

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO  
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**LETICIA SILVA MOTA**

**PROJETO DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL EM BLOCOS DE  
CONCRETO SEGUNDO RECOMENDAÇÕES DA NBR 15961 – 1: 2011**

São Luís – MA

2018

**LETICIA SILVA MOTA**

**PROJETO DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL EM BLOCOS DE  
CONCRETO SEGUNDO RECOMENDAÇÕES DA NBR 15961 – 1: 2011**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão para o grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira

São Luís – MA

2018

Mota, Leticia Silva.

Projeto de edifícios de alvenaria estrutural em blocos de concreto segundo recomendações da NBR 1596-1:2011 / Leticia Silva Mota. – São Luís, 2018.  
88 f.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2018.

Orientador: Prof. Me. Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira.

1. Alvenaria estrutural. 2. Sistema construtivo. 3. Bloco de concreto.  
I. Título.

CDU 691

LETICIA SILVA MOTA


**PROJETO DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL EM BLOCOS DE  
CONCRETO SEGUNDO RECOMENDAÇÕES DA NBR 15961 – 1: 2011**


Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão para o grau de Bacharel em Engenharia Civil.

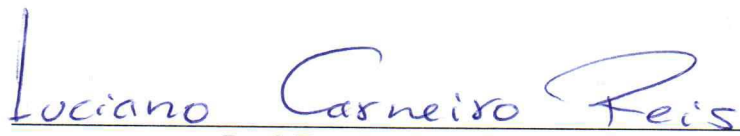
Orientador: Prof. Me. Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira

Aprovada em: 25/06/2018

BANCA EXAMINADORA

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Me. Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira (Orientador)**  
Universidade Estadual do Maranhão

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar**  
Universidade Estadual do Maranhão

  
\_\_\_\_\_  
**Prof. Esp. Luciano Carneiro Reis**  
Universidade Estadual do Maranhão

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço, primeiramente, a Deus por ter concedido, através do seu amor infinito com seus filhos, a capacidade para a realização deste trabalho.

Aos meus pais, Antonia de Jesus Silva e Valber Mota, que sempre confiaram em mim e me apoiaram durante toda esta trajetória. Agradeço, também, pelos princípios ensinados durante toda minha vida.

Aos meus amigos de graduação, Rayza Pinheiro e Adriana Trindade, que trilharam este caminho comigo e compartilharam momentos de felicidade, cansaço e realização. Obrigada pela amizade e companheirismo.

Ao meu orientador, Clodoaldo Cesar, pelos conhecimentos transmitidos e comprometimento com o desenvolvimento do trabalho.

A todos os amigos e familiares que de alguma forma contribuíram direta ou indiretamente na minha formação como Engenheira Civil.

## RESUMO

O presente trabalho aborda os requisitos para o projeto de edifícios de alvenaria estrutural, seguindo as recomendações da NBR 15961 – 1 (2011), que trata do dimensionamento de estruturas com blocos de concreto. Este sistema construtivo é econômico, visto que sua execução é racionalizada e não é necessário o uso de vigas nem de pilares, pois a parede de alvenaria representa essa função. Porém, é importante ressaltar que a maior desvantagem é impossibilidade de mudança da arquitetura do projeto após sua construção. Para tanto, explicaram-se as funções dos componentes dos elementos de alvenaria estrutural, ou seja, do bloco de concreto, graute, armadura e argamassa. Foram expostos os métodos para a determinação das ações solicitantes, bem como a verificação à compressão simples, flexão simples, flexão composta e cisalhamento. Por fim, foi realizada uma aplicação dos conceitos estudados em um edifício de três pavimentos, obtendo a resistência necessária dos blocos e a área da armadura.

**Palavras chave:** Alvenaria estrutural. Sistema Construtivo. Bloco de concreto.

## **ABSTRACT**

The present study addresses the requirements for the design of structural masonry buildings, following the recommendations of NBR 15961-1 (2011), which deals with the design of structures with concrete blocks. This constructive system is economical, since its execution is rationalized and it is not necessary to use neither beams nor pillars, because the masonry wall represents this function. However, it is important to emphasize that the biggest disadvantage is the impossibility of changing the architecture of the project after its construction. In order to do so, the functions of the components of the structural masonry elements, the concrete block, grout, reinforcing steel and mortar, were explained. The methods for determination of the design load, as well as the verification of masonry members subjected to axial loading, lateral loading, vertical and lateral loading and shear loading were exposed. Finally, an application of the concepts studied was carried out in a three-story building. Obtaining the required strength of the blocks and the cross-sectional area of reinforcing steel.

**Keywords:** Structural masonry. Constructive system. Concrete block.

## LISTA DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| <b>Figura 1:</b> Bloco vazado .....   | 17 |
| <b>Figura 2:</b> Bloco tipo canaleta .....  | 18 |
| <b>Figura 3:</b> Exemplo de bloco canaleta usado em verga .....   | 18 |
| <b>Figura 4:</b> Bloco compensador .....  | 18 |
| <b>Figura 5:</b> Amarração de paredes em “L” e em “T” .....   | 20 |
| <b>Figura 6:</b> Família de blocos 19x39 .....  | 20 |
| <b>Figura 7:</b> Família de blocos 14x39 .....  | 21 |
| <b>Figura 8:</b> Família de blocos 14x29 .....  | 21 |
| <b>Figura 9:</b> Pontos que se recomendam armadura vertical .....   | 23 |
| <b>Figura 10:</b> Amarração em L de blocos da família 20 x 40 .....   | 25 |
| <b>Figura 11:</b> Amarração em T com bloco de três furos .....  | 26 |
| <b>Figura 12:</b> Amarração em T de sem bloco de três furos .....   | 26 |
| <b>Figura 13:</b> Amarração em L de blocos da família 15 x 40 .....   | 27 |
| <b>Figura 14:</b> Amarração em T com bloco de três furos .....  | 27 |
| <b>Figura 15:</b> Amarração em T sem bloco de três furos .....  | 27 |
| <b>Figura 16:</b> Coordenação modular piso a teto .....   | 28 |
| <b>Figura 17:</b> Parede externa sem bloco J .....  | 28 |
| <b>Figura 18:</b> Coordenação modular piso a piso .....   | 29 |
| <b>Figura 19:</b> Desaprumo .....   | 32 |
| <b>Figura 20:</b> Coeficiente de arrasto $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência ..... | 33 |
| <b>Figura 21:</b> Isopletas de velocidade básica em m/s .....   | 34 |
| <b>Figura 22:</b> Espalhamento do carregamento em paredes L e planas .....  | 39 |
| <b>Figura 23:</b> Comprimento efetivo de flanges ( $b_f \leq 6t$ ) .....  | 40 |
| <b>Figura 24:</b> Ação horizontal em contraventamento simétrico e não-simétrico .....                                   | 41 |
| <b>Figura 25:</b> Tensão e deformação na seção de um elemento de alvenaria .....  | 43 |
| <b>Figura 26:</b> Planta baixa da edificação primeira fiada de bloco .....  | 49 |
| <b>Figura 27:</b> Elevação da edificação .....  | 50 |
| <b>Figura 28:</b> Identificação das paredes estruturais .....   | 50 |
| <b>Figura 29:</b> Reações nas paredes de uma laje quadrada .....  | 53 |
| <b>Figura 30:</b> Reações das lajes nas paredes em KN/m .....   | 54 |



|   |    |
|---|----|
| <b>Figura 31:</b> Grupos de paredes.....                                    | 56 |
| <b>Figura 32:</b> Força do vento na edificação .....                        | 59 |
| <b>Figura 33:</b> Paredes de contraventamento Y.....                        | 61 |
| <b>Figura 34:</b> Paredes de contraventamento X.....                        | 62 |
| <b>Figura 35:</b> Centro de gravidade da parede PY-01 em centímetros .....  | 70 |
| <b>Figura 36:</b> Vergas e comprimentos em centímetros.....                 | 73 |
| <b>Figura 37:</b> Seção transversal e carregamento sobre a verga V-01 ..... | 73 |
| <b>Figura 38:</b> Diagrama de esforço cortante da verga V-01 .....          | 74 |
| <b>Figura 39:</b> Diagrama de momento fletor da verga V-01 .....            | 74 |
| <b>Figura 40:</b> Vergas V10 e V1 .....                                     | 80 |
| <b>Figura 41:</b> Situação de vinculação das lajes.....                     | 85 |

## LISTA DE TABELAS

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabela 1:</b> Dimensões nominais dos blocos de concreto .....                                     | 19 |
| <b>Tabela 2:</b> Resistência característica à compressão, absorção e retração .....                  | 22 |
| <b>Tabela 3:</b> Combinação de peças modulares.....  | 24 |
| <b>Tabela 4:</b> Categorias de rugosidade.....   | 35 |
| <b>Tabela 5:</b> Classificação das edificações .....   | 35 |
| Tabela 6: Fator $S_2$ .....  | 36 |
| <b>Tabela 7:</b> Fator estatístico $S_3$ .....   | 37 |
| <b>Tabela 8:</b> Coeficientes de ponderação ( $\gamma_f$ ).....                                      | 38 |
| <b>Tabela 9:</b> Coeficiente redutor de ações variáveis ( $\psi_0$ ) .....                           | 38 |
| <b>Tabela 10:</b> Coeficiente de ponderação ( $\gamma_m$ ).....                                      | 42 |
| <b>Tabela 11:</b> Valor máximo do índice de elbeltez.....  | 43 |
| <b>Tabela 12:</b> Resistência característica ao cisalhamento em juntas horizontais ( $f_{vk}$ )..... | 45 |
| <b>Tabela 13:</b> Resistência à tração na flexão ( $f_{tk}$ ) .....                                  | 48 |
| <b>Tabela 14:</b> Cargas nas lajes .....   | 52 |
| <b>Tabela 15:</b> Reações das lajes nas paredes.....   | 54 |
| <b>Tabela 16:</b> Carregamento característico atuante nas paredes X.....                             | 55 |
| <b>Tabela 17:</b> Carregamento característico atuante nas paredes Y .....                            | 55 |
| <b>Tabela 18:</b> Carregamento característico atuante em cada grupo de parede.....                   | 57 |
| <b>Tabela 19:</b> Carregamento característico de cada grupo em cada pavimento.....                   | 57 |
| <b>Tabela 20:</b> Valores do coeficiente $S_2$ .....   | 58 |
| <b>Tabela 21:</b> Valores da velocidade característica e pressão dinâmica .....                      | 59 |
| <b>Tabela 22:</b> Área de atuação do vento .....   | 59 |
| <b>Tabela 23:</b> Forças características devidas ao vento na direção X e Y - .....                   | 60 |
| <b>Tabela 24:</b> Força total, cortante e momento fletor – Valores característicos .....             | 61 |
| <b>Tabela 25:</b> Determinação do momento de inércia.....  | 62 |
| <b>Tabela 26:</b> Momento de inércia e rigidez das paredes Y.....                                    | 63 |
| <b>Tabela 27:</b> Momento de inércia e rigidez das paredes X.....                                    | 63 |
| <b>Tabela 28:</b> Esforço cortante característico nas paredes X .....                                | 64 |
| <b>Tabela 29:</b> Esforço cortante característico nas paredes Y .....                                | 64 |
| <b>Tabela 30:</b> Momento fletor característico nas paredes X .....                                  | 64 |
| <b>Tabela 31:</b> Momento fletor característico nas paredes Y .....                                  | 65 |

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabela 32:</b> Resistência característica da parede ( $f_k$ ) .....                         | 66 |
| <b>Tabela 33:</b> Resistência característica do bloco ( $f_{bk}$ ) .....                       | 66 |
| <b>Tabela 34:</b> Tensão característica de cisalhamento nas paredes X .....                    | 67 |
| <b>Tabela 35:</b> Tensão característica de cisalhamento nas paredes Y .....                    | 67 |
| <b>Tabela 36:</b> Tensão normal de compressão na junta das paredes X .....                     | 68 |
| <b>Tabela 37:</b> Tensão normal de compressão na junta das paredes Y .....                     | 68 |
| <b>Tabela 38:</b> Fibra mais distante em paredes Y .....                                       | 70 |
| <b>Tabela 39:</b> Fibra mais distante em paredes X .....                                       | 70 |
| <b>Tabela 40:</b> Resistência de cálculo à compressão e à tração em paredes Y .....            | 71 |
| <b>Tabela 41:</b> Resistência de cálculo à compressão e à tração em paredes X .....            | 71 |
| <b>Tabela 42:</b> Resistência de característica à compressão e à tração em paredes X e Y ..... | 72 |
| <b>Tabela 43:</b> Esforço cortante e momento fletor característicos nas vergas .....           | 74 |
| <b>Tabela 44:</b> Esforço cortante e momento fletor de cálculo .....                           | 75 |
| <b>Tabela 45:</b> Área da seção transversal da armadura .....                                  | 76 |
| <b>Tabela 46:</b> Área da seção transversal da armadura maiores que a mínima .....             | 76 |
| <b>Tabela 47:</b> Quantidade de barras longitudinais nas vergas .....                          | 77 |
| <b>Tabela 48:</b> Tensão de cisalhamento de cálculo .....                                      | 77 |
| <b>Tabela 49:</b> Resistência ao cisalhamento de cálculo .....                                 | 78 |
| <b>Tabela 50:</b> Área da armadura por metro .....   | 79 |
| <b>Tabela 51:</b> Coeficiente $K_x$ , $K_y$ , $K'_x$ e $K'_y$ para os casos 1, 2, 3 e 4 .....  | 86 |
| <b>Tabela 52:</b> Coeficiente $K_x$ , $K_y$ , $K'_x$ e $K'_y$ para os casos 5, 6, 7 e 8 .....  | 87 |
| <b>Tabela 53:</b> Relação entre espaçamento, diâmetro nominal e área da seção por metro .....  | 88 |

## SUMÁRIO

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1. INTRODUÇÃO .....</b>  | <b>13</b> |
| <b>1.1 Justificativa .....</b>  | <b>14</b> |
| <b>1.2 Objetivos.....</b>   | <b>15</b> |
| 1.2.1 Objetivo geral .....  | 15        |
| 1.2.2 Objetivos Específicos .....   | 15        |
| <b>1.3 Metodologia.....</b>   | <b>15</b> |
| <b>1.4 Organização do trabalho .....</b>                                      | <b>15</b> |
| <b>2. COMPONENTES DA ALVENARIA ESTRUTURAL .....</b>                           | <b>17</b> |
| <b>2.1 Blocos .....</b>   | <b>17</b> |
| <b>2.2 Graute.....</b>  | <b>22</b> |
| <b>2.3 Argamassa .....</b>  | <b>23</b> |
| <b>2.4 Armadura .....</b>   | <b>23</b> |
| <b>3. MODULAÇÃO .....</b>   | <b>24</b> |
| <b>3.1 Modulação horizontal .....</b>   | <b>25</b> |
| 3.1.1 Modulação com blocos em que o comprimento é o dobro da largura.....     | 25        |
| 3.1.2 Modulação com blocos em que o comprimento não é o dobro da largura..... | 26        |
| <b>3.2 Modulação vertical .....</b>   | <b>28</b> |
| <b>4. AÇÕES NA ESTRUTURA .....</b>  | <b>30</b> |
| <b>4.1 Modelo de segurança .....</b>  | <b>30</b> |
| <b>4.2 Ações .....</b>  | <b>31</b> |
| 4.2.1 Ações permanentes .....   | 31        |
| 4.2.2 Ações variáveis.....  | 32        |
| 4.2.3 Ações excepcionais.....   | 37        |
| 4.2.4 Combinações de ações.....   | 37        |
| <b>4.3 Distribuição das cargas verticais.....</b>                             | <b>38</b> |
| <b>4.4 Distribuição das cargas horizontais .....</b>                          | <b>40</b> |
| <b>5. DIMENSIONAMENTO.....</b>  | <b>42</b> |
| <b>5.1 Compressão simples .....</b>   | <b>42</b> |
| <b>5.2 Flexão simples .....</b>   | <b>43</b> |
| <b>5.3 Cisalhamento.....</b>  | <b>44</b> |
| <b>5.4 Flexão composta.....</b>   | <b>47</b> |

|   |           |
|---|-----------|
| <b>6. APLICAÇÃO .....</b>   | <b>49</b> |
| <b>6.1 Apresentação do projeto .....</b>                                  | <b>49</b> |
| <b>6.2 Cargas verticais .....</b>   | <b>51</b> |
| 6.2.1 Peso próprio .....  | 51        |
| 6.2.2 Cargas das lajes .....  | 51        |
| 6.2.3 Combinação das cargas verticais .....                               | 54        |
| 6.2.4 Distribuição das cargas verticais .....                             | 56        |
| <b>6.3 Cargas horizontais.....</b>  | <b>57</b> |
| 6.3.1 Desaprumo.....  | 57        |
| 6.3.2 Cargas do vento .....   | 58        |
| 6.3.3 Combinação das cargas horizontais.....                              | 60        |
| 6.3.4 Distribuição das cargas horizontais .....                           | 61        |
| <b>6.4 Dimensionamento das paredes à compressão simples .....</b>         | <b>65</b> |
| <b>6.5 Dimensionamento das paredes ao cisalhamento.....</b>               | <b>67</b> |
| <b>6.6 Dimensionamento das paredes submetidas à flexão composta .....</b> | <b>69</b> |
| <b>6.7 Dimensionamento de vergas submetidas à flexão simples.....</b>     | <b>72</b> |
| <b>6.8 Dimensionamento de vergas ao cisalhamento.....</b>                 | <b>77</b> |
| <b>7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>                                       | <b>81</b> |
| <b>REFERÊNCIAS .....</b>  | <b>82</b> |

## 1. INTRODUÇÃO

“A alvenaria é um sistema construtivo muito tradicional, tendo sido muito utilizado desde o início da atividade humana de executar estruturas para os mais variados fins” (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p.2). De fato, várias estruturas construídas centenas de anos atrás foram feitas de alvenaria. Dentre as mais importantes estão: pirâmides de Guizé, farol de Alexandria, Coliseu, catedral de Reims, edifício Monadnock, entre outros.

Entretanto, tais estruturas eram robustas, pois não havia uma metodologia para o dimensionamento, e ao longo do tempo foram sendo substituídas por estruturas de concreto e aço que se espalharam pelo mundo (PRUDÊNCIO; OLIVEIRA; BEDIN, 2002).

Mohamad (2014, p.23) define alvenaria estrutural como:

Sistema construtivo no qual a unidade básica modular é o bloco e, com a união proporcionada pela argamassa, solidarizam-se formando os elementos denominadas paredes, responsáveis por absorver a todas as ações verticais e horizontais.

Desta forma, a alvenaria desempenha, além da sua função de vedação, função estrutural, eliminando dois importantes elementos usados em estruturas usuais de concreto, que são as vigas e os pilares. São as paredes, portanto, que transmitem as cargas diretamente para as fundações.

Ademais, a alvenaria estrutural é de fácil racionalização, pois tem como características métodos simples de dimensionamento e de projeto (COÊLHO, 1998). A racionalização visa otimizar o uso de recursos em uma obra, por exemplo, mão de obra, os insumos, a padronização de projetos e o uso de novas tecnologias.

Assim, um empreendimento executado em alvenaria estrutural apresenta vantagens e desvantagens. Dentre os aspectos positivos estão:

- Economia de formas;
- Diminuição da diversidade de materiais, diminuindo o risco de atraso em relação à entrega de materiais, e como consequência atraso no cronograma. Além disso, o canteiro de obras torna-se mais fácil de organizar;
- Execução mais rápida, pois as técnicas de construção desta tecnologia são simplificadas;
- Redução de especialistas, como carpinteiros e armadores;
- Economia de revestimentos, devido ao melhor controle na execução em relação à alvenaria usada somente para vedação.

Por outro lado, a alvenaria estrutural apresenta aspectos negativos:

- Depois de construído, um edifício em alvenaria estrutural não pode sofrer mudanças no projeto arquitetônico original, visto sua função portante. Este é o principal ponto negativo em relação às estruturas aporticadas;
- Limitação de vãos livres, que devem ser no máximo de 6m;
- Necessidade de mão de obra qualificada, portanto, é essencial o investimento em treinamento.

Cabe ao engenheiro decidir, com base nos pontos positivos e negativos e em análise técnica aprofundada, se a alvenaria estrutural pode ser usada como solução para o problema que lhe foi proposto. Por exemplo, Ramalho e Corrêa (2003) recomendam não usar alvenaria estrutural em edificações comerciais, pois é comum nesse tipo de edificação a reorganização de paredes.

## **1.1 Justificativa**

As empresas de construção civil sempre buscam diminuir os custos de suas obras sem prejudicar a qualidade do empreendimento. Assim, surge o interesse pelo uso de sistemas construtivos mais econômicos e racionalizados como a alvenaria estrutural.

Um comparativo feito pela MZM Incorporadora e Construtora mostrou que a empresa economizou 15% na construção de um edifício residencial em alvenaria estrutural em relação ao uso de estruturas usuais de concreto. A obra consistia em duas torres de 21 andares e 16 apartamentos por andar (Construção Mercado, 2013).

Devido ao seu baixo custo, houve um aumento significativo no uso de alvenaria estrutural em prédios destinados às pessoas de baixa renda, vide o programa do governo federal Minha Casa Minha Vida. O que não impede o seu uso em edifícios de médio ou alto padrão.

Desta forma, o presente trabalho visa agregar conhecimentos à comunidade acadêmica e profissional, com um estudo sobre alvenaria estrutural, por meio da apresentação dos métodos para desenvolvimento e realização de projetos, com base nos princípios da NBR 15961 – 1 (2011).

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo geral**

Expor os princípios para dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural seguindo orientações da norma brasileira NBR 15961 – 1 (2011) – Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto - Parte 1: Projeto.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Expor o conceito e função da alvenaria estrutural bem como de todos os seus componentes.
- Apresentar as recomendações da NBR 15961 – 1 (2011) para a determinação de ações solicitantes, verificação de resistências e demais critérios para o desenvolvimento de estruturas em alvenaria estrutural.
- Fazer o dimensionamento um edifício a partir das recomendações da NBR 15961 – 1 (2011).

## **1.3 Metodologia**

O presente trabalho fundamentou-se no uso de bibliografias, tais como normas técnicas, artigos e livros sobre estruturas de alvenaria estrutural e assuntos que estão intrinsecamente ligados a este tema, enfatizando-se os métodos usados para o correto desenvolvimento de projetos.

Com as informações coletadas na pesquisa bibliográfica, fez-se uma exemplificação em um edifício residencial. Aplicando os métodos para determinação de ações solicitantes, análise estrutural, dimensionamento.

## **1.4 Organização do trabalho**

No capítulo 1, a alvenaria estrutural é definida, mostrando os pontos positivos e negativos de sua utilização. É apresentada a justificativa do trabalho, o objetivo geral, os objetivos específicos, a metodologia para a realização do trabalho e como será organizado.



No capítulo 2, serão apresentados os componentes da alvenaria estrutural, bloco, argamassa, armadura e graute. Cada elemento terá suas funções explicadas dentro deste sistema construtivo.

No capítulo 3, será abordada a modulação vertical e horizontal da alvenaria e quais as formas mais indicadas para sua realização.

No capítulo 4, serão apresentados os estados limites ultimo e de serviço, bem com as ações verticais e horizontais que agem na estrutura, a combinação destas e sua distribuição nos elementos de alvenaria.

No capítulo 5, será mostrado com se faz o dimensionamento de peças de alvenaria estrutural em relação à compressão, flexão simples, flexão composta e cisalhamento segundo os conceitos e fórmulas apresentadas na NBR 15961 – 1 (2011).

No capítulo 6, será apresentado o dimensionamento de um pequeno edifício de 3 andares. As ações atuantes na estrutura serão calculadas conforme explicado nos capítulos do trabalho e posteriormente será verificado se a estrutura resiste aos esforços solicitantes.

No capítulo 7, serão apresentadas as considerações finais, seguido de referências bibliográficas e anexos.

## 2. COMPONENTES DA ALVENARIA ESTRUTURAL

### 2.1 Blocos

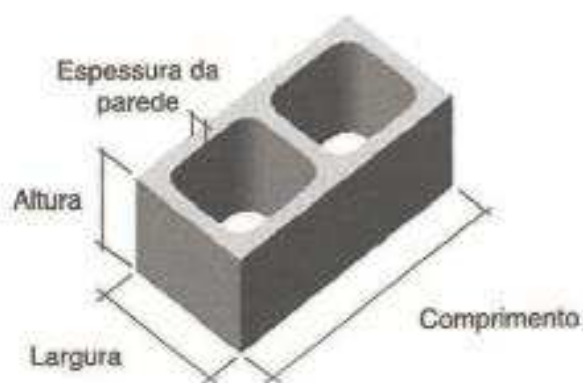
Os blocos são elementos da alvenaria estrutural que tem a função de resistir aos esforços solicitantes. Os materiais mais utilizados na composição dos blocos são: concreto e cerâmica. O presente trabalho trata somente de blocos de concreto, os quais são especificados pela norma NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos.

A NBR 6136 (2014) recomenda que visualmente, os blocos não podem apresentar trincas, fraturas ou defeitos. Devem ser homogêneos e compactos, e ainda não é permitido reparar imperfeições que venham a existir nos blocos.

#### 2.1.1 Tipos de blocos

**Bloco vazado:** é o elemento que a área líquida é menor ou igual a 75% da área bruta. Onde a área líquida é a área da seção que contém os furos menos as áreas vazias. A área bruta é a área da seção dos furos considerando a área dos vazios. A parte vazia do bloco é usada para passar instalações e para a colocação do graute.

