



UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO

PRÓ-REITORIA ACADÊMICA - PRAC

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DAS CONSEQUÊNCIAS DA RETIRADA DE PAREDES NA
ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE QUATRO PAVIMENTOS
CONSTRUÍDOS COM ALVENARIA RESISTENTE E ESTRUTURAL**

GIANE MARIA DE LIRA OLIVEIRA

Recife
2017

Giane Maria de Lira Oliveira

**ANÁLISE DAS CONSEQUÊNCIAS DA RETIRADA DE PAREDES
NA ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE QUATRO PAVIMENTOS
CONSTRUÍDOS COM ALVENARIAS RESISTENTE E ESTRUTURAL**

Dissertação apresentada à Universidade Católica de Pernambuco como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP).

Orientador: Prof. Dr. Romilde de Almeida Oliveira

Recife

2017

Giane Maria de Lira Oliveira

**ANÁLISE DAS CONSEQUÊNCIAS DA RETIRADA DE PAREDES NA
ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE QUATRO PAVIMENTOS
CONSTRUÍDOS COM ALVENARIAS RESISTENTE E ESTRUTURAL**

Dissertação de mestrado submetida ao corpo docente do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração Tecnologia das Construções.

Aprovada por:

Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira
(Orientador – Engenharia Civil - UNICAP)

Prof. Dr. Ângelo Just da Costa e Silva
(Avaliador – Engenharia Civil - UNICAP)

Prof. Dr. João Manoel de Freitas Mota
(Avaliador – Engenheiro Civil - Externo)

Recife
2017

AGRADECIMENTOS

Inicialmente a Deus por ter me permitido superar todos os desafios, que foram muitos, e ter chegado aqui.

A minha mãe Maria do Carmo Lira (*in memoriam*), que sempre me incentivou a estudar, além de nunca medir esforços para financiar o meu estudo. E também a minha tia Maria do Socorro Lyra por assumir um papel especial.

Ao meu esposo Alexandre, pelo apoio, encorajamento, compreensão e companheirismo durante todo este período. As minhas filhas Adelma, Camila e Alexandra, por compartilharem o nosso tempo de convívio com a elaboração desta dissertação.

Muito especialmente, desejo agradecer ao meu orientador Romilde Almeida de Oliveira, pela paciência, disponibilidade, pelo tempo dispensado e por compartilhar o seu vasto conhecimento de forma tão despretensiosa, além da atenção e do profissionalismo.

Agradeço também as minhas amigas Betinha, Cristina, Dani, Fatinha, Monica e Tina, por me apoiarem sempre, em qualquer projeto.

Aos meus colegas de trabalho, pelo incentivo, pela compreensão do tempo de dedicação ao mestrado, pela experiência e conhecimento compartilhado, em especial as professoras Anna Cecília, Mariana e Suianne por sugestões ao trabalho.

Aos meus colegas de mestrado, pelos momentos de companheirismo nessa jornada, em especial à Hildo Santiago por ter me auxiliado com o *software* no início.

ADVERTÊNCIA

Qualquer utilização do conteúdo ou dados desta dissertação ou interpretação das informações nela contidas é de exclusiva responsabilidade do usuário não podendo a Universidade Católica de Pernambuco, nem sua autora ou seu orientador ou ainda os membros da banca de avaliação assumirem qualquer responsabilidade sobre este ato.

LIRA Oliveira, Giane Maria de. **Análise das consequências da retirada de paredes na estabilidade de edifícios de quatro pavimentos construídos com alvenarias resistente e estrutural**/ Giane Maria de Lira Oliveira; orientador Romilde Almeida de Oliveira, 2017, 99 p.

RESUMO

Na Região Metropolitana do Recife (RMR) houve, na década de 1960, um incremento de edificações em alvenaria, que ao longo do tempo foi largamente difundido à produção de uma tipologia de edifícios residenciais, de até quatro pavimentos, que localmente são conhecidos como “Prédio-caixão”. Estes edifícios construídos com “alvenaria resistente” são feitos de tijolos cerâmicos ou blocos de concreto, vazados, com espessuras de 9 cm, e assentados com os furos na horizontal. A partir da década de 1970 no Brasil, a alvenaria estrutural passou a ser tratada como uma tecnologia de engenharia, através do projeto estrutural baseado em princípios validados cientificamente. A alvenaria estrutural é construída em bloco de concreto ou cerâmico, que utiliza peças industrializadas de acordo com as normas da ABNT, ligadas por argamassa, tornando o conjunto monolítico. Esses dois processos construtivos têm como uma das características a inflexibilidade de modificação da alvenaria, ou seja, não se deve demolir ou abrir vãos nas paredes, a não ser o que consta em projeto, sobre o risco de comprometer a estabilidade da construção. Esta dissertação tem por objetivo analisar os impactos causados por aberturas em paredes, à luz do efeito arco, em edificações de quatro pavimentos de alvenarias resistente e estrutural, com estrutura do prédio cintada e não cintada, quando essa abertura é feita em parede localizada no térreo, e que não estava prevista em projeto. Para análise estrutural foram utilizados modelos computacionais baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF), validados através de cálculos analíticos. A aplicação do modelo estudado possibilita analisar os problemas estruturais ocasionados pelas aberturas, possibilitando conhecer o comportamento da estrutura do edifício. Pode-se ainda prever o tamanho do impacto dessa modificação na estrutura total, além de permitir conhecer até que ponto a edificação poderá suportar o estado tensional decorrente da alteração do caminho das cargas ocasionado pela retirada de parte da alvenaria, sem colapsar. Neste estudo, verificou-se que as edificações em alvenaria resistente sem cintas conforme se aumenta o tamanho da abertura apresentaram menor estabilidade e maior probabilidade de ruir.

Palavras chaves: Alvenaria estrutural, Método dos Elementos Finitos, Efeito Arco.

LIRA Oliveira, Giane Maria de. **Analysis the impacts caused by openings in walls in stability in built four-story buildings of non-load bearing and structural masonry/** Giane Maria de Lira Oliveira; Advisor Romilde de Almeida Oliveira. 2017, 99 p.

ABSTRACT

In the Metropolitan area of Recife (RMR) there was an increase of masonry buildings in the 1960s, witch past time with the process that led to the production of a typology of in residential buildings of up to four floors that are locally known locally as "prédio-caixão", was widely used. This building constructed with "non-load bearing masonry" that consists of hollow ceramic bricks, or concrete blocks, with a thickness of 9 cm, seated side by side with horizontal holes. Since the 1970' structural masonry began to be treated as an engineering technology in Brazil, through the use of structural project based on scientifically validated principles. The structural masonry is built in concrete or ceramic block, which uses industrialized pieces according to ABNT standards, join by mortar, making the set monolithic. This constructive process has as one of the characteristics the inflexibility of modification of the masonry, that is, the walls should not be demolished or opened in any ways, except for what is already established on project, or else it could cause risk of compromising the stability of the construction. This dissertation aims to analyze the impacts caused by openings in walls, in the light of the arch effect, in four-story buildings of "non-load bearing" and structural masonry, if a structure of the building to have Reinforced concrete band or not, when this opening is made in a wall located on the ground floor , and was not planned in a project. For structural analysis, computational models based on the Finite Element Method (FEM) were used, validated through analytical calculations. The application of the studied model makes it possible analyzes structural problems caused by the openings, allowing to know the behavior of the building structure. It is also possible to predict the extension of the impact of this modification in the whole structure, besides allowing us to know to what extent the building could withstand the tensions state due to the change in the path of the loads caused by the removal of part of the masonry, without collapsing. In this study, it was verified that the buildings in "non-load bearing" masonry without Reinforced Concrete band as the size of the opening increased, showed less stability and probability of collapse.

Keys works: Structural Masonry, Finite Elements Method, Arch Effect.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|-----------|
| <i>Figura 1.1. Edifício Aquarela. Fonte: (OLIVEIRA, 2017).....</i> | <i>12</i> |
| <i>Figura 2.1.Coliseu de Roma e Aqueduto e ponte Romano. Fonte www.historiaartearquitetura.com.br.....</i> | <i>16</i> |
| <i>Figura 2.2.Aqueduto Romano de Segóvia Espanha (Detalhe construtivo do arco).....</i> | <i>17</i> |
| <i>Figura 2.3. Analogia de cabo e arco. (PARSEKIAN, 2013).....</i> | <i>18</i> |
| <i>Figura 2.4.Edifício Monadnock . Fonte: www.monadnockbuilding.com.....</i> | <i>18</i> |
| <i>Figura 2.5. Conjunto Central Parque da Lapa–SP. Fonte: http://www.comurb.com.br.....</i> | <i>20</i> |
| <i>Figura 2.6. Casarão nº 157 da Rua Benfca. Fonte: www.diariodepernambuco.com.br.....</i> | <i>21</i> |
| <i>Figura 2.7. Edifício Éricka, localizado no bairro de Jardim Fragoso, Olinda-PE. Fonte: www.diariodepernambuco.com.br.....</i> | <i>22</i> |
| <i>Figura 2.8.Alvenaria Não Armada (TAUIL, 2010).....</i> | <i>25</i> |
| <i>Figura 2.9.Alvenaria Armada (TAUIL, 2010).....</i> | <i>26</i> |
| <i>Figura 2.10. Família de blocos estruturais (MANZIONE, 2004).....</i> | <i>28</i> |
| <i>Figura 2.11 -Blocos Cerâmico 14x19x14 cm.(Fonte: www.ceramicamatieli.com.br).....</i> | <i>29</i> |
| <i>Figura 2.12.Argamassa de assentamento. Fonte: http://www.ebah.com.br.....</i> | <i>30</i> |
| <i>Figura 2.13.Graute. (Fonte: http://www.ufrgs.br).....</i> | <i>32</i> |
| <i>Figura 2.14.Armadura. (Fonte: http://www.ufrgs.br).....</i> | <i>33</i> |
| <i>Figura 2.15. Projeto alvenaria estrutural (TAUIL, 2010).....</i> | <i>34</i> |
| <i>Figura 2.16.Detalhe da modulação e dos eixos (TAUIL, 2010).....</i> | <i>35</i> |
| <i>Figura 2.17.Dimensões reais entre faces de blocos (RAMALHO, 2003).....</i> | <i>36</i> |
| <i>Figura 2.18. Fissuras verticais por sobrecarga. (Fonte: http://www.ebah.com.br).....</i> | <i>38</i> |
| <i>Figura 3.1. Tensão nas paredes: (a) Interna e (b) Externa. (ALVES, 2006).....</i> | <i>42</i> |
| <i>Figura 3.2.– Atuação do vento e distribuição para os painéis de contraventamento.....</i> | <i>42</i> |
| <i>Figura 3.3.NBR 15961-1: Distribuição das cargas concentradas e parcialmente distribuídas. (ABNT, 2011) ...</i> | <i>43</i> |
| <i>Figura 3.4. Espalhamento do carregamento em paredes planas e em “L”. (RAMALHO, 2003).....</i> | <i>43</i> |
| <i>Figura 3.5. Estado de tensões atuantes nos blocos e nas juntas de argamassa. (RAMALHO, 2003).....</i> | <i>51</i> |
| <i>Figura 3.6. Compressão axial. (ALVES, 2006).....</i> | <i>54</i> |
| <i>Figura 3.7. Compressão localizada na parede. (ALVES, 2006).....</i> | <i>55</i> |
| <i>Figura 3.8. Tensão de tração na flexão. (ALVES, 2006).....</i> | <i>56</i> |
| <i>Figura 3.9. Cisalhamento. (ALVES, 2006).....</i> | <i>57</i> |
| <i>Figura 3.10. Flexão composta. (ALVES, 2006).....</i> | <i>57</i> |
| <i>Figura 3.11. Parede sobre viga – ação usual (PARSEKIAN, 2013).....</i> | <i>59</i> |
| <i>Figura 3.12. Parede sobre viga- ação alternativa (PARSEKIAN, 2013).....</i> | <i>59</i> |
| <i>Figura 3.13. Tensões verticais e de cisalhamento na viga (BARBOSA, 2006).....</i> | <i>60</i> |
| <i>Figura 3.14. Diagrama de tensões horizontais (BARBOSA, 2000).....</i> | <i>61</i> |
| <i>Figura 3.15. Concentração de na base da parede (PAES, 2008).....</i> | <i>61</i> |

| | |
|---|----|
| <i>Figura 3.16. Sistema parede-viga com carregamento equivalente. (PAES, 2008)</i> | 62 |
| <i>Figura 3.17. Região de formação do arco (RIDDINGTON; STAFFORD SMITH, 1978).</i> | 63 |
| <i>Figura 3.18. Distribuição da tensão de compressão vertical sobre os comprimentos de contato entre a alvenaria e a viga de apoio. (PARSEKIAN, 2013)</i> | 64 |
| <i>Figura 3.19. Valor do fator β em função da relação h/l para análise do comportamento conjunto parede-viga de apoio. (PARSEKIAN, 2013)</i> | 65 |
| <i>Figura 3.20. Valores coeficientes C_1 e C_2 para análise do comportamento conjunto parede-viga de apoio. (PARSEKIAN, 2013)</i> | 66 |
| <i>Figura 4.1. Planta baixa (COREL DRAW, 2017)</i> | 68 |
| <i>Figura 4.2. Viga T (SAP, 2017)</i> | 69 |
| <i>Figura 4.3. Parede do térreo com abertura de vão central de 1,20 m. (Autora, 2017)</i> | 72 |
| <i>Figura 4.4. Discretização de uma chapa tracionada. (SORIANO, 2009)</i> | 73 |
| <i>Figura 4.5 Exemplos de formas de elementos finitos. (SORIANO, 2009)</i> | 74 |
| <i>Figura 4.6 Prédio 3D discretizado em elementos quadráticos de 0,20m. (Autora, 2017)</i> | 75 |
| <i>Figura 4.7. Diagrama das Lajes (Autora, 2017)</i> | 76 |
| <i>Figura 4.8 Diagrama do momento fletor máximo e do momento fletor no meio do vão, na parede isolada com abertura de 1,60 m x 2,60 m. (Autora, 2017)</i> | 79 |
| <i>Figura 4.9. Diagrama de tensões na parede de alvenaria estrutural com abertura de 1,20 m x 2,00m (Autora, 2017)</i> | 80 |
| <i>Figura 4.10. Diagrama de tensões na parede de alvenaria resistente com cinta, com abertura de 2,80 m x 2,60 m (SAP, 2017)</i> | 82 |
| <i>Figura 4.11. Gráfico da tensão máxima de tração sobre a abertura na parede. (Autora, 2017)</i> | 84 |
| <i>Figura 4.12. Gráfico da tensão máxima de compressão na base da parede. (Autora, 2017)</i> | 84 |
| <i>Figura 4.13. Gráfico do momento fletor no meio do vão da cinta. (Autora, 2017)</i> | 85 |
| <i>Figura 4.14. Gráfico do esforço cortante próximo aos apoios da cinta. (Autora, 2017)</i> | 85 |
| <i>Figura 4.15. Diagrama de tensões na parede de alvenaria resistente SEM cinta e abertura de 2,80m x 2,60m (Autora, 2017)</i> | 86 |
| <i>Figura 4.16. Diagrama de tensões na parede de alvenaria resistente COM cinta e abertura de 2,80m x 2,60m (Autora, 2017)</i> | 86 |
| <i>Figura 4.17. – Diagrama de tensões na parede de alvenaria estrutural com abertura de 2,80m x 2,60m (Autora, 2017)</i> | 87 |
| <i>Figura 4.18. Prédio em alvenaria resistente com cinta (autora, 2017) e o Ed. Servilha (superior) e Ed. Aquarela (inferior). (OLIVEIRA, 2017)</i> | 88 |
| <i>Figura 4.19. Alvenaria resistente SEM cinta (autora, 2017) e o Ed. Enseada de Serrambi (superior) e Ed. Ericka (inferior). (Oliveira, 2017)</i> | 88 |
| <i>Figura 4.20. Parede alvenaria resistente SEM cinta, abertura de 2,80 x 2,60. (Autora, 2017)</i> | 89 |
| <i>Figura 4.21. Parede alvenaria resistente COM cinta, abertura de 2,80 x 2,60. (Autora, 2017)</i> | 89 |
| <i>Figura 4.22. Parede alvenaria estrutural COM cinta, abertura de 2,80 x 2,60. (Autora, 2017)</i> | 90 |
| <i>Figura 4.23. Diagrama de tensões na parede de alvenaria estrutural com abertura de 2,80m x 2,60m (Autora, 2017)</i> | 91 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|-----------|
| <i>Tabela 2.1 - Dimensões dos blocos de concreto.....</i> | <i>36</i> |
| <i>Tabela 3.1 - Sobrecargas</i> | <i>41</i> |
| <i>Tabela 3.2- Peso específico (KN/m³).....</i> | <i>41</i> |
| <i>Tabela 3.3- Valores Fator de eficiência.....</i> | <i>50</i> |
| <i>Tabela 3.4 - Índices máximo de esbeltez. (Norma antiga).</i> | <i>52</i> |
| <i>Tabela 3.5 - Valores máximos dos Índices de esbeltez de paredes e pilares.....</i> | <i>52</i> |
| <i>Tabela 3.6 - Módulo de deformação da alvenaria</i> | <i>53</i> |
| <i>Tabela 3.7 - Rigidez da viga de acordo com o K_F.....</i> | <i>64</i> |
| <i>Tabela 3.8 – Valores de C3 e C4.....</i> | <i>66</i> |
| <i>Tabela 4.1 - Valor do C₃ e C₄.....</i> | <i>78</i> |
| <i>Tabela 4.2- Valores da cinta, na parede isolada em alvenaria estrutural.</i> | <i>80</i> |
| <i>Tabela 4.3 - Valores de tensões na parede onde está situada a abertura.</i> | <i>81</i> |
| <i>Tabela 4.4- Valores de tensões na cinta de concreto armado acima da abertura.</i> | <i>81</i> |
| <i>Tabela 4.5 - Valores de tensões máximas na parede onde está situada a abertura.</i> | <i>83</i> |
| <i>Tabela 4.6 - Valores de tensões na cinta acima da abertura.</i> | <i>83</i> |

SUMÁRIO

| | | |
|----------------|---|-----------|
| 1. | INTRODUÇÃO | 12 |
| 1.1 | Justificativa | 13 |
| 1.2 | Objetivos..... | 14 |
| 1.3 | Organização do trabalho..... | 15 |
| 2. | ALVENARIA ESTRUTURAL E RESISTENTE | 16 |
| 2.1. | Sistemas construtivos em alvenaria | 16 |
| 2.2. | Pontos positivos e negativos da alvenaria estrutural e resistente..... | 24 |
| 2.3. | Tipos de alvenaria estrutural..... | 25 |
| 2.4. | Componentes de alvenaria estrutural..... | 26 |
| 2.5. | Processos construtivos | 34 |
| 2.6. | Patologia das alvenarias | 37 |
| 3. | CONCEPÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL..... | 40 |
| 3.1. | Cargas verticais e horizontais..... | 40 |
| 3.2. | Interação de Paredes | 43 |
| 3.3. | Tensões admissíveis e estados limites | 44 |
| 3.4. | Resistência à compressão da alvenaria | 49 |
| 3.5. | Características Geométricas e físicas que influenciam na Resistência das paredes | 51 |
| 3.5.1. | Espessura Efetiva (t_{ef})..... | 52 |
| 3.5.2. | Altura Efetiva (h_{ef})..... | 52 |
| 3.5.3. | Esbeltez (λ) | 52 |
| 3.5.4. | Parâmetros elásticos para alvenaria | 53 |
| 3.6. | Compressão Simples | 54 |
| 3.7. | Flexão Simples..... | 56 |
| 3.8. | Resistência ao Cisalhamento..... | 56 |
| 3.9. | Resistência à flexão composta..... | 57 |
| 3.10. | Efeito arco..... | 59 |
| 3.10.1. | Análise da rigidez..... | 62 |

| | | |
|---------------|---|-----------|
| 4. | ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS..... | 68 |
| 4.1. | Descrição do experimento - detalhamento..... | 68 |
| 4.1.1. | Determinação do carregamento - Forças Verticais | 70 |
| 4.1.2. | Determinação do carregamento - Forças horizontais..... | 71 |
| 4.1.3. | Combinações de carregamento..... | 72 |
| 4.1.4. | Método dos elementos finitos | 73 |
| 4.2. | Resultados obtidos | 75 |
| 4.2.1. | Resultados da alvenaria estrutural..... | 75 |
| 4.2.2. | Resultados alvenaria resistente | 81 |
| 4.3. | Análise Comparativa dos Resultados | 83 |
| 5. | CONSIDERAÇÕES FINAIS..... | 93 |
| 5.1 | CONCLUSÃO | 93 |
| 5.2 | SUGESTÕES TRABALHOS ACADÊMICOS | 94 |
| 6. | REFERÊNCIAS..... | 95 |

1. INTRODUÇÃO

Na Engenharia Civil, a área de estruturas é responsável pelo projeto e análise estrutural das edificações, baseada na aplicação das teorias de mecânica dos sólidos, podendo ser essas estruturas: metálicas, em madeira, em concreto armado, em blocos de concreto, em blocos cerâmicos, em aço, mistas, entre outros materiais.

