ainda são necessárias mudanças na norma NBR 15961-1: 2011, cujos especialistas na área evidenciam que para edifícios residenciais e comerciais de pequeno porte com tipologia padrão, não há diferenças significativas dos resultados de dimensionamento entre os modelos de cálculo das normas consideradas.

## REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

\_\_\_\_\_. NBR 8798. **Execução e controle de obras de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro, 1985.

\_\_\_\_\_. NBR 6123. **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. NBR 10837. **Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro, 1989.

\_\_\_\_\_. NBR 6136. **Blocos vazados de concreto simples para alvenaria**. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. NBR 15961-1. **Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, 2011.

\_\_\_\_\_. NBR 15961-2. **Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto. Parte 2: Execução e controle de obras**. Rio de Janeiro, 2011.

\_\_\_\_\_. NBR 8681. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

BUSI, T. P. **Análise comparativa de edifícios em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos: geometria em planta baixa mais recomendada**. 2009, 83f. Trabalho de conclusão de curso. UFRGS, Porto Alegre, 2009.

CAMACHO, J. S. **Projeto de edifício de alvenaria estrutural**. UNESP, Ilha solteira, São Paulo, 2006.

FERREIRA, B. L. O.; POMPEU, L. G. C. **Alvenaria estrutural de bloco de concreto – método executivo, vantagens e desvantagens de seu uso.** 2010, 85f. Trabalho de conclusão de curso. UNAMA, Manaus, 2010.

HIRT, E.; MARANGONI, K. P. **Estudos sobre a utilização de alvenaria estrutural em obras da região metropolitana de Curitiba.** 2013, 116f. Trabalho de conclusão de curso. UFPR, Curitiba, 2013.

LISBOA, R. Q. **Análise comparativa entre prédios com estrutura convencional em concreto armado e alvenaria estrutural.** 2008, 70f. Trabalho de conclusão de curso. UNAMA, Universidade da Amazônia, 2008.

PAGOTTO, H. P.; et. al. **Alvenaria estrutural.** 2011, 67f. Trabalho acadêmico. UNESP, Bauru, 2011.

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

PARSEKIAN, G. A., HAMID, A. A., DRYSDALE, R. G. **Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural.** 2ª ed. São Carlos: EdUFSCar, 2012.

RAMALHO, M. A., CORRÊA, M. R. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural.** 1ª ed. São Paulo: Pini, 2003.

REBOREDO, A. R. **Dimensionamento de um edifício em alvenaria estrutural de blocos de concreto: comentários sobre a NBR 15961-1 (2011).** 2013, 173 f. Trabalho de conclusão de curso. UFSC, Florianópolis, 2013.

ROMAN, H. R.; SIGNOR, R.; RAMOS, A. S. **Análise de alvenaria estrutural.** Florianópolis: UFSC, 2011.

SÁNCHEZ, E. (Org.). **Nova normalização brasileira para alvenaria estrutural.** 1ª ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2013.

SANTOS, A. A.; ALVARENGA, R. C. S. S. Edifício de alvenaria estrutural de cinco pavimentos: análise comparativa entre a ABNT NBR 10837 e ABNT NBR 15961-1. I **simpósio sobre estruturas.** Viçosa, p-1-12, 2012.

TAUIL, C. A.; NESSE, F. J. M. **Alvenaria estrutural.** 1ª ed. São Paulo. Pini, 2010.