**Figura 1:** Bloco vazado

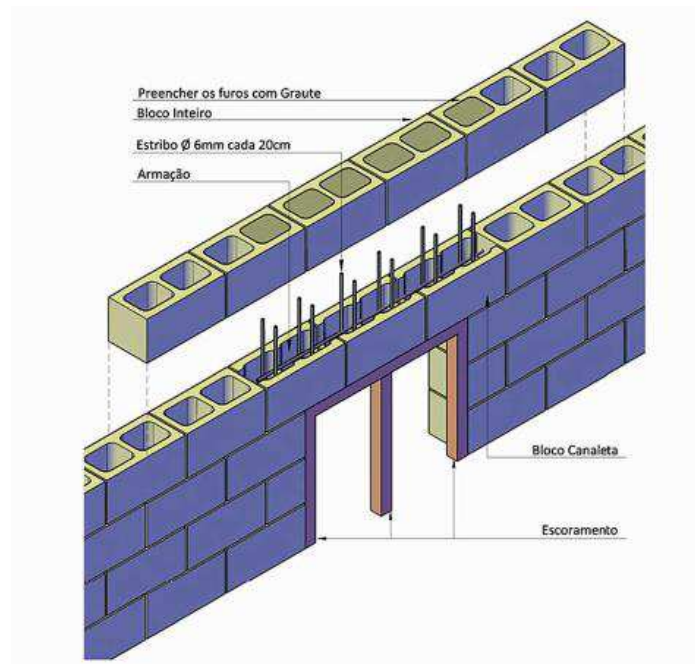


Fonte: NBR 6136 (2014)

**Bloco tipo canaleta:** elemento que facilita a execução de vergas, contravergas e cintas.

**Figura 2:** Bloco tipo canaleta

Fonte: NBR 6136 (2014)

**Figura 3:** Exemplo de bloco canaleta usado em verga

Fonte: Tauil e Nesse (2010)

**Bloco compensador:** tem a finalidade de ser usado como ajuste em esquadrias e para a compensação em planta baixa da modulação. Tauil e Nesse (2010) afirmam que estes blocos são muito utilizados em projetos que foram concebidos sem pensar nas medidas modulares.

**Figura 4:** Bloco compensador

Fonte: NBR 6136 (2014)

**Família de blocos:** refere-se aos blocos que pode interagir entre si, ou seja, eles têm mesma altura e largura, mas comprimento diferente. Assim, em um projeto, um bloco pode complementar o outro. Dentro de uma família pode-se encontrar bloco inteiro, meio bloco, blocos de amarração L e T, blocos compensadores e blocos tipo canaleta.

### 2.1.2 Dimensões dos blocos de concreto

**Dimensões modulares:** Dimensões múltiplas do módulo  $M = 10$  cm e dos submódulos  $M/2$  e  $M/4$ . Por exemplo,  $2M \times 2M \times 4M$  ( $b \times h \times l$ ) ou  $20 \times 20 \times 40$  ( $b \times h \times l$ ). O comprimento do bloco modular é igual a duas vezes a sua largura mais a espessura da junta.

**Dimensões nominais:** São as medidas especificadas pelo fabricante. Por exemplo:  $190 \text{ mm} \times 190 \text{ mm} \times 390 \text{ mm}$  ( $b \times h \times l$ ). É um centímetro a menos da dimensão modular, isso devido ao espaço das juntas.

**Dimensões reais:** Dimensões que são retiradas diretamente dos blocos. Por exemplo,  $191 \text{ mm} \times 192 \text{ mm} \times 392 \text{ mm}$  ( $b \times h \times l$ ).

**Tabela 1:** Dimensões nominais dos blocos de concreto

| Família              |             | 20 x 40   | 15 x 40 | 15 x 30 | 12,5 x 40 | 12,5 x 25 | 12,5 x 37,5 | 10 x 40 | 10 x 30 | 7,5 x 40 |     |
|----------------------|-------------|---|---------|---------|-----------|-----------|-------------|---------|---------|----------|-----|
| Medida Nominal<br>mm | Largura     | 190   | 140     |         | 115       |           |             | 90      |         | 65       |     |
|                      | Altura      | 190   | 190     | 190     | 190       | 190       | 190         | 190     | 190     | 190      |     |
|                      | Comprimento | Inteiro   | 390     | 390     | 290       | 390       | 240         | 365     | 390     | 290      | 390 |
|                      |             | Meio  | 190     | 190     | 140       | 190       | 115         | -       | 190     | 140      | 190 |
|                      |             | 2/3   | -       | -       | -         | -         | -           | 240     | -       | 190      | -   |
|                      |             | 1/3   | -       | -       | -         | -         | -           | 115     | -       | 90       | -   |
|                      |             | Amarração "L"   | -       | 340     | -         | -         | -           | -       | -       | -        | -   |
|                      |             | Amarração "T"   | -       | 540     | 440       | -         | 365         | -       | -       | 290      | -   |
|                      |             | Compensador A   | 90      | 90      | -         | 90        | -           | -       | 90      | -        | 90  |
|                      |             | Compensador B   | 40      | 40      | -         | 40        | -           | -       | 40      | -        | 40  |
|                      |             | Canaleta inteira  | 390     | 390     | 290       | 390       | 240         | 365     | 390     | 290      | -   |
|                      |             | Meia canaleta   | 190     | 190     | 140       | 190       | 115         | -       | 190     | 140      | -   |
| NOTA 1               |             | As tolerâncias permitidas nas dimensões dos blocos indicados nesta Tabela são de $\pm 2,0$ mm para a largura e $\pm 3,0$ mm para a altura e para o comprimento. |         |         |           |           |             |         |         |          |     |
| NOTA 2               |             | Os componentes das famílias de blocos de concreto têm sua modulação determinada de acordo com a ABNT NBR 15873.   |         |         |           |           |             |         |         |          |     |
| NOTA 3               |             | As dimensões da canaleta J devem ser delimitadas mediante acordo entre fornecedor e comprador, em função do projeto.  |         |         |           |           |             |         |         |          |     |

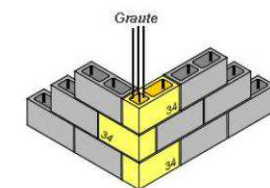
Fonte: NBR 6136 (2014)

Na tabela 1 a família 20 x 40 tem dimensões modulares de 20 cm de largura, e 40 cm de comprimento, o que corresponde a dimensões nominais de 19 cm de largura e 39 cm de

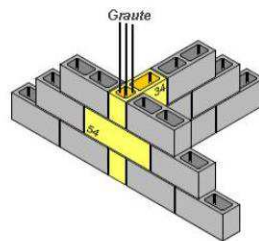
comprimento. Entre as famílias citadas acima, somente a família de blocos 7,5 x 10 não pode ser usada em alvenaria estrutural, pois a função dela é somente de vedação. Ainda, para edifícios de mais de dois pavimentos a espessura mínima das paredes é de 14 cm.

Os blocos de amarração L e T são usados em encontros de paredes e tem a função de unir paredes em forma de L ou de T como mostra a imagem abaixo.

**Figura 5:** Amarração de paredes em “L” e em “T”



AMARRAÇÃO DE PAREDE EM “L”

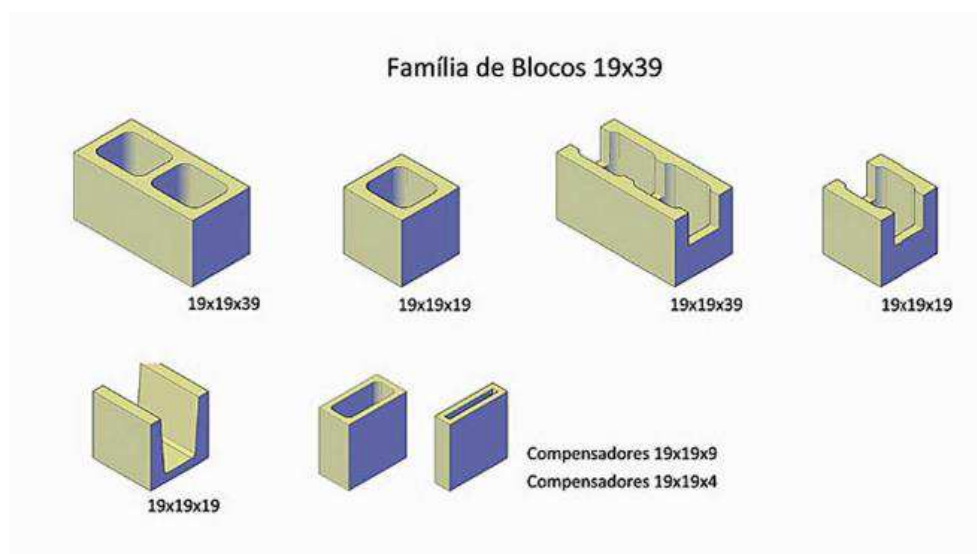


AMARRAÇÃO DE PAREDE EM “T”

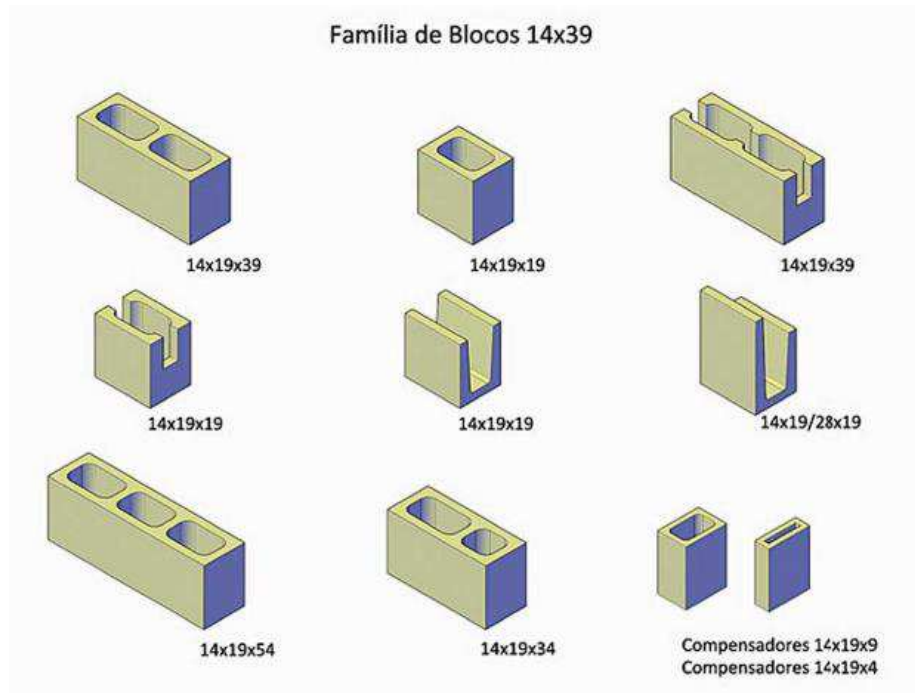
Fonte: [www.ufrgs.br](http://www.ufrgs.br)

As figuras abaixo ilustram os blocos das famílias: 20 x 40, 15 x 40 e 15 x 30.

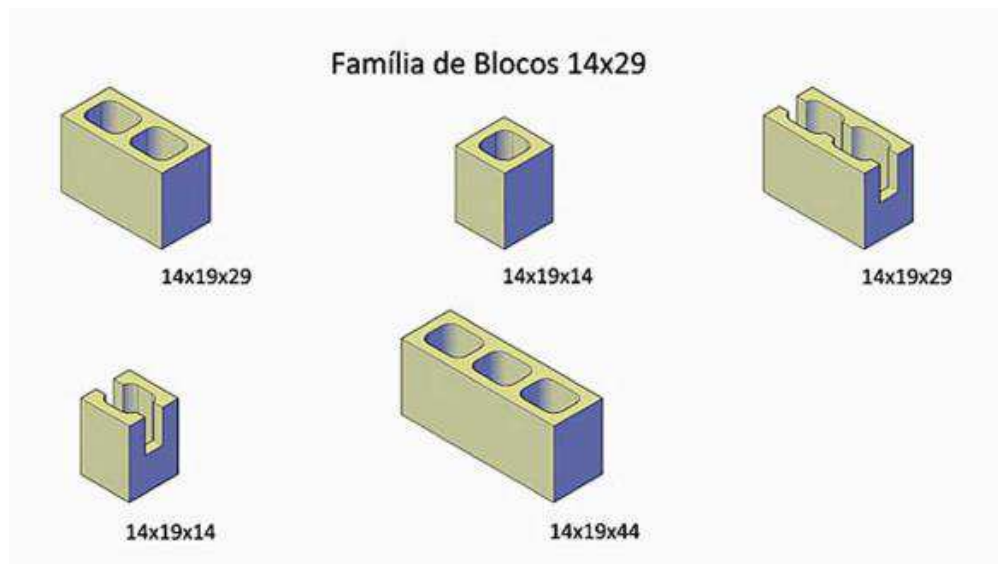
**Figura 6:** Família de blocos 19x39



Fonte: Tauil e Nesse (2010)

**Figura 7:** Família de blocos 14x39

Fonte: Tauil e Nesse (2010)

**Figura 8:** Família de blocos 14x29

Fonte: Tauil e Nesse (2010)

### 2.1.3 Propriedades físico-mecânicas

Os limites de resistência, absorção e retração para os blocos de concreto são mostrados na tabela 2.

**Tabela 2:** Resistência característica à compressão, absorção e retração

| Classificação                | Classe | Resistência característica à compressão axial <sup>a</sup><br>MPa | Absorção<br>%                |             |                            |             | Retração <sup>d</sup><br>% |
|------------------------------|--------|---|------------------------------|-------------|----------------------------|-------------|----------------------------|
|                              |        |   | Agregado normal <sup>b</sup> |             | Agregado leve <sup>c</sup> |             |                            |
|                              |        |   | Individual                   | Média       | Individual                 | Média       |                            |
| Com função estrutural        | A      | $f_{bk} \geq 8,0$   | $\leq 8,0$                   | $\leq 6,0$  | $\leq 16,0$                | $\leq 13,0$ | $\leq 0,065$               |
|                              | B      | $4,0 \leq f_{bk} < 8,0$   | $\leq 10,0$                  | $\leq 8,0$  |                            |             |                            |
| Com ou sem função estrutural | C      | $f_{bk} \geq 3,0$   | $\leq 12,0$                  | $\leq 10,0$ |                            |             |                            |

<sup>a</sup> Resistência característica à compressão axial obtida aos 28 dias.  
<sup>b</sup> Blocos fabricados com agregado normal. (ver definição na ABNT NBR 9935).  
<sup>c</sup> Blocos fabricados com agregado leve. (ver definição na ABNT NBR 9935).  
<sup>d</sup> Ensaio facultativo.

Fonte: NBR 6136 (2014)

A NBR 6139 (2014) recomenda o uso de blocos da classe A somente para estruturas que estão abaixo do solo. As classes B e C eles são usados para estruturas construídas acima do solo. Porém, na classe C, blocos com largura de 90 mm só podem ser usados em edificações de um pavimento, blocos com largura de 115 mm para edificações de no máximo dois pavimentos e blocos com largura de 140 e 190 mm para edificações de até cinco pavimentos.

## 2.2 Graute

Ramalho e Corrêa (2003) afirmam que o graute pode assumir duas funções. A primeira de aumentar a seção transversal de blocos de concreto, ampliando a resistência da parede e a segunda é como agente de solidarizarão entre o bloco e aço, quando especificado o uso armaduras.

O graute é constituído de cimento, água e agregados. Os materiais usados são os mesmos para concreto convencional, mas segundo Prudêncio, Oliveira e Bedin (2002) busca-se elevada fluidez no graute, para facilitar a sua colocação nos vazios dos blocos de concreto.

A NBR 15961 – 1 (2011) recomenda a determinação da influência do graute na resistência da alvenaria por meio de ensaios à compressão em prismas, pequenas paredes ou paredes. Ainda cita que a resistência à compressão característica dever ser de no mínimo 15 MPa.

### 2.3 Argamassa

A argamassa é uma mistura composta de cimento, água, agregado miúdo e cal. Tem a função de unir os blocos de concreto, garantir que as tensões sejam transmitidas uniformemente na alvenaria e absorver deformações, garantindo pequenos deslocamentos. Assim como, evitar a entrada de água da chuva e vento na edificação.

Segundo a NBR 15961 – 1 (2011) a resistência à compressão da argamassa é de no máximo 0,7 da resistência do bloco de concreto. Entretanto, Ramalho e Corrêa (2003) afirmam que a resistência da argamassa não tem grande influência na resistência à compressão da parede.

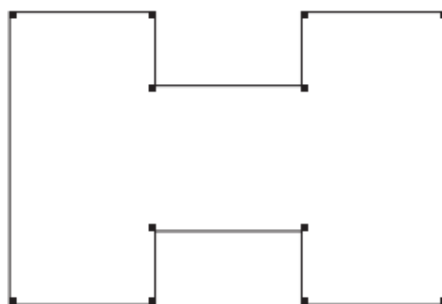
### 2.4 Armadura

Na alvenaria estrutural o aço tem a função de resistir aos esforços de tração, travar a alvenaria e aumentar a resistência à compressão (RABELO, 2004). São usados, também, como reforço em portas, vergas e contravergas e como meio de evitar fissuras e trincas no decorrer da vida estrutural.

Parsekian (2012) comenta que as armaduras para as vergas são dimensionadas e para contravergas é usado uma treliça TR 08 ou uma barra de no mínimo 10 mm.

Em todos os cantos externos da edificação, independentemente da altura, é necessário o uso de armaduras. Estas têm apenas de função construtiva e é recomendado o uso de uma barra de 10 mm. Caso o edifício tenha mais de 5 pavimentos, uma barrada de 10mm é colocada também em paredes com comprimento maior que 3,5 m e paredes que não tenham travamentos e estão isoladas. (PARSEKIAN, 2012).

**Figura 9:** Pontos que se recomendam armadura vertical



Fonte: Parsekian (2012)

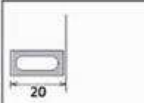
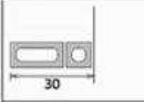
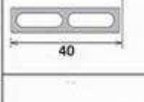
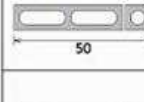
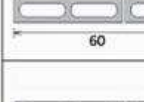
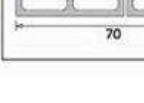


### 3. MODULAÇÃO

A modulação ou coordenação modular é uma técnica empregada onde as dimensões da edificação são múltiplas dos módulos  $M = 10$  e submódulos  $M/2$  e  $M/4$ . Segundo Ramalho e Corrêa (2003) o módulo  $M$  refere-se ao comprimento real do bloco mais a espessura da junta (J). Um projeto bem modulado torna a execução da obra mais econômica, organizada e rápida.

Para Tauil e Nesse (2010, p.24) “coordenar modularmente é organizar ou arranjar peças e componentes, de forma a atenderem a uma medida de base padronizada”. A tabela abaixo é um exemplo de combinação de peças modulares.

**Tabela 3:** Combinação de peças modulares

|   |   |
|---|---|
|   | Medida modular = 2M<br>Medida de coordenação = 20 cm<br>ou 19 cm + 1 cm (ajuste de coordenação)                                       |
|  | Medida modular = 3M<br>Medida de coordenação = 30 cm<br>ou 19 cm + 9 cm + 2 x 1 cm (ajuste de coordenação)                            |
|  | Medida modular = 4M<br>Medida de coordenação = 40 cm<br>ou 39 cm + 1 cm (ajuste de coordenação)                                       |
|  | Medida modular = 5M<br>Medida de coordenação = 50 cm<br>ou 39 cm + 9 cm + 2 x 1 cm (ajuste de coordenação)                            |
|  | Medida modular = 6M<br>Medida de coordenação = 60 cm<br>ou 39 cm + 19 cm + 2 x 1 cm (ajuste de coordenação)                           |
|  | Medida modular = 7M<br>Medida de coordenação = 70 cm<br>ou 39 cm + 19 cm + 9 cm componente modular + 3 x 1 cm (ajuste de coordenação) |

Fonte: Tauil e Nesse (2010)

Mamede (2001) explica que a modulação é vantajosa, pois simplifica o projeto, padroniza os componentes da construção, normaliza dimensões, facilita a montagem e diminui a quebra de material durante a execução.

### 3.1 Modulação horizontal

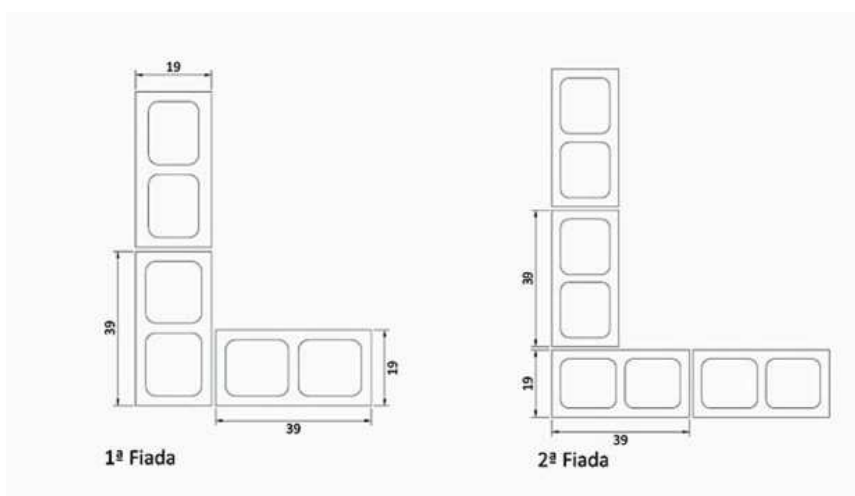
A modulação horizontal consiste na disposição horizontal dos blocos. Os mais usados são os da família 20 x 40, 15 x 30 e 15 x 40. Pois, em edificações de mais de dois pavimentos a largura mínima a ser utilizada é de 14 cm.

O principal foco na modulação horizontal é como organizar esses blocos em encontro de paredes, sejam elas em L, T e até em X. É na amarração que se concentram tensões e há a transmissão de cargas entre paredes.

#### 3.1.1 Modulação com blocos em que o comprimento é o dobro da largura

A figura abaixo mostra como é a modulação de blocos onde o comprimento é duas vezes a largura, ou seja, o módulo é igual à largura, que é o caso do bloco 19 x 19 x 39.

**Figura 10:** Amarração em L de blocos da família 20 x 40



Fonte: Tauil e Nesse (2010)

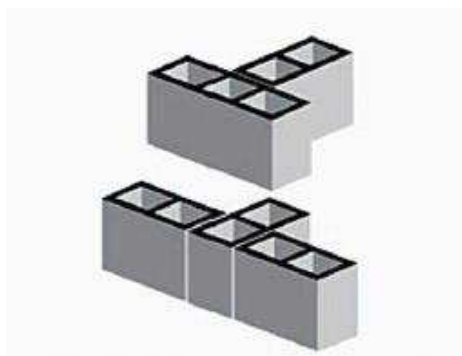
A figura 11 mostra como é usado o bloco especial de três furos em amarração T. Na família 15 x 30, as dimensões nominais desses blocos são de 14 cm x 19 cm x 44 cm. A terceira opção de como fazer a ligação de paredes é apresentada na figura 12, onde há a presença do meio bloco.

**Figura 11:** Amarração em T com bloco de três furos



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

**Figura 12:** Amarração em T de sem bloco de três furos



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

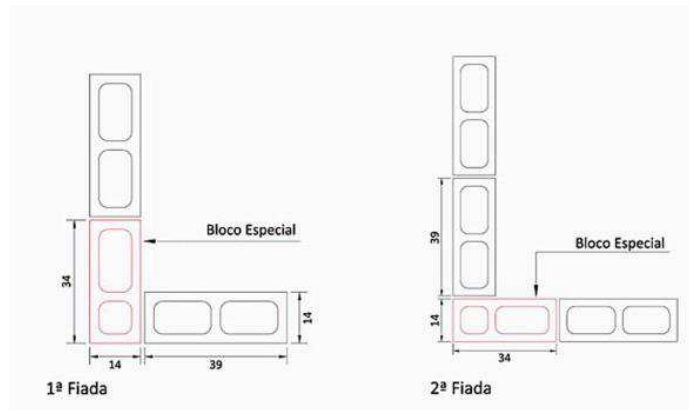
### 3.1.2 Modulação com blocos em que o comprimento não é o dobro da largura

A modulação onde o comprimento do bloco não é duas vezes a largura necessita sempre de um bloco especial para compor cantos e bordas. Um dos furos desse bloco é adaptado à dimensão da largura.

No exemplo da figura 13, usa-se para a modulação horizontal blocos 15 x 19 x 39. O comprimento do bloco não tem dimensão modular múltipla da largura, causando dificuldades na compatibilidade dos furos do bloco na amarração de paredes.

Dado isso, é necessário o uso de um bloco especial de 14 x 19 x 34, em que o valor 34 corresponde a módulo 35 cm, que é a composição de 15 cm da largura e 20 cm da dimensão do meio bloco.

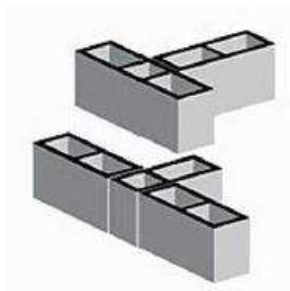
**Figura 13:** Amarração em L de blocos da família 15 x 40



Fonte: Tauil e Nesse (2010)

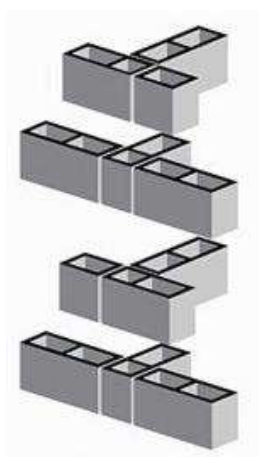
Assim como no item anterior, é possível fazer a amarração com blocos de três furos, como mostra a figura 14. Em caso de indisponibilidade do bloco especial, a figura 15 coloca em evidência o uso do meio bloco em encontro T de paredes.