Dentre os vários modelos estruturais existentes, a alvenaria estrutural vem sendo largamente utilizada em edificações de até quatro pavimentos, composta principalmente por blocos de concreto ou cerâmico, mais argamassas. Ela tem grande possibilidade de uso em edificações residenciais e industriais, servindo também como elemento de vedação.

Na década de 1960 foi iniciado um sistema construtivo, que posteriormente foi largamente difundido em Pernambuco, sistema esse, localmente conhecido como “prédio caixaão”, estruturado com elementos de alvenaria de blocos de vedação em concreto ou em material cerâmico, assentado com os furos na horizontal. Esse sistema era chamado equivocadamente de alvenaria estrutural, sendo que vários prédios construídos dessa forma na Região Metropolitana do Recife ruíram ou apresentaram patologias sérias ao longo do tempo, como por exemplo, o edifício Aquarela (Figura 1.1).



Figura 1.1. Edifício Aquarela. Fonte: (OLIVEIRA, 2017)

Atualmente, utiliza-se muito o sistema construtivo de alvenaria estrutural para construção de prédios até quatro pavimentos, pelas suas inúmeras vantagens. Mas, nas edificações em alvenaria estrutural, como também nas em alvenaria resistente, os usuários tem um papel importante na sua manutenção, porque esse sistema construtivo tem como principal característica a inflexibilidade de modificação da alvenaria, ou seja, não se deve demolir ou abrir vãos nas paredes, que não estejam previstos em projeto, sob pena de

comprometer a estabilidade da edificação. Mas, na intenção de ampliar um ambiente às vezes, o morador decide abrir vão numa alvenaria, parcialmente ou integralmente, sem avaliar as consequências desse ato.

Passou-se a estudar na Engenharia o resultado dessas ações no comportamento da alvenaria estrutural e resistente, por conseqüente o estudo do efeito arco, ocasionado pela abertura de grandes vãos na parede, possibilitando-se saber previamente o comportamento da estrutura do prédio e analisar possíveis problemas estruturais. Essa análise deve atender os requisitos de segurança adotados nas Normas Técnicas Brasileiras.

1.1 Justificativa

Justifica-se o estudo da retirada de parede em edificações de quatro pavimentos construídos em alvenaria resistente ou estrutural, em função do número elevado de construção destes tipos de edificações, na Região Metropolitana de Recife (RMR) – Pernambuco (PE). Esse incremento iniciou-se na década de 1960, e foi aumentando nas décadas subsequentes. Provavelmente, porque esses empreendimentos diminuía os custos financeiros, reduziam o prazo de construção, além de apresentarem um canteiro de obras mais limpo, principalmente quando executados de forma correta, incrementando assim a indústria da construção civil.

Porém, com a crise financeira que ocorreu no Brasil no início da década de 1980, alguns construtores reduziram ao máximo os insumos nas obras e, no caso de alvenaria resistente, houve até o não uso de cintas de amarração na interface laje-parede, nem de vergas e contra vergas sobre os vão abertos. Como consequência de falhas no projeto, ou da baixa qualidade na execução, ou ainda, a junção de múltiplos fatores, muitos prédios localizados no grande Recife, ditos de “alvenaria estrutural”, mas que na realidade eram construídos empiricamente ruíram ou foram interditados.

Esse fato levou os órgãos competentes a suspender esse tipo de edificação na região. Justificado pelo fato que na época só existia no Brasil uma Norma de 1989 para blocos de concreto, além das normas internacionais. Paralelamente ocorreu no Brasil um estudo mais aprofundado sobre alvenaria estrutural, gerando as Normas técnicas NBR 15.812-1 e 2 (ABNT, 2010), NBR 15.961-1e 2 (ABNT, 2011) e NBR 15.575-1, 2 e 3 (ABNT, 2013). Essas novas normas deram subsídios às construções de prédios em alvenaria estrutural, de forma segura e funcional ao longo de sua vida útil.

No entanto, essas informações não são acessíveis a todos os moradores dos referidos prédios, que muitas vezes fazem reformas sem consultar um engenheiro, pensando que podem proceder com a alvenaria estrutural da mesma forma que fazem com alvenaria de vedação em prédios com estrutura aporricada em concreto armado, acarretando reformas inapropriadas e perigosas.

Porém, observa-se que em alguns casos, mesmo que a edificação não tenha sido projetada com essas aberturas, e apresente o surgimento de patologias, o prédio se mantém estável após a retirada de parte de uma parede, ou até mesmo da parede na íntegra.

Objetivando estudar como o prédio de quatro pavimentos em alvenaria estrutural ou alvenaria resistente irá se comportar ao sofrer essas alterações, observou-se a necessidade de estudar o efeito arco nessas estruturas, permitindo assim obter resultados que possam justificar a estabilidade dessas obras, mesmo após ser feita aberturas no andar térreo que não consta em projeto, atendendo aos critérios de segurança, sem colapsar.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Analisar a retirada de paredes, sob a luz do efeito arco em prédios de quatro pavimentos construídos em alvenarias resistente ou estrutural apoiada em viga de concreto armado, obtidos por meio de análise computacional (SAP), empregando o Método dos Elementos Finitos (MEF), comparando os resultados com os cálculos analíticos obtidos na literatura.

1.2.2 Objetivos específicos

Verificar o impacto da retirada de paredes na estrutura de prédios de quatro pavimentos em alvenarias resistente, cintados ou não.

Mostrar o impacto da retirada de paredes em prédios de quatro pavimentos em alvenarias estrutural apoiada em viga de concreto armado, após abertura de vãos de paredes, que não constam no projeto.

Fazer as análises sob a luz do efeito de arco.

Dimensionar até que ponto a edificação suporta a sobrecarga ocasionada pela retirada de parte da alvenaria sem colapsar.

Modelar em programa computacional prédios em alvenaria resistente e estrutural de quatro pavimentos com arquitetura padrão, utilizando o MEF.

Validar os resultados do programa, através da comparação com resultados obtidos nos cálculos analíticos baseado na literatura.

1.3 Organização do trabalho

No capítulo 1 consta uma introdução e mostra como essa dissertação está organizada.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica que embasa todo o trabalho, além de uma abordagem histórica, onde constam os tipos de alvenaria e os materiais que as compõem. Também são apresentados os processos construtivos e possíveis patologias.

No capítulo 3 abordam-se as teorias estruturais e os fatores que caracterizam o efeito arco em conjunto com alguns aspectos teóricos relacionados ao efeito.

No capítulo 4 trata-se da metodologia, onde se caracteriza os dados adotados e apresenta-se o resultado da modelagem do edifício em *software* em MEF específico, além das discussões dos resultados apresentados pela modelagem computacional.

Por fim, no capítulo 5 as conclusões deste trabalho.

2. ALVENARIA ESTRUTURAL E RESISTENTE

2.1. Sistemas construtivos em alvenaria

A alvenaria é um sistema construtivo usado desde a antiguidade, tendo como exemplo as Pirâmides de Gizé, construídas há aproximadamente 2.600 anos antes de Cristo (a.C.), o Farol de Alexandria construído em Faros, ilha em frente ao Porto de Alexandria, em aproximadamente 280 a.C., com altura de 134 metros(m), equivalente a um prédio de 45 pavimentos (RAMALHO, 2003)

Para viabilizar vãos e transferir as cargas para os pilares, como também nas fachadas dos edifícios, permitindo incorporar as entradas, os arcos (Figura 2.1) atingiram grande desenvolvimento com os romanos e se tornaram regra nos monumentos importantes. Eles desenvolveram o arco de alvenaria verdadeira semicircular e usaram-no extensivamente diversas obras, em pontes e Aquedutos (figura 2.1). Os construtores romanos eram guiados apenas por regras empíricas, uma vez que não havia teoria desenvolvida para determinar as dimensões seguras dos arcos. Os arcos verdadeiros devem conduzir as cargas em compressão simples para os seus encontros, foram encontrados vestígios de arcos em ruínas na Babilônia, que foram construídos cerca de 1400 a.C (PARSEKIAN, 2013)



Figura 2.1. Coliseu de Roma e Aqueduto e ponte Romano. Fonte www.historiaartearquitetura.com.br

Ramalho e Corrêa (2003) relatam o arco como estrutura livre de ações de tração com valores significativos. Os vãos eram limitados pela resistência do material empregado, com aprimoramento do sistema construtivo e a necessidade de garantir maiores vãos, os antigos perceberam que a solução viável para evitar o surgimento de tensões que poderiam

condicionar o elemento à ruptura, seria os arcos. Assim, quando adequadamente dispostos, são capazes de vencer grandes vãos e suportar maiores cargas, dispensando os esforços de tração. Logo, a tipologia estrutural em arco gera os esforços de compressão, similares aos esforços do concreto sem armadura, (Figura 2.2).

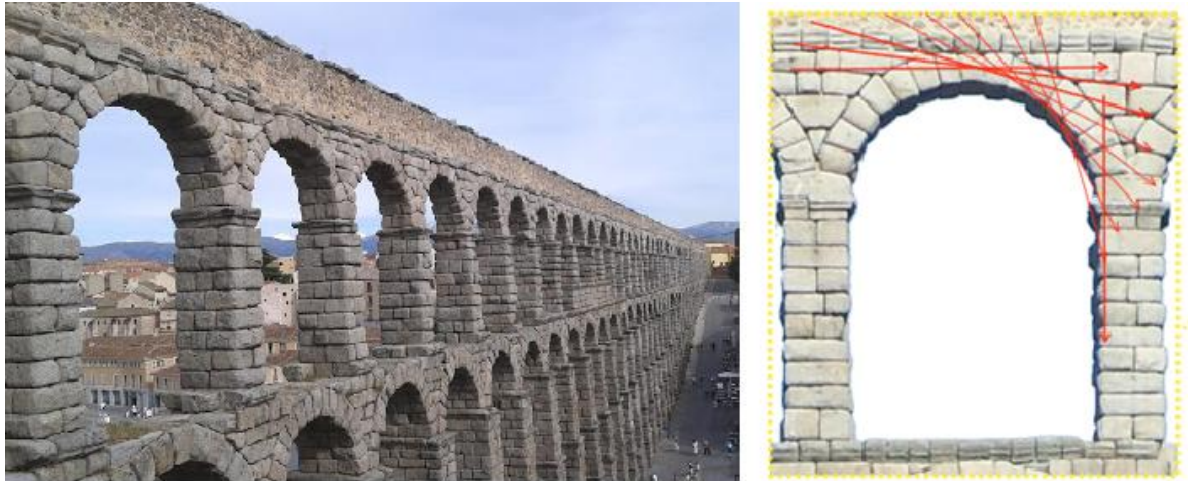


Figura 2.2. Aqueduto Romano de Segóvia Espanha (Detalhe construtivo do arco).
Fonte: www.estruturandocivil.blogspot.com.br

Segundo Parsekian (2013), para vencer um vão horizontal melhor do que o possível em elementos fletidos pode ser conseguido usando duas pedras inclinadas, apoiando uma sobre a outra de maneira a formar um arco primitivo. Este conceito pode ser analisado pelo conceito da linha de empuxo. A forma da linha de empuxo depende do carregamento aplicado e pode ser determinada matematicamente.

Parsekian (2013) fez uma analogia entre cabos e arcos (Figura 2.3), um cabo quando suspenso entre dois pontos apresenta a forma da catenária sob seu peso próprio e está submetido apenas à tração. Supondo que o cabo foi feito rígido, invertido e apoiado nos mesmos dois pontos, seu peso próprio atuaria na direção contrária e o cabo estaria em compressão pura ao invés de tração, como um arco. A forma que o cabo toma depende da posição em que os pesos são adicionados e da relativa magnitude destas em relação ao peso próprio.

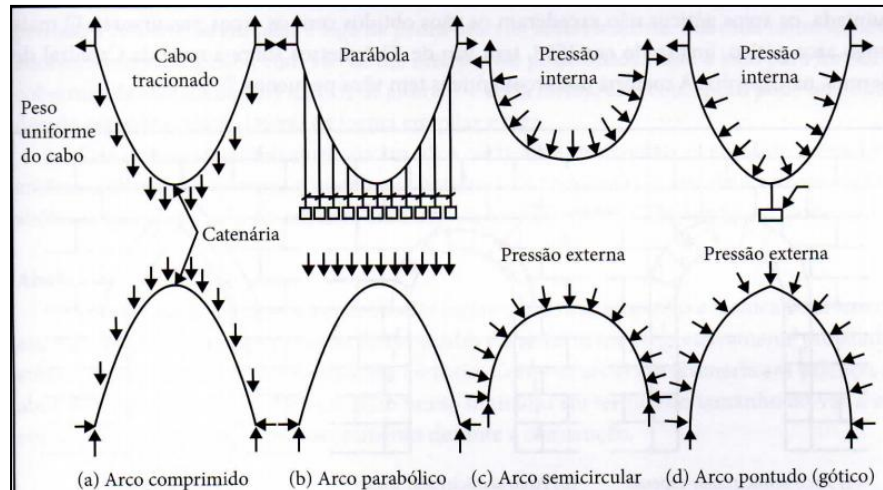


Figura 2.3. Analogia de cabo e arco. (PARSEKIAN, 2013)

No passado, o conhecimento era adquirido pelas experiências dos construtores, passando de geração em geração até, aproximadamente, o início do século XX. O prédio “Monadnock”, construído em Chicago (USA) entre os anos 1889 e 1891, com 16 pavimentos em alvenaria, 65 m de altura, por causa dos métodos empíricos adotados na época a sua estrutura foi feita com parede armada, com espessura de 1,80 m na base, que ia diminuindo a cada andar até chegar ao 16º andar com paredes de cerca de 48 cm, pois eram as dimensões mínimas para que as edificações na época fossem consideradas seguras. (Figura 2.4).



Figura 2.4. Edifício Monadnock. Fonte: www.monadnockbuilding.com

Segundo Mohamad (2015) o marco inicial da “Moderna Alvenaria Estrutural” teve início com os estudos realizados pelo professor Paul Haller, na Suíça, conduzindo uma série de testes em paredes de alvenaria, em razão da escassez de concreto e aço proporcionada pela Segunda Guerra Mundial. Durante sua carreira foram testadas mais de 1.600 paredes de tijolos. Os dados experimentais serviram como base no projeto de um prédio de 18 pavimentos, com espessuras de parede que variaram entre 30 e 38 cm. Estas paredes, com espessura muito reduzida para a época, causaram uma revolução no processo construtivo existente.

2.1.1 Alvenaria no Brasil

No Brasil uma das técnicas bastante utilizada desde a colonização foi à taipa, que consiste numa mistura de barro e cascalho socado numa estrutura de madeira, formando a parede, porém para adquirir a rigidez necessária a uma estrutura, ela requer uma espessura demasiadamente grande, o que proporcionava conforto térmico e acústico, mas diminuía os espaços internos da edificação. No início da construção das cidades brasileiras essa técnica difundiu-se largamente, representando o elemento preponderante nas construções da época (KAGEYAMA, 2009).

Em 1875, a publicação do Código de Posturas da cidade de São Paulo, proibiu a construção de “ranchos de palha, capim ou sapé”, com isso alavancou o desenvolvimento da construção em tijolo de barro, feito com argila (terra arenosa amassada com água), moldado em forma, posteriormente colocado ao sol para secagem, e depois queimado em uma temperatura entre 900 °C e 1.100 °C. Este elemento veio facilitar as construções, pois diminuía as perdas e os cortes desnecessários (KAGEYAMA, 2009).

Com o desenvolvimento das cidades brasileiras, surgiram os centros urbanos que necessitavam de técnicas construtivas que acompanhassem as mudanças sociais, econômicas, políticas e culturais dessa sociedade. Após a primeira grande guerra mundial, a instalação da indústria de cimento Portland no Brasil possibilitou o uso das estruturas em concreto armado. São Paulo foi à cidade brasileira com um grande número de arranha-céus, utilizando concreto armado e construindo prédios de grande altura, como o Edifício Martinelli com 30 andares.

Entretanto, como uma opção construtiva mais econômica em 1966, surgem os primeiros prédios construídos em alvenaria estrutural armada, normalmente em prédios com 4 andares, entretanto no condomínio “Central Parque Lapa”, em 1972, foram construídos 4

blocos de 12 pavimentos em alvenaria estrutural de blocos de concreto (Figura 2.5). (OLIVEIRA; SILVA; SOBRINHO, 2008)



Figura 2.5. Conjunto Central Parque da Lapa–SP. Fonte: <http://www.comurb.com.br>

Conforme Alves (2006), para a construção desse condomínio a empresa responsável contratou o engenheiro calculista norte-americano Green Fenver, como consultor, pois a alvenaria estrutural armada nos Estados Unidos vinha sendo testada na prática à quase um século, a passagem dele pelo Brasil ocasionou uma sensibilização nos engenheiros brasileiros sobre a necessidade de normatização da construção em alvenaria de bloco estrutural.

Ramalho (2003) relata que “Em alvenaria não armada noticia-se que os primeiros edifícios surgiram no Brasil em 1977, com 9 pavimentos, em blocos sílico-calcários com 24 cm de espessura”. Já na década de 1980 a 1990, de acordo com Parsekian (2013):

Podemos dizer que a alvenaria estrutural (dimensionada a partir de conceitos técnicos e detalhada de forma racional, presente no mundo há cerca de 60 anos) substituiu no Brasil a estrutura de alvenaria (em que paredes servem de suporte estrutural, mas são construídas e projetadas de forma empírica).

Atualmente com o Programa de Governo Minha Casa, Minha Vida, em conjunto com a atualização das Normas da ABNT, cresceu a adoção de alvenaria estrutural no Brasil, possivelmente por ser menos oneroso, entretanto encontrou alguns problemas, primeiro uma mão de obra, às vezes, não qualificada nesse sistema construtivo, segundo entregando o prédio à moradores sem conhecimento necessário sobre a utilização desse tipo de edificações, pois muitos desconhecem que não se podem abrir vãos nas paredes de alvenaria estruturais, se estas aberturas não constarem nos projetos originais.

2.1.2 Alvenaria em Pernambuco

Em Pernambuco, segundo Barreto (*apud* PORTO *et al* 2012) “A cidade do Recife conserva ainda algumas edificações do século XIX, de estilo neoclássico, guardando consigo elementos originais de cantaria, como o casarão nº 157 da Rua Benfica” (Figura 2.6). Em Pernambuco o “Registro de tijolo cerâmico, tecnologia trazida pelos portugueses, são encontrados no Recife antigo e Rua da Aurora; em sobrados de vários pavimentos tombados pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN).” (PORTO *et al*, 2012)



Figura 2.6. Casarão da Rua Benfica nº 157. Fonte: www.diariodepernambuco.com.br

Segundo Gusmão *et al.* (2009), na Região Metropolitana do Recife (RMR) em Pernambuco houve um crescimento de edificações em alvenaria na década de 1970, após a criação do Banco Nacional de Habitação (BNH). Atendendo o Código Municipal de Obras e da Lei de Uso e Ocupação do Solo vigente na época, foi largamente difundido no Recife, o sistema localmente conhecido como “prédio-caixão”, que consistem em edificações construídos com “alvenaria resistente”, em prédios residências de até quatro pavimentos, motivado pelo fato desde ser o número máximo de pavimentos permitidos sem a necessidade do uso de elevadores.

Segundo Porto *et al* (2012), as técnicas de construção denominada de alvenaria resistente, também conhecida como “alvenaria portante”, é constituída de blocos cerâmicos caracterizados como de vedação, vazados e assentados com os furos na horizontal ou de blocos de concreto, onde os pavimentos são intercalados com laje pré-moldada ou maciça e escada moldada *in loco* em concreto armado.