**Figura 14:** Amarração em T com bloco de três furos



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

**Figura 15:** Amarração em T sem bloco de três furos



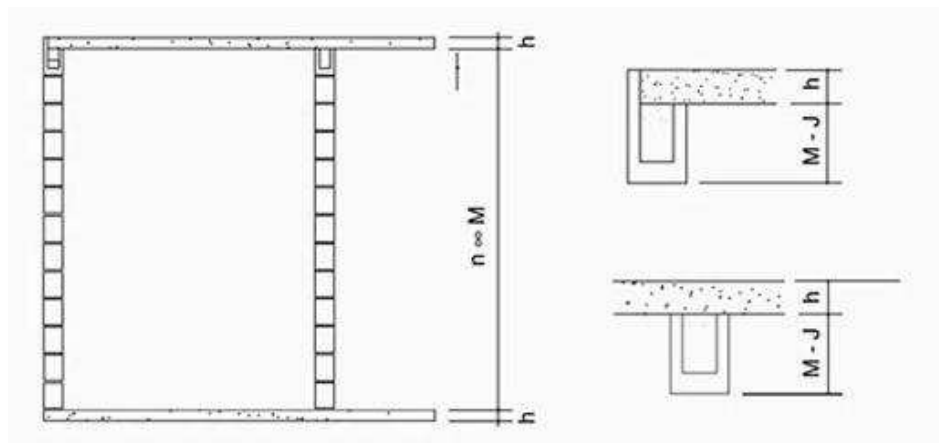
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

### 3.2 Modulação vertical

A modulação vertical é feita com base na dimensão modular  $2M$ , visto que a altura padrão dos blocos de concreto é de 19 cm conforme a NBR 6136 (2014). Por consequência, a altura de portas, janelas, peitoris, pé-direito e patamar intermediário de escadas são múltiplas do módulo  $2M$ .

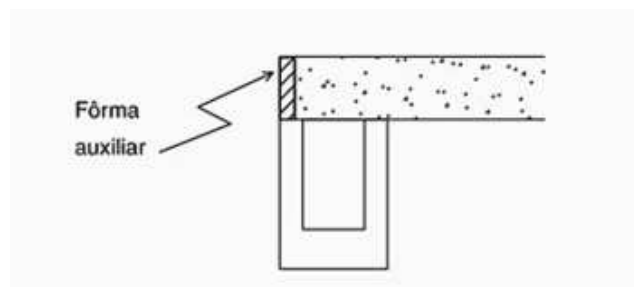
Ramalho e Corrêa (2003) apresentam duas formas para a modulação vertical. No primeiro modo a distância modular é de piso a teto. Usa-se, portanto, o bloco J para as paredes externas e o uso de canaletas comuns para as paredes internas. Pode-se ainda, optar por não usar o bloco J e usar canelas, desde se use formas laterais conforme a figura 16. Já a segunda forma a usa-se a distância modular de piso a piso. Da mesma forma, faz-se o uso de blocos J, porém estes tem sua altura menor do que o bloco normal. Ele é obtido com um fabricante, ou por meio de cortes em blocos canaleta.

**Figura 16:** Coordenação modular piso a teto



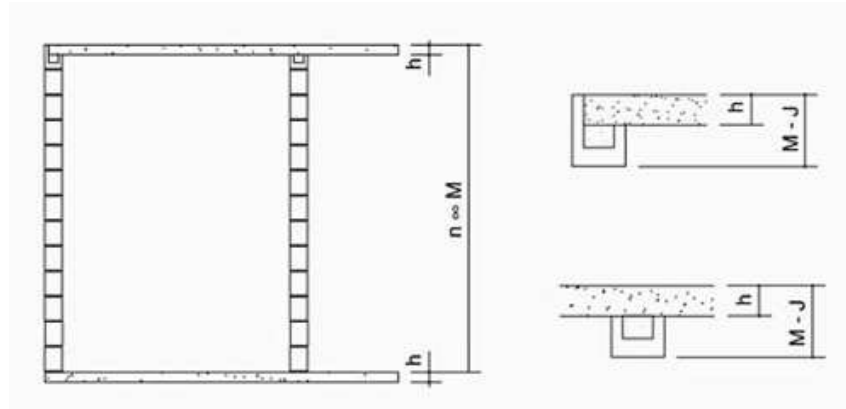
Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

**Figura 17:** Parede externa sem bloco J



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

**Figura 18:** Coordenação modular piso a piso



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

## 4. AÇÕES NA ESTRUTURA

### 4.1 Modelo de segurança

O modelo de segurança considerado para o cálculo de estruturas em alvenaria estrutural é o dos estados limites. Que podem ser estados limites últimos (ELU) ou estados limites de serviços (ELS). Quando uma estrutura atinge seu estado limite significa que ela apresenta desempenho inapropriado em relação à função que foi projetada.

Os **estados limites últimos** garantem a segurança quanto à ruptura. E são verificados em relação à:

- Perda de equilíbrio da estrutura;
- Esgotamento da capacidade resistente, em razão de solicitações normais, tangenciais e efeitos de segunda ordem.
- Solicitações dinâmicas;
- Colapso progressivo.

Os **estados limites de serviço** tratam do uso e funcionalidade da edificação, ou seja, aspecto estético, conforto e durabilidade. Assim, as verificações relacionadas ao ELS são: fissuração excessiva, abertura de fissuras, deformação excessiva e vibrações excessivas.

Estes estados limites, conforme a NBR 8681 (2014), são resultantes das ações atuantes na estrutura. Para Carvalho e Figueiredo (2014, p.48, grifo do autor):

O método dos estados limites é um processo simplificado de verificação da segurança, visto que uma análise probabilística completa seria difícil e complicada, até mesmo impossível, e por isso é chamado de semiprobabilístico. Admite-se que a estrutura seja segura quando as **solicitações de cálculo forem, no máximo, iguais aos valores que podem ser suportados pela estrutura** no estado limite considerado.

Portanto, a condição de segurança a ser seguida é:

$$Rd \geq Sd \quad (1)$$

Onde  $Rd$  é a resistência de cálculo e  $Sd$  é a solicitação de cálculo. Para a obtenção dos valores de cálculo é necessário que as resistências características sejam minoradas e as ações majoradas.

## 4.2 Ações

Segundo Carvalho e Figueiredo (2014, p 53) ação é “qualquer influência, ou conjunto de influências, capaz de produzir estados de tensão ou deformação em uma estrutura”. As ações que agem em uma estrutura são do tipo: permanentes, variáveis ou excepcionais.

### 4.2.1 Ações permanentes

De acordo com a NBR 8681(2003) ações permanentes são aquelas que variam pouco durante a vida da estrutura. São constituídos pelo peso próprio da estrutura, elementos construtivos fixos, instalações permanentes, empuxos devido ao peso da terra. Além de ações indiretas que provém de deformações impostas, por exemplo, as resultantes de imperfeições geométricas.

Para o cálculo do peso das paredes, utiliza-se a expressão:

$$P = y \cdot e \cdot h \quad (2)$$

P = peso da alvenaria por unidade de comprimento;

y = peso específico da alvenaria;

e = espessura da parede, considerando o revestimento;

h = altura da parede.

A NBR 15961-1 (2011) recomenda o uso de 14 KN/m<sup>3</sup> como o peso específico para o cálculo do peso próprio da estrutura. Quando os blocos de concreto forem preenchidos com graute o peso específico adotado é de 24 KN/m<sup>3</sup>. Além do peso próprio, consideram-se as cargas provenientes da laje, que são geradas a partir do peso próprio, paredes não estruturais, piso e contrapiso.

O desaprumo também é colocado pela NBR 15961-1 (2011) como carga permanente. Porém, é considerado como uma ação permanente indireta, pois deriva de imperfeições geométricas. A ação resultante é de atuação horizontal e é calculada por:

$$F_{\theta} = P \cdot \theta_{\alpha} \quad (3)$$

F = força horizontal atuante;



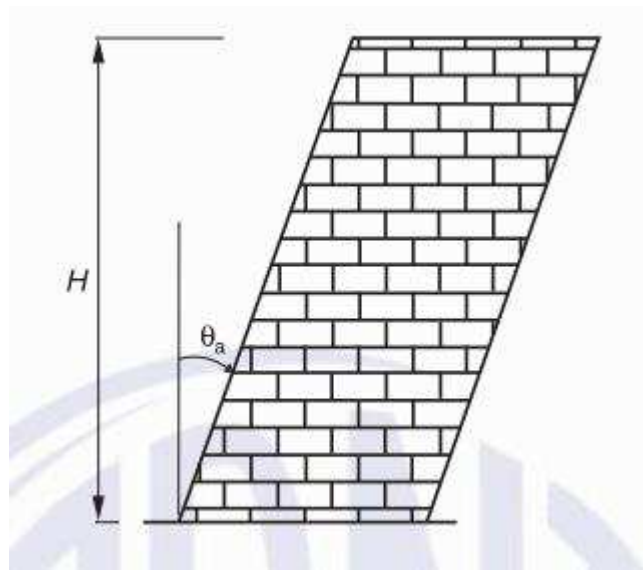
P = peso do pavimento;

$\theta$  = ângulo de desaprumo que é calculado pela seguinte fórmula:

$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{40H} \quad (4)$$

H = altura do edifício em metros.

**Figura 19:** Desaprumo



Fonte: NBR 15691-1 (2011)

#### 4.2.2 Ações variáveis

A NBR 8681(2003) define com ações variáveis aquelas que apresentam grande variação em torno da média. São causadas principalmente por efeitos do vento, que atua na direção horizontal. A ação do vento em edificações é calculada segundo a NBR 6123 (1988).

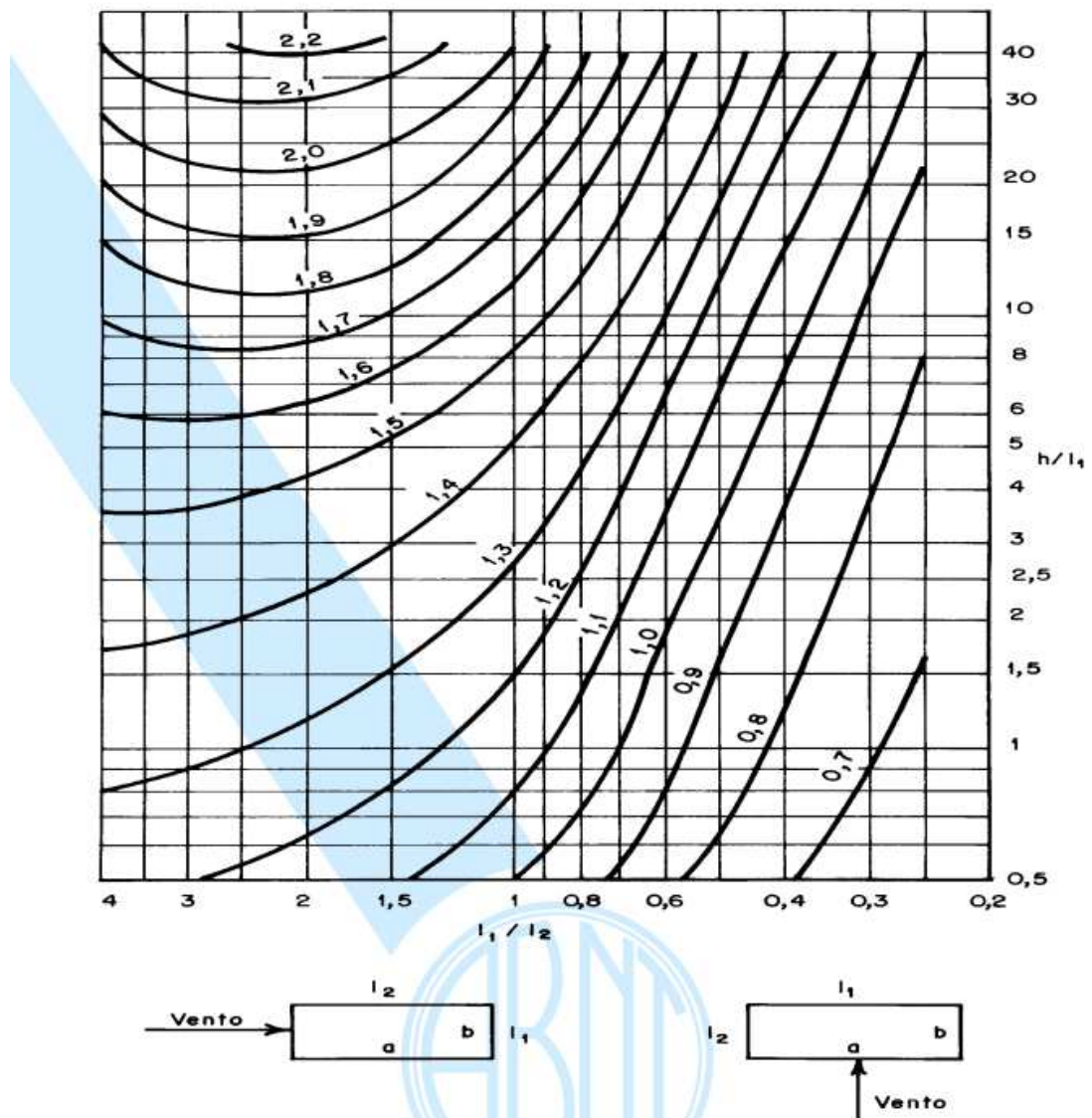
##### 4.2.2.1 A ação do vento

Para Pitta (1987, p.01) “vento é o movimento de massas de ar, causado por condições de pressão e temperatura na atmosfera”. A força atuante em uma edificação devido ao vento é dada por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A \quad (5)$$

Onde  $A$  é a área perpendicular à ação do vento em metros quadrados.  $C_a$  é o coeficiente de arrasto ou coeficiente de força. Para edificações de múltiplos pavimentos a NBR 6123 (1988) fornece os valores de  $C_a$  conforme a figura 20. Para encontrar o valor de  $C_a$  é necessário conhecer a dimensão paralela à atuação do vento ( $l_1$ ), a dimensão normal ( $l_2$ ) e altura ( $h$ ) do edifício.

**Figura 20:** Coeficiente de arrasto  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



Fonte: NBR 6123 (1988)

A pressão dinâmica do vento com unidade  $N/m^2$  é representada por  $q$  é expressa por:

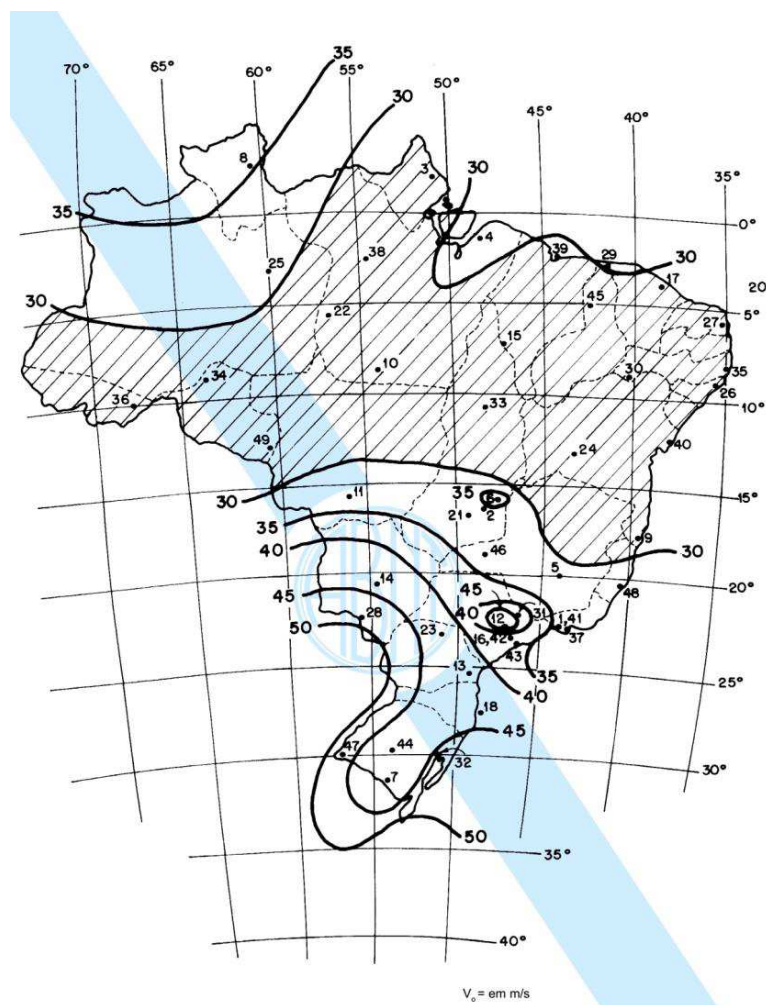
$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (6)$$

Sendo  $V_k$  a velocidade característica do vento em m/s e calculada pela seguinte fórmula:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (7)$$

Tem-se que  $V_0$  é a velocidade básica do vento, definida pela NBR 6123 (1998, p 5) como “velocidade de uma rajada de 3 s, exercida em média uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano”. É obtida através das isopletas dispostas na figura 21.

**Figura 21:** Isopletas de velocidade básica em m/s



Fonte: NBR 6123 (1988)

O fator  $S_1$  é o topográfico, que leva em conta a forma do terreno. Para o terreno plano ou pouco acidentado  $S_1 = 1$ . Já em relação aos taludes e morros, o valor de  $S_1$  pode assumir diferentes valores dependendo da inclinação e desnível do terreno.

O fator  $S_2$  está relacionado com a rugosidade e altura do terreno e com as dimensões das edificações. Cinco são as categorias de rugosidade expostas na NBR 6123 (1988) e organizadas na tabela 4. Ainda classifica as edificações de acordo com suas dimensões em três classes como mostra a tabela 5.

**Tabela 4:** Categorias de rugosidade

| Categorias de rugosidade |  |
|--------------------------|--|
| Categoria                | Descrição  |
| I                        | Superfícies lisas e de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida no sentido do vento incidente.   |
| II                       | Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A média de altura dos obstáculos é de 1m.       |
| III                      | Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Os obstáculos têm média de altura de 3m. |
| IV                       | Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Obstáculos com média de altura igual a 10m.                         |
| V                        | Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Os obstáculos são considerados com altura superior a 25m.  |

Fonte: NBR 6123 (1988)

**Tabela 5:** Classificação das edificações

| Classificação das edificações |  |
|-------------------------------|--|
| Classe                        | Descrição  |
| A                             | Toda a edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20m.  |
| B                             | Toda edificação ou parte de edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m. |
| C                             | Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50m.           |

Fonte: NBR 6123 (1988)

Após a identificação da categoria de rugosidade, da classe que a estrutura se enquadra e da altura da edificação, usa-se a tabela 6 para encontrar o fator  $S_2$ .

**Tabela 6:** Fator  $S_2$

| z<br>(m) | Categoria |      |      |        |      |      |        |      |      |        |      |      |        |      |      |
|----------|-----------|------|------|--------|------|------|--------|------|------|--------|------|------|--------|------|------|
|          | I         |      |      | II     |      |      | III    |      |      | IV     |      |      | V      |      |      |
|          | Classe    |      |      | Classe |      |      | Classe |      |      | Classe |      |      | Classe |      |      |
|          | A         | B    | C    | A      | B    | C    | A      | B    | C    | A      | B    | C    | A      | B    | C    |
| ≤ 5      | 1,06      | 1,04 | 1,01 | 0,94   | 0,92 | 0,89 | 0,88   | 0,86 | 0,82 | 0,79   | 0,76 | 0,73 | 0,74   | 0,72 | 0,67 |
| 10       | 1,10      | 1,09 | 1,06 | 1,00   | 0,98 | 0,95 | 0,94   | 0,92 | 0,88 | 0,86   | 0,83 | 0,80 | 0,74   | 0,72 | 0,67 |
| 15       | 1,13      | 1,12 | 1,09 | 1,04   | 1,02 | 0,99 | 0,98   | 0,96 | 0,93 | 0,90   | 0,88 | 0,84 | 0,79   | 0,76 | 0,72 |
| 20       | 1,15      | 1,14 | 1,12 | 1,06   | 1,04 | 1,02 | 1,01   | 0,99 | 0,96 | 0,93   | 0,91 | 0,88 | 0,82   | 0,80 | 0,76 |
| 30       | 1,17      | 1,17 | 1,15 | 1,10   | 1,08 | 1,06 | 1,05   | 1,03 | 1,00 | 0,98   | 0,96 | 0,93 | 0,87   | 0,85 | 0,82 |
| 40       | 1,20      | 1,19 | 1,17 | 1,13   | 1,11 | 1,09 | 1,08   | 1,06 | 1,04 | 1,01   | 0,99 | 0,96 | 0,91   | 0,89 | 0,86 |
| 50       | 1,21      | 1,21 | 1,19 | 1,15   | 1,13 | 1,12 | 1,10   | 1,09 | 1,06 | 1,04   | 1,02 | 0,99 | 0,94   | 0,93 | 0,89 |
| 60       | 1,22      | 1,22 | 1,21 | 1,16   | 1,15 | 1,14 | 1,12   | 1,11 | 1,09 | 1,07   | 1,04 | 1,02 | 0,97   | 0,95 | 0,92 |
| 80       | 1,25      | 1,24 | 1,23 | 1,19   | 1,18 | 1,17 | 1,16   | 1,14 | 1,12 | 1,10   | 1,08 | 1,06 | 1,01   | 1,00 | 0,97 |
| 100      | 1,26      | 1,26 | 1,25 | 1,22   | 1,21 | 1,20 | 1,18   | 1,17 | 1,15 | 1,13   | 1,11 | 1,09 | 1,05   | 1,03 | 1,01 |
| 120      | 1,28      | 1,28 | 1,27 | 1,24   | 1,23 | 1,22 | 1,20   | 1,20 | 1,18 | 1,16   | 1,14 | 1,12 | 1,07   | 1,06 | 1,04 |
| 140      | 1,29      | 1,29 | 1,28 | 1,25   | 1,24 | 1,24 | 1,22   | 1,22 | 1,20 | 1,18   | 1,16 | 1,14 | 1,10   | 1,09 | 1,07 |
| 160      | 1,30      | 1,30 | 1,29 | 1,27   | 1,26 | 1,25 | 1,24   | 1,23 | 1,22 | 1,20   | 1,18 | 1,16 | 1,12   | 1,11 | 1,10 |
| 180      | 1,31      | 1,31 | 1,31 | 1,28   | 1,27 | 1,27 | 1,26   | 1,25 | 1,23 | 1,22   | 1,20 | 1,18 | 1,14   | 1,14 | 1,12 |
| 200      | 1,32      | 1,32 | 1,32 | 1,29   | 1,28 | 1,28 | 1,27   | 1,26 | 1,25 | 1,23   | 1,21 | 1,20 | 1,16   | 1,16 | 1,14 |
| 250      | 1,34      | 1,34 | 1,33 | 1,31   | 1,31 | 1,31 | 1,30   | 1,29 | 1,28 | 1,27   | 1,25 | 1,23 | 1,20   | 1,20 | 1,18 |
| 300      | -         | -    | -    | 1,34   | 1,33 | 1,33 | 1,32   | 1,32 | 1,31 | 1,29   | 1,27 | 1,26 | 1,23   | 1,23 | 1,22 |
| 350      | -         | -    | -    | -      | -    | -    | 1,34   | 1,34 | 1,33 | 1,32   | 1,30 | 1,29 | 1,26   | 1,26 | 1,26 |
| 400      | -         | -    | -    | -      | -    | -    | -      | -    | -    | 1,34   | 1,32 | 1,32 | 1,29   | 1,29 | 1,29 |
| 420      | -         | -    | -    | -      | -    | -    | -      | -    | -    | 1,35   | 1,35 | 1,33 | 1,30   | 1,30 | 1,30 |
| 450      | -         | -    | -    | -      | -    | -    | -      | -    | -    | -      | -    | -    | 1,32   | 1,32 | 1,32 |
| 500      | -         | -    | -    | -      | -    | -    | -      | -    | -    | -      | -    | -    | 1,34   | 1,34 | 1,34 |

Fonte: NBR 6123 (1988)

O terceiro fator é o estatístico. O valor de  $S_3$  está relacionado com a segurança e a vida útil da edificação. Pitta (1987) afirma que o fator  $S_3$  é de acordo com a finalidade da edificação, por exemplo, vedações têm valores mais baixos, pois não tem função estrutural e são mais econômicas quanto à troca dos elementos. Observa-se, também, que quanto mais movimentado é o local, maior o valor do fator estatístico.

**Tabela 7:** Fator estatístico  $S_3$ 

| Grupo | Descrição   | $S_3$ |
|-------|---|-------|
| 1     | Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.) | 1,10  |
| 2     | Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação   | 1,00  |
| 3     | Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)  | 0,95  |
| 4     | Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)   | 0,88  |
| 5     | Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção   | 0,83  |

Fonte: NBR 6123 (1988)

#### 4.2.3 Ações excepcionais

A NBR 8681(2003) afirma que são aqueles que raramente ocorrem e que tem uma duração muito curta. São consequentes de explosões e impactos. A NBR 15961-1 (2011) trás apenas um anexo informativo, sem se aprofundar em como tais ações são calculadas. Alerta sobre precauções de paredes que possam ser submetidas a choques de veículos e equipamentos. Ainda afirma que paredes e pilares com possibilidade de serem afetados por explosões devem ser desconsideradas no cálculo estrutural, com coeficientes de segurança minorados e de forma que nenhum elemento atinja estados limites últimos.

#### 4.2.4 Combinações de ações

Para Carvalho e Figueiredo (2014) as ações podem ocorrer simultaneamente na estrutura em um intervalo de tempo. Desta forma, elas são combinadas para que sejam determinados os efeitos mais desfavoráveis.

Quando as ações são combinadas o valor das ações permanentes é considerado por inteiro e apenas multiplicado pelo coeficiente de ponderação. A ação variável considerada como principal também não tem seu valor diminuído, somente as demais ações variáveis. Obtidos os valores das ações permanentes e variáveis, elas são combinadas da seguinte forma:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{G,k} + \gamma_q (F_{Q1,k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}) \quad (8)$$

$F_d$  = força de cálculo de combinação última;

$\gamma_g$  = ponderador das ações permanentes;

$F_{G,k}$  = valor característico das ações permanentes;

$\gamma_q$  = ponderador das ações variáveis;

$F_{Q1,k}$  = valor característico da ação variável considerada como principal;

$\sum \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$  = valores reduzidos das demais ações variáveis.

Os valores de cálculo são obtidos através da multiplicação dos valores característicos pelos coeficientes de ponderação ( $\gamma_f$ ), que são apresentados na tabela abaixo:

**Tabela 8:** Coeficientes de ponderação ( $\gamma_f$ )

| Categoria da ação | Tipo de estrutura                                 | Efeito       |           |
|-------------------|---|--------------|-----------|
|                   |   | Desfavorável | Favorável |
| Permanentes       | Edificações Tipo 1 <sup>a</sup> e pontes em geral | 1,35         | 0,9       |
|                   | Edificações Tipo 2 <sup>b</sup>                   | 1,40         | 0,9       |
| Variáveis         | Edificações Tipo 1 <sup>a</sup> e pontes em geral | 1,50         | –         |
|                   | Edificações Tipo 2 <sup>b</sup>                   | 1,40         | –         |

<sup>a</sup> Edificações Tipo 1 são aquelas em que as cargas acidentais superam 5 kN/m<sup>2</sup>.  
<sup>b</sup> Edificações Tipo 2 são aquelas em que as cargas acidentais não superam 5 kN/m<sup>2</sup>.

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

A probabilidade de ocorrência de mais de duas ações variáveis é muito baixa. A norma NBR – 8681 recomenda a redução dos valores das ações variáveis usando o coeficiente  $\psi_0$ .

**Tabela 9:** Coeficiente redutor de ações variáveis ( $\psi_0$ )

| Ações                          |  | $\psi_0$ |
|--------------------------------|--|----------|
| 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 em geral | 0,6      |

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

### 4.3 Distribuição das cargas verticais

O fator determinante para o cálculo da distribuição das cargas verticais é a interação entre paredes, ou seja, o estudo da transferência de cargas entre paredes devido à amarração

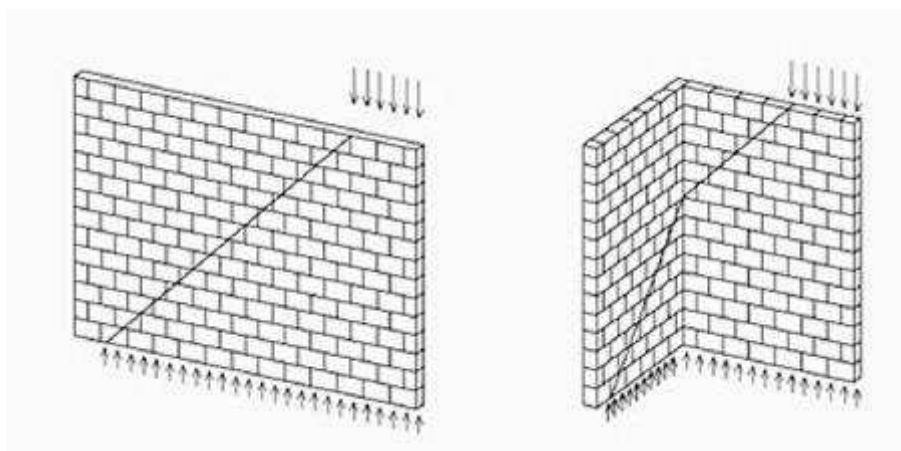
entre elas. Quando a interação não é considerada, o procedimento adotado é chamado de paredes isoladas, ou seja, considera-se que os elementos não interagem entre si. Neste método deve ser encontrada a carga atuante em cada parede para ser feito o dimensionamento.

Para Capuzzo (2000) não considerar a interação entre paredes em edifícios de pequeno porte não causa problemas econômicos, pois as exigências para espessura e resistências mínimas são suficientes para garantir o conforto e segurança. Porém, se esta abordagem for usada para edifícios altos Ramalho e Corrêa (2003) comentam que economicamente torna-se desvantajoso, pois esta abordagem gera blocos de resistência maior do que o necessário, aumentando, assim, os custos da obra.

Outra forma de fazer a distribuição das cargas verticais, além das paredes isoladas, é organizar a distribuição por grupos de paredes, onde os limites são portas e janelas. Nesse método leva-se em consideração o efeito causado pelos encontros de paredes na distribuição de cargas. As cargas atuantes em todo o grupo são somadas e distribuídas pelo soma dos comprimentos das paredes. Para Ramalho e Corrêa (2003) este é um procedimento que poder utilizado para edificações de qualquer altura e que proporciona a escolha adequada dos blocos.

Quanto à interação para cargas verticais a NBR 15961-1 (2011) recomenda considerar a interação em bordas com amarração direta. Já a interação em aberturas, portas e janelas, devem ser consideradas apenas com provação experimental, caso contrário, a interação é desconsiderada.

**Figura 22:** Espalhamento do carregamento em paredes L e planas



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)



#### 4.4 Distribuição das cargas horizontais

As paredes de contraventamento quando consideradas simétricas em relação à atuação do vento sofrem deslocamentos iguais devido ao movimento de translação das lajes. Para o cálculo da distribuição consideram-se as paredes como isoladas, onde a ação em cada parede é a multiplicação entre a força total em um pavimento e sua respectiva rigidez. (RAMALHO; CORRÊA, 2003)

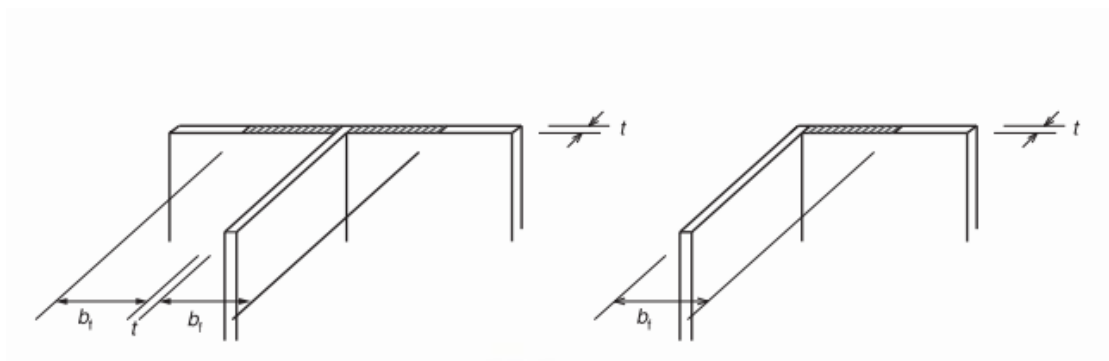
$$F_i = F_{tot} \cdot R_i \quad (9)$$

Onde  $R_i$  é a divisão entre do momento de inércia da parede e o somatório dos momentos de inércia de todas as paredes na mesma direção.

$$R_i = I_i \cdot \sum I \quad (10)$$

O momento de inércia da parede deve ser calculado considerando-se flanges nos painéis de contraventamento, quando duas ou mais paredes estiverem conectadas. Assim, os flanges compõe a seção transversal junto com as paredes. A NBR 15961-1 (2011) afirma que a largura do flange tem que ser menor do que seis vezes a largura da parede.

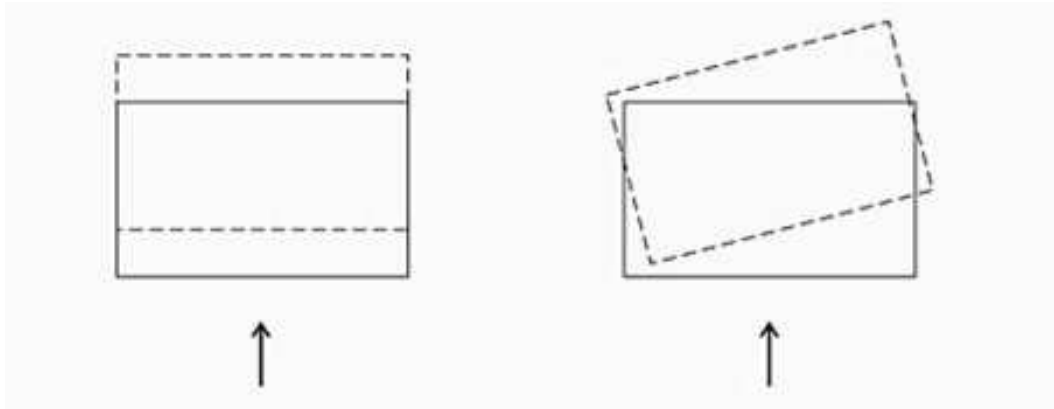
**Figura 23:** Comprimento efetivo de flanges ( $b_f \leq 6t$ )



Fonte: NBR 15961-1 (2011)

Se as ações atuarem na estrutura na direção de um eixo que não seja de simetria, ocorrem rotações que causam torção. Neste caso, os cálculos só podem ser realizados com o auxílio de um programa computacional.

**Figura 24:** Ação horizontal em contraventamento simétrico e não-simétrico



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003)

## 5. DIMENSIONAMENTO

### 5.1 Compressão simples

A resistência característica à compressão simples da parede ( $f_k$ ) é estimada como 70% da resistência característica do prisma ( $f_{pk}$ ). Um prisma é um corpo de prova feito da união de dois ou mais blocos que são usados em ensaios de compressão axial para a determinação da resistência dos blocos. A fórmula para a verificação da resistência à compressão é expressa por:

$$N_d = f_d \cdot A \cdot R \quad (11)$$

A parede pode ser considerada pilar se o comprimento for cinco vezes menor que a espessura ( $L \leq 5 \cdot t$ ). A fórmula muda para:

$$N_d = 0,9 \cdot f_d \cdot A \cdot R \quad (12)$$

A força normal de cálculo ( $N_d$ ) é obtida através da multiplicação entre a força característica ( $N_k$ ) e coeficiente de ponderação ( $\gamma_f$ ) encontrado na tabela 8, ou seja,  $N_d = N_k \cdot \gamma_f$ .  $A$  é área da seção resistente calculada pelo produto entre a espessura ( $t$ ) e comprimento da parede ( $L$ ), isto é,  $A = t \cdot L$ . A resistência à compressão de cálculo ( $f_d$ ) é obtida através da razão entre a resistência à compressão característica ( $f_k$ ) e o coeficiente de ponderação ( $\gamma_m$ ) mostrado na tabela 10. Portanto,  $f_d = f_k / \gamma_m$ .

**Tabela 10:** Coeficiente de ponderação ( $\gamma_m$ )

| Combinações                | Alvenaria | Graute | Aço  |
|----------------------------|-----------|--------|------|
| 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: NBR 15961-1 (2011)

Devido à esbelteza das paredes a NBR 15961-1 (2011) recomenda usar um coeficiente redutor, calculado por  $R = \left[ 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \right]$ . Em que a esbelteza é  $\lambda = h/t$ .

**Tabela 11:** Valor máximo do índice de esbeltez

|                    |           |
|--------------------|-----------|
| <b>Não armados</b> | <b>24</b> |
| <b>Armados</b>     | <b>30</b> |

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

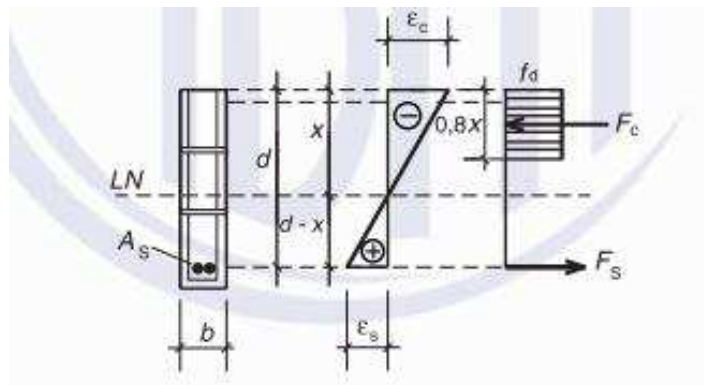
## 5.2 Flexão simples

Em projetos de edifícios de alvenaria estrutural as vergas são os elementos que normalmente estão submetidos à flexão simples. Estas se encontram sobre vãos de portas e janelas. As vigas ou vergas podem ser calculadas como armadas ou não.

Para alvenaria não armada o a NBR 15961-1 (2011, p.27) coloca que “a máxima tensão de compressão de cálculo na flexão não pode ultrapassar em 50% a resistência à compressão de cálculo da alvenaria ( $f_d$ ), ou seja,  $1,5.f_d$ ”. Em relação à tração, recomenda que a tensão de tração de cálculo não ultrapasse a resistência à tração de cálculo da alvenaria ( $f_{td}$ ).

Já se a alvenaria for armada o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_s \cdot z \quad (13)$$

**Figura 25:** Tensão e deformação na seção de um elemento de alvenaria

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

$d$  = Altura útil;

$x$  = Distância da linha neutra até a fibra superior;

$A_s$  = Área da armadura;

$\epsilon_s$  = Deformação da armadura;

$f_d$  = Tensão máxima de compressão;  
 $f_s$  = Tensão máxima de tração;  
 $F_c$  = Força de compressão;  
 $F_s$  = Resultante da força na armadura.

Sendo que  $A_s$  é a área do aço e o cálculo de  $z$  é feito por:

$$z = d \left( 1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d \quad (14)$$

A tração de tensão da armadura ( $f_s$ ) é 50% do valor da resistência ao escoamento de cálculo do aço, isto é,  $f_s = 0,5 f_{yd} = 0,5 \cdot f_{yk} / \gamma_m$ . A NBR 15961-1 (2011) ainda expõe que  $M_{Rd}$  deve ser menor ou igual que  $0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$ . Caso o momento for maior, os valores de  $f_d$ ,  $b$  ou  $d$  devem ser alterados.

Nas equações apresentadas anteriormente, o momento fletor está em função da área da armadura, porém, por motivos de praticidade de cálculo e em dimensionamento de edifícios determinarem-se primeiro as solicitações, o contrário é mais indicado, ou seja, a armadura em função do momento solicitante. Assim, as variáveis das equações são reorganizadas.

Considerando um parâmetro  $K$ :

$$K = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_d} \quad (15)$$

Tem-se que a área da armadura é:

$$A_s = \frac{f_d \cdot b \cdot d (1 - \sqrt{1 - 2K})}{f_s} \quad (16)$$

### 5.3 Cisalhamento

As tensões de cisalhamento atuantes na estrutura são causadas por ações verticais. Para elementos de alvenaria sem armadura usa-se a seguinte fórmula:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot h} \quad (17)$$

Já para elementos de alvenaria armada, a tensão de cisalhamento é verificada por:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d} \quad (18)$$

$\tau_{vd}$  = Tensão de cisalhamento de cálculo;

$V_d$  = Esforço cortante de cálculo;

$b$  = Largura da seção, ou seja, a espessura  $t$ ;

$h$  = Altura da seção, ou seja, seu comprimento;

$d$  = Distância entre a face comprimida e o centro da armadura tracionada.

Essas tensões não devem ultrapassar as tensões resistentes de cálculo, ou seja:

$$\tau_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (19)$$

$f_{vk}$  = Resistência característica ao cisalhamento;

$\gamma_m$  = Coeficiente de ponderação.

O valor da resistência característica ao cisalhamento ( $f_{vk}$ ) é calculado conforme a resistência de Coulomb ( $\tau = \tau_0 + \mu\sigma$ ), em que,  $\tau_0$  é a resistência inicial devido a aderência e a outra parcela é relativa a pré- compressão. (PARSEKIAN, 2012)

A tabela 12 mostra como é calculado a resistência característica ao cisalhamento ( $f_{vk}$ ), que depende do valor da resistência à compressão da argamassa. A NBR 15961 -1 (2011) recomenda o uso de 0,5 para  $\mu$ , ainda coloca que a tensão de pré-compressão é aquela calculada considerando somente a atuação de ações permanentes ponderadas pelo coeficiente correspondente ao efeito favorável de valor 0,9.

**Tabela 12:** Resistência característica ao cisalhamento em juntas horizontais ( $f_{vk}$ )

| Resistência média de compressão da argamassa<br>MPa |                              |                              |
|---|------------------------------|------------------------------|
| 1,5 a 3,4   | 3,5 a 7,0                    | Acima de 7,0                 |
| $0,10 + 0,5 \sigma \leq 1,0$                        | $0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$ | $0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$ |

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

Já quando existirem armaduras normais ao plano de cisalhamento, por exemplo, em furos com graute ou armaduras longitudinais em vergas, a NBR 15961-1 (2011) coloca a resistência ao cisalhamento como dependente somente da armadura e não mais da resistência à compressão da argamassa. É calculada por:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \rho \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (20)$$

$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$  = Taxa geométrica da armadura;

$A_s$  = Área da armadura de flexão;

$b$  = Largura da seção;

$d$  = Altura útil da seção.

Para vigas de alvenaria  $f_{vk}$  deve ser multiplicado pelo seguinte fator:

$$2,5 - 0,25 \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \geq 1 \quad (21)$$

A NBR 15961-1 (2011) afirma que a resistência majorada em vigas não seja maior que 1,75.

Em casos que a tensão solicitante de cálculo for maior que a resistência ao cisalhamento de cálculo, torna-se indispensável o uso de armaduras de cisalhamento paralelas à atuação da força. A área do aço é calculada por:

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot d} \quad (22)$$

$V_a$  = Esforço cortante absorvido pela alvenaria calculado por  $V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d$ ;

$V_d$  = Esforço cortante;

$A_{sw}$  = Área da seção transversal do aço;

$f_{yd}$  = Tensão resistente de cálculo;

$d$  = Altura útil da seção;

$b$  = Largura da seção;

$s$  = Espaçamento entre barras.

A NBR 15961-1 (2011, p.30) faz recomendações sobre o espaçamento entre barras: “em nenhum caso admite-se espaçamento  $s$  maior que 50% da altura útil. No caso de vigas de alvenaria esse limite não pode superar 30 cm. No caso de paredes armadas ao cisalhamento o espaçamento não pode superar 60 cm”. Ainda coloca que o diâmetro máximo é de 6,3 mm para barras em juntas de assentamento, e de 25 mm para outros casos. Quanto à armadura mínima, esta é de 0,1% da área da seção transversal em vergas ou paredes de alvenaria.

#### 5.4 Flexão composta

Ramalho e Corrêa (2003, p 109) comentam como ocorre a flexão composta:

A flexão composta, em que ocorre a interação entre carregamento axial e momentos fletores, é também uma solicitação muito comum em elementos de alvenaria estrutural, particularmente quando se analisam estruturas portantes de edifícios. Nestes, além de suportar as cargas gravitacionais, as paredes que fazem parte do sistema de contraventamento lateral resistem às ações horizontais provenientes do vento e do desprumo.

Desta forma, devido aos carregamentos horizontais, as paredes, além do esforço de compressão causado pelas cargas verticais, também são submetidas ao cisalhamento e aos esforços de flexão provocados pelas cargas verticais. (PARSEKIAN, 2012).

Na flexão composta é verificado se os blocos resistem aos valores das tensões de compressão e tração. A NBR 15961-1 (2011) indica o uso da seguinte fórmula para compressão:

$$\frac{N_d}{A.R} + \frac{M_d}{W.K} \leq f_d \quad (23)$$

E a fórmula abaixo é usada para verificação à tração:

$$\frac{N_d}{A.R} - \frac{M_d}{W.K} \leq f_{td} \quad (24)$$

Porém, somente ocorrerá tração na parede se a tensão quanto à força normal for menor que a tensão devido ao momento fletor, isto é, se o valor do primeiro membro da inequação for negativo.



$N_d$  = Força vertical de cálculo;

$M_d$  = Momento fletor de cálculo;

$f_d$  = Resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

$f_{td}$  = Resistência à tração de cálculo da alvenaria;

$A$  = Área da seção;

$W$  = Módulo de resistência mínimo;

$R$  = Coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento;

$K = 1,5$  Coeficiente usado para ajustar o valor da resistência à compressão na flexão.

Se houver tração na estrutura, esta não deve superar o valor de  $f_{td}$ . A NBR 15961-1 (2011) apresenta a tabela 13, que relaciona os valores característicos da resistência à tração na flexão ( $f_{tk}$ ) com a resistência à compressão da argamassa ( $f_a$ ) e a direção da tração, isto é, se é normal ou paralela à fiada. É importante ressaltar que  $f_a$  é 70% do valor da resistência do bloco.

**Tabela 13:** Resistência à tração na flexão ( $f_{tk}$ )

| Direção da tração | Resistência média à compressão da argamassa<br>MPa |                        |                           |
|-------------------|--|------------------------|---------------------------|
|                   | 1,5 a 3,4 <sup>a</sup>                             | 3,5 a 7,0 <sup>b</sup> | Acima de 7,0 <sup>c</sup> |
| Normal à fiada    | 0,10   | 0,20                   | 0,25                      |
| Paralela à fiada  | 0,20   | 0,40                   | 0,50                      |

NOTA: Valores relativos à área bruta  
<sup>a</sup> Classes P2 e P3, conforme ABNT NBR 13281.  
<sup>b</sup> Classes P4 e P5, conforme ABNT NBR 13281.  
<sup>c</sup> Classe P6, conforme ABNT NBR 13281.

Fonte: NBR 15961-1 (2011)

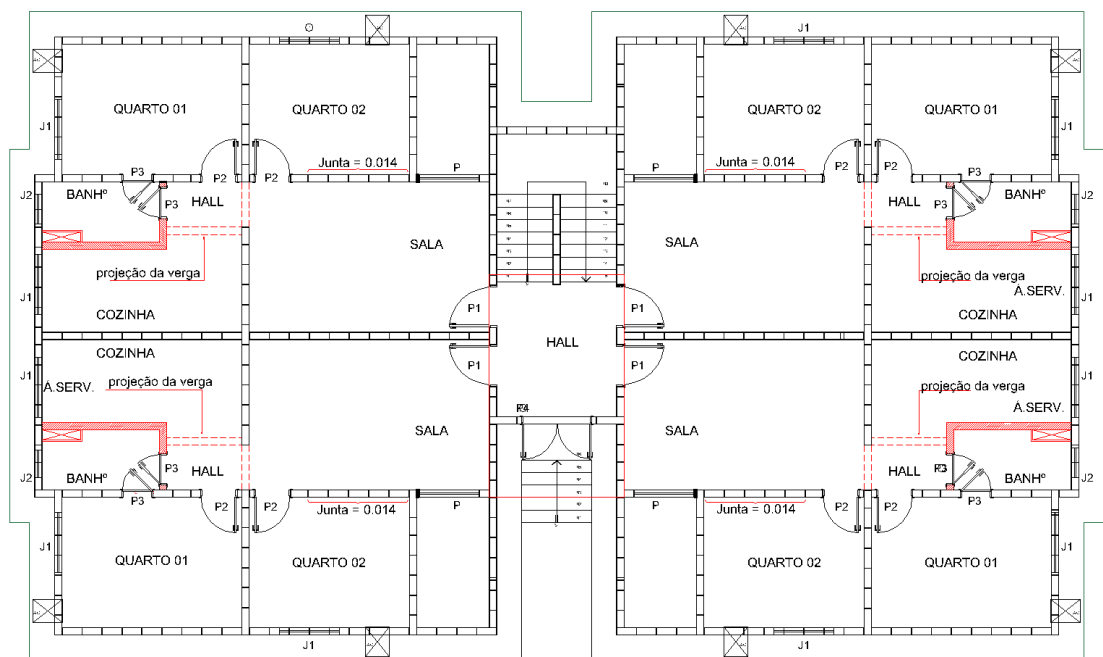
Caso os valores da resistência à tração solicitante ultrapassem os valores da tabela 13, será necessário o uso de armaduras. PARSEKIAN (2012) coloca que a área da armadura é calculada dividindo a força cortante por 50% da resistência ao escoamento do aço ( $f_{yd}$ ).

## 6. APLICAÇÃO

### 6.1 Apresentação do projeto

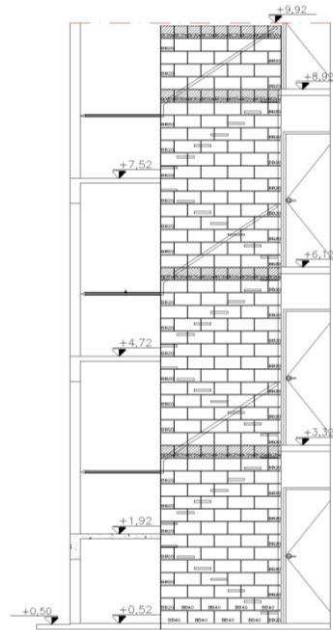
O projeto usado para a exemplificação consiste em um edifício residencial, com três pavimentos, e quatro apartamentos por andar. O edifício foi modelado com blocos de concreto da família 15 x 40, ou seja, a largura 14 cm, o comprimento 39 cm e a altura padrão de 19 cm. Além deste bloco, outros da mesma família são usados, como o bloco de 35. As juntas para colocação de argamassa são de 1 cm em toda a planta, porém na parede do quarto usou-se juntas de 1,4 cm por conta da modulação. As paredes em vermelho na figura 26 representam alvenarias que não desempenham função estrutural.