Devido à crise financeira que assolou o País na época de 1980 ocorreram reduções nos gastos em diversos setores econômicos, inclusive na construção civil. Alguns construtores decidiram construir prédios caixão, em alvenaria resistente, sem colocar cintas de amarração e na intenção de diminuir ainda mais os custos, alguns ainda retiraram as vergas e contravergas nessas edificações. Vale salientar que a norma vigente na época, especificava que as paredes de alvenaria deveriam ter vigas de amarração (cinta), para absorver as forças horizontais, como a ação do vento e desaprumo.

Na RMR a execução de edificações em alvenaria resistente foi largamente difundida, e realizada de forma mais simplificada, além dos problemas construtivos relatados no parágrafo anterior, a estes ainda foram acrescentados rasgos contínuos nos blocos para abrigar instalações elétricas e hidráulicas, e a utilização de blocos cerâmicos de vedação com furos na horizontal em todos os pavimentos, até no primeiro piso, nessa época se tornou escassos os prédios com cintas e pilares.

Existem diversos edifícios executados com essa técnica na região Metropolitana do Recife, pela vantagem econômica, apesar de não haver naquela época uma normatização mais direcionada a alvenaria estrutural pela ABNT existiam normas internacionais, entretanto o acesso não era tão fácil como atualmente. É necessário salientar que esse método era aceito naquele período até pela Caixa Econômica Federal (CEF).

Após os desabamentos de várias edificações na RMR, e interdições de tantas outras, como por exemplo, o edifício Éricka no bairro de Jardim Fragoso, no Município de Olinda (Figura 2.7), desabado em novembro de 1999, proibiu-se a construção de prédios com essa tecnologia. Nessa época, no Brasil, aprofundou-se o estudo do sistema construtivo “Alvenaria Estrutural”, gerando novas normas técnicas.



Figura 2.7. Edifício Éricka, localizado no bairro de Jardim Fragoso, Olinda-PE. Fonte: www.diariodepernambuco.com.br

A diferença entre a alvenaria resistente e a alvenaria estrutural é que na resistente, “geralmente se utilizam blocos cerâmicos vazados assentados com os furos na horizontal ou blocos de concreto, com baixa resistência à compressão (2,5 MPa) e espessura de 9mm própria de blocos de vedação” (OLIVEIRA *et al*, 2017), enquanto a estrutural usa blocos estruturais normatizados, que atendem as cargas calculadas, visando à durabilidade da construção, além de um elevado grau de segurança. Quando a alvenaria estrutural é armada ela proporciona ainda maior ductilidade, ou seja, diminui a probabilidade de ocorrência de colapso brusco na edificação. Lembrando ainda que existe a alvenaria de vedação, normalmente de tijolo cerâmico, assentado com os furos na horizontal, utilizada para fechar os ambientes, e que só suporta a carga do seu peso próprio, ou seja, não tem finalidade estrutural.

Segundo Porto *et al* (2012) “conhecem-se empreendimentos de alvenaria resistente também associada a vigas e pilares de concreto, quando a alvenaria se torna colaborante com o reticulado de concreto armado e deve favorecer ao aumento (teórico) da rigidez global”. Vale ressaltar que existe registro desse formato de construção em diversas partes do território brasileiro, que por ser um sistema em desenvolvimento precisou de correções e implantações de novas técnicas para chegar ao padrão atual de alvenaria estrutural.

Somam-se a estas condições o fato dos moradores realizarem intervenções no seu apartamento, para melhor adaptá-lo as suas necessidades, seja reduzindo ou eliminando paredes, criando novos cômodos, ou ainda modificando a fachada, seja com novas aberturas ou ampliação de ambiente, normalmente de forma empírica e sem a orientação de um engenheiro responsável pelo projeto estrutural. Aliado a essa conjuntura ainda observa-se a cultura de raramente realizar manutenção predial preventiva, tão necessária para minimizar o impacto relativo à deterioração natural dos materiais ao longo do tempo e as manifestações patológicas.

Todos esses dados evidenciaram a disposição dessas edificações ao colapso brusco, sem aviso prévio, o que ocorreu na RMR entre os anos de 1990 e 2010, algumas parciais e outros totais, entretanto nesse período também ruiu prédios em concreto armado. Como consequência o Ministério Público Federal e o Ministério Público Estadual impetraram uma ação na Justiça Federal em 2005 impedindo cinco Prefeituras da RMR de conceder licença para construção de prédios de alvenaria resistente, até que adequassem às obras as diretrizes da ABNT (OLIVEIRA; SILVA; SOBRINHO, 2008).

Portanto, segundo Oliveira *et al* (2017) têm atualmente no Recife em torno de 6.000 edificações em prédio caixão, ou seja, construído em “alvenaria resistente”, que correspondem a 72.000 unidades habitacionais que abrigam perto de 250.000 pessoas e em algumas delas o usuário criou uma abertura em uma determinada parede, que não constava no projeto original, mesmo assim o prédio mantém-se estável, considera o efeito arco como sendo um dos fatores para esse resultado.

2.2. Pontos positivos e negativos da alvenaria estrutural e resistente

A alvenaria estrutural apresenta várias vantagens, por se tratar de um sistema construtivo racionalizado, com técnicas de execução simplificadas proporcionando maior rapidez à construção, pois eliminam as fôrmas e os carpinteiros, e em alguns casos diminui a equipe de armador. Apresenta canteiro de obra mais limpo, resistência ao fogo, características de isolamento termo acústico, maior flexibilidade arquitetônica das obras residências padrão, pelas pequenas dimensões do bloco, além de economicamente mais viável (RAMALHO, 2003).

Apesar de inúmeras vantagens, a alvenaria estrutural também apresenta desvantagens, pois o desempenho da alvenaria é altamente influenciado pela forma como ela é executada, por isso exige controle de qualidade eficiente e constante, tanto dos materiais empregados como do método produtivo da alvenaria, neste ponto o principal fator é a mão de obra. Esta, no entanto, pode ser facilmente treinada, no próprio ambiente da construção. A concepção estrutural limita e condiciona o projeto arquitetônico à necessidade de paredes internas estruturais (imutáveis), com isso, o morador não tem flexibilidade de removê-las e nem de abrir vãos. Pode ser obtida flexibilidade em remover algumas paredes se forem previstas no projeto original.

Já a alvenaria resistente em que se pese o custo mais baixo, desde que tenham sido atendidos todos os requisitos normativos, e atentando ao fato que de acordo com as normas atuais esse sistema construtivo não deve ser utilizado em edificações de quatro pavimentos. Apresentava na época como pontos positivos uma maior rapidez na execução, não precisar de mão de obra especializada, além das vantagens inerentes a alvenaria de vedação, como o isolamento termo acústico. Porém, quanto às desvantagens, como o desempenho da alvenaria é altamente influenciado pela forma como ela é executada e pelos materiais utilizados, essas edificações apresentaram muitos problemas ao longo do tempo, onde algumas ruíram, parcialmente ou integralmente. A alvenaria resistente tem como característica a

inflexibilidade de modificação, ou seja, não pode ocorrer remoção de paredes nem aberturas nas mesmas, exceto o que consta no projeto arquitetônico, similar nesse ponto a alvenaria estrutural.

2.3. Tipos de alvenaria estrutural

Alvenarias estruturais em edifícios funcionam como elementos estruturais, suportando ou resistindo aos carregamentos e ações, e também como elementos de vedação arquitetônicos, dividindo ou protegendo ambientes. (PARSEKIAN, 2013)

Tauil (2010) considera que: “Chamamos de alvenaria ao conjunto de peças justapostas coladas em sua interface, por uma argamassa apropriada, formando um elemento vertical coeso”. Quanto ao tipo as alvenarias estruturais podem ser: - Não armada, armada e protendida.

Alvenaria não armada – Alvenaria que só recebe esforços de compressão, não sendo adequada para esforços a tração. Pode conter os reforços de barras de aço apenas por razões construtivas: vergas e contravergas como proteção das aberturas, com a finalidade de evitar patologias futuras. (Figura 2.8).

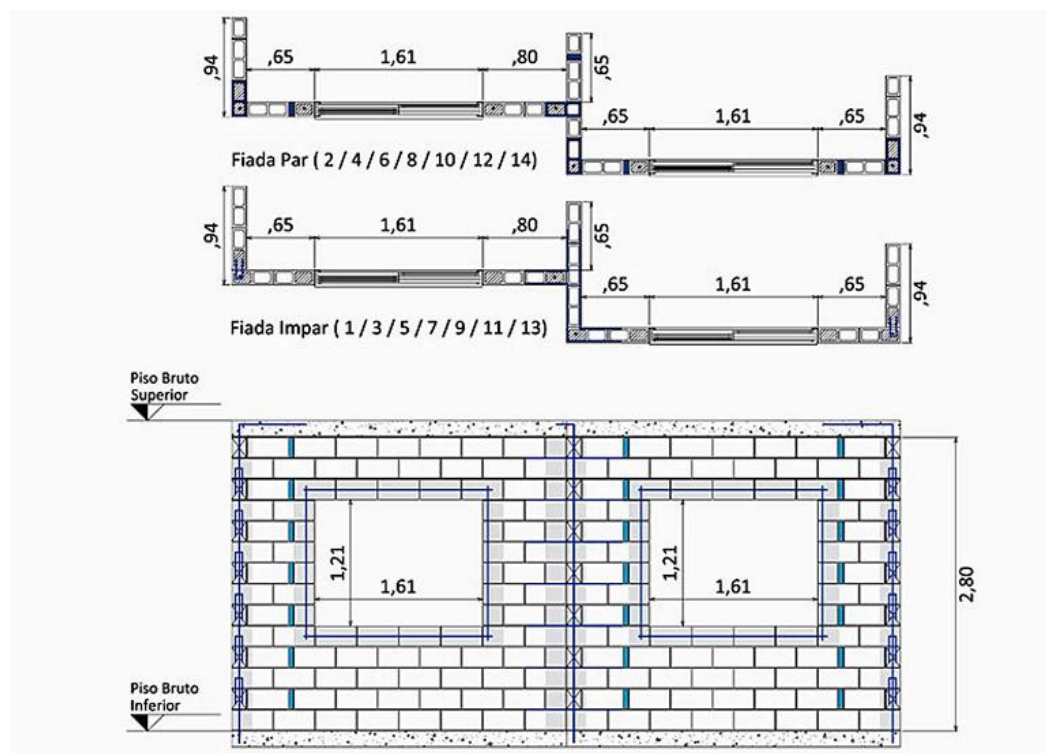


Figura 2.8. Alvenaria Não Armada (TAUIL, 2010)

Alvenaria armada – Alvenaria que recebe reforços de armadura de ferro nos vazios dos blocos e envolvidas em graute, em algumas áreas pré-definidas, devido a solicitações estruturais, além das armaduras com finalidades construtivas ou de amarração. (Figura 2.9)

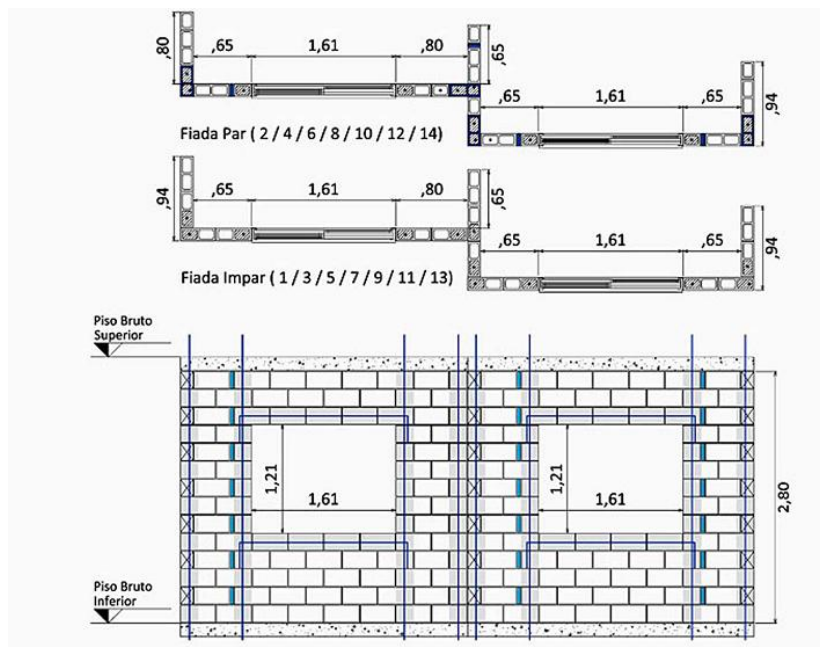


Figura 2.9. Alvenaria Armada (TAUIL, 2010)

Alvenaria Protendida - alvenaria reforçada por uma armadura ativa (pré-tensionada), para reduzir ou eliminar esforços de tração. Segundo Parsekian (2002) a sua utilização só é justificável quando se têm paredes submetidas a esforços laterais, tais como: muros de arrimo, reservatórios de água, silos, ou no caso de reforços, especialmente em obras históricas.

2.4. Componentes de alvenaria estrutural

2.4.1 Blocos de Concreto

Os blocos de concreto foram produzidos desde meados do Século XIX, porém com pouca aceitação por ser maciço e pesado. Somente a partir de 1866 a produção de blocos vazados resolveu esse problema.

Os blocos estruturais, apresentados na Figura 2.10, possuem furos dispostos na direção vertical. Esta característica se deve ao mecanismo de ruptura, pois os blocos com furos verticais têm comportamento estrutural adequado. Formam tipos de colapso, enquanto que no caso de furos horizontais o colapso é brusco e frágil, não sendo adequado seu uso como material estrutural.

Segundo a NBR 6136 (ABNT, 2016) a família de blocos é o conjunto de componentes de alvenaria que interagem modularmente entre si e com outros elementos construtivos. Os blocos que compõem a família, segundo suas dimensões, são designados como bloco inteiro (bloco predominante), meio bloco, blocos de amarração L e T (blocos para encontros de paredes), blocos compensadores A e B (blocos para ajustes de modulação) e blocos tipo canaleta.

Os blocos de concreto destinados à alvenaria estrutural devem atender aos limites de resistência, absorção e retração linear por secagem, estabelecidos na Tabela 3 da NBR 6136 (ABNT, 2016), além de que, a resistência característica f_{bk} deve ser determinada de acordo com o descrito em Ensaios.

A resistência característica do bloco à compressão em relação à área bruta segundo a NBR-6136 (ABNT, 2016) deve obedecer aos limites:

- $F_{bk} \geq 6$ MPa nas paredes externas sem revestimento;
- $F_{bk} \geq 4,5$ MPa nas paredes internas ou externas com revestimento.

Atualmente os blocos de concretos são os mais utilizados para construção de edificações em alvenaria estrutural.

| | Família 39 (modular) | Família 39 (não-modular) | Família 29 (modular) |
|------------------|----------------------|--------------------------|------------------------|
| Inteiro | 19 X 19 X 39 | 14 X 19 X 39 | 14 X 19 X 29 (B29) |
| Meio | 19 X 19 X 19 | 14 X 19 X 19 | 14 X 19 X 14 |
| Canaleta | 19 X 19 X 39 | 14 X 19 X 39 | 14 X 19 X 29 |
| Meia canaleta | 19 X 19 X 19 | 14 X 19 X 19 | 14 X 19 X 14 |
| Jota | — | 14 X 19 / 29 X 19 | — |
| Especial | — | 14 X 19 X 39 (B34) | 14 X 19 X 41 (B44) |
| Especial | — | 14 X 19 X 51 (B54) | — |

Figura 2.10. Família de blocos estruturais (MANZIONE, 2004)

2.4.2 Blocos Cerâmicos

Os blocos cerâmicos têm como principal matéria prima o barro comum, também chamada de argila, como mostra Figura 2.11. Em uma mesma jazida encontram-se vários tipos de argilas, então para obter uma combinação adequada é necessário misturá-las. Então os blocos serão moldados, com furos dispostos na direção vertical, e calcinados em temperaturas de pico em torno de 1.000 °C, nas fábricas modernas onde o forno é geralmente contínuo, do tipo túnel, e o processo dura entre 24 e 48 horas.

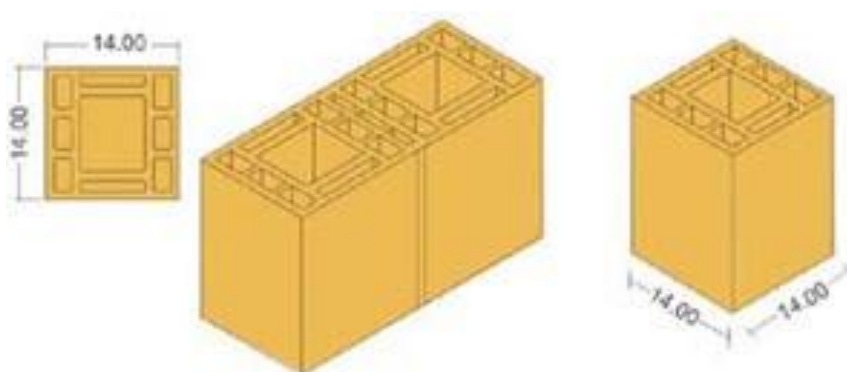


Figura 2.11 -Blocos Cerâmico 14x19x14 cm.(Fonte: www.ceramicamatieli.com.br)

2.4.3 Blocos Sílico-Calcário

Os blocos Sílico-Calcário são fabricados a partir de mistura de cal e areia, que é prensada e submetida a processo de autoclavagem, produzindo blocos de boa uniformidade, aparência e precisão dimensional. São muito utilizados na Europa e Austrália. (PARKESIAN, 2013).

2.4.4 Argamassa

Argamassas são materiais com propriedades de aderência e endurecimento, obtidos a partir da mistura homogênea de um ou mais aglomerantes (cimento e cal), agregado miúdo (areia) e água, podendo conter ainda aditivos e adições minerais.

Segundo Bertolini (2010) as argamassas de assentamento devem possibilitar uma colocação confortável dos tijolos e permitir a absorção das variações dimensionais. E Parsekian (2013) complementa, a argamassa é usada para permitir apoio uniforme e também

aderência de um bloco para outro, de maneira a formar elementos compostos que irão auxiliar a alvenaria a resistir às ações e às condições ambientais ao longo do tempo.

São também funções da argamassa (Figura 2.12): transferir as tensões de maneira uniforme entre os blocos, compensar as possíveis irregularidades dimensionais dos blocos, distribuir uniformemente as cargas atuantes na parede e vedar as juntas contra a entrada de água e vento.



Figura 2.12. Argamassa de assentamento. Fonte: <http://www.ebah.com.br>

O principal traço é 1:3 (1 de cimento (aglomerante) e 3 de areia (agregados), tendo como variação o traço 1:1:6 (1 volume de cimento, 1 de cal e 6 de areia) um dos mais utilizados em argamassa de assentamento. “Na RMR, as argamassas de assentamento mais empregadas nas alvenarias resistentes tem proporções: 1:6 ou 1:8 (cimento e areia), 1:1:6 (cimento, cal e areia) e 1:3:5 (cimento, saibro e areia) em volume” (ALVES, 2006).

A resistência da argamassa aumenta quando se aumenta a quantidade de cimento e diminui a de água, diminui a relação água/cimento, também é função do cimento a velocidade do endurecimento (tempo de pega). Porém, a argamassa de assentamento deve ter uma resistência inferior ao bloco, para absorver sem danos as variações dimensionais da parede da alvenaria.

Segundo Parsekian (2013), em relação à argamassa fazem-se necessários termos alguns cuidados, no caso de utilização de cimento em excesso, pois aumenta a contração da argamassa, diminuindo a trabalhabilidade e a durabilidade da aderência, esse fato ocorre em função do calor de hidratação, que causa a retração da argamassa, provocando trincas e fissuras.

Porém, aumentando a adição de cal à argamassa conferimos plasticidade e extensão da aderência, por sua capacidade de reter água e ter trabalhabilidade, mas diminuimos a

resistência. A areia é um agregado, que dependendo da sua curva granulométrica pode auxiliar a argamassa a reter água, melhorando a trabalhabilidade, a areia aumenta o rendimento da argamassa, reduzindo o seu custo, e diminuindo os efeitos prejudiciais do excesso de cimento, por ser um agregado inerte na mistura.