**Figura 26:** Planta baixa da edificação primeira fiada de bloco



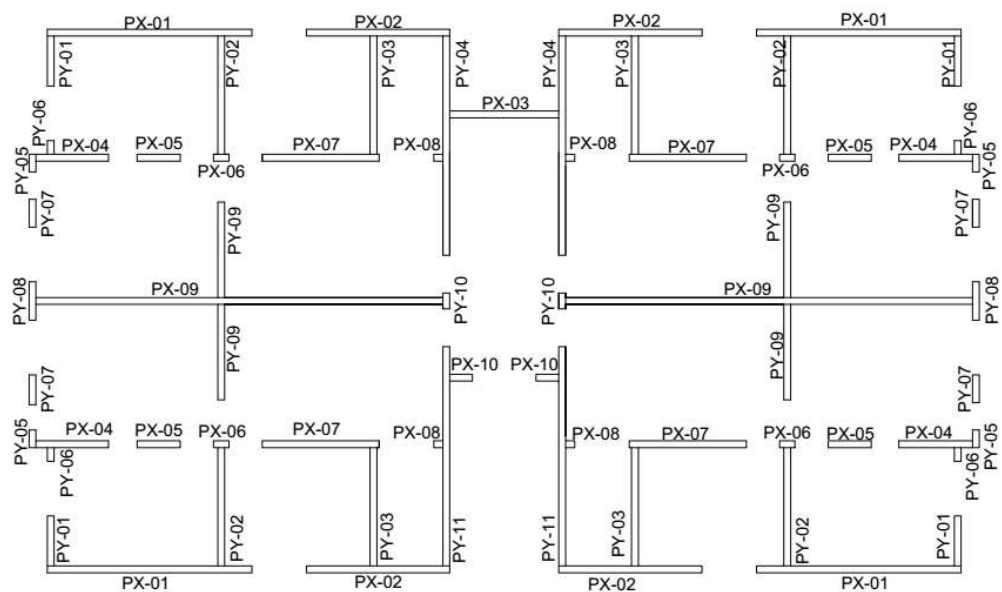
Fonte: Autora (2018)

Em relação à elevação, a distância de piso a piso é de 2,80 metros. Sabe-se que a altura dos blocos recomendada pela NBR 6136 (2014) é de 20 cm, assim, a modulação vertical foi feita com 14 blocos, sendo na última fiada de cada pavimento foram usados blocos canaleta.

**Figura 27:** Elevação da edificação

Fonte: Autora (2018)

Para o cálculo das dimensões das paredes, primeiramente, é necessário identificar as paredes estruturais. Na figura 28, as paredes foram nomeadas de X e Y, conforme orientação horizontal ou vertical. Quanto à numeração, receberam o mesmo número as paredes que estão submetidas às mesmas cargas.

**Figura 28:** Identificação das paredes estruturais

Fonte: Autora (2018)

## 6.2 Cargas verticais

### 6.2.1 Peso próprio

Para o cálculo do peso próprio usam-se os seguintes dados:

Espessura considerando o revestimento ( $e$ ) = 0,15 m;

Altura da parede ( $h$ ) = 2,7 m;

Peso específico da alvenaria estrutural ( $\gamma$ ) = 14 KN/m<sup>3</sup>.

$$P = e \cdot h \cdot \gamma = 5,67 \text{ KN/m}$$

### 6.2.2 Cargas das lajes

Abaixo estão os dados necessários para o cálculo das cargas nas lajes:

Peso específico do concreto = 25 KN/m<sup>3</sup>;

Peso específico da água = 10 KN/m<sup>3</sup>;

Altura das lajes = 8 cm;

Altura máxima da lâmina de água no reservatório = 2,15 m.

- Lajes pavimento tipo

Sobrecarga devido ao uso da edificação segundo a NBR 6120 (1980) = 1,5 KN/m<sup>2</sup>;

Revestimentos = 1,0 KN/m<sup>2</sup>;

Peso da laje = 8 cm x 25 KN/m<sup>3</sup> = 2 KN/m<sup>2</sup>;

Paredes não estruturais = 3m na laje 05. Sendo o peso específico do tijolo de cerâmica 13 KN/m<sup>2</sup>, então se calcula a carga da parede por:

$$G_{par} = \frac{P_{par}}{A_{laje}} = \frac{\gamma_{alv} \cdot e \cdot h \cdot l}{A_{laje}} \quad (25)$$

$G_{par}$  = carga da parede (KN/m<sup>2</sup>);

$\gamma_{alv}$  = peso específico da alvenaria (KN/m<sup>3</sup>);

$e$  = espessura da parede (m);

$h$  = altura da parede (m);

$l$  = comprimento da parede (m);

$A_{\text{laje}}$  = Área da laje ( $\text{m}^2$ ).

Sabe-se que  $H = 2,7$  m,  $e = 15$  cm,  $l = 3$  m,  $A_{\text{laje}} = 4,15 \times 3,15 = 13,07$ . Desta forma, a carga da parede é de  $1,21 \text{ KN/m}^2$ .

- Escadas

Carga da escada sem acesso ao público segundo a NBR 6120 (1980) =  $2,5 \text{ KN/m}^2$ ;

Peso próprio da escada =  $2,0 \text{ KN/m}^2$ .

- Cargas na tampa do reservatório

Peso próprio do concreto da laje =  $8 \text{ cm} \times 25 \text{ KN/m}^3 = 2 \text{ KN/m}^2$ ;

Impermeabilização/ Revestimento =  $1 \text{ KN/m}^2$ ;

Sobrecarga na tampa =  $1,0 \text{ KN/m}$ .

- Cargas na Laje de fundo do reservatório

Peso próprio da laje =  $12 \text{ cm} \times 25 \text{ KN/m}^3 = 3 \text{ KN/m}^2$ ;

Peso da impermeabilização/ Revestimento =  $1,0 \text{ KN/m}^2$ ;

Sobrecarga devido à água =  $2,15 \text{ m (altura)} \times 10 \text{ KN/m}^3 = 21,5 \text{ KN/m}^2$ .

**Tabela 14:** Cargas nas lajes

| Lajes   | Características geométricas |        |         |                | Cargas ( $\text{KN/m}^2$ ) |         |              |                     |       |
|---------|-----------------------------|--------|---------|----------------|----------------------------|---------|--------------|---------------------|-------|
|         | x (cm)                      | y (cm) | Armação | Espessura (cm) | Sobrecarga                 | Revest. | Peso próprio | Alv. Não estrutural | Total |
| L01     | 375                         | 275    | Duas    | 8              | 1,50                       | 1,00    | 2,00         | 0,00                | 4,50  |
| L02     | 335                         | 275    | Duas    | 8              | 1,50                       | 1,00    | 2,00         | 0,00                | 4,50  |
| L03     | 160                         | 275    | Duas    | 8              | 1,50                       | 1,00    | 2,00         | 0,00                | 4,50  |
| L07     | 415                         | 315    | Duas    | 8              | 1,50                       | 1,00    | 2,00         | 1,21                | 5,71  |
| L08     | 495                         | 315    | Duas    | 8              | 1,50                       | 1,00    | 2,00         | 0,00                | 4,50  |
| L09     | 255                         | 283,5  | Duas    | 8              | 1,50                       | 1,00    | 2,00         | 0,00                | 4,50  |
| Escadas | 255                         | 295,1  | Duas    | 8              | 2,50                       | 1,00    | 2,00         | 0,00                | 5,50  |
| Tampa   | 255                         | 430    | Duas    | 8              | 1,00                       | 1,00    | 2,00         | 0,00                | 4,00  |
| Fundo   | 255                         | 430    | Duas    | 12             | 21,5                       | 1,00    | 3,00         | 0,00                | 25,50 |

Fonte: Autora (2018)

Após a obtenção de todas as cargas atuantes nas lajes, consegue-se calcular as reações das lajes nas paredes por meio das seguintes fórmulas:

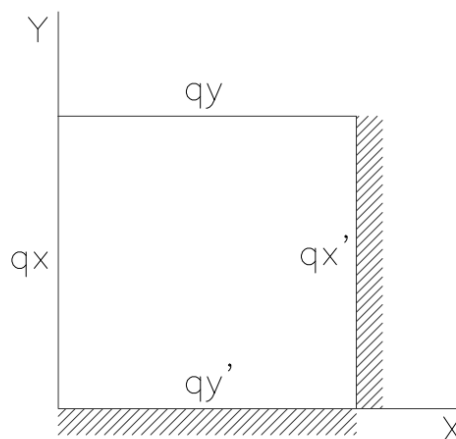
$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (26)$$

$$q_x' = k_x' \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (27)$$

$$q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (28)$$

$$q_y' = k_y' \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (29)$$

**Figura 29:** Reações nas paredes de uma laje quadrada



Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014)

Onde:

$q_x$  = reação de apoio no eixo y, quando for borda apoiada;

$q_x'$  = reação de apoio no eixo y, quando for borda engastada;

$q_y$  = reação de apoio no eixo x, quando for borda apoiada;

$q_y'$  = reação de apoio no eixo x, quando for borda engastada;

$l_x$  = menor vão da laje;

$p$  = total de cargas atuantes por metro quadrado;

$k$  = coeficiente encontrado no anexo B.

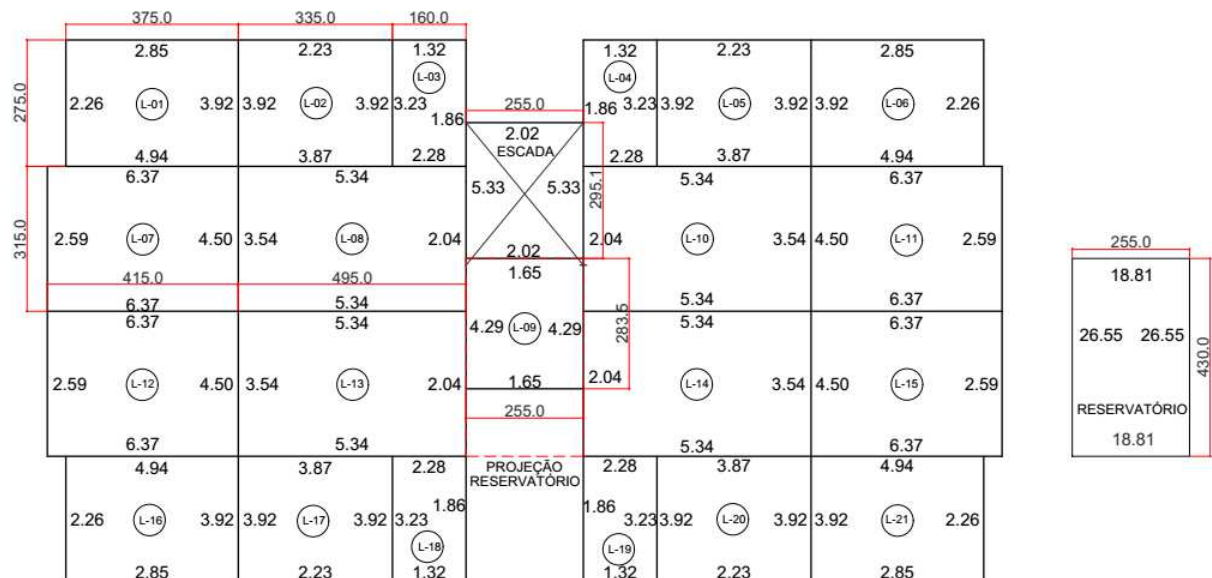
Utilizando a fórmula apresentada, obtêm-se os resultados da tabela 15 que estão dispostos na figura 30.

**Tabela 15:** Reações das lajes nas paredes

| Lajes  | Caso | $\lambda$ | lx  | Carga KN/m <sup>2</sup> | Coeficientes |      |      |      | Reações (KN/m) |       |       |      |
|--------|------|-----------|-----|-------------------------|--------------|------|------|------|----------------|-------|-------|------|
|        |      |           |     |                         | kx           | kx'  | ky   | ky'  | Vx             | Vx'   | Vy    | Vy'  |
| L01    | 4    | 1,36      | 275 | 4,50                    | 2,3          | 3,99 | 1,83 | 3,17 | 2,85           | 4,94  | 2,26  | 3,92 |
| L02    | 7    | 1,22      | 275 | 4,50                    | 1,8          | 3,13 | 0,00 | 3,17 | 2,23           | 3,87  | 0,00  | 3,92 |
| L03    | 4    | 1,72      | 160 | 4,50                    | 2,58         | 4,48 | 1,83 | 3,17 | 1,86           | 3,23  | 1,32  | 2,28 |
| L07    | 8    | 1,32      | 315 | 5,71                    | 0,00         | 3,54 | 1,44 | 2,5  | 0,00           | 6,37  | 2,59  | 4,50 |
| L08    | 8    | 1,57      | 315 | 4,50                    | 0,00         | 3,77 | 1,44 | 2,5  | 0,00           | 5,34  | 2,04  | 3,54 |
| L09    | 6    | 1,11      | 255 | 4,50                    | 0,00         | 3,74 | 1,44 | 0,00 | 0,00           | 4,29  | 1,65  | 0,00 |
| Escada | 6    | 1,16      | 255 | 5,50                    | 0,00         | 3,8  | 1,44 | 0,00 | 0,00           | 5,33  | 2,02  | 0,00 |
| Tampa  | 1    | 1,69      | 255 | 4,00                    | 0,00         | 3,53 | 2,5  | 0,00 | 0,00           | 3,60  | 2,55  | 0,00 |
| Fundo  | 1    | 1,69      | 255 | 25,50                   | 0,00         | 3,53 | 2,5  | 0,00 | 0,00           | 22,95 | 16,26 | 0,00 |

Fonte: Autora (2018)

**Figura 30:** Reações das lajes nas paredes em KN/m



Fonte: Autora (2018)

### 6.2.3 Combinação das cargas verticais

As ações verticais presentes na estrutura são de características permanentes, pois não variam muito ao longo da vida da estrutura.

Obtendo o valor do coeficiente de ponderação a partir da tabela 8,  $\gamma_g = 1,4$ , e retirando a as ações variáveis da equação acima, tem-se que os valores das cargas verticais de cálculo serão calculados por:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{G,k} + \gamma_q (F_{Q1,k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k})$$

$$F_d = 1,4 \cdot F_{G,k}$$

Na tabela 16 e 17 é mostrada a soma das cargas provenientes do peso próprio e das lajes.

**Tabela 16:** Carregamento característico atuante nas paredes X

| Paredes              | N | Lajes (KN/m) | P. Próprio(KN/m) | Total dist. (KN/m) | Comp. (cm) | Total (KN) |
|----------------------|---|--------------|------------------|--------------------|------------|------------|
| PX-01                | 4 | 2,85         | 5,67             | 8,51625            | 450        | 38,32      |
| PX-02                | 4 | 2,23         | 5,67             | 7,8975             | 315        | 24,88      |
| PX -03               | 1 | 2,02         | 5,67             | 7,6896             | 240        | 18,46      |
| PX -04               | 4 | 11,30        | 5,67             | 16,974846          | 159,5      | 27,07      |
| PX -05               | 4 | 11,30        | 5,67             | 16,974846          | 95         | 16,13      |
| PX -06               | 4 | 11,30        | 5,67             | 16,974846          | 34         | 5,77       |
| PX -07               | 4 | 9,22         | 5,67             | 14,88735           | 257,5      | 38,33      |
| PX -08               | 4 | 7,63         | 5,67             | 13,296375          | 20         | 2,66       |
| PX -09               | 2 | 12,73        | 5,67             | 18,404442          | 895        | 164,72     |
| PX -10               | 2 | 3,67         | 5,67             | 9,342              | 50         | 4,67       |
| Peso total paredes X |   |              |                  |                    |            | 969,90     |

Fonte: Autora (2018)

**Tabela 17:** Carregamento característico atuante nas paredes Y

| Paredes              | N | Lajes (KN/m) | P. Próprio(KN/m) | Total dist. (KN/m) | Comp. (cm) | Total (KN) |
|----------------------|---|--------------|------------------|--------------------|------------|------------|
| PY-01                | 4 | 2,26         | 5,67             | 7,93               | 110        | 8,73       |
| PY-02                | 4 | 7,85         | 5,67             | 13,52              | 260        | 35,14      |
| PY-03                | 4 | 7,15         | 5,67             | 12,82              | 260        | 33,33      |
| PY-04                | 2 | 7,37         | 5,67             | 38,56              | 482        | 185,85     |
| PY-05                | 4 | 2,59         | 5,67             | 8,26               | 39         | 3,22       |
| PY-06                | 4 | 2,26         | 5,67             | 7,93               | 30         | 2,38       |
| PY-07                | 4 | 2,59         | 5,67             | 8,26               | 61,1       | 5,05       |
| PY-08                | 2 | 2,59         | 5,67             | 8,26               | 84,7       | 7,00       |
| PY-09                | 4 | 8,04         | 5,67             | 13,71              | 210        | 28,79      |
| PY-10                | 2 | 32,89        | 5,67             | 38,56              | 34,9       | 13,46      |
| PY-11                | 2 | 32,89        | 5,67             | 38,56              | 482        | 185,85     |
| Peso total paredes Y |   |              |                  |                    |            | 1250,84    |

Fonte: Autora (2018)



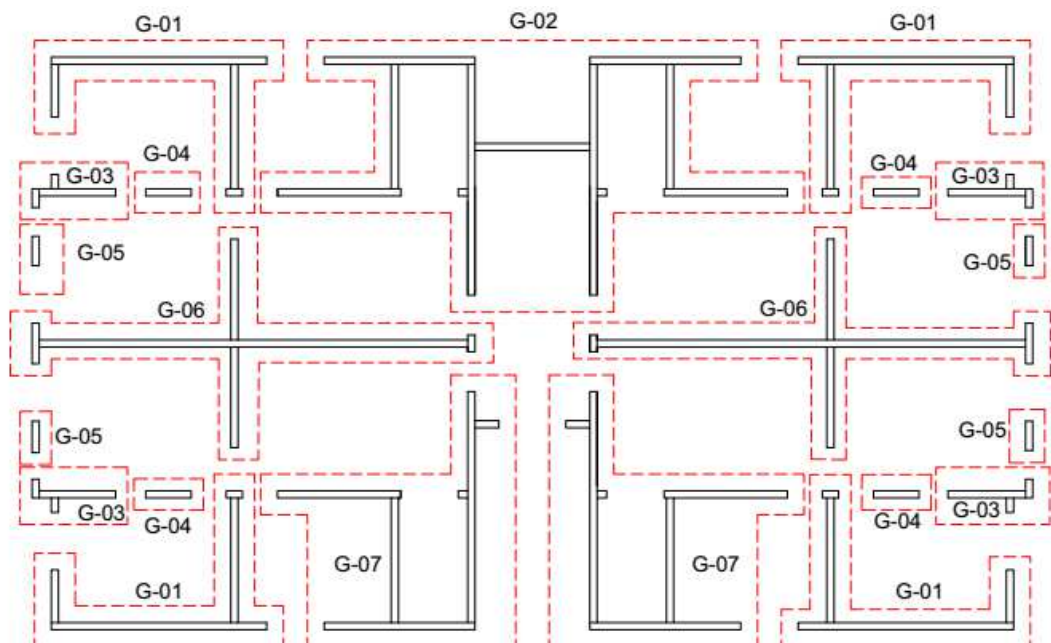
No caso de paredes com dois carregamentos atuantes diferentes provenientes de lajes, optou-se pela escolha do maior. Por exemplo, na parede PX-09 tem-se os carregamentos de 12,74 KN/m em uma parte da parede e 10,68 KN/m na outra. Foi escolhida como solicitação, para efeitos de simplificação e praticidade do cálculo, a carga distribuída de 12,74 KN/m.

#### 6.2.4 Distribuição das cargas verticais

O procedimento adotado para a distribuição das cargas verticais foi o de grupo de paredes, pois além de ser um método apresentado na literatura como econômico, permite melhor uniformização das resistências dos blocos, o que é um ponto positivo por que a baixa variedade de resistência evita, no canteiro de obras, a troca de blocos de resistência maior por blocos de resistência menor.

Na figura 31 é mostrada a divisão dos grupos de paredes, com limites definidos por vãos de portas e janelas.

**Figura 31:** Grupos de paredes



Fonte: Autora (2018)

A tabela 18 discrimina as paredes pertencentes a cada grupo, a quantidade (n) de grupos de paredes no pavimento e o comprimento total (soma dos comprimentos de todas as paredes), a área de cada grupo e soma de todas as cargas no grupo.

**Tabela 18:** Carregamento característico atuante em cada grupo de parede

| Grupo                             | Paredes                                  | n | Comp.(cm) | Área (m <sup>2</sup> ) | Total (KN) |
|-----------------------------------|--|---|-----------|------------------------|------------|
| G01                               | PX -01, PX-06, PY-01, PY-02              | 4 | 854,00    | 1,20                   | 87,96      |
| G02                               | PX-02, PX-03, PX-07, PX-08, PY-03, PY-04 | 1 | 2909,00   | 4,07                   | 588,55     |
| G03                               | PX-04, PY-05, PY-06                      | 4 | 228,50    | 0,32                   | 32,68      |
| G04                               | PX-05                                    | 4 | 95,00     | 0,13                   | 16,13      |
| G05                               | PY-07                                    | 4 | 61,10     | 0,09                   | 5,05       |
| G06                               | PX-09, PY-08, PY-09, PY-10               | 2 | 1434,60   | 2,01                   | 242,76     |
| G07                               | PX-02, PX-07, PX-08, PX-10, PY-03, PY-11 | 2 | 1384,50   | 1,94                   | 289,72     |
| Peso total de cada pavimento (KN) |  |   |           |                        | 2220,74    |

Fonte: Autora (2018)

Em seguida fez-se o acúmulo de cargas para encontrar o carregamento atuante de cada grupo em cada pavimento. Os resultados estão dispostos na tabela 19.

**Tabela 19:** Carregamento característico de cada grupo em cada pavimento

| Grupo | Cobertura (KN) | 2º Pav (KN) | 1º Pav (KN) |
|-------|----------------|-------------|-------------|
| G01   | 87,96          | 175,93      | 263,89      |
| G02   | 588,55         | 1177,09     | 1765,64     |
| G03   | 32,68          | 65,35       | 98,03       |
| G04   | 16,13          | 32,25       | 48,38       |
| G05   | 4,54           | 9,08        | 13,63       |
| G06   | 242,76         | 485,51      | 728,27      |
| G07   | 289,72         | 579,43      | 869,15      |

Fonte: Autora (2018)

### 6.3 Cargas horizontais

#### 6.3.1 Desaprumo

Para o cálculo da força atuante devido ao desaprumo, primeiro é necessário determinar o ângulo de desaprumo, que depende da altura da edificação (H). Sabendo que H = 9,92 m, o ângulo é:

$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{40H}$$

$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{9,92}} \leq \frac{1}{40.9,92}$$

$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{9,92}} \leq \frac{1}{40.9,92}$$

$$\theta_a = 0,0031 \leq 0,0025$$

O ângulo de desaprumo é maior do que o mínimo, neste caso o ângulo a ser usado é o mínimo  $\theta_a = 0,0025$ . De acordo com a tabela 18 o peso de cada pavimento é de 2220,74 KN. Portanto, o valor da força devido ao desaprumo é de:

$$F_a = P \cdot \theta_a$$

$$F_a = 2220,74 \cdot 0,0025$$

$$F_a = 5,55 \text{ KN}$$

### 6.3.2 Cargas do vento

#### 6.3.2.1 Velocidade característica e pressão dinâmica do vento

No cálculo das cargas exercidas pelo vento, considerou-se a edificação localizada em São Luís ( $V_0 = 30\text{m/s}$ ), construída em terreno plano ( $S_1 = 1$ ), com finalidade residencial ( $S_3 = 1$ ), localizada em uma área urbanizada com construções baixas (categoria IV). Sabe-se que a largura de edificação é de 20,9m (classe B) e que a altura de cada pavimento é variável e é mostrado na tabela 20. Sabendo a categoria, a classe e a altura, consultando a tabela 6 os valores de  $S_2$  são encontrados.

**Tabela 20:** Valores do coeficiente  $S_2$

| Pavimento | Altura (m) | $S_2$ |
|-----------|------------|-------|
| 1         | 3,32       | 0,76  |
| 2         | 6,12       | 0,78  |
| Cobertura | 9,92       | 0,83  |

Fonte: Autora (2018)

Como a determinação da velocidade básica do vento e dos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , é possível realizar o cálculo da velocidade característica por  $V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$  e pressão dinâmica do vento por  $q = 0,613 \cdot V_k^2$ . Os resultados estão organizados na tabela 21.