A argamassa no estado fresco, conforme Parsekian (2013), deve apresentar:

- Trabalhabilidade, que pode ser verificada pelo ensaio de consistência descrito na NBR 13276 (ABNT, 2002), onde se determina o quanto à argamassa está mole. Mas na prática, é medida pelo pedreiro, através da facilidade de manuseio, de espalhamento sobre a superfície dos blocos, adesão, facilidade para se alcançar a espessura da junta desejada, possibilitando uma aplicação correta;
- Retenção de Água, que é a capacidade da argamassa de reter água contra a sucção exercida pelos blocos, porque se isso não ocorrer, não haverá água suficiente para a hidratação do cimento, portanto a ligação entre a unidade de alvenaria e a argamassa será fraca.
- Tempo de endurecimento (tempo de pega), que ocorre em função das reações químicas, porém, quando a temperatura é muito alta tende a acelerar o endurecimento, e quando é muito baixa retarda a reação química entre o cimento e a água, conseqüentemente retardando o endurecimento. Em função desse fator, nos locais com temperatura alta, a norma recomenda cobrir o recipiente da argamassa.

A argamassa no estado endurecido deve apresentar:

- Resistência à Compressão, que é função da relação água/cimento, que deve ser resistente para suportar os esforços a que a parede está submetida. A resistência à compressão é obtida pelo ensaio de corpos de prova prismáticos, seguindo-se a NBR 13279 (ABNT, 2005). “Um aumento na resistência à compressão da argamassa não implica em um aumento da resistência da parede, mas, para cada resistência de bloco, existe uma resistência ótima de argamassa” (RAMALHO, 2003)
- Aderência, que é a capacidade que a interface bloco-argamassa possui de absorver tensões tangenciais (cisalhamento) e normais (tração) a ela, sem causar rompimento, tornando-se a propriedade mais importante da argamassa endurecida. Para medi-la se utiliza de alguns métodos, que consistem em separar duas ou mais unidades unidas por argamassa, para tanto, mede-se a força para

separar as unidades e divide-se pela área de contato argamassa/unidade, a medida da aderência será a tensão obtida.

- Durabilidade, que é a capacidade da argamassa de resistir às condições ambientais sem se deteriorar. Onde essas condições podem ser: erosão pelo vento ou presença de água; ciclos de congelamento e descongelamento; e ataque químico, que pode ser por sulfato.
- Variações volumétricas, que pode ocorrer devido a encurtamento elástico ou por fluência sob compressão, retração e movimentação térmica.

2.4.5 Graute

O graute é um concreto relativamente fluido, com alto *slump* (20 a 25), utiliza os mesmos materiais do concreto convencional, porém as diferenças estão no tamanho do agregado e na relação água/cimento. Segundo a NBR 15.961-2 (2011) “a dimensão máxima de 10 mm ou 20 mm, conforme o cobrimento da armadura se for 15 mm (cobrimento mínimo) ou 25 mm, respectivamente. Os agregados, que devem ter dimensão inferior a 1/3 da menor dimensão dos vazados do bloco a ser preenchido”.

Este graute (Figura 13) precisa ser mais fluído, porque tem por finalidade proporcionar a integração da armadura com a alvenaria e de aumentar a resistência da parede sem aumentar a resistência da unidade, além de proteger o aço contra a corrosão. Segundo a NBR 15.961-2, (ABNT, 2011) o graute deve ser especificado com resistência à compressão característica com valor mínimo de 15 MPa. Portanto, não é o graute utilizado em recuperação estrutural.



Figura 2.13. Graute. (Fonte: <http://www.ufrgs.br>)

Conforme Parsekian (2013) e de acordo com a NBR 15961-2 (ABNT, 2011):

Em relação à cal hidratada, apesar de não ser um componente essencial, pode ser útil para evitar a retração e aumentar a coesão da mistura, no máximo até 10% do volume de cimento, entretanto a cal pode ser substituída pelos aditivos plastificantes.

O graute é um material fundamental, em conjunto com as armaduras, para a constituição da alvenaria estrutural armada.

2.4.6 Armaduras

As armaduras utilizadas na alvenaria estrutural são idênticas às utilizadas nas peças em concreto armado, tendo como principais funções “resistir a esforços de tração e cisalhamento, aumentando a resistência a cargas centradas e permitindo ductilidade em diversas situações, como as sísmicas”. (PARSEKIAN, 2013)

Porém, na alvenaria estrutural as armaduras (Figura 2.14) são inseridas nos blocos e recobertas por graute, de maneira a obter uma estrutura monolítica. Entretanto, as armaduras com função de amarração não precisam do graute, pois as mesmas são embutidas na argamassa.



Figura 2.14. Armadura. (Fonte: <http://www.ufrgs.br>)

2.5. Processos construtivos

O processo construtivo tem que levar em conta que a alvenaria será a estrutura da obra, portanto recomenda-se adotar um projeto bastante detalhado compatível com as normas exigidas, materiais confiáveis e mão de obra qualificada para esse tipo de edificação. O detalhamento da alvenaria estrutural deverá ser de acordo com a Figura 2.15:

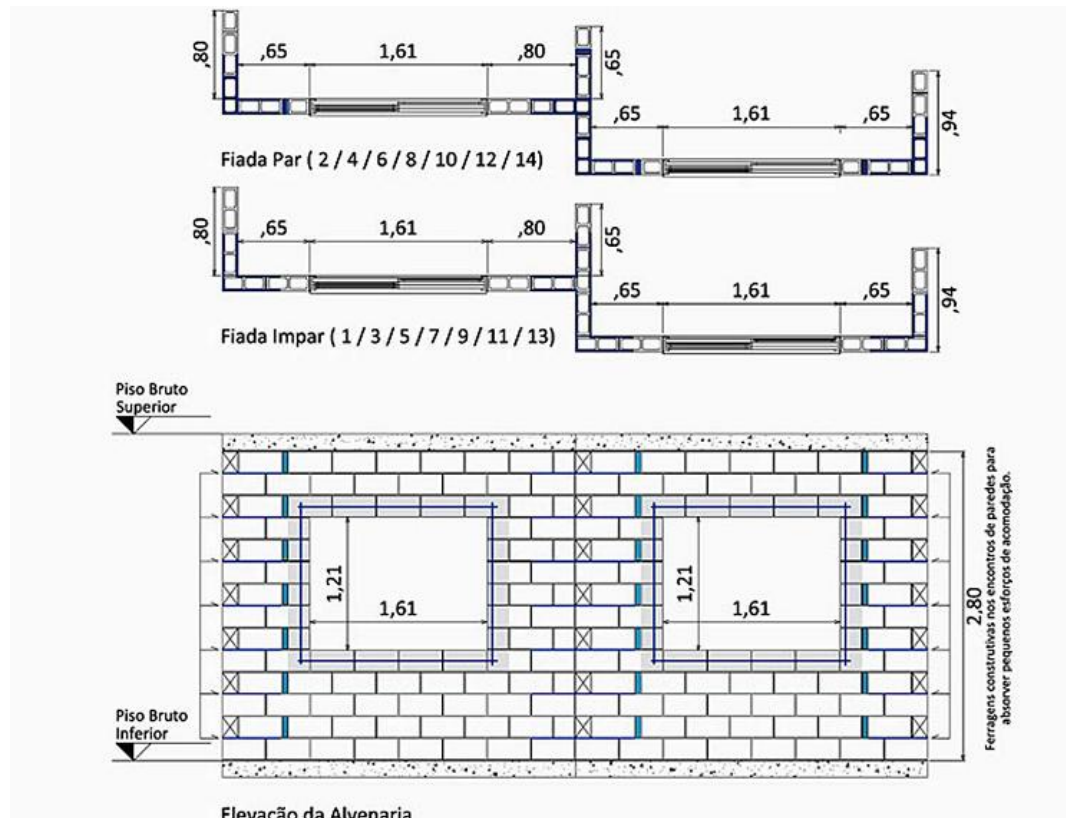


Figura 2.15. Projeto alvenaria estrutural (TAUIL, 2010)

“O Projeto Executivo deve conter recomendações sobre procedimentos a serem seguidos na obra, para que a alvenaria tenha o desempenho e a resistência estabelecidos pelo projetista” (TAUIL, 2010). As informações que devem ser especificadas no projeto estão relacionadas a seguir:

- a) Os tipos de blocos a serem utilizados e a respectiva resistência;
- b) A resistência à compressão das argamassas, dos prismas e dos grautes utilizados;
- c) Construções com juntas constantes de 1 cm, mantendo a parede no prumo, alinhada e no nível;
- d) Manter as condições de assentamento e de preservação da alvenaria em condições climáticas adversas (excesso de calor, frio ou chuva);

e) As juntas de dilatação e de controle devem ser previstas em projeto, pois permitem a movimentação dos elementos componentes do prédio, tanto por contração ou por expansão, devido à variação térmica, assim evita o aparecimento de fissuras e trincas na alvenaria ou nos elementos estruturais.

As juntas de controle, conforme Figura 2.16, devem ser previstas nas seguintes situações:

- mudanças bruscas de direções (formas de L, T e U);
- nos pontos em que há variação na espessura da parede,
- nos pontos em que há variação brusca da altura da parede,
- intersecções com pilares e vigas de concreto,
- encontro da última fiada com a laje de cobertura.

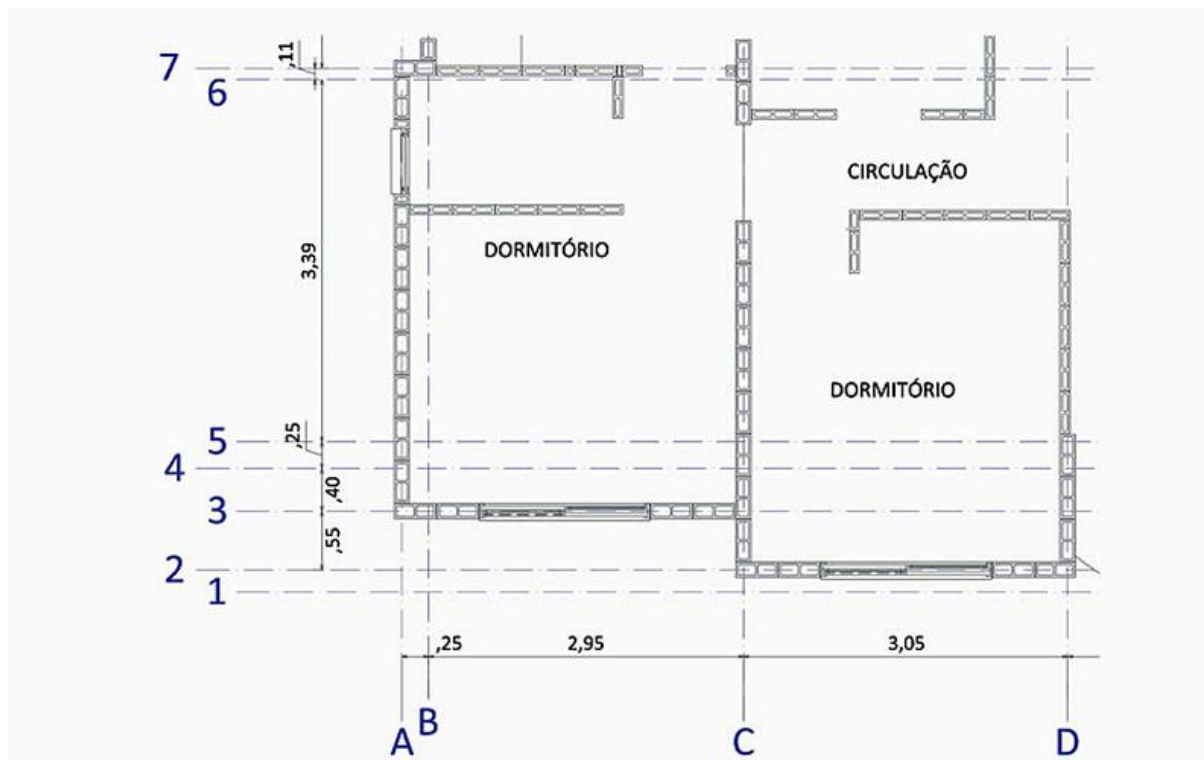


Figura 2.16. Detalhe da modulação e dos eixos (TAUIL, 2010)

A arquitetura e o carregamento suportado pela estrutura são fatores muito importantes na definição do módulo a ser adotado, e esse fator deve ser considerado na definição da modulação horizontal, que é consequência da espessura do bloco adotado. Portanto, quanto à modulação horizontal pode-se exemplificar da seguinte forma: adotado um bloco de 14 cm, considerando mais 1 cm da argamassa, seria determinada a modulação de 15 cm, nesse caso, as dimensões internas dos ambientes devem ser múltiplos de 15. (RAMALHO, 2003)

Dessa maneira pode-se evitar uma série de problemas muito comuns, em especial na ligação de duas paredes, tanto em canto quanto em bordas. Na modulação vertical basta ajustar a distância de piso a teto para que seja um múltiplo da altura vertical do bloco, usualmente 19 cm, mais 1 cm de argamassa, totalizando 20 cm, nesse caso a modulação vertical deve ser múltiplo de 20.

As dimensões reais de uma edificação entre faces dos blocos, sem se considerar os revestimentos, serão sempre determinadas pelo número de juntas no intervalo, conforme demonstrado na Figura 2.17.

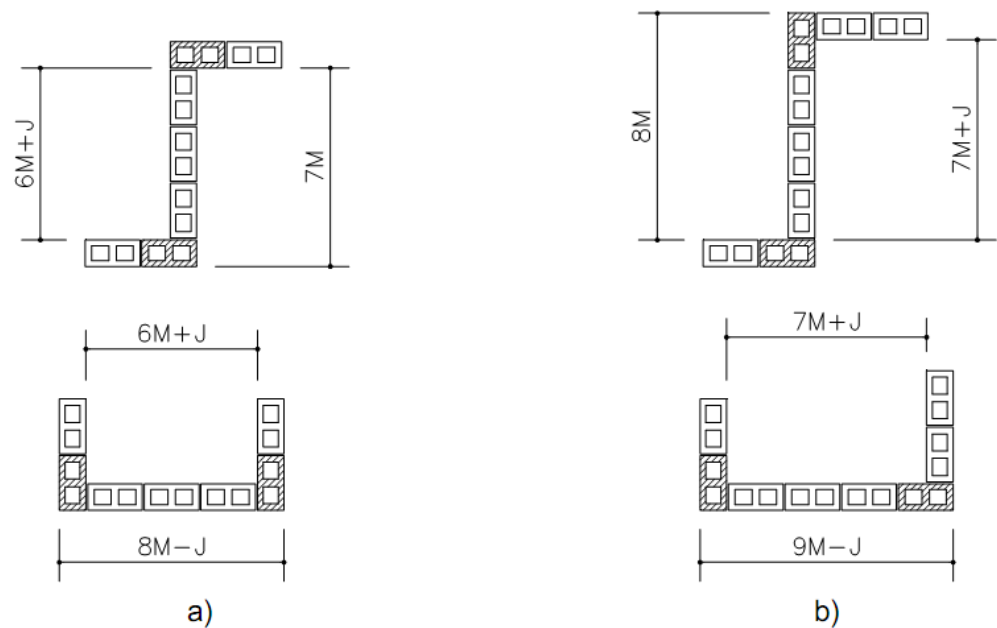


Figura 2.17. Dimensões reais entre faces de blocos (RAMALHO, 2003)

A tabela 2.1 apresenta as dimensões padronizadas dos blocos utilizados na alvenaria estrutural no Brasil.

Tabela 2.1 - Dimensões dos blocos de concreto

| Unidades | Modulação | Dimensões (mm) | | |
|-----------------------|-----------|----------------|--------|-------------|
| | | Largura | Altura | Comprimento |
| Blocos de Concreto | M-15 | 140 | 190 | 190 |
| | | 140 | 190 | 390 |
| | M-20 | 190 | 190 | 190 |
| | | 190 | 190 | 390 |

Fonte: NBR 6136 (ABNT, 2016)

Antes do início da obra é necessária uma completa caracterização dos materiais, sendo que o fornecedor da obra pode fornecer esses resultados, mas só pode se utilizar esses

dados se estes ensaios tenham sido realizados a menos de 180 dias. O primeiro passo é a caracterização prévia da resistência à compressão dos blocos de concreto com argamassa e graute, usualmente feito por ensaios de prismas.

Esse cuidado deve ocorrer desde o início da obra, para evitar que os primeiros pavimentos dos edifícios em alvenaria estrutural, ou seja, os que suportam maiores tensões sejam construídos com maior incerteza quanto às propriedades dos materiais empregados.

O procedimento de ensaio de prisma foi incorporado no texto da norma de execução e controle de obras NBR 15.961-2 (ABNT, 2013). A sua função é determinar a resistência à compressão da alvenaria. Neste ensaio devem-se ter vários cuidados, cito os principais abaixo:

- O prisma sempre é moldado dispondo a argamassa de assentamento sobre toda a face do bloco.
- A referência para o cálculo das tensões é sempre a área bruta e não líquida, como ocorre atualmente para prismas ociosos;
- A resistência de prisma será fornecida em valor característico e não no valor médio, tornando a norma de projeto e controle compatíveis quanto as suas exigências.

2.6. Patologia das alvenarias

A principal patologia que ocorre na alvenaria estrutural são as fissuras, que podem ser consequência de diversos fatores. Segundo Thomaz (2007) “os elementos e componentes de uma construção estão sujeitos às variações de temperatura, sazonais e diárias”. Repercutindo numa variação dimensional dos materiais de construção (dilatação ou contração), desenvolvendo nos materiais tensões, que poderão provocar o aparecimento de fissuras.

Porém, por vezes, alguns materiais podem sofrer fadiga pela ação de ciclos alternados de carregamento e descarregamento. As patologias também podem ocorrer quando uma parede dimensionada para suportar uma determinada carga é modificada com uma abertura na parede, o septo de parede remanescente recebe uma sobrecarga, esse fato pode provocar fissuras ou trincas, que ocorre quando as cargas atuantes excedem a capacidade de resistência da estrutura solicitada.

As fissuras causadas por sobrecarga são as originadas por excessivos carregamentos verticais de compressão nas paredes de alvenaria (MAGALHAES, 2004).

A alvenaria pode apresentar alguns pontos vulneráveis, com a interface entre a unidade de alvenaria, o bloco, e a argamassa, dependendo da aderência que ocorre entre esses dois elementos, que possuem características bem diferentes, sendo esta a região onde ocorrem os maiores esforços de tração e cisalhamento.

“A natureza da aderência entre o bloco e a argamassa é essencialmente mecânica. Como a hidratação é menor na interface do que no centro da camada de argamassa, devido à sucção do substrato, gera-se uma região de baixa resistência potencialmente favorável ao aparecimento de fissuras.” (GOMES, 2001).

As fissuras de sobrecarga são geralmente verticais, como apresentados na Figura 2.18, e decorrem de esforços transversais de tração induzidas nos blocos pelo atrito da superfície da junta de argamassa com a face maior dos blocos, porque a argamassa ao ser comprimida deforma mais do que os blocos, tendendo a expandir lateralmente e transmitindo assim tração lateral as unidades de alvenaria, no caso da alvenaria estrutural.

Fissuração vertical em trecho contínuo de alvenaria, devido à atuação de carga vertical uniformemente distribuída

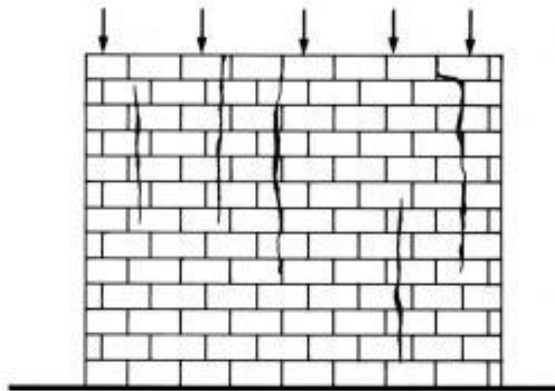


Figura 2.18. Fissuras verticais por sobrecarga. (Fonte: <http://www.ebah.com.br>)

No caso das fissuras horizontais por sobrecargas, elas ocorrem pela ruptura por compressão dos componentes, pode ser da junta de argamassa ou dos septos dos tijolos e blocos de furos horizontais, em função de excessivo carregamento de compressão na parede ou por possíveis solicitações de flexo-compressão. (MAGALHAES, 2004).

Segundo Thomaz (2007), no caso da alvenaria com furos dispostos horizontalmente (alvenaria resistente) a argamassa de assentamento apresentará deformações axiais mais acentuadas sobre as nervuras verticais dos blocos, provocando solicitações de flexão nas

nervuras horizontais o que poderá ocasionar a ruptura do bloco, e em efeito cascata romper outros blocos, conseqüentemente poderá ocasionar o colapso brusco da edificação.

Um fator a ser levado em conta em alguns tipos de fissuração é a presença de aberturas de portas, janelas e vãos de ar condicionado nas alvenarias estruturais, em cujos vértices ocorrem acentuadas concentrações de tensões e a melhor forma de combatê-las é a utilização de vergas e contravergas.