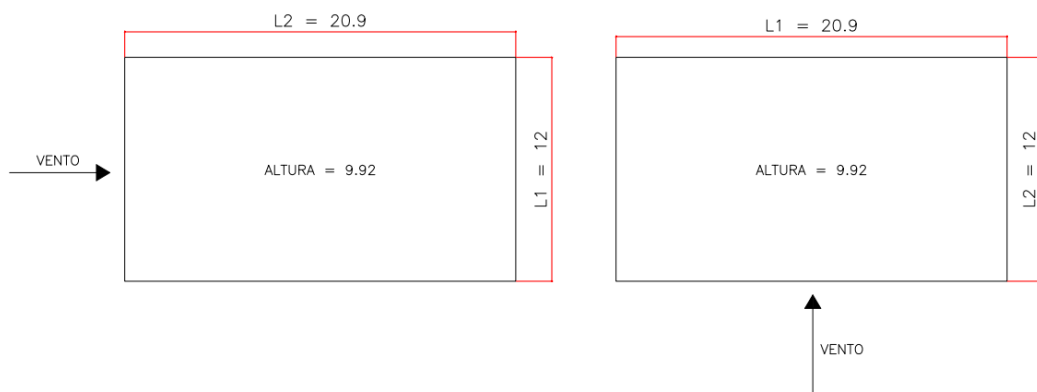
**Tabela 21:** Valores da velocidade característica e pressão dinâmica

| Pavimento | Altura (m) | $V_0$ (m/s) | $S_1$ | $S_2$ | $S_3$ | $V_k$ (m/s) | $q$ (N/m <sup>2</sup> ) |
|-----------|------------|-------------|-------|-------|-------|-------------|-------------------------|
| 1         | 3,32       | 30          | 1     | 0,76  | 1     | 22,8        | 318,66                  |
| 2         | 6,12       | 30          | 1     | 0,78  | 1     | 23,4        | 335,65                  |
| 3         | 9,92       | 30          | 1     | 0,83  | 1     | 24,9        | 380,07                  |

Fonte: Autora (2018)

### 6.3.2.2 Força atuante do vento

A força do vento atua nas direções x e y. Deste modo, o coeficiente de arrasto assume dois valores e seu cálculo depende das relações entre as medidas da edificação. Para a direção X tem-se que  $l_1/l_2 = 0,57$  e  $h/l_1 = 0,83$ . Na direção Y os valores são de  $l_1/l_2 = 1,74$  e  $h/l_1 = 0,47$ . Usando a figura 20 obtêm-se o coeficiente de arrasto na direção x de  $C_a = 0,88$  e na direção Y de  $C_a = 1,15$ .

**Figura 32:** Força do vento na edificação

Fonte: Autora (2018)

A área de atuação do vento corresponde à altura de cada pavimento multiplicado pela largura. É importante ressaltar que no último pavimento a altura do parapeito foi considerada para o cálculo da área.

**Tabela 22:** Área de atuação do vento

| Pavimento | Altura (m) | x (m) | y (m) | $A_x$ (m <sup>2</sup> ) | $A_y$ (m <sup>2</sup> ) |
|-----------|------------|-------|-------|-------------------------|-------------------------|
| 1         | 3,32       | 20,9  | 12    | 39,84                   | 69,39                   |
| 2         | 6,12       | 20,9  | 12    | 33,6                    | 58,52                   |
| Cobertura | 9,92       | 20,9  | 12    | 45,6                    | 79,42                   |

Fonte: Autora (2018)

Encontrados os valores do coeficiente de arrasto, área de atuação e pressão dinâmica do vento, faz-se o cálculo da força devida ao vento usando a fórmula  $F_a = C_a \cdot q \cdot A$ . Os resultados são mostrados na tabela 23.

**Tabela 23:** Forças características devidas ao vento na direção X e Y -

| Pavimento | Ca,x | Ca,y | q (N/m <sup>2</sup> ) | Ax (m <sup>2</sup> ) | Ay(m <sup>2</sup> ) | Fx (KN) | Fy (KN) |
|-----------|------|------|-----------------------|----------------------|---------------------|---------|---------|
| 1         | 0,88 | 1,15 | 318,66                | 39,84                | 69,388              | 11,17   | 25,43   |
| 2         | 0,88 | 1,15 | 335,65                | 33,6                 | 58,52               | 9,92    | 22,59   |
| Cobertura | 0,88 | 1,15 | 380,07                | 45,6                 | 79,42               | 15,25   | 34,71   |

Fonte: Autora (2018)

### 6.3.3 Combinação das cargas horizontais

Observa-se que as cargas do vento e desaprumo são, respectivamente, variáveis e permanentes. Os valores dos coeficientes de ponderação das ações variáveis e das ações permanentes são obtidos na tabela 8,  $\gamma_g = 1,40$  e  $\gamma_q = 1,40$ . Como a única ação variável é o vento, esta é considerada como principal e não é reduzida pelo coeficiente redutor  $\psi_{0j}$ . Assim, usa-se a seguinte fórmula para a combinação destas duas ações:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{G,k} + \gamma_q (F_{Q1,k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k})$$

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{G,k} + \gamma_q \cdot F_{Q1,k}$$

$$F_d = 1,4 \cdot F_{G,k} + 1,4 \cdot F_{Q1,k}$$

$$F_d = 1,4 \cdot (F_{G,k} + F_{Q1,k})$$

Com a formulação acima, conclui-se que o valor de cálculo da combinação última é obtido através da soma das ações característica do vento e do desaprumo, com posterior multiplicação por um fator de valor 1,4. Os valores dos carregamentos são somados e expostos na tabela 24, que mostra, também, o esforço cortante acumulado e o momento fletor calculado em relação ao pé da parede, com braço de alavanca igual ao pé direito de 2,8m.

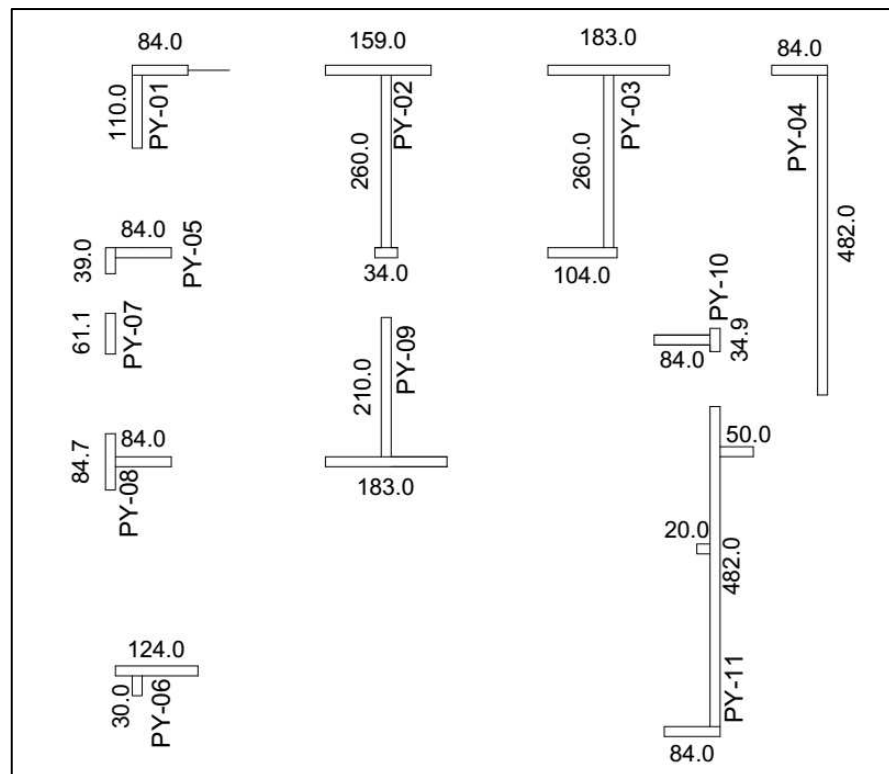
**Tabela 24:** Força total, cortante e momento fletor – Valores característicos

| Direção | Esforço        | Cobertura | 2º Pav | 1º Pav |
|---------|----------------|-----------|--------|--------|
| X       | Ftot (KN)      | 16,72     | 15,47  | 20,80  |
|         | Cortante (KN)  | 16,72     | 32,20  | 53,00  |
|         | Momento (KN.m) | 46,82     | 90,15  | 148,39 |
| Y       | Ftot (KN)      | 30,98     | 28,14  | 40,26  |
|         | Cortante (KN)  | 30,98     | 59,12  | 99,38  |
|         | Momento (KN.m) | 86,74     | 165,53 | 278,26 |

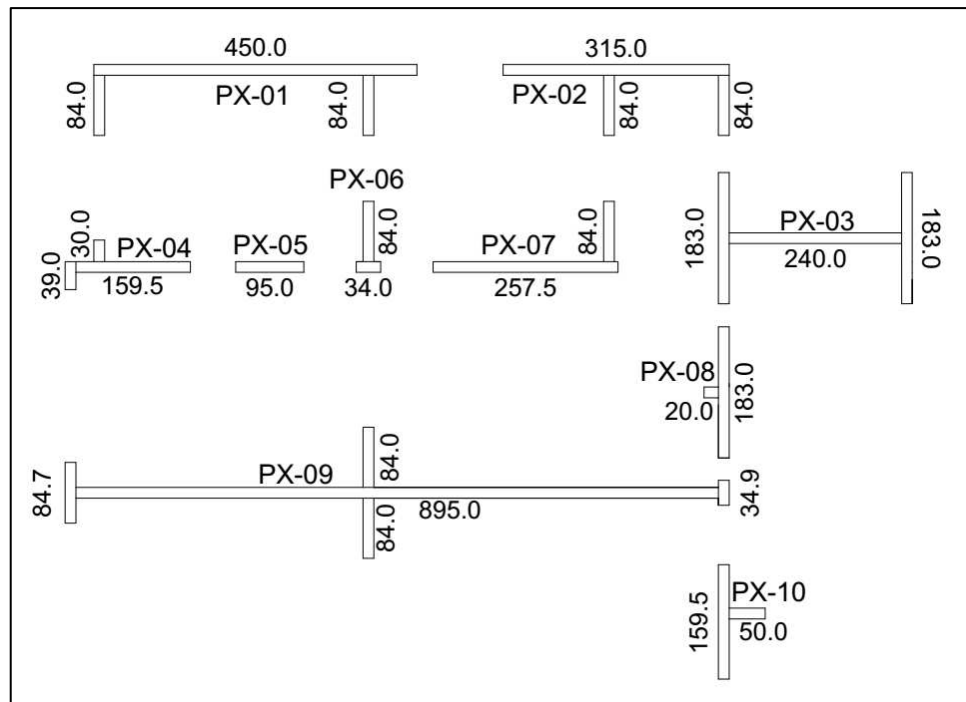
Fonte: Autora (2018)

### 6.3.4 Distribuição das cargas horizontais

O procedimento adotado foi aquele em que as cargas atuam segundo a direção de um eixo de simetria da edificação. Primeiramente, as paredes de contraventamento em X e em Y e seus respectivos flanges são colocados em evidência nas figuras 33 e 34. A largura do flange foi calculada usando espessura da parede de 14 cm. Como o comprimento máximo do flange é de seis vezes a espessura, o valor obtido é de 84 cm.

**Figura 33:** Paredes de contraventamento Y

Fonte: Autora (2018)

**Figura 34:** Paredes de contraventamento X

Fonte: Autora (2018)

Na determinação do momento de inércia de cada parede usou-se a tabela 25. Onde base e altura são as dimensões da parede,  $y'$  é distância do centro de cada região à borda, que será usado para o cálculo do centroide da seção composta. O centroide é calculado pela seguinte fórmula:

$$\frac{\sum(y_i' \cdot A_i)}{\sum A_i} \quad (30)$$

E o cálculo do momento de inércia é feito por:

$$\frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + A_i \cdot (x_{cg} - x_i')^2 \quad (31)$$

**Tabela 25:** Determinação do momento de inércia

|                   | Região | Base (m) | Altura (m) | $y'$ (m) | A (m <sup>2</sup> ) | y.A  | Ycg  | I      |
|-------------------|--------|----------|------------|----------|---------------------|------|------|--------|
| <b>PY-01</b>      | 1      | 0,14     | 1,10       | 0,55     | 0,15                | 0,08 | 0,82 | 0,0266 |
|                   | 2      | 0,84     | 0,14       | 1,17     | 0,12                | 0,14 |      | 0,0147 |
| <b>Somatório:</b> |        |          |            |          | 0,27                | 0,22 |      | 0,0414 |

Fonte: Autora (2018)

Desta maneira, os momentos de inércia e a rigidez de cada parede foram calculados e estão organizados nas tabelas 26 e 27.

**Tabela 26:** Momento de inércia e rigidez das paredes Y

| <b>Paredes</b> | <b>I(m<sup>4</sup>)</b> | <b>n</b> | <b>n.I</b> | <b>R=Ii/ <math>\sum</math>I</b> |
|----------------|-------------------------|----------|------------|---------------------------------|
| PY-01          | 0,0414                  | 4        | 0,1654     | 0,0067                          |
| PY-02          | 0,6220                  | 4        | 2,4880     | 0,1011                          |
| PY-03          | 0,9299                  | 4        | 3,7195     | 0,1512                          |
| PY-04          | 1,9226                  | 4        | 7,6903     | 0,3125                          |
| PY-05          | 0,0015                  | 4        | 0,0059     | 0,0002                          |
| PY-06          | 0,0020                  | 4        | 0,0080     | 0,0003                          |
| PY-07          | 0,0003                  | 4        | 0,0013     | 0,0001                          |
| PY-08          | 0,0073                  | 2        | 0,0146     | 0,0006                          |
| PY-09          | 0,2594                  | 4        | 1,0376     | 0,0422                          |
| PY-10          | 0,0010                  | 2        | 0,0020     | 0,0001                          |
| PY-11          | 3,1581                  | 3        | 9,4742     | 0,3850                          |
|                |                         |          | 24,6066    |                                 |

Fonte: Autora (2018)

**Tabela 27:** Momento de inércia e rigidez das paredes X

| <b>Paredes</b> | <b>I(m<sup>4</sup>)</b> | <b>n</b> | <b>n.I</b> | <b>R=Ii/ <math>\sum</math>I</b> |
|----------------|-------------------------|----------|------------|---------------------------------|
| PX-01          | 0,9544                  | 4        | 3,8174     | 0,1439                          |
| PX-02          | 0,5926                  | 4        | 2,3705     | 0,0894                          |
| PX-03          | 0,9896                  | 1        | 0,9896     | 0,0373                          |
| PX-04          | 0,2014                  | 4        | 0,8057     | 0,0304                          |
| PX-05          | 0,0100                  | 4        | 0,0400     | 0,0015                          |
| PX-06          | 0,0007                  | 4        | 0,0026     | 0,0001                          |
| PX-07          | 0,3308                  | 4        | 1,3233     | 0,0499                          |
| PX-08          | 0,0012                  | 4        | 0,0050     | 0,0002                          |
| PX-09          | 8,5701                  | 2        | 17,1402    | 0,6462                          |
| PX-10          | 0,0151                  | 2        | 0,0303     | 0,0011                          |
|                |                         |          | 26,5245    |                                 |

Fonte: Autora (2018)

Finalmente é feito a multiplicação entre as cargas da tabela 24 e a rigidez das tabelas 26 e 27. Os resultados para esforço cortante e momento fletor de cada parede são exibido nas tabelas 28, 29, 30 e 31.



**Tabela 28:** Esforço cortante característico nas paredes X

| <b>Esforço Cortante (KN)</b> |                  |               |               |
|------------------------------|------------------|---------------|---------------|
| <b>Parede</b>                | <b>Cobertura</b> | <b>2º Pav</b> | <b>1º Pav</b> |
| PX-01                        | 2,41             | 4,63          | 7,63          |
| PX-02                        | 1,49             | 2,88          | 4,74          |
| PX-03                        | 0,62             | 1,20          | 1,98          |
| PX-04                        | 0,51             | 0,98          | 1,61          |
| PX-05                        | 0,03             | 0,05          | 0,08          |
| PX-06                        | 0,00             | 0,00          | 0,01          |
| PX-07                        | 0,83             | 1,61          | 2,64          |
| PX-08                        | 0,00             | 0,01          | 0,01          |
| PX-09                        | 10,81            | 20,81         | 34,25         |
| PX-10                        | 0,02             | 0,04          | 0,06          |

Fonte: Autora (2018)

**Tabela 29:** Esforço cortante característico nas paredes Y

| <b>Esforço Cortante (KN)</b> |                  |               |               |
|------------------------------|------------------|---------------|---------------|
| <b>Parede</b>                | <b>Cobertura</b> | <b>2º Pav</b> | <b>1º Pav</b> |
| PY-01                        | 0,21             | 0,40          | 0,67          |
| PY-02                        | 3,13             | 5,98          | 10,05         |
| PY-03                        | 4,68             | 8,94          | 15,02         |
| PY-04                        | 9,68             | 18,48         | 31,06         |
| PY-05                        | 0,01             | 0,01          | 0,02          |
| PY-06                        | 0,01             | 0,02          | 0,03          |
| PY-07                        | 0,00             | 0,00          | 0,01          |
| PY-08                        | 0,02             | 0,03          | 0,06          |
| PY-09                        | 1,31             | 2,49          | 4,19          |
| PY-10                        | 0,00             | 0,00          | 0,01          |
| PY-11                        | 11,93            | 22,76         | 38,26         |

Fonte: Autora (2018)

**Tabela 30:** Momento fletor característico nas paredes X

| <b>Momento Fletor (KN.m)</b> |                  |               |               |
|------------------------------|------------------|---------------|---------------|
| <b>Parede</b>                | <b>Cobertura</b> | <b>2º Pav</b> | <b>1º Pav</b> |
| PX-01                        | 6,74             | 12,97         | 21,36         |
| PX-02                        | 4,18             | 8,06          | 13,26         |
| PX-03                        | 1,75             | 3,36          | 5,54          |
| PX-04                        | 1,42             | 2,74          | 4,51          |
| PX-05                        | 0,07             | 0,14          | 0,22          |
| PX-06                        | 0,00             | 0,01          | 0,01          |
| PX-07                        | 2,34             | 4,50          | 7,40          |
| PX-08                        | 0,01             | 0,02          | 0,03          |
| PX-09                        | 30,26            | 58,26         | 95,89         |
| PX-10                        | 0,05             | 0,10          | 0,17          |

Fonte: Autora (2018)

**Tabela 31:** Momento fletor característico nas paredes Y

| <b>Momento Fletor (KN.m)</b> |                  |               |               |
|------------------------------|------------------|---------------|---------------|
| <b>Parede</b>                | <b>Cobertura</b> | <b>2º Pav</b> | <b>1º Pav</b> |
| PY-01                        | 0,58             | 1,11          | 1,87          |
| PY-02                        | 8,77             | 16,74         | 28,14         |
| PY-03                        | 13,11            | 25,02         | 42,06         |
| PY-04                        | 27,11            | 51,73         | 86,97         |
| PY-05                        | 0,02             | 0,04          | 0,07          |
| PY-06                        | 0,03             | 0,05          | 0,09          |
| PY-07                        | 0,00             | 0,01          | 0,01          |
| PY-08                        | 0,05             | 0,10          | 0,16          |
| PY-09                        | 3,66             | 6,98          | 11,73         |
| PY-10                        | 0,01             | 0,01          | 0,02          |
| PY-11                        | 33,40            | 63,73         | 107,14        |

Fonte: Autora (2018)

#### 6.4 Dimensionamento das paredes à compressão simples

O dimensionamento à compressão das paredes é iniciado verificando se alguma parede tem dimensões de pilar, ou seja, se  $L \leq 5.t$ . Portanto, se o comprimento das paredes do grupo for menor do que 70 cm elas deverão ser calculadas como pilar, o que acontece no grupo G-05 que é composto apenas pela parede PY-07.

O cálculo da resistência da parede à compressão é feito por:

$$N_d = f_d \cdot A \cdot R$$

$$N_k \cdot \gamma_f = (f_k / \gamma_m) \cdot A \cdot R$$

$$f_k = (N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_m) / A \cdot R$$

Sendo que para pilares:

$$f_k = (N_k \cdot \gamma_f \cdot \gamma_m) / 0,9 \cdot A \cdot R$$

Em que os coeficientes de ponderação são:

$$\gamma_f = 1,4$$

$$\gamma_m = 2,0$$

E o coeficiente redutor é calculado por:

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

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{H}{40 \cdot t} \right)^3 \right]$$

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{2,8}{40 \cdot 0,14} \right)^3 \right]$$

$$R = 0,875$$

Desta forma, os resultados para cada grupo são apresentados na tabela 32.

**Tabela 32:** Resistência característica da parede ( $f_k$ )

| Grupo | Cobertura (MPa) | 2º Pav (MPa) | 1º Pav (MPa) |
|-------|-----------------|--------------|--------------|
| G01   | 0,24            | 0,47         | 0,71         |
| G02   | 0,46            | 0,92         | 1,39         |
| G03   | 0,33            | 0,65         | 0,98         |
| G04   | 0,39            | 0,78         | 1,16         |
| G05   | 0,19            | 0,38         | 0,57         |
| G06   | 0,39            | 0,77         | 1,16         |
| G07   | 0,48            | 0,96         | 1,43         |

Fonte: Autora (2018)

Como base na resistência da parede é possível encontrar a resistência característica do prisma por  $f_{pk} = f_k/0,7$ . E, posteriormente, a resistência bloco, que é estimada em  $f_{bk} = f_{pk}/0,7$ . Portanto:  $f_{bk} = f_k/0,49$ .

**Tabela 33:** Resistência característica do bloco ( $f_{bk}$ )

| Grupo | Cobertura (MPa) | 2º Pav (MPa) | 1º Pav (MPa) |
|-------|-----------------|--------------|--------------|
| G01   | 0,48            | 0,96         | 1,44         |
| G02   | 0,94            | 1,89         | 2,83         |
| G03   | 0,67            | 1,33         | 2,00         |
| G04   | 0,79            | 1,58         | 2,38         |
| G05   | 0,39            | 0,77         | 1,16         |
| G06   | 0,79            | 1,58         | 2,37         |
| G07   | 0,98            | 1,95         | 2,93         |

Fonte: Autora (2018)

A menor resistência à compressão de um bloco com função estrutural é de 4 MPa, como mostrado na tabela 2. Esse será o valor adotado neste projeto.

### 6.5 Dimensionamento das paredes ao cisalhamento

As tensões de cisalhamento solicitantes, em que os resultados são mostrados na tabela 34 e 35, foram calculadas para cada parede pela fórmula  $\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot h}$ . Os valores de  $V_d$  estão dispostos nas tabelas 28 e 29. O valor da área é o comprimento da parede multiplicado pela espessura de 14 cm.

**Tabela 34:** Tensão característica de cisalhamento nas paredes X

| <b>Tensão de Cisalhamento (KN/m<sup>2</sup>)</b> |              |                         |                  |               |               |
|--|--------------|-------------------------|------------------|---------------|---------------|
| <b>Parede</b>                                    | <b>L(cm)</b> | <b>A(m<sup>2</sup>)</b> | <b>Cobertura</b> | <b>2º Pav</b> | <b>1º Pav</b> |
| PX-01  | 450,00       | 0,63                    | 3,82             | 7,36          | 12,11         |
| PX-02  | 315,00       | 0,44                    | 3,39             | 6,52          | 10,74         |
| PX-03  | 240,00       | 0,34                    | 1,86             | 3,57          | 5,88          |
| PX-04  | 159,50       | 0,22                    | 2,27             | 4,38          | 7,21          |
| PX-05  | 95,00        | 0,13                    | 0,19             | 0,37          | 0,60          |
| PX-06  | 34,00        | 0,05                    | 0,03             | 0,07          | 0,11          |
| PX-07  | 257,50       | 0,36                    | 2,31             | 4,46          | 7,33          |
| PX-08  | 20,00        | 0,03                    | 0,11             | 0,22          | 0,35          |
| PX-09  | 895,00       | 1,25                    | 8,62             | 16,60         | 27,33         |
| PX-10  | 50,00        | 0,07                    | 0,27             | 0,53          | 0,86          |

Fonte: Autora (2018)

**Tabela 35:** Tensão característica de cisalhamento nas paredes Y

| <b>Tensão de Cisalhamento (KN/m<sup>2</sup>)</b> |              |                         |                  |               |               |
|--|--------------|-------------------------|------------------|---------------|---------------|
| <b>Parede</b>                                    | <b>L(cm)</b> | <b>A(m<sup>2</sup>)</b> | <b>Cobertura</b> | <b>2º Pav</b> | <b>1º Pav</b> |
| PY-01  | 110,00       | 0,15                    | 1,35             | 2,58          | 4,34          |
| PY-02  | 260,00       | 0,36                    | 8,60             | 16,42         | 27,61         |
| PY-03  | 260,00       | 0,36                    | 12,86            | 24,55         | 41,27         |
| PY-04  | 482,00       | 0,67                    | 14,35            | 27,38         | 46,03         |
| PY-05  | 39,00        | 0,05                    | 0,14             | 0,26          | 0,43          |
| PY-06  | 30,00        | 0,04                    | 0,24             | 0,46          | 0,77          |
| PY-07  | 61,10        | 0,09                    | 0,02             | 0,04          | 0,06          |
| PY-08  | 84,70        | 0,12                    | 0,15             | 0,30          | 0,50          |
| PY-09  | 210,00       | 0,29                    | 4,44             | 8,48          | 14,25         |
| PY-10  | 34,90        | 0,05                    | 0,05             | 0,10          | 0,16          |
| PY-11  | 482,00       | 0,67                    | 17,68            | 33,73         | 56,70         |

Fonte: Autora (2018)

Para o cálculo da resistência ao cisalhamento característica, inicialmente, determina-se a resistência média à compressão da argamassa. Conforme citado no item 2.3, a resistência da argamassa é de no máximo 70% da resistência do bloco. Usando a resistência do bloco como 4Mpa, a resistência da argamassa é de 2,8 Mpa. Entrando na tabela 10, a resistência características ao cisalhamento das juntas horizontais tem que satisfazer a inequação  $0,10 + 0,5.\sigma \leq 1,0$ .

Faz-se, então, o cálculo da tensão normal de compressão na junta ( $\sigma$ ) na tabela 36 para paredes X e na tabela 37 para paredes Y, através da divisão entre as cargas verticais atuantes ponderadas por 0,9 e a área da seção.