Entre outros fatores pode-se citar que as construções assentadas sobre seções de corte e aterro, locais com rebaixamento de lençol freático ou com falta de homogeneidade do solo, também ocasionam frequentemente essa patologia, mas nesse caso, normalmente o fator gerador é recalque em alguns dos apoios da edificação.

3. CONCEPÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL

3.1. Cargas verticais e horizontais

O projeto estrutural consiste em determinar, a partir de uma planta baixa, quais as paredes que irão receber cargas verticais, assim como às ações horizontais. Vários fatores podem contribuir para esta escolha, os dois principais são a utilização da edificação e a simetria da estrutura.

Depois de definida a estrutura, passa-se a considerar as ações atuantes, tanto verticais como horizontais. As ações verticais, produzidas pela ação da gravidade, são normalmente chamadas de cargas, onde temos o peso próprio da estrutura, a sobrecarga do revestimento do piso e teto, bem como da mobília e das pessoas, que atuam nas lajes. A reação das lajes são cargas verticais nas paredes, e como exemplo de ações horizontais tem-se a ação do vento e o desaprumo.

As principais cargas atuantes nas lajes de edifícios residenciais podem ser divididas em dois grupos: cargas permanentes e cargas variáveis. As principais cargas permanentes normalmente atuantes são:

- Peso próprio;
- Contrapiso;
- Revestimento e
- Paredes não portantes.

O peso das lajes pré-fabricadas é disponibilizado pelo fornecedor, no entanto quando a laje é de concreto armado moldado *in loco*, o seu peso é calculado através da seguinte fórmula:

$$PP_{laje} = \gamma_{ca} * e_l$$

PP_{laje} : Peso próprio da laje (por unidade de comprimento)

γ_{ca} : peso específico do concreto armado;

e_{laje} : espessura da laje.

Já as cargas variáveis são formadas pela sobrecarga de utilização, que de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2000), para os edifícios residenciais variam de 1,5 a 2,5 KN/m². A

carga accidental (sobrecargas) é calculada de acordo com a função da utilização da laje, as mais usuais em edifícios residenciais são apresentadas na tabela 3.1:

Tabela 3.1 - Sobrecargas

| Ambientes | Sobrecargas |
|-------------------------------------|-----------------------|
| Quartos, salas, cozinhas e WCs | 1,5 KN/m ² |
| Área de serviço | 2,0 KN/m ² |
| Escadas e Hall sem aceso ao público | 2,5 KN/m ² |
| Lajes de cobertura | 0,5 KN/m ² |

Fonte: NBR6120 (ABNT, 2000)

Para considerar o peso próprio das paredes, basta utilizar a expressão:

$$PP_{alv} = \gamma_{alv} * e_{alv} * h;$$

Onde:

PP_{alv} : peso da alvenaria (por unidade de comprimento)

γ_{alv} : peso específico da alvenaria (tabela 3.2)

e_{alv} : espessura da parede (bloco + revestimento)

h : altura da parede (não esquecer eventuais aberturas)

Tabela 3.2- Peso específico (KN/m³)

| Tipo de alvenaria | γ_{alv} = Peso específico KN/m ³ |
|---|--|
| Blocos vazados de concreto | 14 |
| Blocos vazados de concreto preenchidos com graute | 24 |
| Blocos cerâmicos | 12 |

Fonte: (RAMALHO, 2003)

Quanto às cargas horizontais, considera-se que o vento atua sobre as paredes que estão dispostas na perpendicular à sua direção. Estas passam a ação às lajes dos pavimentos que distribuem, de acordo com a rigidez, aos painéis de contraventamento, conforme a Figura 3.1.

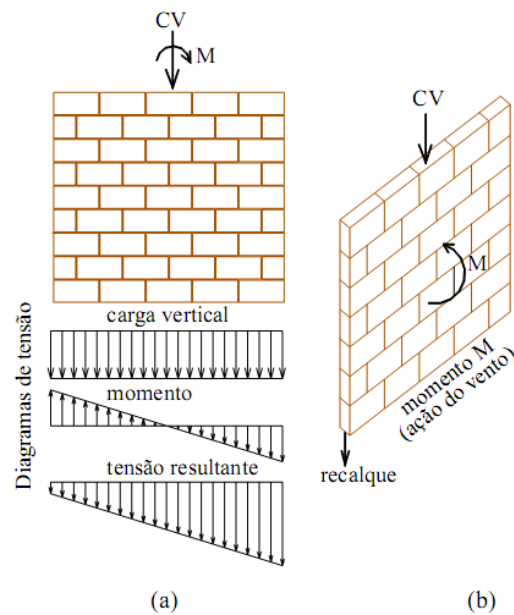


Figura 3.1. Tensão nas paredes: (a) Interna e (b) Externa. (ALVES, 2006)

A ação do vento deve ser transferida às paredes e a fundação, como esquematizado na Figura 3.2, mas pode ser desconsiderada se a edificação possuir menos de 5 (cinco) pavimentos e planta com paredes enrijecedoras nas duas direções de acordo com a Norma NBR 6123 (ABNT, 2013).

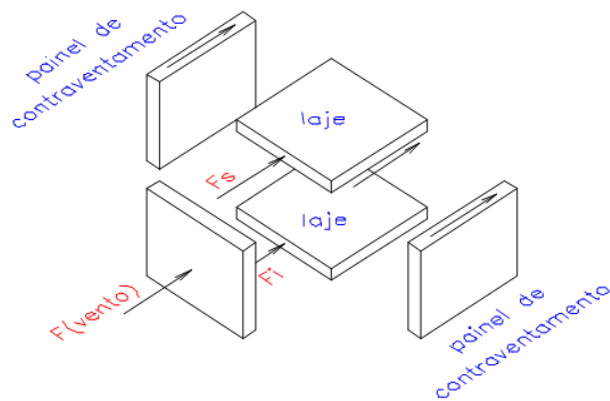


Figura 3.2.– Atuação do vento e distribuição para os painéis de contraventamento (ALVES, 2006)

A NBR 15961-1 (ABNT, 2011), determina ainda que numa parede estrutural a dispersão de qualquer ação vertical concentrada ou distribuída sobre um trecho de elemento se dará segundo uma inclinação de 45° , em relação ao plano horizontal de acordo com a Figura 3.3.

Quando se tem aberturas, a distribuição da carga é feita nas seções horizontais acima e abaixo das aberturas, excluindo as zonas limitadas por planos inclinados a 45° , tangentes às bordas da abertura.

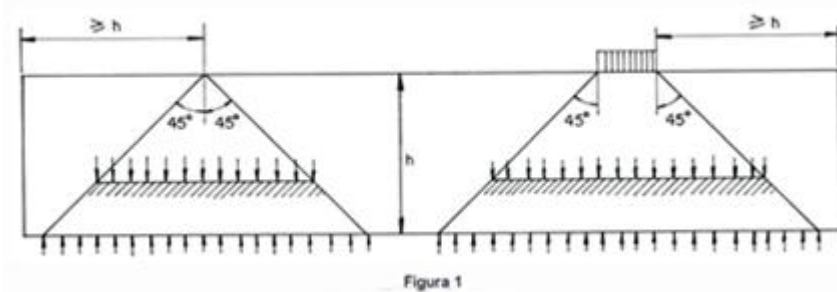


Figura 3.3.NBR 15961-1: Distribuição das cargas concentradas e parcialmente distribuídas. (ABNT, 2011)

Segundo Ramalho (2003) o espalhamento de cargas observados em paredes planas nos leva a supor que também ocorre em cantos e bordas, especialmente quando a amarração é realizada intercalando-se os blocos numa e noutra direção.

3.2. Interação de Paredes

As forças de interação só poderão se desenvolver quando os cantos e as bordas tiverem amarrados, ou seja, não tenham juntas no local. Havendo a interação entre as paredes ocorrerá o espalhamento das cargas nas juntas e cantos (Figura 3.4), tendo como consequência uma uniformização das cargas que atuam sobre essas paredes.

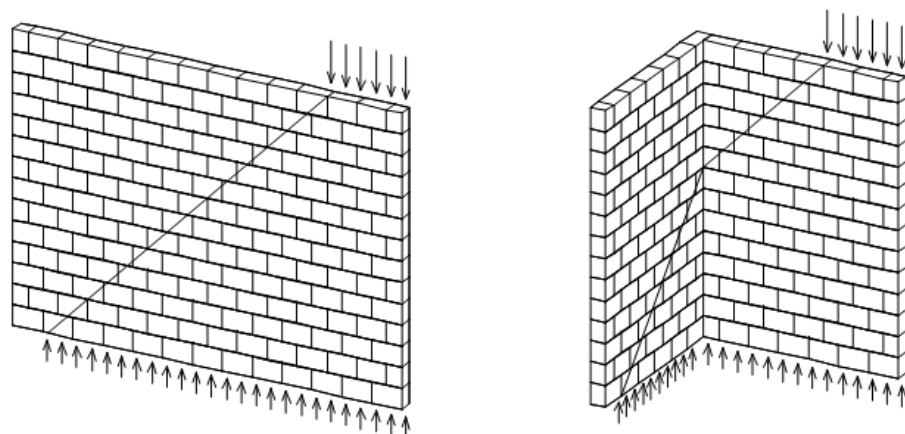


Figura 3.4. Espalhamento do carregamento em paredes planas e em "L". (RAMALHO, 2003)

Considerando que a abertura numa parede pode representar um limite entre as paredes, ou seja, a abertura pode caracterizar a interrupção do elemento. Mesmo assim,

também nesse caso, costuma haver forças de interação entre esses elementos, levando a espalhamento e uniformização das cargas.

Num determinado nível da edificação, verificou-se que as paredes podem apresentar cargas verticais bem diferentes, como por exemplo, as paredes internas tendem a receber carregamentos bem maiores que as paredes externas. Desse modo, a parede mais carregada determina a resistência do bloco utilizado no prédio. “Portanto a uniformização das cargas verticais apresenta como benefício à economia, pois haverá uma tendência a redução da resistência dos blocos utilizados”. (RAMALHO, 2003)

A distribuição de cargas numa parede isolada será realizada considerando cada parede como um elemento independente e não interagindo com as demais, o cálculo estrutural dessa forma é um procedimento simples, rápido e fornecendo uma maior segurança no cálculo estrutural, pois sem levar em conta a uniformização, os valores serão sempre mais elevados, entretanto terá como única desvantagem um custo maior da obra.

Entretanto, quando a distribuição de cargas é feita num grupo isolado de paredes, onde normalmente os limites dos grupos são as aberturas, portas e janelas, há uma uniformização das cargas dentro das paredes do grupo. O procedimento de cálculo é que se divida a laje em triângulos e trapézios, regiões formadas pelas linhas de rupturas das lajes de concreto, e que essas áreas de contribuição sejam levadas na formação dos grupos de paredes.

Na modelagem tridimensional em elementos finitos a estrutura é modelada com elementos de chapas ou membranas, e posteriormente discretizada, colocando os carregamentos ao nível de cada pavimento. Dessa forma a uniformização dar-se-á através da compatibilização dos deslocamentos ao nível de cada nó.

O método dos elementos finitos (MEF) se apresenta como uma ótima opção, mais próxima da realidade quanto à distribuição de cargas e apresentado um resultado melhor das distribuições de tensões nas paredes, mas segundo Ramalho (2003) esse método apresenta alguns inconvenientes como dificuldades nas montagens dos dados e na interpretação dos resultados.

3.3. Tensões admissíveis e estados limites

A funcionalidade de uma edificação tem relação direta com a segurança da estrutura, este fato pode ser entendido como a capacidade que os seus elementos têm de suportar as

diversas ações previstas durante toda a sua vida útil, garantindo a possibilidade da mesma de funcionar conforme sua destinação.

O conceito de segurança estrutural está baseado nas teorias que levam em conta a seguinte premissa: Um mesmo corpo, sob as mesmas condições de vinculação, recebendo uma mesma solicitação ao longo do tempo produzirá as mesmas respostas estruturais (esforços, tensões, deformações, deslocamentos).

Segundo Ramalho (2003), seguindo as normas vigentes em 2003, o método das tensões admissíveis introduz a segurança no projeto estrutural, mediante o estabelecimento de um coeficiente de segurança interno γ_i . Adota a regra que as tensões de serviço devem ser inferiores às tensões que provocam o escoamento ou ruptura do material analisado. Como forma de imprimir maior segurança ao método será embutido no valor da tensão admissível um coeficiente interno de minoração da tensão de ruptura.

Nesse método a estrutura é considerada elástica ao longo de sua vida útil, e o coeficiente interno γ_i é um único número, estabelecido de forma empírica, a partir da divisão de tensões de ruptura ou de escoamento pelo γ_i (eq. 3.1 e 3.2).

$$\sigma_{M,ser} \leq \sigma_{M,adm} \quad (3.1)$$

Onde,

$$\sigma_{M,adm} = \sigma_{rup} / \gamma_i, \quad (3.2)$$

- $\sigma_{M,adm}$ é a tensão máxima admissível;
- $\sigma_{M,ser}$ é a tensão máxima de serviço;
- σ_{rup} é a tensão de ruptura ou de escoamento do material;
- γ_i é o coeficiente de segurança interno.

Segundo a NBR 10837 (ABNT, 2000) as tensões admissíveis para a alvenaria estrutural armada e não-armada deviam ser baseadas na resistência dos prismas aos 28 dias e tem que constar na planta do projeto.

Este método tem sofrido várias críticas, primeiro porque não é possível interpretar “ γ_i ” como um coeficiente externo; depois porque existe uma preocupação exclusiva com a relação serviço x ruptura; e por fim, porque é forçada uma adequação ao método apenas para o comportamento linear.

Pode-se também conceituar a segurança de uma estrutura com a introdução da ideia de estado limite. Para tanto, uma estrutura que durante toda a sua vida útil não atingiu nenhum estado limite seria segura. Os estados limites podem ser:

- Estado Limite Último (ELU), que corresponde ao esgotamento da capacidade portante da estrutura, ou seja, são aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, e que pode ser ocasionado por perda de estabilidade do equilíbrio, ruptura, colapso, deterioração por fadiga, e excessos de deformação plástica que inviabilizem a sua utilização como estrutura;

Segundo a NBR 15.961-1 (ABNT, 2011) a segurança deve ser verificada através dos estados limites últimos (ELU) e dos estados limites de serviços atendendo à relação aos seguintes ELU:

- a) ELU da perda do equilíbrio da estrutura;
- b) ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no todo ou em parte, considerando também os efeitos de segunda ordem;
- c) ELU provocado por solicitações dinâmicas;
- d) ELU de colapso progressivo;
- e) Outros ELU que possam ocorrer em casos especiais.

O estado limite último é a análise de segurança realizada através da condição de segurança quanto à relação da solicitação de cálculo atuante (S_d) que não supere as resistências de cálculo (R_{ud}), segundo a relação (eq. 3.3):

$$S_d \leq R_{ud}. \quad (3.3)$$

Segundo a NBR 15.575-2 (ABNT, 2013), a resistência admitida de projeto, desde que aplicado a edifícios habitacionais de até cinco pavimentos, estabelecer uma resistência mínima de projeto através de ensaios destrutivos e do traçado do correspondente diagrama carga x deslocamento, deve ser (eq. 3.4 e 3.5):

$$R_{ud} = \left[R_{u1} - \frac{R_{u3}}{2} \cdot R_{u1} \right] \cdot \xi \frac{1}{\gamma_m} \leq (1 - 2 \cdot R_{u1}) \cdot \xi \frac{1}{\gamma_m}, \text{ com } \gamma_m \geq 1,5 \quad (3.4)$$

Onde:

$$\xi = [(1 + *_{UA}) \cdot (1 + *_{UB}) \cdot (1 + *_{UC}) \dots] \quad (3.5)$$

Sendo:

*_{UA} é igual ao coeficiente de variação do material A correlativa a R_{ud} ;

*_{UB} é igual ao coeficiente de variação do material B correlativa a R_{ud} ;

*_{UC} é igual ao coeficiente de variação do material C correlativa a R_{ud} .

Ainda segundo a norma para conservar válida a expressão de R_{ud} , as resistências médias dos materiais A, B, C etc. devem estar caracterizadas para o ensaio, garantindo-se ainda a homogeneidade do processo de produção dos elementos estruturais, de forma que estas médias sejam mantidas.

- Estado Limite de Serviço (ELS), são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência, além de boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pela estrutura. Está também relacionado às exigências funcionais e de durabilidade da estrutura, o que pode ser causado por excesso de deslocamentos, deformações, danos ou vibrações.

Segundo a NBR 15.961-1 (ABNT, 2011) estabelece que deva ser verificado o estado limite de Serviço (ELS) (eq. 3.6):

- a) Danos que comprometam apenas o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) Deformações excessivas que afetam a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) Vibração excessiva ou desconfortável.

$$S_d \leq R_{sd}. \quad (3.6)$$

Segundo a NBR 15.575-2 (ABNT, 2013), desde que aplicado a edifícios habitacionais de até cinco pavimentos, estabelecer uma modelagem matemática do comportamento conjunto para as deformações de serviço através de ensaios destrutivos e do traçado do correspondente diagrama carga x deslocamento:

$$R_{sd} = \left[R_{s1} - \frac{R_{s3}}{2} \cdot R_{s1} \right] \cdot \xi \frac{1}{\gamma_m} \leq (1 - 2 \cdot R_{s1}) \cdot \xi \frac{1}{\gamma_m} \quad (3.7)$$

Onde:

$$\xi = [(1 + *_{SA}).(1 + *_{SB}).(1 + *_{SC}) \dots] \quad (3.8)$$

Sendo:

*_{SA} é igual ao coeficiente de variação do material A correlativa a R_{sd};

*_{SB} é igual ao coeficiente de variação do material B correlativa a R_{sd};

*_{SC} é igual ao coeficiente de variação do material C correlativa a R_{sd}.

A vantagem do método dos estados limites sobre o das tensões admissíveis é que ele permite a definição de um critério direto para resistência e as condições de serviço da estrutura (eq. 3.9).

$$\sigma_d - S_d \geq 0 \quad (3.9)$$

Onde:

$\sigma_d = \sigma_k / Y_m$ é a resistência de cálculo e

$S_d = S(Y_f \times F_{bk})$ é a solitação de cálculo

Y_m e Y_f são coeficientes de ponderação

σ_k e F_k são valores característicos de resistência e ação, geralmente escolhidos de modo que 95% dos exemplares que representam σ_k excedam este valor e 95% das ações aplicadas sejam menores que F_{bk} .

A probabilidade de ruína é dada por (eq. 3.10):

$$P [\sigma_d - S_d \leq 0] = p \quad (3.10)$$

É necessário determinar os valores dos coeficientes Y_m e Y_f compatíveis com o valor de p pré-fixado. Para que isso seja feito, além de conceitos estatísticos, são utilizados também valores empíricos baseados na experiência acumulada de construção e em ensaios de laboratório.

Os coeficientes de ponderação γ_f , além dos coeficientes γ_g , γ_q , e γ_e apresentados na tabela 3.3 são particularizações do coeficiente γ_f , representando a ação (ou solitação) considerada (eq. 3.11):

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k \quad (3.11)$$

Tabela 3.3 Valores dos coeficientes γ_f

| Valores de γ_f | γ_g | γ_q | γ_e |
|-----------------------|------------|------------|------------|
| Efeito favorável | 1,4 | 1,4 | 1,2 |
| Efeito desfavorável | 0,9 | 1,4 | 1,2 |

Fonte: (RAMALHO, 2003)

Onde:

γ_g - representa as ações (ou solicitações) permanentes;

γ_q - representa as ações (ou solicitações) variáveis diretas;

γ_e - representa as deformações impostas.

Atualmente pela NBR 15.961-1 (ABNT, 2011) no projeto de alvenaria não armada submetidos a tensões normais, admitem-se as seguintes hipóteses:

- As tensões transversais se mantêm planas após as deformações;
- As máximas tensões de tração devem ser menores ou iguais à resistência à tração na alvenaria;
- As máximas tensões de compressão devem ser menores ou iguais à resistência à compressão da alvenaria indicada para a compressão simples, e esse valor deve ser multiplicado por 1,5 no caso de compressão na flexão.

3.4. Resistência à compressão da alvenaria

Um dos principais fatores que influencia na resistência à compressão dos painéis de parede é a resistência do bloco, portanto quanto mais resistente o bloco, mais resistente será a alvenaria. A análise desses fatores é regulamentada pela a NBR 15.961-2 (ABNT, 2011), que determina que a influência do bloco na alvenaria fosse medida através do fator de eficiência. O fator de eficiência de uma parede é determinado pela relação entre sua resistência à compressão e a do bloco, pela norma esse valor é em média 0,70 para o bloco de concreto. Esse fator também pode ser considerado pela relação da resistência à compressão do prisma e à do bloco.

Então o fator pode ser dado pelas duas expressões:

$$\eta = \frac{f_p}{f_b} \text{ ou } \eta = \frac{f_{par}}{f_b} \quad (3.12)$$

Onde,

η é o fator de eficiência;

f_p é a Resistência à compressão do prisma;

f_{par} é a Resistência à compressão da parede;

f_b é a Resistência à compressão do bloco;

Tabela 3.3- Valores Fator de eficiência

| Fator de eficiência (η) | Bloco | Valor Mínimo | Valor Médio | Valor Máximo |
|--------------------------------|----------|--------------|-------------|--------------|
| $\frac{f_{par}}{f_b}$ | Concreto | 0,4 | --- | 0,6 |
| $\frac{f_p}{f_b}$ | Cerâmico | 0,2 | --- | 0,5 |
| $\frac{f_p}{f_b}$ | Concreto | 0,5 | 0,7 | 0,9 |
| $\frac{f_p}{f_b}$ | Cerâmico | 0,3 | 0,5 | 0,6 |

Fonte: (RAMALHO, 2003)

Segundo Parsekian (2013), a normatização brasileira não menciona tabelas de relação prisma/bloco; ao contrário, indica que ensaios de caracterização de prisma e de bloco devem sempre ser executados antes do início de uma construção ou ao menos pelo fabricante do bloco a cada seis meses.

Quanto à influência da argamassa na resistência à compressão das paredes se destacam dois fatores: a espessura da junta horizontal e a resistência à compressão da argamassa.

Em relação à espessura da argamassa a NBR 10837 (ABNT, 2000) recomenda que seja de 1 cm, não devendo ser menor porque se houver alguma falha na execução, esse fato poderia permitir que alguns pontos da superfície do bloco acabassem se tocando, gerando uma concentração de tensões que afetaria de forma negativa a resistência da parede. Também não deve ser maior, porque diminuiria o confinamento da argamassa e conseqüentemente a resistência da parede, pois é esse confinamento que a torna pouco suscetível à ruptura. Segundo Camacho (1995, *apud* Ramalho, 2003), a cada aumento de 0,3 cm na espessura da argamassa há uma redução de 15% na resistência da parede. Segundo este autor: “A resistência à compressão da argamassa só influencia na parede se for 30 a 40% menor que a resistência do bloco” (RAMALHO, 2003).

A influência do graute é proporcional à área preenchida, principalmente no bloco de concreto, por exemplo, tomando-se um bloco de resistência igual a 6 MPa na área bruta e com

50% de vazios, após o preenchimento dos vazios com graute a sua resistência será de 12 MPa. Entretanto, no caso dos blocos cerâmicos essa avaliação torna-se mais complexa.

Francis *et al* (1971) desenvolveram um modelo teórico para a ruptura de prismas de alvenaria submetidos a esforço de compressão axial. Eles supuseram a ocorrência de tensões de tração nos tijolos provocada pela excessiva deformação da argamassa, conforme a Figura (3.5). Esse fato é explicado pela existência de diferentes módulos de elasticidade dos materiais usados para a execução do prisma.

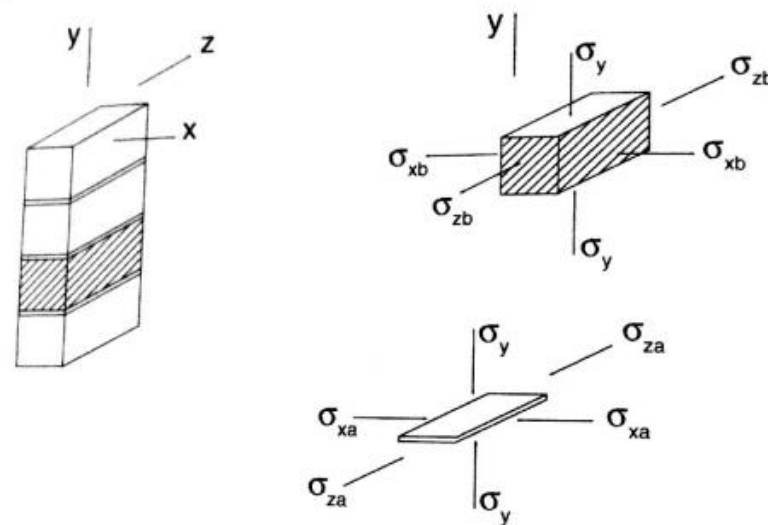


Figura 3.5. Estado de tensões atuantes nos blocos e nas juntas de argamassa. (RAMALHO, 2003)

No comportamento do prisma, ao ser submetido a um estado de compressão axial, é suposto que a argamassa, por ter módulo de elasticidade menor, tende a deformar-se mais do que o bloco, submetendo-o a tensões de tração. (RAMALHO, 2003).

3.5. Características Geométricas e físicas que influenciam na Resistência das paredes

É necessário discutir as características geométricas de elementos de alvenaria, para tanto é preciso conhecer os conceitos de parede e pilar. Segundo a NBR 10837 (ABNT, 2000), parede é “um elemento laminar vertical, apoiado de modo contínuo em toda a sua base, com comprimento maior que cinco vezes a espessura”, enquanto o pilar, segundo a mesma Norma, é um elemento semelhante a parede, onde o comprimento é menor que cinco vezes a sua espessura.

3.5.1. Espessura Efetiva (t_{ef})

A espessura efetiva é a espessura da parede sem o revestimento. A NBR 10837 (ABNT, 2000) menciona espessura mínima de 14 cm para paredes armadas e não armadas. A NBR 15.961-1 (ABNT, 2011), determina que em edificações de alvenaria estrutural com mais de 2 pavimentos a espessura mínima da parede é de 14 cm.

3.5.2. Altura Efetiva (h_{ef})

A altura efetiva de paredes e pilares de alvenaria, segundo a Norma NBR 15.961-1 (ABNT, 2011) seguem as especificações abaixo:

- $h_{ef} = h$, quando existe travamento na base e no topo;
- $h_{ef} = 2h$, quando o topo é livre;

3.5.3. Esbeltez (λ)

A esbeltez é definida pela razão entre a altura efetiva e a espessura efetiva (eq.3.13).

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (3.13)$$

Tabela 3.4 - Índices máximo de esbeltez. (Norma antiga).

| Tipo de Alvenaria | Elemento | Esbeltez |
|--------------------------|-------------------|-----------------|
| Não armada | Paredes | 20 |
| | Pilares | 20 |
| | Pilares isolados | 15 |
| Armada | Paredes e Pilares | 30 |
| Não estrutural | Paredes | 36 |

Fonte: (RAMALHO, 2003)

Tabela 3.5 - Valores máximos dos Índices de esbeltez de paredes e pilares.

| Especificação | Valores |
|----------------------|----------------|
| Não armados | 24 |
| Armados | 30 |

Fonte: NBR 15.961-1 (ABNT, 2011)

A norma atual permite que a parede não armada tenha um índice de esbelteza maior, ou seja, pode-se diminuir a espessura do bloco para uma mesma altura efetiva de parede.

3.5.4. Parâmetros elásticos para alvenaria

Um importante parâmetro para o cálculo da alvenaria estrutura são os módulos de deformação longitudinal e transversal, onde o módulo de deformação longitudinal é a relação entre a tensão e deformação da alvenaria. Como a curva tensão-deformação não é linear, o módulo de elasticidade pode ser definido como a secante entre 5 e 30% da tensão de ruptura em ensaios de prisma. Usualmente, este módulo é calculado pela fórmula $E_{alv} = \xi * f_p$, sendo ξ obtido por resultados de grandes conjuntos de testes e f_p é a resistência do prisma, também obtido através de ensaios. O módulo de deformação, segundo Ramalho, é mostrado na tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Módulo de deformação da alvenaria

| Bloco | Módulo de deformação | E_{alv} (MPa) | Valor Máximo (MPa) |
|--------------|-----------------------------|-----------------------------------|---------------------------|
| Concreto | Longitudinal | $800 f_p$ | 16.000 |
| | Transversal | $400 f_p$ | 6.000 |
| Cerâmico | Longitudinal | $600 f_p$ | 12.000 |
| | Transversal | $300 f_p$ | 4.500 |

Fonte: NBR 15.961-1 (ABNT, 2011)

O módulo de elasticidade é relativo a carregamentos de curta duração, pois assim como ocorre com o concreto armado, deformações ao longo do tempo em razão da fluência podem ser significativas para a alvenaria.

Os resultados de ensaios feitos por Lenczner (1980) indicam a relação entre deformação final e deformação inicial entre 2 e 4, dependendo da propriedade dos blocos, argamassa, idade e teor de umidade. Verificou-se que as alvenarias de blocos cerâmicos têm uma deformação por fluência menor que as de bloco de concreto. Parsekian (2013) sugere os seguintes valores de fluência para os projetos:

- Blocos de concreto: $C = 0,5 \text{ mm/m/MPa}$;
- Blocos cerâmicos: $C = 0,4 \text{ mm/m/MPa}$.

Para verificação das deformações no estado limite de serviço (ELS), na revisão da norma brasileira, é considerada a deformação por fluência igual à deformação elástica inicial, ou seja, deformação final igual ao dobro da deformação inicial.

3.6. Compressão Simples

Na alvenaria estrutural os elementos submetidos à compressão simples são as paredes e os pilares, sejam eles armados ou não. Na resistência à compressão axial a tensão atuante (eq. 3.14) em elementos comprimidos será a força atuante dividida pela área, conforme a Figura 3.6. Segundo a NBR 6136 (ABNT, 2016) considera como sendo a área bruta, a área da seção perpendicular ao eixo dos furos sem o desconto das áreas dos vazios, ou seja, num bloco de 14 cm espessura por 19 cm de comprimento a área bruta será o produto de 14 x 19.

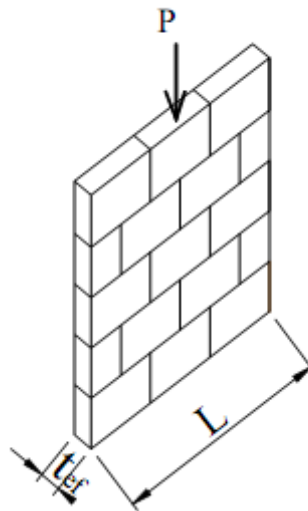


Figura 3.6. Compressão axial. (ALVES, 2006)

$$\sigma_{alv,c} = \frac{P}{t_{ef} \cdot l} \quad (3.14)$$

- $\sigma_{alv,c}$ é a tensão de compressão atuante;
- P é a carga total atuante na parede;
- t_{ef} é a espessura efetiva da parede;
- l é o comprimento da parede.

Segundo a NBR 15.961-2 (2011) em paredes de alvenaria estrutural, o esforço resistente do cálculo é obtido através das seguintes equações (eq. 3.15 e eq. 3.16):

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R \quad (3.15)$$

$$N_{rd} = \gamma_f N_k \leq \begin{cases} 1,0 & \text{paredes} \\ 0,9 & \text{pilares} \end{cases} x \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} x \left[1 - \left[\frac{h_e}{40 t_e} \right]^3 \right] x A, \quad (3.16)$$

Onde,

$$\gamma_f = 1,4 \text{ e } \gamma_m = 2,0$$

N_{dr} é a força normal resistente de cálculo;

f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção resistente;

$R = 1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3$, é o coeficiente redutor devido à esbelteza da parede.

Na resistência à compressão localizada a tensão de contato (eq. 3.17) surge quando, vergas ou outros elementos se apoiam sobre uma parede, de forma que a carga atuante seja considerada concentrada, conforme a Figura 3.7.

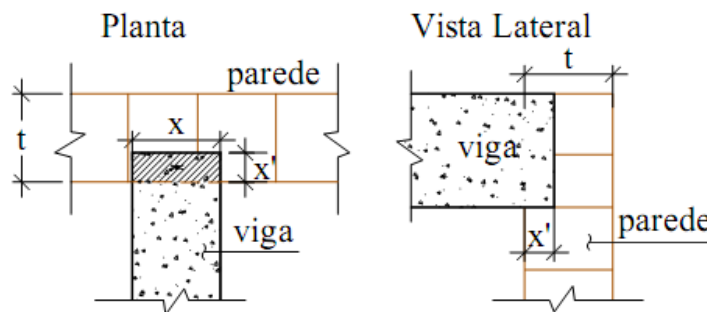


Figura 3.7. Compressão localizada na parede. (ALVES, 2006)

$$f_{con} = \frac{P}{x \cdot x'} \quad (3.17)$$

Onde:

- f_{con} é a tensão de contato;
- P é a carga total atuante na parede;
- x' é a espessura apoiada;
- x é o comprimento apoiado.

Excentricidades nos carregamentos sobre pilares devem ser consideradas, e nesse caso, será necessário dimensioná-los como submetido a uma flexão composta.

Observe-se que o f_p é a resistência média à compressão dos prismas. Em geral, as faixas de resistência de blocos usualmente empregados no Brasil, adota-se argamassa com $5,0 \leq f_a \leq 12,0$ MPa. O diagrama na Figura 3.8.

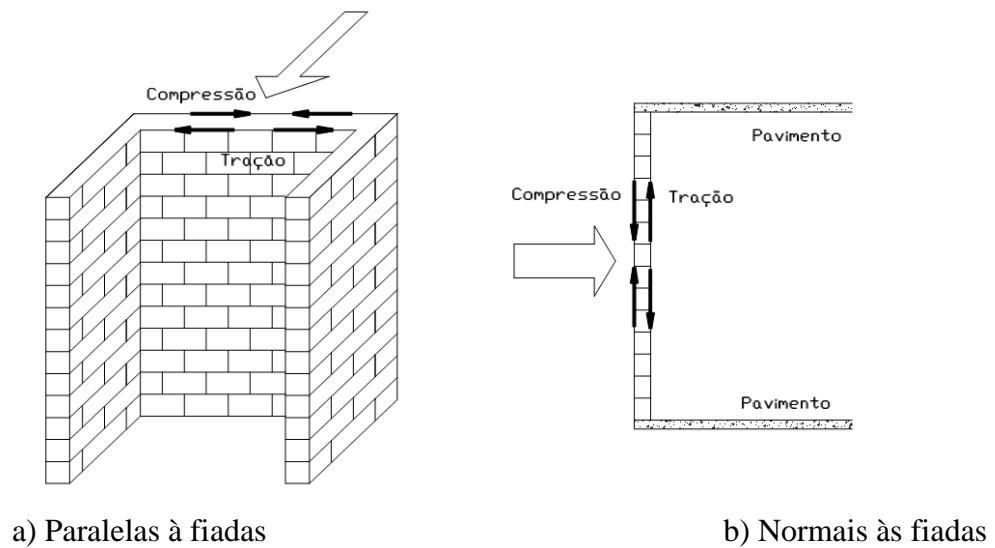


Figura 3.8. Tensão de tração na flexão. (ALVES, 2006)

3.7. Flexão Simples

Segundo Ramalho (2003), Vigas e vergas são elementos estruturais lineares destinados a suportar e transmitir ações verticais mediante um comportamento predominante de flexão. Normalmente utiliza-se o termo verga quando o elemento estrutural está colocado sobre vãos de aberturas de portas e janelas.

Além desses, muros de arrimo e paredes de reservatório, que também são encontrados com bastante frequência nesse tipo de edificações, podem ser considerados como submetidos à flexão simples, para tanto é necessário que as tensões de compressão sejam relativamente pequenas em relação às de flexão. Observar-se que os casos de compressão e flexão simples são provavelmente as solicitações mais comuns.

3.8. Resistência ao Cisalhamento

Nos elementos de alvenaria solicitados por esforço cortante horizontal (eq.3.18), sabendo que as forças cortantes máximas ocorrem geralmente próximas ao apoio, e a tensão de cisalhamento (Figura 3.9) é calculado pela seguinte formula:

$$f_{cis} = \frac{V}{b \cdot t_{ef}} \quad (3.18)$$

Onde:

- V é o esforço cortante horizontal, sem majorar;

- b é a largura efetiva da seção transversal;
- t_{ef} é a espessura efetiva.

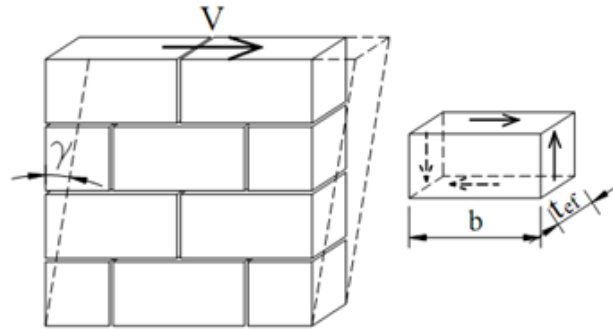


Figura 3.9. Cisalhamento. (ALVES, 2006)

3.9. Resistência à flexão composta

A flexão composta acontece quando ocorre interação entre carregamento axial e momentos fletores (Figura 3.10), e é uma solicitação comum nas paredes de alvenaria estrutural que compõem um edifício. Ocorre, porque as paredes que fazem parte do sistema de contraventamento lateral suportam as ações gravitacionais, provenientes do peso próprio, sobrecargas de utilização etc., além de resistirem às ações horizontais provenientes do vento, do empuxo do solo ou da água e do desaprumo, que é o muito comum nos edifícios de alvenaria estrutural e alvenaria resistente.

Quando aparecem tensões de tração nas seções transversais das peças, e tendo conhecimento que a resistência à tração da alvenaria é muito reduzida, nesse caso, é necessário dispor armaduras que possam absorver a resultante da tração.

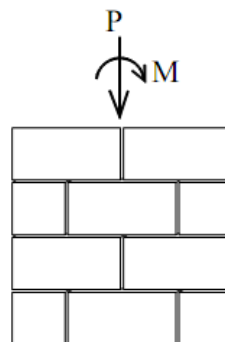


Figura 3.10. Flexão composta. (ALVES, 2006)

Segundo a NBR 10837 (ABNT, 2000) se a excentricidade for tal que produza tração na parede ou pilar, a ação transversal deve ser baseada na seção fissurada desde que as

tensões de tração não excedam os valores limites da referida norma. Nesse cálculo os coeficientes de segurança não devem ser inferiores a 3. A excentricidade é calculada por (eq. 3.19):

$$e = \frac{M}{P} \quad (3.19)$$

Onde:

- M é o momento atuante;
- P é a carga total atuante sobre a parede.

O primeiro passo é verificar se uma seção submetida à flexão composta ocorre eventuais tensões de tração. Essa verificação é calculada pela fórmula (eq. 3.20):

$$f_{alv,f} - 0,75f_{alv,c} - \bar{f}_{alv,t} \quad (3.20)$$

Onde:

- $f_{alv,f}$ é a tensão atuante devido à flexão;
- $f_{alv,c}$ é a tensão atuante devido à compressão;
- $\bar{f}_{alv,t}$ é a tensão admissível à tração da alvenaria não armada (normal à fiada).

Quando ocorrem carregamentos combinados, as tensões de compressão devem satisfazer a expressão de interação (eq. 3.21):

$$\frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} + \frac{f_{alv,t}}{\bar{f}_{alv,t}} \ll 1,00 \quad (3.21)$$

Onde:

- $f_{alv,c}$ é a tensão de compressão atuante;
- $\bar{f}_{alv,c}$ é a tensão admissível à compressão;
- $f_{alv,t}$ é a tensão de flexão atuante;
- $\bar{f}_{alv,t}$ é a tensão admissível de flexão.

Caso na combinação também seja considerada a ação do vento, a NBR10837 (ABNT, 1989) prescreve que podem ser acrescidos 33% sobre os limites das tensões. Isso gera a seguinte relação (eq. 3.22):

$$\frac{f_{alv,c}}{\bar{f}_{alv,c}} + \frac{f_{alv,t}}{\bar{f}_{alv,t}} \ll 1,33 \quad (3.22)$$

3.10. Efeito arco

A alvenaria é utilizada há Séculos pelo homem, no começo por método de tentativas e erros. Ao longo do tempo criaram-se regras de construção no intuito de aprimorar o processo construtivo. Com o advento do concreto armado houve uma evolução das formas, altura e dimensões das obras de engenharia. É possível um leigo acreditar que existe uma interação entre a parede de alvenaria e uma viga em concreto armado, a sua estrutura de suporte.