**Tabela 36:** Tensão normal de compressão na junta das paredes X

| Paredes | Total (KN) | A (m <sup>2</sup> ) | Tensão (KN/m <sup>2</sup> ) | Tensão (MPa) |
|---------|------------|---------------------|-----------------------------|--------------|
| PX-01   | 38,32      | 0,630               | 54,75                       | 0,055        |
| PX-02   | 24,88      | 0,441               | 50,77                       | 0,051        |
| PX -03  | 18,46      | 0,336               | 49,43                       | 0,049        |
| PX -04  | 27,07      | 0,223               | 109,12                      | 0,109        |
| PX -05  | 16,13      | 0,133               | 109,12                      | 0,109        |
| PX -06  | 5,77       | 0,048               | 109,12                      | 0,109        |
| PX -07  | 38,33      | 0,361               | 95,70                       | 0,096        |
| PX -08  | 2,66       | 0,028               | 85,48                       | 0,085        |
| PX -09  | 164,72     | 1,253               | 118,31                      | 0,118        |
| PX -10  | 4,67       | 0,070               | 60,06                       | 0,060        |

Fonte: Autora (2018)

**Tabela 37:** Tensão normal de compressão na junta das paredes Y

| Paredes | Total (KN) | A (m <sup>2</sup> ) | Tensão (KN/m <sup>2</sup> ) | Tensão (MPa) |
|---------|------------|---------------------|-----------------------------|--------------|
| PY-01   | 8,73       | 0,154               | 51,01                       | 0,051        |
| PY-02   | 35,14      | 0,364               | 86,89                       | 0,087        |
| PY-03   | 33,33      | 0,364               | 82,40                       | 0,082        |
| PY-04   | 185,85     | 0,675               | 247,87                      | 0,248        |
| PY-05   | 3,22       | 0,055               | 53,10                       | 0,053        |
| PY-06   | 2,38       | 0,042               | 51,01                       | 0,051        |
| PY-07   | 5,05       | 0,086               | 53,10                       | 0,053        |
| PY-08   | 7,00       | 0,119               | 53,10                       | 0,053        |
| PY-09   | 28,79      | 0,294               | 88,14                       | 0,088        |
| PY-10   | 13,46      | 0,049               | 247,87                      | 0,248        |
| PY-11   | 185,85     | 0,675               | 247,87                      | 0,248        |

Fonte: Autora (2018)

Observa-se na tabela acima que a máxima tensão de compressão é de 0,248 MPa. Então, a resistência ao cisalhamento é:

$$\begin{aligned} 0,10 + 0,5 \cdot \sigma &\leq 1,0 \\ 0,10 + 0,5 \cdot 0,248 &\leq 1,0 \\ 0,224 &\leq 1,0 \end{aligned}$$

A verificação da resistência tem que atender a seguinte inequação:

$$\begin{aligned} \tau_{vd} &\leq \frac{f_{vk}}{y_m} \\ \frac{56,70}{1000} &\leq \frac{0,224}{2} \\ 0,05870 &\leq 0,112 \end{aligned}$$

Com a inequação atendida, não é necessário o uso de amaduras para combater os efeitos das tensões de cisalhamento.

## 6.6 Dimensionamento das paredes submetidas à flexão composta

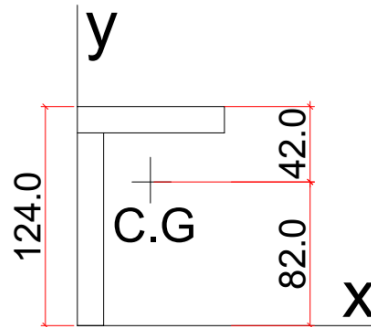
As verificações das paredes à flexão composta devem atender a verificação da equação (23):

$$\frac{N_d}{A \cdot R} + \frac{M_d}{W \cdot K} \leq f_d$$

E equação (24) é usada para verificação à tração:

$$\frac{N_d}{A \cdot R} - \frac{M_d}{W \cdot K} \leq f_{td}$$

Inicialmente, determina-se a fibra mais distante para a realização do cálculo do momento resistente mínimo. Os valores do centroide foram obtidos no item 6.3.4.

**Figura 35:** Centro de gravidade da parede PY-01 em centímetros

Fonte: Autora (2018)

**Tabela 38:** Fibra mais distante em paredes Y

| Paredes | Total | Ycg1(m) | Ycg2(m) | a(m) |
|---------|-------|---------|---------|------|
| PY-01   | 1,24  | 0,82    | 0,42    | 0,82 |
| PY-02   | 2,88  | 1,82    | 1,06    | 1,82 |
| PY-03   | 2,88  | 1,64    | 1,24    | 1,64 |
| PY-04   | 4,96  | 2,78    | 2,18    | 2,78 |
| PY-05   | 0,39  | 0,28    | 0,11    | 0,28 |
| PY-06   | 0,44  | 0,31    | 0,13    | 0,31 |
| PY-07   | 0,611 | 0,15    | 0,46    | 0,46 |
| PY-08   | 0,847 | 0,42    | 0,43    | 0,43 |
| PY-09   | 2,28  | 0,63    | 1,65    | 1,65 |
| PY-10   | 0,349 | 0,11    | 0,24    | 0,24 |
| PY-11   | 4,96  | 2,31    | 2,65    | 2,65 |

Fonte: Autora (2018)

**Tabela 39:** Fibra mais distante em paredes X

| Paredes | Total | Ycg1(m) | Ycg2(m) | a(m) |
|---------|-------|---------|---------|------|
| PX-01   | 4,5   | 1,64    | 2,86    | 2,86 |
| PX-02   | 3,15  | 1,82    | 1,33    | 1,82 |
| PX-03   | 2,68  | 1,31    | 1,37    | 1,37 |
| PX-04   | 1,735 | 0,35    | 1,39    | 1,39 |
| PX-05   | 0,95  | 0,48    | 0,48    | 0,48 |
| PX-06   | 0,34  | 0,17    | 0,17    | 0,17 |
| PX-07   | 2,575 | 1,59    | 0,99    | 1,59 |
| PX-08   | 0,34  | 0,25    | 0,09    | 0,25 |
| PX-09   | 9,23  | 4,21    | 5,02    | 5,02 |
| PX-10   | 0,64  | 0,19    | 0,45    | 0,45 |

Fonte: Autora (2018)

As tabelas 40 e 41 mostram o cálculo de  $f_d$  e  $f_{td}$ . As colunas representam respectivamente: as paredes que serão verificadas, a área da seção das paredes, o força de compressão de cálculo, o momento fletor de cálculo, o momento de inércia, a distância da fibra mais distante, o momento resistente, o valor que deve ser maior que o  $f_d$  e na última coluna o valor que deve ser maior que  $f_{td}$ , caso exista tração (valores de  $f_{td}$  negativos). Deve-se ressaltar que foram usados apenas os momentos fletores do primeiro pavimento, por este ser o mais solicitado.

Os coeficientes de ponderação ( $\gamma_f$ ) para momento fletor e força normal foi igual a 1,4.

**Tabela 40:** Resistência de cálculo à compressão e à tração em paredes Y

| Paredes | A(m <sup>2</sup> ) | Nd (KN) | Md (1º Pav) | I (m <sup>4</sup> ) | a (m) | W(m <sup>3</sup> ) | >fd (KN/m <sup>2</sup> ) | >ftd(KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------|--------------------|---------|-------------|---------------------|-------|--------------------|--------------------------|--------------------------|
| PY-01   | 0,154              | 8,73    | 1,95        | 0,0414              | 0,82  | 0,0505             | 58,11                    | -13,77                   |
| PY-02   | 0,364              | 35,14   | 29,26       | 0,6220              | 1,82  | 0,3421             | 234,30                   | 74,63                    |
| PY-03   | 0,364              | 33,33   | 43,75       | 0,9299              | 1,64  | 0,5677             | 218,42                   | 74,57                    |
| PY-04   | 0,675              | 185,85  | 90,46       | 1,9226              | 2,78  | 0,6921             | 562,65                   | 318,66                   |
| PY-05   | 0,055              | 3,22    | 0,07        | 0,0015              | 0,28  | 0,0052             | 106,71                   | 82,09                    |
| PY-06   | 0,042              | 2,38    | 0,09        | 0,0020              | 0,31  | 0,0064             | 104,39                   | 76,98                    |
| PY-07   | 0,086              | 5,05    | 0,01        | 0,0003              | 0,46  | 0,0007             | 114,64                   | 74,16                    |
| PY-08   | 0,119              | 7,00    | 0,17        | 0,0073              | 0,43  | 0,0171             | 103,74                   | 85,06                    |
| PY-09   | 0,294              | 28,79   | 12,20       | 0,2594              | 1,65  | 0,1573             | 229,10                   | 84,28                    |
| PY-10   | 0,049              | 13,46   | 0,02        | 0,0010              | 0,24  | 0,0041             | 445,95                   | 435,36                   |
| PY-11   | 0,675              | 185,85  | 111,44      | 3,1581              | 2,65  | 1,1897             | 528,08                   | 353,23                   |

Fonte: Autora (2018)

**Tabela 41:** Resistência de cálculo à compressão e à tração em paredes X

| Paredes | A(m <sup>2</sup> ) | Nd (KN) | Md (1º Pav) | I(m <sup>4</sup> ) | a(m) | W(m <sup>3</sup> ) | >fd (KN/m <sup>2</sup> ) | >ftd(KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------|--------------------|---------|-------------|--------------------|------|--------------------|--------------------------|--------------------------|
| PX-01   | 0,630              | 38,32   | 22,97       | 0,9544             | 2,86 | 0,3336             | 161,59                   | 33,07                    |
| PX-02   | 0,441              | 24,88   | 14,26       | 0,5926             | 1,82 | 0,3259             | 131,10                   | 49,42                    |
| PX-03   | 0,336              | 18,46   | 5,95        | 0,9896             | 1,37 | 0,7235             | 95,56                    | 80,20                    |
| PX-04   | 0,223              | 27,07   | 4,85        | 0,2014             | 1,39 | 0,1452             | 225,15                   | 162,85                   |
| PX-05   | 0,133              | 16,13   | 0,24        | 0,0100             | 0,48 | 0,0211             | 204,67                   | 183,33                   |
| PX-06   | 0,048              | 5,77    | 0,02        | 0,0007             | 0,17 | 0,0038             | 197,82                   | 190,18                   |
| PX-07   | 0,361              | 38,33   | 7,96        | 0,3308             | 1,59 | 0,2085             | 205,78                   | 134,50                   |
| PX-08   | 0,028              | 2,66    | 0,03        | 0,0012             | 0,25 | 0,0049             | 157,65                   | 146,27                   |
| PX-09   | 1,253              | 164,72  | 103,11      | 8,5701             | 5,02 | 1,7077             | 266,69                   | 153,98                   |
| PX-10   | 0,070              | 4,67    | 0,18        | 0,0151             | 0,45 | 0,0336             | 111,83                   | 101,70                   |

Fonte: Autora (2018)



A tabela 42 mostra a resistência à compressão característica ( $f_k$ ) e a resistência à tração característica ( $f_{tk}$ ), que foram determinados multiplicando a resistência de cálculo pelo coeficiente de ponderação ( $\gamma_m$ ) igual a 2,0.

**Tabela 42:** Resistência de característica à compressão e à tração em paredes X e Y

| Paredes | <fk (KN/m <sup>2</sup> ) | <ftk (KN/m <sup>2</sup> ) | Paredes | <fk (KN/m <sup>2</sup> ) | <ftk (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------|--------------------------|---------------------------|---------|--------------------------|---------------------------|
| PY-01   | 116,21                   | -27,55                    | PX-01   | 323,18                   | 66,14                     |
| PY-02   | 468,60                   | 149,26                    | PX-02   | 262,20                   | 98,83                     |
| PY-03   | 436,84                   | 149,15                    | PX-03   | 191,12                   | 160,40                    |
| PY-04   | 1125,30                  | 637,32                    | PX-04   | 450,29                   | 325,70                    |
| PY-05   | 213,42                   | 164,18                    | PX-05   | 409,33                   | 366,66                    |
| PY-06   | 208,77                   | 153,95                    | PX-06   | 395,63                   | 380,36                    |
| PY-07   | 229,29                   | 148,31                    | PX-07   | 411,57                   | 269,00                    |
| PY-08   | 207,48                   | 170,13                    | PX-08   | 315,29                   | 292,54                    |
| PY-09   | 458,20                   | 168,56                    | PX-09   | 533,38                   | 307,96                    |
| PY-10   | 891,90                   | 870,71                    | PX-10   | 223,65                   | 203,41                    |
| PY-11   | 1056,16                  | 706,46                    |         |                          |                           |

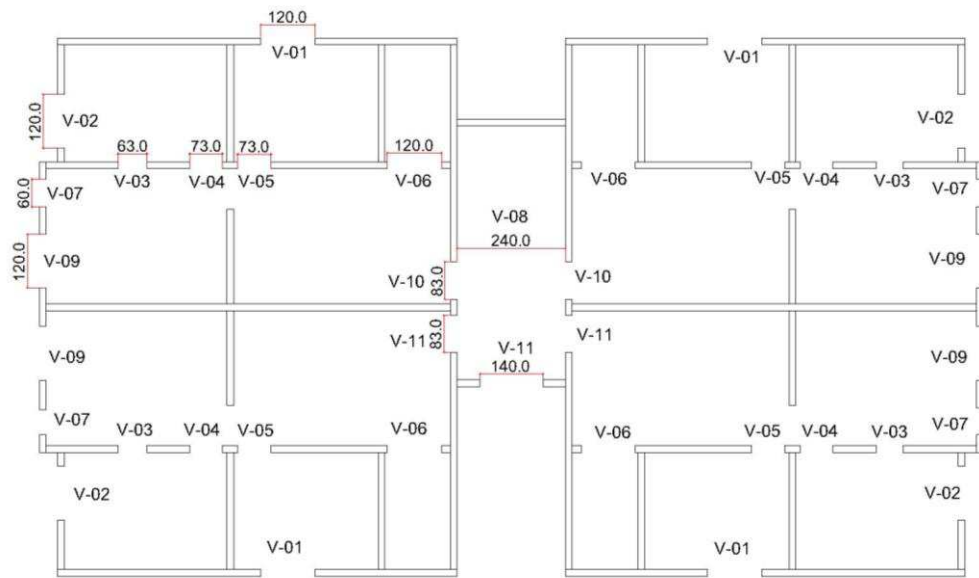
Fonte: Autora (2018)

Observa-se que na parede PY-01 ocorre tração de 27,55 KN/m<sup>2</sup> ou 0,02755 Mpa. A resistência à tração depende da resistência da argamassa e da direção de sua atuação às fiadas da alvenaria. No item 6.5 tem-se 2,8 MPa como resistência da argamassa. Usando a tabela 13, sabendo que a tração é paralela à fiada, a resistência à tração na flexão é de 0,4 MPa. Conclui-se que a alvenaria suporta a resistência à tração e não será necessário o uso de armaduras.

O maior esforço de compressão foi na parede PY-04 com valor de 1125,30 KN/m<sup>2</sup> ou 1,124 MPa, que é menor que a resistência do bloco de concreto de 4 MPa que foi definida no item 6.4.

### 6.7 Dimensionamento de vergas submetidas à flexão simples

As vergas que serão verificadas estão dispostas na figura 36.

**Figura 36:** Vergas e comprimentos em centímetros

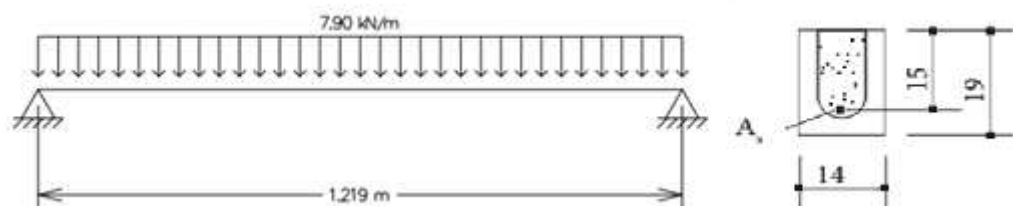
Fonte: Autora (2018)

Na tabela 43 são mostrados os comprimentos dos vão de portas e janelas e também os comprimentos efetivos. Das tabelas 16 e 17 são obtidos os valores dos carregamentos verticais sobre as paredes e conseqüentemente sobre as vergas. Nas duas últimas colunas é feito o cálculo do esforço cortante máximo e do momento fletor máximo considerando as vergas como biapoiadas e usando as seguintes fórmulas:

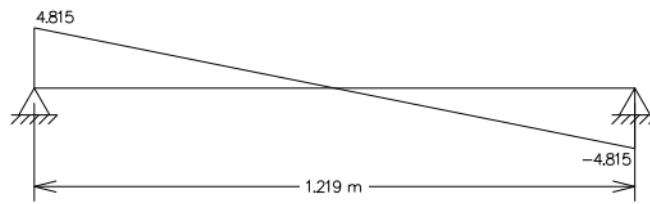
$$V_k = \frac{q_k \cdot l}{2} \quad (32)$$

$$M_k = \frac{q_k \cdot l^2}{8} \quad (33)$$

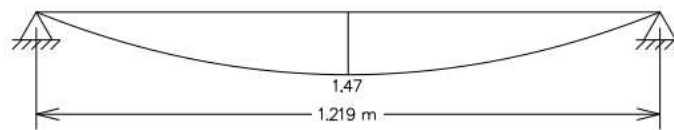
A seguir tem-se o exemplo da verga V-01.

**Figura 37:** Seção transversal e carregamento sobre a verga V-01

Fonte: Autora (2018)

**Figura 38:** Diagrama de esforço cortante da verga V-01

Fonte: Autora (2018)

**Figura 39:** Diagrama de momento fletor da verga V-01

Fonte: Autora (2018)

**Tabela 43:** Esforço cortante e momento fletor característicos nas vergas

| Vergas | l (m) | lef(cm) | qk (KN/m <sup>2</sup> ) | Vk (KN) | Mk (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------|-------|---------|-------------------------|---------|-------------------------|
| V-01   | 1,20  | 1,219   | 7,90                    | 4,81    | 1,47                    |
| V-02   | 1,20  | 1,219   | 7,93                    | 4,84    | 1,47                    |
| V-03   | 0,63  | 0,649   | 16,97                   | 5,51    | 0,89                    |
| V-04   | 0,73  | 0,749   | 16,97                   | 6,36    | 1,19                    |
| V-05   | 0,73  | 0,749   | 14,89                   | 5,58    | 1,04                    |
| V-06   | 1,20  | 1,219   | 13,30                   | 8,10    | 2,47                    |
| V-07   | 0,60  | 0,619   | 8,26                    | 2,56    | 0,40                    |
| V-08   | 2,40  | 2,419   | 3,67                    | 4,44    | 2,68                    |
| V-09   | 1,20  | 1,219   | 8,26                    | 5,03    | 1,53                    |
| V-10   | 0,83  | 0,849   | 38,56                   | 16,37   | 3,47                    |
| V-11   | 0,83  | 0,849   | 38,56                   | 16,37   | 3,47                    |
| V-12   | 1,40  | 1,419   | 1,65                    | 1,17    | 0,42                    |

Fonte: Autora (2018)

Na tabela 44 são calculados os esforços de cálculo ponderados por 1,4 conforme comentado no item 6.2.3. Os momentos devem ser comparados com o momento máximo. Da figura 37 sabe-se que  $b = 14$  cm e  $d = 15$  cm. A resistência de cálculo é dada por  $f_d = f_k / \gamma_m$ , sendo que  $f_k = 4$  MPa e  $\gamma_m = 2,0$  para a alvenaria segundo a tabela 10.

$$M_{dmax} = 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{dmax} = 0,4 \cdot \frac{4000}{2} \cdot 0,14 \cdot 0,15^2 = 2,54 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{dmax} = 2,54 \text{ KN/m}^2$$

Observa-se que alguns momentos de cálculo da tabela 44 são maiores que o momento máximo. Então é feita a mudança da resistência característica dos blocos do tipo canaleta de 4MPa para 8MPa.

$$M_{dmax} = 0,4 \cdot \frac{8000}{2} \cdot 0,14 \cdot 0,15^2 = 5,04 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{dmax} = 5,04 \text{ KN/m}^2$$

Em seguida faz-se o cálculo de K para posterior determinação da armação.

$$K = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_d}$$

**Tabela 44:** Esforço cortante e momento fletor de cálculo

| Vergas | Vd (KN) | Md (KN/m <sup>2</sup> ) | K    |
|--------|---------|-------------------------|------|
| V-01   | 6,74    | 2,05                    | 0,16 |
| V-02   | 6,77    | 2,06                    | 0,16 |
| V-03   | 7,71    | 1,25                    | 0,10 |
| V-04   | 8,90    | 1,67                    | 0,13 |
| V-05   | 7,81    | 1,46                    | 0,12 |
| V-06   | 11,35   | 3,46                    | 0,27 |
| V-07   | 3,58    | 0,55                    | 0,04 |
| V-08   | 6,21    | 3,76                    | 0,30 |
| V-09   | 7,05    | 2,15                    | 0,17 |
| V-10   | 22,91   | 4,86                    | 0,39 |
| V-11   | 22,91   | 4,86                    | 0,39 |
| V-12   | 1,64    | 0,58                    | 0,05 |

Fonte: Autora (2018)

Com os valores de K é possível fazer a determinação das áreas das amaduras com a fórmula (16):

$$A_s = \frac{f_d \cdot b \cdot d (1 - \sqrt{1 - 2k})}{f_s}$$

Sendo  $f_s = 0,5 \cdot f_{yk} / \gamma_m$  e  $f_{yk} = 500$  MPa (aço CA – 50) e  $\gamma_m = 1,15$  conforme tabela 10.

**Tabela 45:** Área da seção transversal da armadura

| Vergas | K    | As (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|------|-----------------------|
| V-01   | 0,16 | 0,33                  |
| V-02   | 0,16 | 0,33                  |
| V-03   | 0,10 | 0,20                  |
| V-04   | 0,13 | 0,26                  |
| V-05   | 0,12 | 0,23                  |
| V-06   | 0,27 | 0,57                  |
| V-07   | 0,04 | 0,09                  |
| V-08   | 0,30 | 0,63                  |
| V-09   | 0,17 | 0,34                  |
| V-10   | 0,39 | 0,84                  |
| V-11   | 0,39 | 0,84                  |
| V-12   | 0,05 | 0,09                  |

Fonte: Autora (2018)

A armadura mínima é 0,10% da área da seção transversal, ou seja, de  $0,001 \cdot 14 \cdot 19 = 0,27$  cm<sup>2</sup>. É feita substituição das armaduras menores que a mínima por 0,27cm<sup>2</sup>.

**Tabela 46:** Área da seção transversal da armadura maiores que a mínima

| Vergas | K    | As (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|------|-----------------------|
| V-01   | 0,16 | 0,33                  |
| V-02   | 0,16 | 0,33                  |
| V-03   | 0,10 | 0,27                  |
| V-04   | 0,13 | 0,26                  |
| V-05   | 0,12 | 0,27                  |
| V-06   | 0,27 | 0,57                  |
| V-07   | 0,04 | 0,27                  |
| V-08   | 0,30 | 0,63                  |
| V-09   | 0,17 | 0,34                  |
| V-10   | 0,39 | 0,84                  |
| V-11   | 0,39 | 0,84                  |
| V-12   | 0,05 | 0,27                  |

Fonte: Autora (2018)

A quantidade de barras foi obtida dividindo-se a área da total da armadura (As) pela área da seção transversal de uma barra.

**Tabela 47:** Quantidade de barras longitudinais nas vergas

| Vergas | As (cm <sup>2</sup> ) | Diâmetro (mm) | Qnt. Barras | As (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|-----------------------|---------------|-------------|-----------------------|
| V-01   | 0,33                  | 10            | 1           | 0,79                  |
| V-02   | 0,33                  | 10            | 1           | 0,79                  |
| V-03   | 0,27                  | 10            | 1           | 0,79                  |
| V-04   | 0,26                  | 10            | 1           | 0,79                  |
| V-05   | 0,27                  | 10            | 1           | 0,79                  |
| V-06   | 0,57                  | 10            | 1           | 0,79                  |
| V-07   | 0,27                  | 10            | 1           | 0,79                  |
| V-08   | 0,63                  | 10            | 1           | 0,79                  |
| V-09   | 0,34                  | 10            | 1           | 0,79                  |
| V-10   | 0,84                  | 10            | 2           | 1,57                  |
| V-11   | 0,84                  | 10            | 2           | 1,57                  |
| V-12   | 0,09                  | 10            | 1           | 0,79                  |

Fonte: Autora (2018)

### 6.8 Dimensionamento de vergas ao cisalhamento

Como citado no item 6.3 verificação da alvenaria armada ao cisalhamento é dada por:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

Os valores de  $V_d$  para cada verga estão dispostos na tabela 44 e tem-se que  $b = 0,14\text{m}$  e  $d = 0,15\text{ m}$ .

**Tabela 48:** Tensão de cisalhamento de cálculo

| Vergas | Vd (KN) | $\tau_{vd}$ (KN/m <sup>2</sup> ) | $\tau_{vd}$ (MPa) |
|--------|---------|----------------------------------|-------------------|
| V-01   | 6,74    | 320,90                           | 0,321             |
| V-02   | 6,77    | 322,41                           | 0,322             |
| V-03   | 7,71    | 367,22                           | 0,367             |
| V-04   | 8,90    | 423,81                           | 0,424             |
| V-05   | 7,81    | 371,69                           | 0,372             |
| V-06   | 11,35   | 540,28                           | 0,540             |
| V-07   | 3,58    | 170,43                           | 0,170             |
| V-08   | 6,21    | 295,92                           | 0,296             |
| V-09   | 7,05    | 335,63                           | 0,336             |
| V-10   | 22,91   | 1.091,17                         | 1,091             |
| V-11   | 22,91   | 1.091,17                         | 1,091             |
| V-12   | 1,64    | 78,05                            | 0,078             |

Fonte: Autora (2018)

A resistência ao cisalhamento de característica é obtida por:

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

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} \leq 0,7 \text{ MPa}$$

E a resistência ao cisalhamento de cálculo é a resistência característica minorada por 2.