Segundo Correa e Page (2001) existia uma idealização das ações no funcionamento das estruturas de concreto, que a título de ilustração se adota uma viga biapoiada que serve de apoio a uma parede de alvenaria como mostra a figura 3.11. O esquema usual consiste em considerar a ação da parede sobre a viga como uma força vertical linearmente distribuída com taxa uniforme.

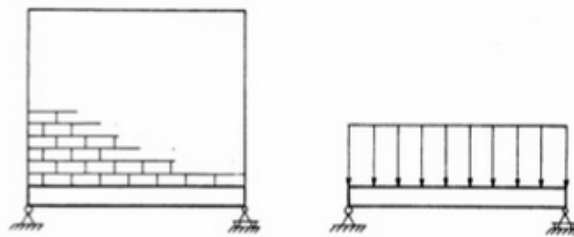


Figura 3.11. Parede sobre viga – ação usual (PARSEKIAN, 2013)

Wood (1952) descreveu o comportamento de uma parede sobre uma viga como sendo a de um arco atirantado, onde a viga funciona como um tirante formando o arco na parede. Portanto, levando em conta o efeito arco sobre o comportamento do conjunto parede-viga, o esquema do carregamento da viga pode ser expresso por forças verticais e horizontais junto aos apoios da viga, como mostra a Figura 3.12.

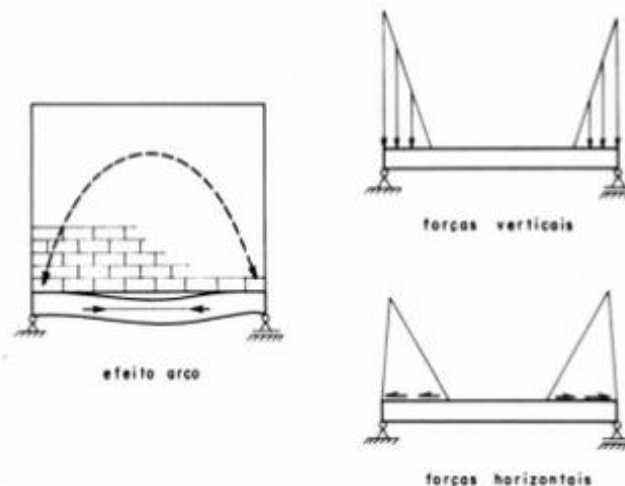


Figura 3.12. Parede sobre viga- ação alternativa (PARSEKIAN, 2013)

Segundo Parsekian (2013) o carregamento vertical é transferido da parede para os cantos próximos aos apoios da viga, e na parte central da viga existe uma tendência de separação com a alvenaria. No caso de uma viga muito flexível, esta pode se separar totalmente da parede, portanto não receber nenhuma parcela da carga vertical, funcionando apenas como um tirante, neste caso transferindo toda a carga vertical aos apoios. Este fenômeno não ocorrerá numa viga extremamente rígida.

Pode-se dizer que o efeito de arco é a tendência de uma estrutura para redistribuir as cargas, aumentando-as nas zonas mais rígidas e aliviando-as nas zonas mais deformáveis.

Wood (1952) enunciou regras empíricas baseadas em resultados de ensaios que permitiam a redução do momento fletor até uma relação da ordem de $PL/100$, quando a parede não tinha aberturas de portas ou janelas próximas aos apoios, ou $PL/50$ quando a parede possuía aberturas de portas ou janelas próximas aos apoios. Onde L é o vão da viga e P a carga, considerando o peso próprio do sistema parede-viga acrescido de alguma sobrecarga existente. Diversos autores afirmaram que as distribuições de tensões de cisalhamento e vertical podem ser representadas por diagramas triangulares, assim como o mostrado na Figura 3.13.

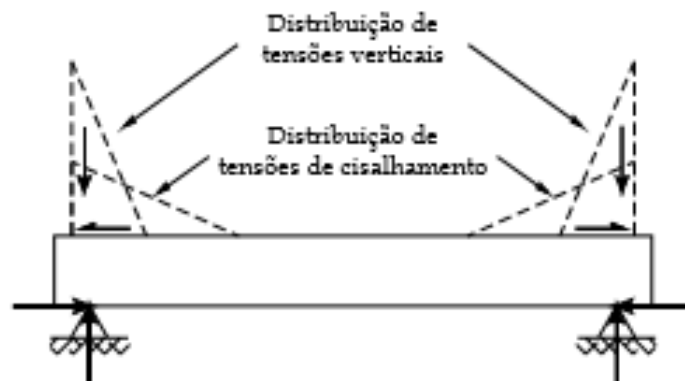


Figura 3.13. Tensões verticais e de cisalhamento na viga (BARBOSA, 2006)

O formato do diagrama de tensões horizontais é bem conhecido, representando uma região comprimida e outra tracionada como se verifica na Figura 3.14. Como Barbosa (2000) observa, quando a linha neutra está localizada dentro da viga, tem-se a situação de uma viga trabalhando à flexão, com a armadura superior comprimida, a inferior tracionada e compressão em toda a altura da parede. Já para o caso da linha neutra está localizada na parte inferior da parede, a viga se encontra totalmente tracionada, trabalhando como um tirante, assim como a base da parede.

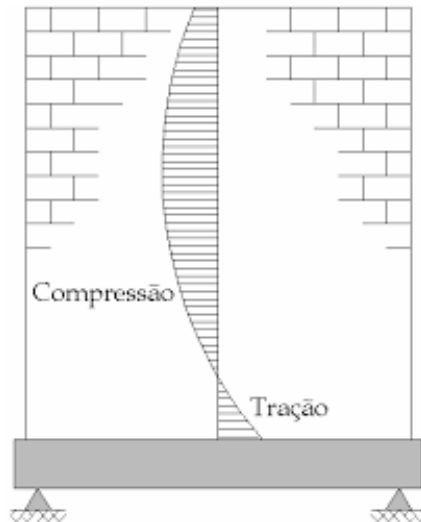


Figura 3.14. Diagrama de tensões horizontais (BARBOSA, 2000)

De acordo com Lu et *al* (1985), a posição da linha neutra é influenciada basicamente pelo carregamento e pela relação H/l (altura pelo vão). Os autores indicam que, para o caso de parede com relação $H/l < 0,5$, antes do início da fissuração da viga a linha neutra está localizada no interior da viga. No caso de paredes com $H/l \geq 0,75$, nota-se que desde o início do carregamento, as armaduras superiores e inferiores já estão sendo solicitada por tensão de tração, como mostra a Figura 3.15.



Figura 3.15. Concentração de na base da parede (PAES, 2008)

O efeito arco é importante na análise da interação da parede de alvenaria e a sua estrutura de suporte. Observa-se que o comportamento impacta na transferência da carga vertical da parede para o elemento de apoio. Assim uma parte da carga localizada no centro da viga direciona-se para a região onde estão os apoios. Nesse caso, os esforços solicitantes da viga, em especial os momentos fletores, tendem a ser diminuídos, mas em contrapartida passa a ter uma maior concentração de tensões nos extremos das paredes, ou seja, nos apoios.

Wood (1952) indica que o arco se forma a partir de uma relação entre altura da parede e comprimento da viga, maior ou igual a 0,6, ou seja, $H/l \geq 0,6$. Para valores inferiores a estes ocorre um aumento nas tensões de cisalhamento na interface parede-viga, podendo até romper o material nessa região.

Segundo Stafford Smith e Riddington (1977), o arco se forma a partir de uma relação $H/l \geq 0,7$, para uma razão entre a altura da parede e o vão da viga maior que 0,7. Nestes casos, o peso da porção da parede acima de $0,70L$ seria considerado apenas como acréscimo de carga, não influenciando na formação do arco, como mostra a Figura 3.16. Essa hipótese foi utilizada nos trabalhos de Barbosa (2000), Silva (2005) e Paes (2008).

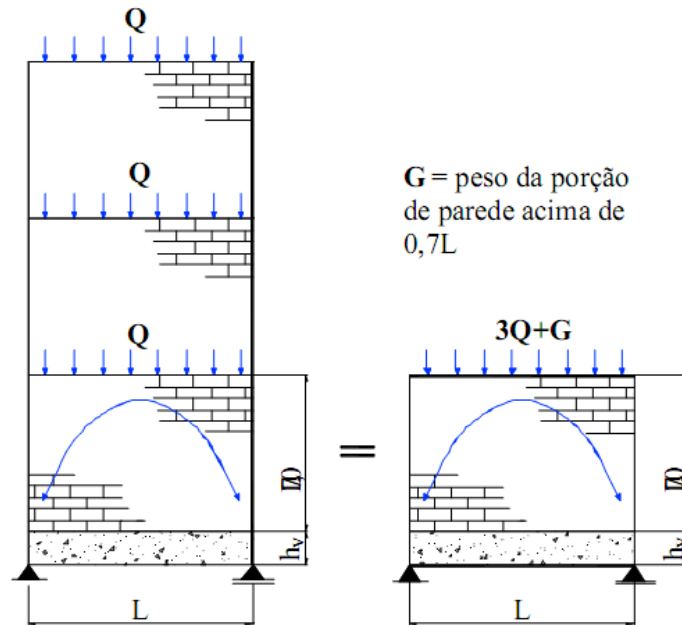


Figura 3.16. Sistema parede-viga com carregamento equivalente. (PAES, 2008)

Considerando que a maioria das edificações de alvenaria estrutural tem pés-direitos em torno de 2,80m, as paredes com vão menor que 4,0m vão apresentar a abordagem descrita acima. Também, deve-se levar em conta que além da altura da parede e do vão da viga, a distribuição de tensões sofre a influência de outros fatores como, por exemplo, inércia da viga, espessura da parede, e razão entre o módulo de elasticidade da parede e da viga.

3.10.1. Análise da rigidez

De acordo com Haseltine e Moore (1981), existem três condições principais para se determinar a capacidade da alvenaria de formar um arco. A primeira é que a razão entre a altura e o comprimento da parede seja maior que 0,6. A segunda é que as aberturas não estejam localizadas na região do arco imaginário, geralmente definida por dois arcos com centro no meio da viga de comprimento L e raios $0,25 L$ e $0,60 L$ (Figura 3.17). A terceira é que a tensão majorada imposta pela ação do arco não exceda a capacidade de compressão local a alvenaria.

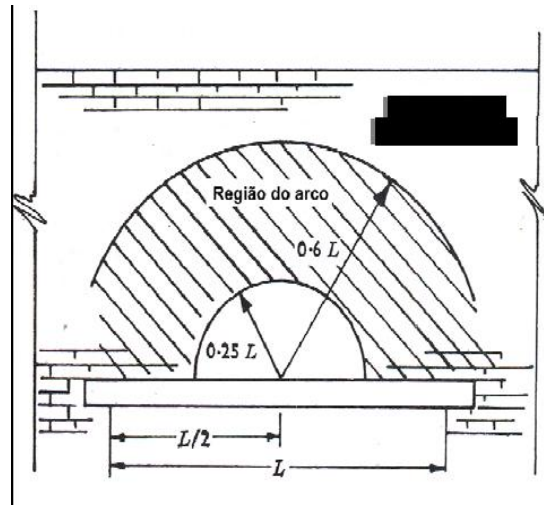


Figura 3.17. Região de formação do arco (RIDDINGTON; STAFFORD SMITH, 1978).

Para definir de maneira mais simplificada como a formação do arco interfere na distribuição das cargas verticais, deve-se determinar a rigidez relativa do sistema parede-viga.

Wood (1952) propôs que para calcular os esforços nas vigas utilize coeficientes de momentos e de tração, além de um método para determinar a máxima tensão de compressão na parede. Davies e Ahmed (1978) em estudo baseado no método de elementos finitos, propuseram duas expressões para calcular a rigidez relativa entre a parede e a viga (eq. 3.23 e eq. 3.24):

$$K_F \ll \sqrt[4]{\frac{E_a t h^3}{E_v I_v}} \quad (3.23)$$

$$K_A \ll \sqrt[4]{\frac{E_a t h}{E_v A_v}} \quad (3.24)$$

Onde:

- E a: módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria;
- E v: módulo de elasticidade longitudinal da viga;
- I v: momento de inércia da viga de apoio;
- h: altura da parede;
- t: espessura da parede;
- L: distância entre apoios

O coeficiente K_F leva em conta a rigidez relativa à flexão entre a parede e a viga. Como ambos os elementos tem o mesmo comprimento, K_A é uma medida de rigidez axial relativa entre a parede e a viga.

Analisando um sistema viga parede onde todos os fatores se mantêm constantes, exceto a inércia da viga de apoio, observa-se que, quando se diminui essa variável aumenta o valor do coeficiente de rigidez. Portanto a influência do arco é mais forte, conseqüentemente diminui a carga vertical no vão central da viga e aumenta a concentração de tensão na parede.

Desta forma, conclui-se que valores elevados de rigidez mostram vigas mais flexíveis em relação às paredes. Por outro lado, com valores mais baixos de rigidez relativa, são observadas vigas mais rígidas em relação às paredes, aumentando a carga no meio do vão da viga e diminuindo a concentração de tensões nas paredes.

Tabela 3.7 - Rigidez da viga de acordo com o K_F

| Valores | Elementos |
|---------------|---------------------|
| $K_F > 7$ | Viga muito flexível |
| $5 < K_F < 7$ | Viga flexível |
| $K_F < 5$ | Viga rígida |

Fonte: (PARSEKIAN, 2013).

Para compreender o comportamento do sistema parede-viga a Figura 3.18 apresenta a distribuição da tensão de compressão vertical sobre os comprimentos de contato entre a alvenaria e a viga de apoio.

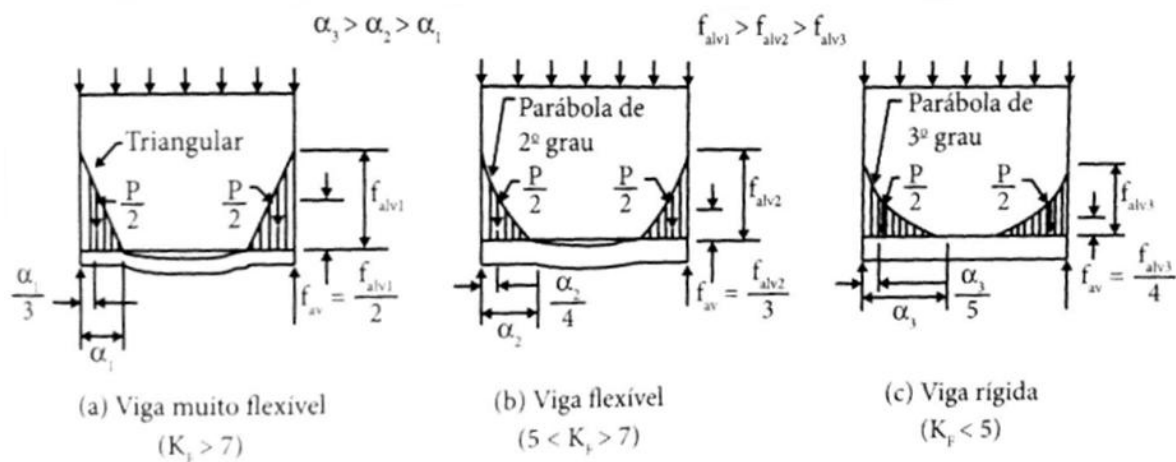


Figura 3.18. Distribuição da tensão de compressão vertical sobre os comprimentos de contato entre a alvenaria e a viga de apoio. (PARSEKIAN, 2013)

No caso do efeito arco a parede pode romper por esmagamento a compressão nos cantos próximos aos apoios, por escorregamento na interface parede-viga, ou a viga pode romper pela combinação das tensões normais de flexão e tração.

Davies e Ahmed (1978) propõem a expressão 3.3 para determinar o comprimento de contato entre a parede e a viga, baseados em modelos em elementos finitos e ensaios experimentais (eq. 3.25):

$$\alpha = \frac{l}{1 + \beta K_F} \quad (3.25)$$

Onde β é a função da relação entre a altura e o comprimento da alvenaria, H/l . Quando determinado o comprimento de contato a partir de α , e considerando uma distribuição triangular dos carregamentos próximos aos apoios, é possível determinar as tensões e momentos na parede e viga. Este cálculo é feito por uma simples análise estática, como mostra a Figura 3.19. A resistência da parede ou viga e a deformação na viga são critérios para o limite do projeto.

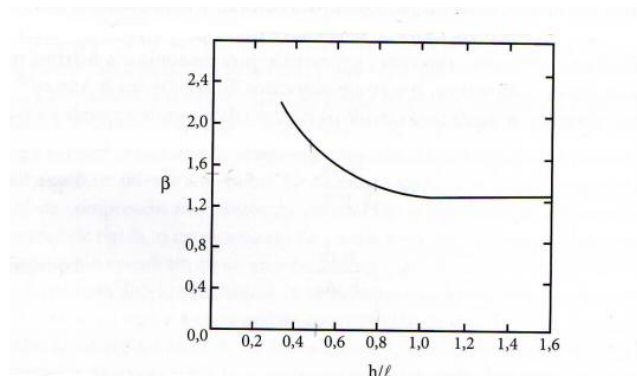


Figura 3.19. Valor do fator β em função da relação h/l para análise do comportamento conjunto parede-viga de apoio. (PARSEKIAN, 2013)

Considerando a distribuição das cargas verticais próximas aos apoios:

Máxima compressão na parede (eq. 3.26):

$$f_{a/v} \leq C_1 \frac{P}{lt} \quad (3.26)$$

Tensão de cisalhamento máxima na interface parede-viga (eq. 3.27):

$$\tau_{a/v} \leq C_1 C_2 \frac{P}{lt} \quad (3.27)$$

Máxima tração na viga (eq. 3.28):

$$T = C_2 P \quad (3.28)$$

Momento fletor máximo na viga (eq. 3.29);

$$M = \frac{1}{C_1} (C_4 - C_2 C_3 \frac{d}{l}) Pl \quad (3.29)$$

Sendo:

d = altura útil da viga;

P = carga vertical total sobre a parede

As cargas verticais próximas ao apoio tem o formato variando de linear até parábola de 3º grau, fator que influencia nos valores de C3 e C4 (tabela 3.8).

Tabela 3.8 – Valores de C3 e C4.

| Valores | C3 | C4 |
|-----------------|-----|------|
| $KF \leq 5$ | 2,0 | 0,20 |
| $5 < KF \leq 7$ | 1,5 | 0,19 |
| $KF \geq 7$ | 1,0 | 0,17 |

Fonte: Parsekian (2013)

Os valores C1 e C2 são encontrados nos gráficos da figura 3.20.

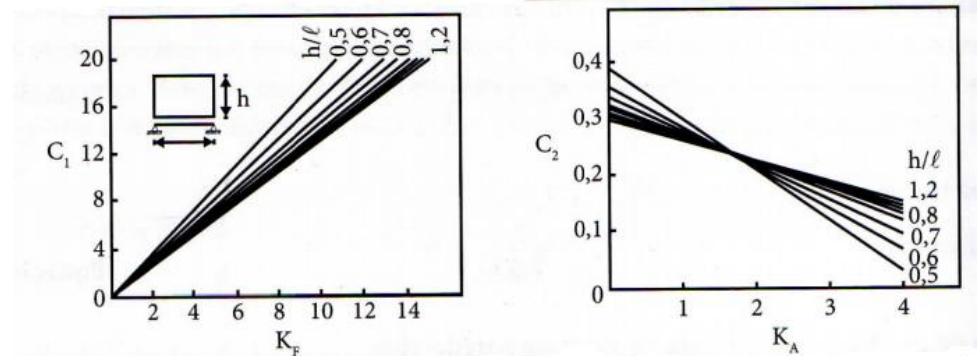


Figura 3.20. Valores coeficientes C1 e C2 para análise do comportamento conjunto parede-viga de apoio. (PARSEKIAN, 2013)

Segundo Davies e Ahmed (1978) o máximo deslocamento no meio do vão da viga pode ser aproximadamente calculado através da seguinte equação (eq. 3.28):

$$\delta \leq \frac{Pl}{240 E_v I_v} \left[\frac{5C_1 - 2}{C_1^3} + \frac{25P_v}{8P} - \frac{10C_2}{l} \right] + \frac{3Pl}{10E_a ht} \quad (3.28)$$

Onde P é o peso próprio da viga.

Os efeitos de fissuração da viga devem ser levados em conta quando do cálculo do momento de inércia desta, I_v . O deslocamento máximo deve ser comparado com o limite de deslocamento de paredes é igual ao vão/500 e 10 mm.