**Tabela 49:** Resistência ao cisalhamento de cálculo

| Vergas | $A_s$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $f_{vk}$ (MPa) | $f_{vd}$ (MPa) |
|--------|----------------------------|----------------|----------------|
| V-01   | 0,79                       | 0,42           | 0,21           |
| V-02   | 0,79                       | 0,42           | 0,21           |
| V-03   | 0,79                       | 0,42           | 0,21           |
| V-04   | 0,79                       | 0,42           | 0,21           |
| V-05   | 0,79                       | 0,42           | 0,21           |
| V-06   | 0,79                       | 0,42           | 0,21           |
| V-07   | 0,79                       | 0,42           | 0,21           |
| V-08   | 0,79                       | 0,42           | 0,21           |
| V-09   | 0,79                       | 0,42           | 0,21           |
| V-10   | 1,57                       | 0,48           | 0,24           |
| V-11   | 1,57                       | 0,48           | 0,24           |
| V-12   | 0,79                       | 0,42           | 0,21           |

Fonte: Autora (2018)

Portanto,  $f_{vd} = 0,21 \text{ MPa}$  ou  $f_{vd} = 0,24 \text{ MPa}$ . A NBR 15961-1 (2011) recomenda que  $f_{vd}$  seja multiplicado pelo seguinte fator:

$$2,5 - 0,25 \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d}$$

$$2,5 - 0,25 \frac{4,86}{22,91 \cdot 0,15}$$

$$2,15$$

Assim,  $f_{vd} = 0,452 \text{ MPa}$  ou  $f_{vd} = 0,516 \text{ MPa}$ . Observa-se que os valores solicitantes da tabela 44 são maiores que a resistência ao cisalhamento ( $f_{vd}$ ) para as vergas V-06, V-10 e V-11. Assim, é necessário o uso de armaduras nessas vergas para combater o cisalhamento.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{(V_d - V_a)}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot d}$$

Sabe-se que para  $f_{vd} = 0,452$  Mpa:

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

$$V_a = 0,452 \cdot 0,14 \cdot 0,15$$

$$V_a = 0,009492 \text{ MPa}$$

$$V_a = 9,5 \text{ KN/m}^2$$

Para  $f_{vd} = 0,516$  MPa

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

$$V_a = 0,516 \cdot 0,14 \cdot 0,15$$

$$V_a = 0,0108 \text{ MPa}$$

$$V_a = 10,8 \text{ KN/m}^2$$

A resistência ao escoamento de cálculo  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 500 \text{ MPa} / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$ . Os valores de  $A_{sw}/s$  são mostrados na tabela 51. O diâmetro e espaçamento são calculados de acordo com a tabela do anexo C.

**Tabela 50:** Área da armadura por metro

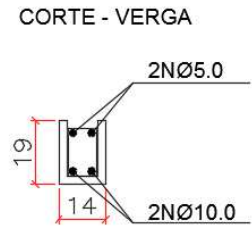
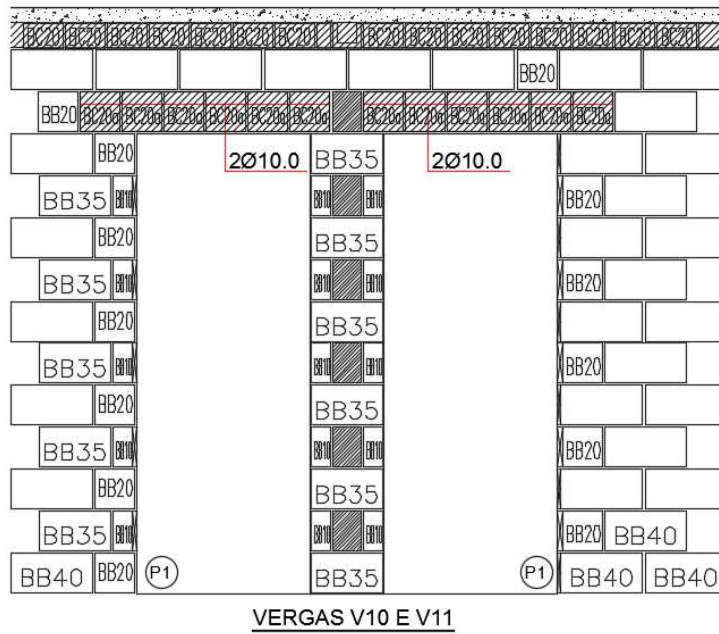
| Vergas | Va (KN/m <sup>2</sup> ) | Vd (KN) | As/s (m <sup>2</sup> /m) | As/s (cm <sup>2</sup> /m) | Diâmetro (mm) | Espaçamento (cm) |
|--------|-------------------------|---------|--------------------------|---------------------------|---------------|------------------|
| V-06   | 9,5                     | 11,35   | 0,0000566                | 0,566                     | 6,3           | 30               |
| V-10   | 10,8                    | 22,91   | 0,0003715                | 3,715                     | 6,3           | 8,5              |
| V-11   | 10,8                    | 22,91   | 0,0003715                | 3,715                     | 6,3           | 8,5              |

Fonte: Autora (2018)

O espaçamento mínimo é  $0,5 \cdot d = 7,5$  cm e o espaçamento máximo é 30 cm.



**Figura 40: Vergas V10 e V1**



Fonte: Autora (2018)

## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Abordar como é feito o projeto e dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural é de extrema importância para estudantes e profissionais de engenharia, pois é um método construtivo que permite a economia no empreendimento, já que não é necessário o uso de elementos como vigas e pilares e o método construtivo é racionalizado. Ademais, conhecer diferentes formas de construir e, principalmente, sobre como é desenvolvido o projeto, permite que o engenheiro tenha maior capacidade de resoluções de problemas.

Partindo dos princípios expostos ao longo dos capítulos acerca dos componentes da alvenaria estrutural, das ações que incidem sobre a estrutura e de como é verificado a resistência aos esforços solicitantes, fez-se uma aplicação em um edifício de três pavimentos com quatro apartamentos por andar. Em relação às ações atuantes no edifício, considerou-se a ação do peso próprio da parede, das cargas advindas da laje, do desaprumo e do vento. Estas foram corretamente combinadas e distribuídas sobre as paredes.

No cálculo à compressão simples, obteve-se para as paredes blocos de concreto de resistência de 4 MPa e para vergas blocos do tipo canaleta de 8 MPa. Através das fórmulas e tabelas recomendadas pela NBR – 15961 -1 (2011) verificou-se que as paredes do edifício resistem ao cisalhamento e à tração, não sendo necessário o uso de armaduras. As vergas foram dimensionadas ao cisalhamento e a flexão, que resultou no uso de armaduras. É importante ressaltar que as vergas V-10 e V-11 foram as mais solicitadas devido ao peso da caixa de água.

Portanto, o objetivo da pesquisa foi atingido ao ser exposto as recomendações da NBR – 15961 -1 (2011) para o dimensionamento de estruturas em alvenaria estrutural, e posterior aplicação dos princípios em um edifício residencial.

Para trabalhos futuros, é possível ser analisado o projeto de edifícios em alvenaria estrutural com outros tipos de blocos como, por exemplo, o bloco cerâmico. Ainda sugere-se o desenvolvimento de pesquisas relacionadas ao processo construtivo deste sistema, abordando-se as principais técnicas, dificuldades e compatibilização com outros projetos, tais como os projetos de instalações elétricas e hidrossanitárias.

## REFERÊNCIAS

- ALVENARIA ESTRUTURAL.** UFRGS. Disponível em <https://www.ufrgs.br/napead/repositorio/objetos/alvenaria-estrutural/index.php>> Acesso em: 25 mar. 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136:** Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961 – 1:** Alvenaria estrutural – Blocos de concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.
- CAPUZZO NETO, Valetim. **Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais.** 2001. 162f. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2014.** 4. ed. São Carlos: EDUFSCar, 2014.
- COÊLHO, Ronaldo Sérgio de Araújo. **Alvenaria Estrutural.** São Luís: UEMA, 1998.
- FEREIRA, Romário. **Concreto armado x alvenaria estrutural – Economia de 15% motiva escolha pela alvenaria estrutural para construção de residencial de Mauá (SP).** Construção Mercado, PINI, 145. ed. ago. 2013. Disponível em: <<http://construcaoemercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/145/concreto-armado-x-alvenaria-estrutural-economia-de-15-motiva-299688-1.aspx>>. Acesso em: 25 mar. 2018.
- MAMEDE, Fabiana Cristina. **Utilização de pré-moldados em edifícios de alvenaria estrutural.** 2001. 206f. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.
- MOHAMAD, Gihad. **Construções em alvenaria estrutural: materiais, projeto e desempenho.** São Paulo: Blucher, 2015.
- PARSEKIAN, Guilherme Aris. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto.** São Carlos: EdUFSCar, 2012.
- PINHEIRO, Libânio Miranda. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios.** São Carlos: [s.n.], 2007.

PITTA, João Alfredo Azzi. **Ações devidas ao vento em edifícios de andares múltiplos, edifícios com coberturas do tipo shed e do tipo duas águas com laternin.**1987. 158f. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1987.

PRUDÊNCIO JÚNIOR, Luiz Roberto; OLIVEIRA, Alexandre lima de; BEDIN, Carlos Augusto. **Alvenaria estrutural de blocos de concreto.** Florianópolis: [s.n.], 2002.

RABELO, Antônio Carlos Nogueira. **Dimensionamento de alvenaria estrutural segundo recomendações do eurocode 6.** 2004. 219f. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

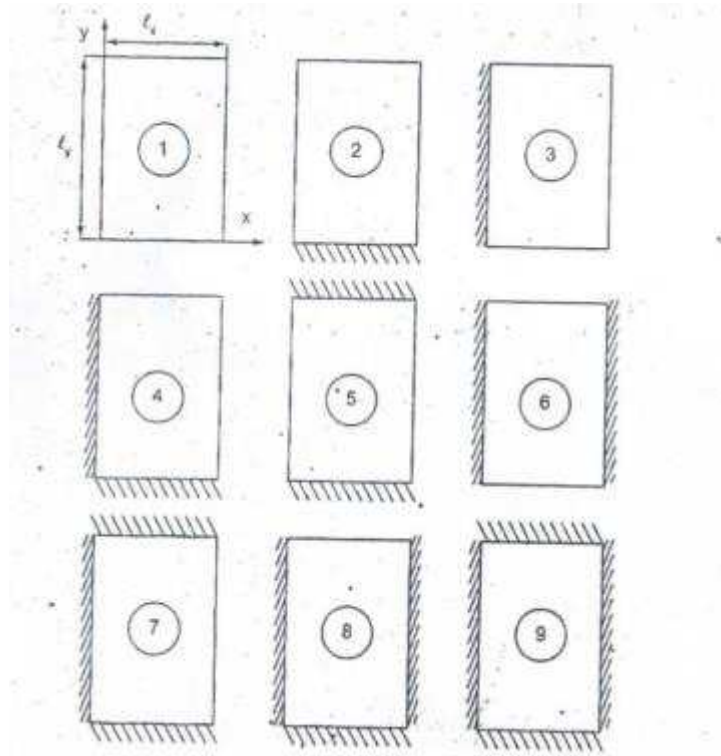
RAMALHO, Marcio A.; CORRÊA, Márcio R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural.** São Paulo: PINI, 2003.

TAUIL, Carlos Alberto; NESE, Flávio José Martins. **Alvenaria estrutural.** São Paulo: PINI, 2010.

**ANEXOS**

## ANEXO A – Vinculação das lajes

Figura 41: Situação de vinculação das lajes



Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014)

## ANEXO B - Coeficientes para o cálculo das reações de lajes retangulares

Tabela 51: Coeficiente  $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K'_x$  e  $K'_y$  para os casos 1, 2, 3 e 4

| $\lambda$   | Caso 1 |       | Caso 2 |       |        | Caso 3 |        |       | Caso 4 |        |       |        |
|-------------|--------|-------|--------|-------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|
|             | $K_x$  | $K_y$ | $K_x$  | $K_y$ | $K'_y$ | $K_x$  | $K'_x$ | $K_y$ | $K_x$  | $K'_x$ | $K_y$ | $K'_y$ |
| <b>1,00</b> | 2,50   | 2,50  | 1,83   | 2,32  | 4,02   | 2,32   | 4,02   | 1,83  | 1,83   | 3,17   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,05</b> | 2,62   | 2,50  | 1,92   | 2,37  | 4,10   | 2,38   | 4,13   | 1,83  | 1,92   | 3,32   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,10</b> | 2,73   | 2,50  | 2,01   | 2,41  | 4,17   | 2,44   | 4,23   | 1,83  | 2,00   | 3,46   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,15</b> | 2,83   | 2,50  | 2,10   | 2,44  | 4,22   | 2,50   | 4,32   | 1,83  | 2,07   | 3,58   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,20</b> | 2,92   | 2,50  | 2,20   | 2,46  | 4,27   | 2,54   | 4,41   | 1,83  | 2,14   | 3,70   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,25</b> | 3,00   | 2,50  | 2,29   | 2,48  | 4,30   | 2,59   | 4,48   | 1,83  | 2,20   | 3,80   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,30</b> | 3,08   | 2,50  | 2,38   | 2,49  | 4,32   | 2,63   | 4,55   | 1,83  | 2,25   | 3,90   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,35</b> | 3,15   | 2,50  | 2,47   | 2,50  | 4,33   | 2,67   | 4,62   | 1,83  | 2,30   | 3,99   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,40</b> | 3,21   | 2,50  | 2,56   | 2,50  | 4,33   | 2,70   | 4,68   | 1,83  | 2,35   | 4,08   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,45</b> | 3,28   | 2,50  | 2,64   | 2,50  | 4,33   | 2,74   | 4,74   | 1,83  | 2,40   | 4,15   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,50</b> | 3,33   | 2,50  | 2,72   | 2,50  | 4,33   | 2,77   | 4,79   | 1,83  | 2,44   | 4,23   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,55</b> | 3,39   | 2,50  | 2,80   | 2,50  | 4,33   | 2,80   | 4,84   | 1,83  | 2,48   | 4,29   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,60</b> | 3,44   | 2,50  | 2,87   | 2,50  | 4,33   | 2,82   | 4,89   | 1,83  | 2,52   | 4,36   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,65</b> | 3,48   | 2,50  | 2,93   | 2,50  | 4,33   | 2,85   | 4,93   | 1,83  | 2,55   | 4,42   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,70</b> | 3,53   | 2,50  | 2,99   | 2,50  | 4,33   | 2,87   | 4,97   | 1,83  | 2,58   | 4,48   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,75</b> | 3,57   | 2,50  | 3,05   | 2,50  | 4,33   | 2,89   | 5,01   | 1,83  | 2,61   | 4,53   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,80</b> | 3,61   | 2,50  | 3,10   | 2,50  | 4,33   | 2,92   | 5,05   | 1,83  | 2,64   | 4,58   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,85</b> | 3,65   | 2,50  | 3,15   | 2,50  | 4,33   | 2,94   | 5,09   | 1,83  | 2,67   | 4,63   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,90</b> | 3,68   | 2,50  | 3,20   | 2,50  | 4,33   | 2,96   | 5,12   | 1,83  | 2,70   | 4,67   | 1,83  | 3,17   |
| <b>1,95</b> | 3,72   | 2,50  | 3,25   | 2,50  | 4,33   | 2,97   | 5,15   | 1,83  | 2,72   | 4,71   | 1,83  | 3,17   |
| <b>2,00</b> | 3,75   | 2,50  | 3,29   | 2,50  | 4,33   | 2,99   | 5,18   | 1,83  | 2,75   | 4,75   | 1,83  | 3,17   |
| $\infty$    | 5,00   | 2,50  | 5,00   | 2,50  | 4,33   | 3,66   | 6,25   | 1,83  | 3,66   | 6,33   | 1,83  | 3,17   |

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2014)

**Tabela 52:** Coeficiente  $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K'_x$  e  $K'_y$  para os casos 5, 6, 7 e 8

| $\lambda$   | Caso 5 |        | Caso 6 |       | Caso 7 |        |        | Caso 8 |       |        | Caso 9 |        |
|-------------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|
|             | $K_x$  | $K'_y$ | $K'_x$ | $K_y$ | $K_x$  | $K'_x$ | $K'_y$ | $K'_x$ | $K_y$ | $K'_y$ | $K_y$  | $K'_y$ |
| <b>1,00</b> | 1,44   | 3,56   | 3,56   | 1,44  | 1,44   | 2,50   | 3,03   | 3,03   | 1,44  | 2,50   | 2,50   | 2,50   |
| <b>1,05</b> | 1,52   | 3,66   | 3,63   | 1,44  | 1,52   | 2,63   | 3,08   | 3,12   | 1,44  | 2,50   | 2,62   | 2,50   |
| <b>1,10</b> | 1,59   | 3,75   | 3,69   | 1,44  | 1,59   | 2,75   | 3,11   | 3,21   | 1,44  | 2,50   | 2,73   | 2,50   |
| <b>1,15</b> | 1,66   | 3,84   | 3,74   | 1,44  | 1,66   | 2,88   | 3,14   | 3,29   | 1,44  | 2,50   | 2,83   | 2,50   |
| <b>1,20</b> | 1,73   | 3,92   | 3,80   | 1,44  | 1,73   | 3,00   | 3,16   | 3,36   | 1,44  | 2,50   | 2,92   | 2,50   |
| <b>1,25</b> | 1,80   | 3,99   | 3,85   | 1,44  | 1,80   | 3,13   | 3,17   | 3,42   | 1,44  | 2,50   | 3,00   | 2,50   |
| <b>1,30</b> | 1,88   | 4,06   | 3,89   | 1,44  | 1,88   | 3,25   | 3,17   | 3,48   | 1,44  | 2,50   | 3,08   | 2,50   |
| <b>1,35</b> | 1,95   | 4,12   | 3,93   | 1,44  | 1,94   | 3,36   | 3,17   | 3,54   | 1,44  | 2,50   | 3,15   | 2,50   |
| <b>1,40</b> | 2,02   | 4,17   | 3,97   | 1,44  | 2,00   | 3,47   | 3,17   | 3,59   | 1,44  | 2,50   | 3,21   | 2,50   |
| <b>1,45</b> | 2,09   | 4,22   | 4,00   | 1,44  | 2,06   | 3,57   | 3,17   | 3,64   | 1,44  | 2,50   | 3,28   | 2,50   |
| <b>1,50</b> | 2,17   | 4,25   | 4,04   | 1,44  | 2,11   | 3,66   | 3,17   | 3,69   | 1,44  | 2,50   | 3,33   | 2,50   |
| <b>1,55</b> | 2,24   | 4,28   | 4,07   | 1,44  | 2,16   | 3,75   | 3,17   | 3,73   | 1,44  | 2,50   | 3,39   | 2,50   |
| <b>1,60</b> | 2,31   | 4,30   | 4,10   | 1,44  | 2,21   | 3,83   | 3,17   | 3,77   | 1,44  | 2,50   | 3,44   | 2,50   |
| <b>1,65</b> | 2,38   | 4,32   | 4,13   | 1,44  | 2,25   | 3,90   | 3,17   | 3,81   | 1,44  | 2,50   | 3,48   | 2,50   |
| <b>1,70</b> | 2,45   | 4,33   | 3,15   | 1,44  | 2,30   | 3,98   | 3,17   | 3,84   | 1,44  | 2,50   | 3,53   | 2,50   |
| <b>1,75</b> | 2,53   | 4,33   | 4,17   | 1,44  | 2,33   | 4,04   | 3,17   | 3,87   | 1,44  | 2,50   | 3,57   | 2,50   |
| <b>1,80</b> | 2,59   | 4,33   | 4,20   | 1,44  | 2,37   | 4,11   | 3,17   | 3,90   | 1,44  | 2,50   | 3,61   | 2,50   |
| <b>1,85</b> | 2,66   | 4,33   | 4,22   | 1,44  | 2,40   | 4,17   | 3,17   | 3,93   | 1,44  | 2,50   | 3,65   | 2,50   |
| <b>1,90</b> | 2,72   | 4,33   | 4,24   | 1,44  | 2,44   | 4,21   | 3,17   | 3,96   | 1,44  | 2,50   | 3,68   | 2,50   |
| <b>1,95</b> | 2,78   | 4,33   | 4,26   | 1,44  | 2,47   | 4,28   | 3,17   | 3,99   | 1,44  | 2,50   | 3,72   | 2,50   |
| <b>2,00</b> | 2,84   | 4,33   | 4,28   | 1,44  | 2,50   | 4,33   | 3,17   | 4,01   | 1,44  | 2,50   | 3,75   | 2,50   |
| $\infty$    | 5,00   | 4,33   | 5,00   | 1,44  | 3,66   | 6,34   | 3,17   | 5,00   | 1,44  | 2,50   | 5,00   | 2,50   |

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2014)



## ANEXO C - Tabela para o cálculo de espaçamento entre barras

**Tabela 53:** Relação entre espaçamento, diâmetro nominal e área da seção por metro

| ÁREA DA SEÇÃO DE BARRAS POR METRO DE LARGURA $a_s$ (cm <sup>2</sup> /m) |                       |      |       |       |       |       |           |
|---|-----------------------|------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| S<br>(cm)   | DIÂMETRO NOMINAL (mm) |      |       |       |       |       | S<br>(cm) |
|   | 5,0                   | 6,3  | 8,0   | 10,0  | 12,5  | 16,0  |           |
| 5,0   | 3,92                  | 6,24 | 10,06 | 15,70 | 24,54 | 40,22 | 5,0       |
| 5,5   | 3,56                  | 5,67 | 9,15  | 14,27 | 22,31 | 36,56 | 5,5       |
| 6,0   | 3,27                  | 5,20 | 8,38  | 13,08 | 20,45 | 33,52 | 6,0       |
| 6,5   | 3,02                  | 4,80 | 7,74  | 12,08 | 18,88 | 30,94 | 6,5       |
| 7,0   | 2,80                  | 4,46 | 7,19  | 11,21 | 17,53 | 28,73 | 7,0       |
| 7,5   | 2,61                  | 4,16 | 6,71  | 10,47 | 16,36 | 26,81 | 7,5       |
| 8,0   | 2,45                  | 3,90 | 6,29  | 9,81  | 15,34 | 25,14 | 8,0       |
| 8,5   | 2,31                  | 3,67 | 5,92  | 9,24  | 14,44 | 23,66 | 8,5       |
| 9,0   | 2,18                  | 3,47 | 5,59  | 8,72  | 13,63 | 22,34 | 9,0       |
| 9,5   | 2,06                  | 3,28 | 5,29  | 8,26  | 12,92 | 21,17 | 9,5       |
| 10,0  | 1,96                  | 3,12 | 5,03  | 7,85  | 12,27 | 20,11 | 10,0      |
| 11,0  | 1,78                  | 2,84 | 4,57  | 7,14  | 11,15 | 18,28 | 11,0      |
| 12,0  | 1,63                  | 2,60 | 4,19  | 6,54  | 10,23 | 16,76 | 12,0      |
| 12,5  | 1,57                  | 2,50 | 4,02  | 6,28  | 9,82  | 16,09 | 12,5      |
| 13,0  | 1,51                  | 2,40 | 3,87  | 6,04  | 9,44  | 15,47 | 13,0      |
| 14,0  | 1,40                  | 2,23 | 3,59  | 5,61  | 8,76  | 14,36 | 14,0      |
| 15,0  | 1,31                  | 2,08 | 3,35  | 5,23  | 8,18  | 13,41 | 15,0      |
| 16,0  | 1,23                  | 1,95 | 3,14  | 4,91  | 7,67  | 12,57 | 16,0      |
| 17,0  | 1,15                  | 1,84 | 2,96  | 4,62  | 7,22  | 11,83 | 17,0      |
| 17,5  | 1,12                  | 1,78 | 2,87  | 4,49  | 7,01  | 11,49 | 17,5      |
| 18,0  | 1,09                  | 1,73 | 2,79  | 4,36  | 6,82  | 11,17 | 18,0      |
| 19,0  | 1,03                  | 1,64 | 2,65  | 4,13  | 6,46  | 10,58 | 19,0      |
| 20,0  | 0,98                  | 1,56 | 2,52  | 3,93  | 6,14  | 10,06 | 20,0      |
| 22,0  | 0,89                  | 1,42 | 2,29  | 3,57  | 5,58  | 9,14  | 22,0      |
| 24,0  | 0,82                  | 1,30 | 2,10  | 3,27  | 5,11  | 8,38  | 24,0      |
| 25,0  | 0,78                  | 1,25 | 2,01  | 3,14  | 4,91  | 8,04  | 25,0      |
| 26,0  | 0,75                  | 1,20 | 1,93  | 3,02  | 4,72  | 7,73  | 26,0      |
| 28,0  | 0,70                  | 1,11 | 1,80  | 2,80  | 4,38  | 7,18  | 28,0      |
| 30,0  | 0,65                  | 1,04 | 1,68  | 2,62  | 4,09  | 6,70  | 30,0      |
| 33,0  | 0,59                  | 0,95 | 1,52  | 2,38  | 3,72  | 6,09  | 33,0      |

Fonte: Adaptado de Pinheiro (2007)