As Juntas de movimentação podem ser previstas na alvenaria para permitir acomodação de maiores deformações, porém não haverá efeito arco nesse caso e a viga deve ser dimensionada para resistir a toda carga vertical.

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Esta dissertação analisou os impactos causados por aberturas em paredes, à luz do efeito arco, em edificações de quatro pavimentos de alvenarias resistente e estrutural, com estrutura do prédio cintada e não cintada, quando essa abertura é feita em parede localizada no térreo, e que não estava prevista no projeto original. Para a análise estrutural foram utilizados modelos computacionais baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF), validando os resultados do software através de cálculos analíticos.

4.1. Descrição do experimento - detalhamento

A edificação estudada é um prédio de quatro pavimentos em alvenarias resistente e estrutural, com uma planta baixa (Figura 4.1) bastante comum entre as edificações desse tipo na Região Metropolitana do Recife, Pernambuco.

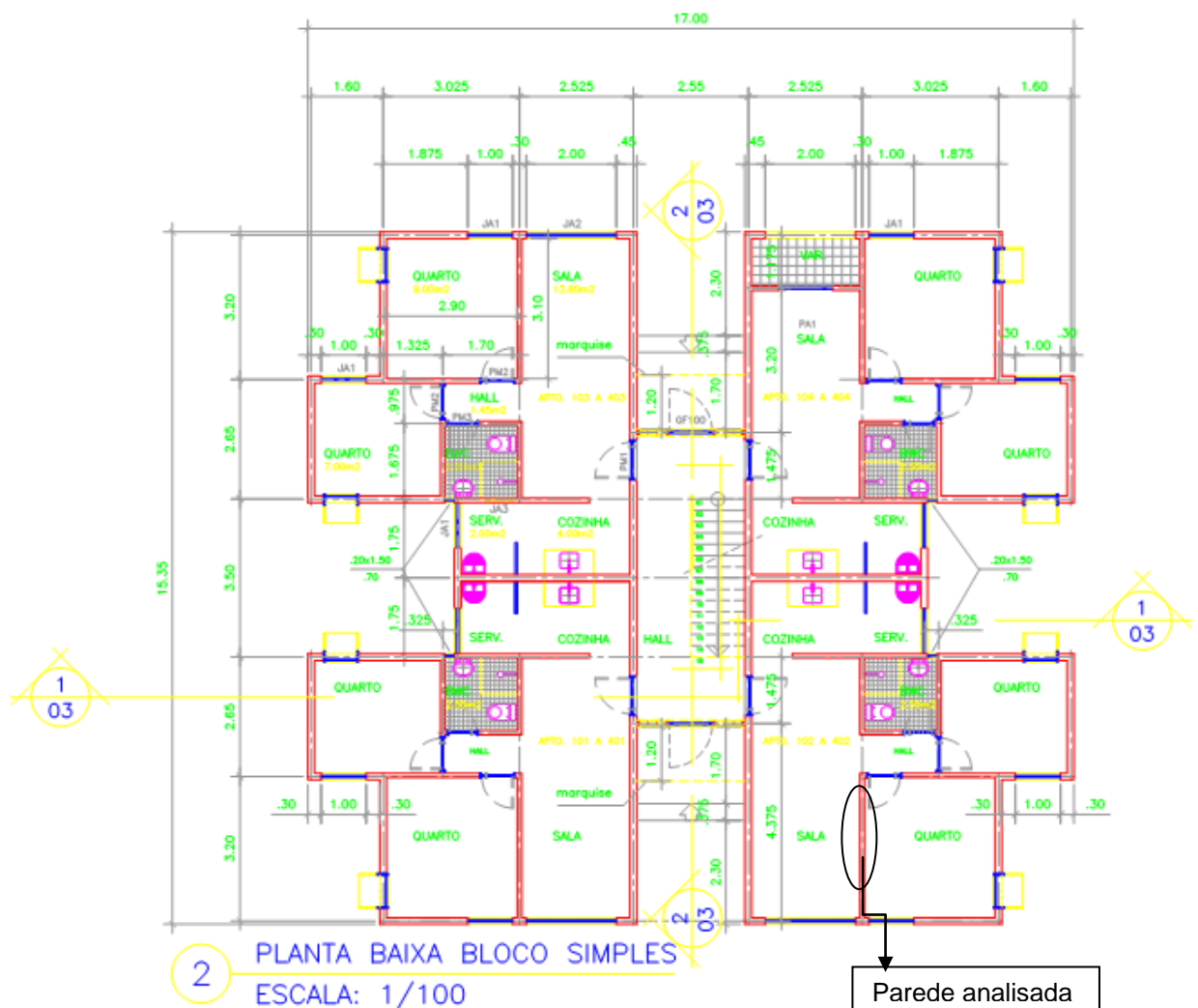


Figura 4.1. Planta baixa (COREL DRAW, 2017)

Atualmente os prédios com quatro pavimentos em alvenaria têm que seguir as normas de alvenaria estrutural vigente, portanto, foi considerado todo o embasamento teórico apoiado nessa normatização. Contudo, na região metropolitana de Recife existe mais de 6.000 prédios construídos em alvenaria resistente, e que devem ser estudados. Mesmo que alguns dos seus fatores estruturais estejam em desacordo com as normas atuais, foram analisados os dois tipos de edificações.

A parede escolhida para ser analisada está localizada no andar térreo do prédio, por ser o andar onde acumula maior carregamento, e divide a sala de um quarto. Esta estrutura recebe carga das lajes dos dois ambientes, portanto a parede mais carregada dentro do apartamento, considerando que o morador só tem acesso a modificar as paredes internas. Não se levou em conta, que o usuário poderia comprar dois apartamentos no térreo e quebrar a parede entre eles, que seria a parede mais solicitada da edificação.

A primeira etapa para fazer uma análise da estrutura nesse prédio em alvenaria estrutural é a modulação horizontal, ou seja, adequar o comprimento longitudinal das paredes ao tipo de bloco escolhido, portanto algumas dimensões de paredes serão aumentadas após essa adequação, o procedimento é necessário conforme a Norma NBR 15961-2 (ABNT, 2011), pois, o bloco de concreto utilizado na alvenaria estrutural, para manter as suas propriedades estruturais, deve ser utilizado inteiro, isto é, o elemento não pode ser cortado nem rasgado, devendo o projeto arquitetônico se adaptar ao tamanho do bloco.

Para elaboração desse projeto foi adotada a laje Volterrana, porém na modulação no software a laje apresenta a geometria de uma viga T, demonstrada na Figura 4.2, com as dimensões 40x12 cm.

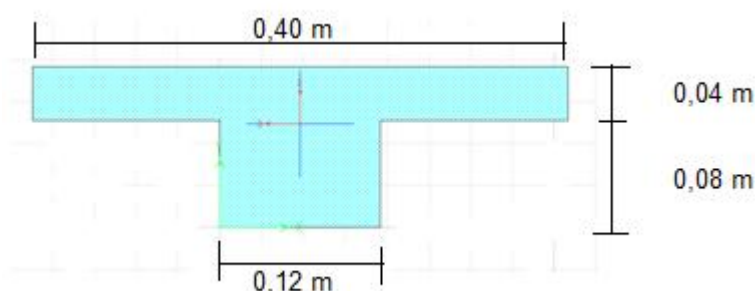


Figura 4.2. Viga T (SAP, 2017)

As cargas provenientes dos andares superiores foram distribuídas sobre as paredes até o pavimento térreo. Na base desse pavimento foram considerados todos os nós com restrição de translação.

4.1.1. Determinação do carregamento - Forças Verticais

Em relação, as forças verticais foram adotadas as determinações que estão prescritas nas Normas Brasileiras (ABNT).

As cargas permanentes, peso próprio dos elementos estruturais (paredes, cintas, vergas, lajes), foram calculadas internamente pelo software pelo método de elementos finitos em função do peso específico dos materiais adotados.

- Peso específico do concreto armado → $\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Peso específico do bloco de concreto → $\gamma_{bl} = 14 \text{ kN/m}^3$
- Peso específico do tijolo cerâmico → $\gamma_{bl} = 11 \text{ kN/m}^3$

Para calcular o peso próprio da alvenaria foram consideradas as seguintes espessuras efetiva (t_{ef}):

- Alvenaria estrutural → $t_{ef} = 14 \text{ cm}$
- Alvenaria resistente → $t_{ef} = 9 \text{ cm}$

Vale salientar, que essa espessura de alvenaria resistente, não é compatível com a esbelteza mínima da norma 15.961-1 (2011), onde o limite máximo da esbelteza para alvenaria não armada é de 24. Nesse caso, para um prédio com uma altura entre as lajes de 2,80 m a espessura mínima do bloco é de 12 cm, para atender a esbelteza mínima, mas pela norma a espessura tem que ser 14 cm, para atender a espessura mínima para edificações com mais de dois pavimentos,

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \rightarrow t_{ef} = \frac{h_{ef}}{\lambda},$$

$$t_{ef} = \frac{2,80}{24} = 0,1166 \text{ m}$$

As cargas acidentais foram consideradas na composição do carregamento adotado com o nome de sobrecarga, nesse valor levou-se em conta o contra piso, o piso, revestimento de teto e a carga adicional das pessoas e do mobiliário. A sobrecarga foi adicionada no *software* proporcionalmente ao tamanho da largura da viga T (0,4m) em todos os andares.

- Sobrecarga → $\gamma_{sob} = 2,5 \text{ kN/m}^3$

4.1.2. Determinação do carregamento - Forças horizontais

De acordo com a NBR 15961 (ABNT, 2013), só haverá incidência da ação do vento para edificações com mais de cinco pavimentos, como o exemplo adotado é um prédio de térreo mais 3 andares, não será calculado a ação do vento sobre o mesmo.

No caso do desaprumo é considerado que todas as obras possuem imperfeições geométricas, e adotando as normas de projetos em concreto armado, o ângulo de desaprumo segue a formula abaixo:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}}$$

Onde:

- $\Theta_{1\min} = 1/400$ para estruturas de nós fixos;
- $\Theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas de nós deslocáveis;
- H = altura total da edificação (m).

Calculando o desaprumo no prédio analisado:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{11,20}} = 0,00298807$$

Como o valor encontrado foi menor que o mínimo para estruturas de nós deslocáveis, deve-se adotar o valor mínimo:

$$\theta_1 = \frac{1}{300} = 0,00333$$

A ação devida ao desaprumo é implantada no prédio por uma força horizontal calculada pela seguinte formula:

$$F_d = \Delta P \cdot \theta$$

Onde:

- F_d = Força de desaprumo;
- ΔP = Peso total do pavimento estudado;
- Θ = Ângulo de desaprumo.

Como a força de desaprumo (F_d) é pequena, por conta da baixa altura do prédio, então ela não será levada em conta para efeito dos cálculos realizados.

4.1.3. Combinações de carregamento

No *software*, a estrutura pode ser analisada com combinações de carregamentos, a combinação denominada de COMB1 é composta pelo peso próprio (PP) mais a sobrecarga.

Como já foi comentado ao longo desta dissertação o projeto em alvenaria estrutural apresenta como um das características a inflexibilidade em relação às paredes. As paredes não podem ser suprimidas, nem podem ser feitos rasgos para passar as instalações elétricas, hidro-sanitárias e telefônicas, todos esses rasgos já devem vir previsto no projeto estrutural e as paredes do prédio devem subir seguindo esse esquema. Outra questão é que também não podem ser criadas aberturas de portas e janelas nas paredes que não estejam previstas no projeto.

Entretanto, sabe-se que alguns moradores tentam adequar a planta do seu apartamento as necessidades familiares, e criam aberturas nas paredes, que não estavam previstas no projeto estrutural, esse fato ocorre até em paredes do andar térreo, local onde resulta o maior carregamento de cada parede. Neste trabalho estudou-se vários tamanhos de abertura (0,80; 1,20; 1,60; 2,00; 2,40 e 2,80 m) que não estavam prevista no projeto estrutural, numa mesma parede do térreo. Na Figura 4.3 mostra a parede com a abertura de 1,20m x 2,60m.

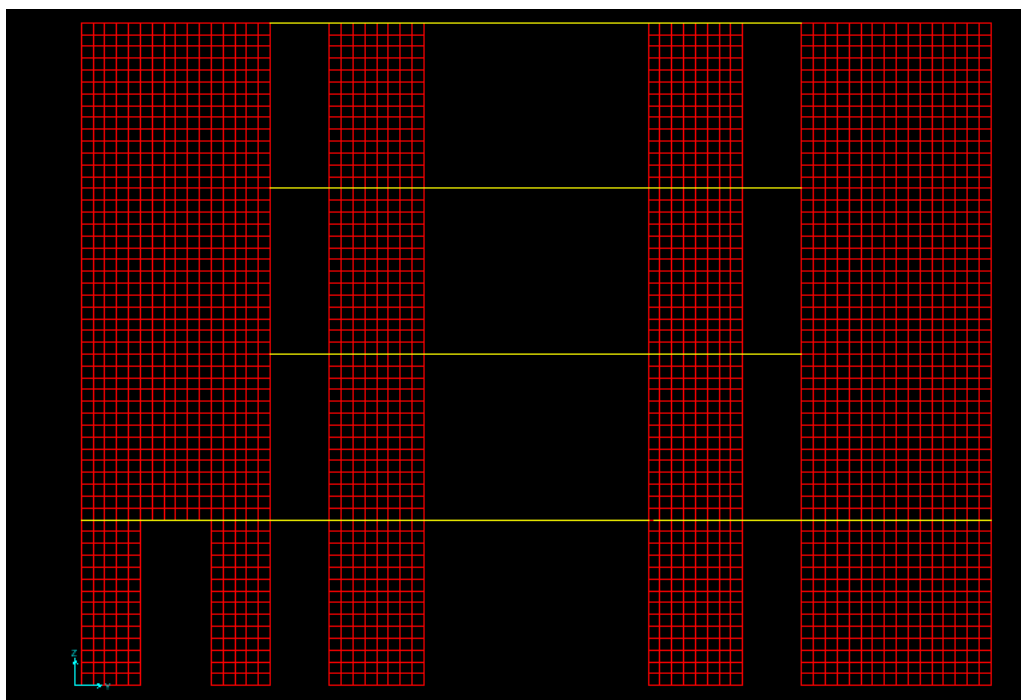


Figura 4.3. Parede do térreo com abertura de vão central de 1,20 m. (Autora, 2017)

4.1.4. Método dos elementos finitos

Com o avanço dos trabalhos científicos, têm-se desenvolvido vários modelos matemáticos para se analisar o comportamento das estruturas. Geralmente, a utilização desses modelos requer o uso de métodos numéricos eficazes, entre os quais podemos citar o Método dos Elementos Finitos (MEF).

O procedimento do MEF consiste, inicialmente, em dividir o domínio da estrutura analisada em subdomínios ou elementos não superpostos, de dimensões finitas, denominados de elementos finitos, que são interligados por meio de pontos nodais, como ilustrado pela Figura 4.4.

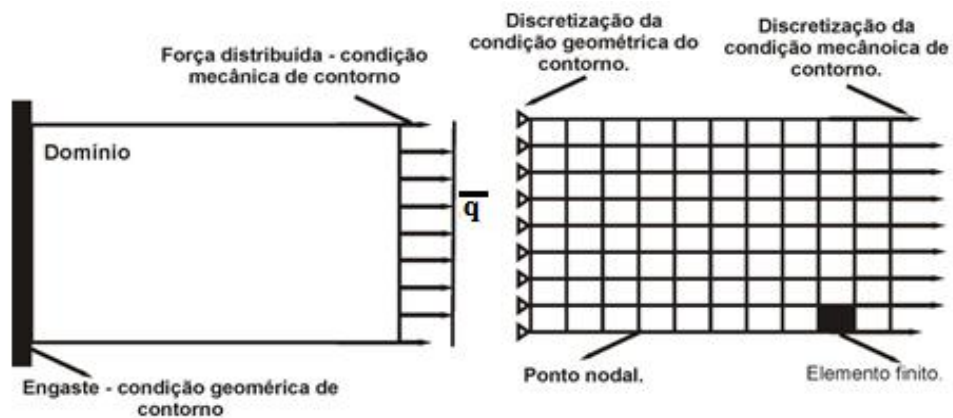


Figura 4.4. Discretização de uma chapa tracionada. (SORIANO, 2009)

Segundo Soriano (2009) o método dos elementos finitos consiste não apenas em transformar o sólido contínuo em uma associação de elementos discretos e escrever as equações de compatibilidade e equilíbrio entre eles, mas admitir funções contínuas que representem. Por exemplo, o campo de deslocamentos no domínio de um elemento e , a partir daí, obter o estado de deformações específicas correspondentes que, associado às relações constitutivas do material, permitem definir o estado de tensões em todo o elemento. Este estado de tensões é transformado em esforços internos que têm de estar em equilíbrio com as ações externas.

Este método é bastante amplo, existindo atualmente inúmeros tipos de elementos finitos disponíveis para a modelagem das estruturas, como apresentado, entre outros, em Bathe (1996), Crisfield (1986), Zienkiewicz, Taylor e Zhu (2000), Azevedo (2003) e Soriano (2009).

Segundo Zienkiewicz (1977) a estrutura convencional de engenharia pode ser visualizada como um conjunto de elementos estruturais interconectados por um número limitado de pontos nodais. Se a relação força-deslocamento para os elementos individuais são conhecidas, usando várias técnicas de análise estrutural, tem-se como conhecer as suas propriedades e estudar o comportamento da estrutura global.

Os elementos finitos possuem variadas formas e padrões além de números distintos de pontos nodais em seus lados e faces, podendo ser uni, bi e tridimensionais. Nesse caso, escolhem-se as formas Figura 4.5., de acordo com o problema e o domínio a ser discretizado.

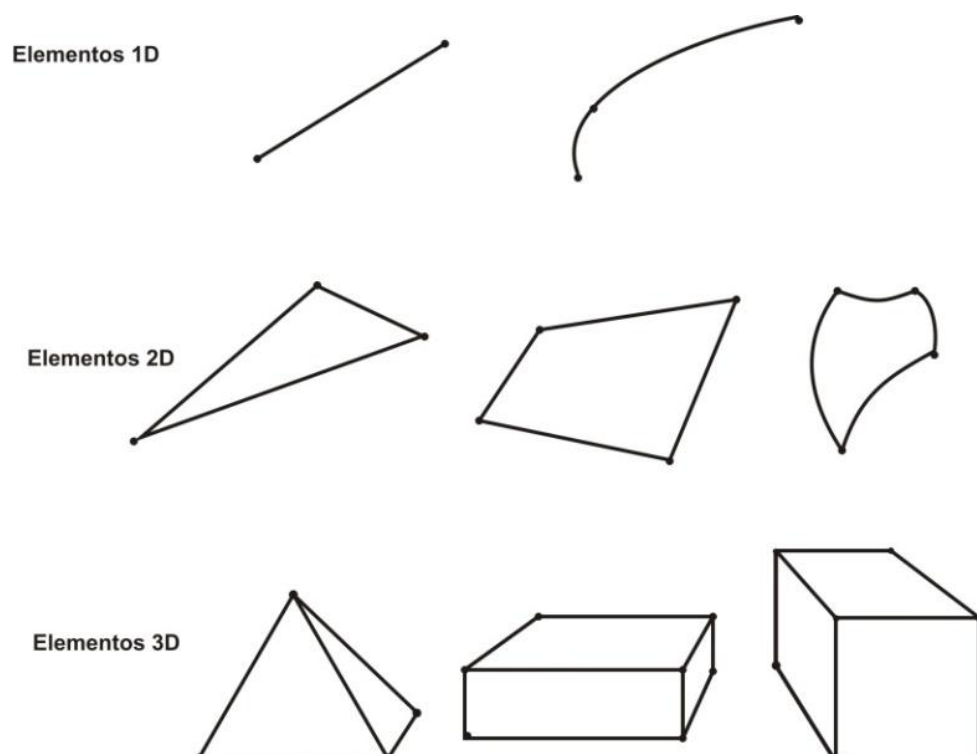


Figura 4.5 Exemplos de formas de elementos finitos. (SORIANO, 2009)

As técnicas mais comuns são: o método direto, a formulação energética e o método dos resíduos ponderados (método de Galerkin). Neste trabalho foi adotado um software que faz a análise estrutural do prédio através do método dos elementos finitos, sendo o prédio discretizado em elementos quadráticos de 0,20m num modelo macro, onde a alvenaria é modelada como um material homogêneo, mecanicamente equivalente (Figura 4.6).

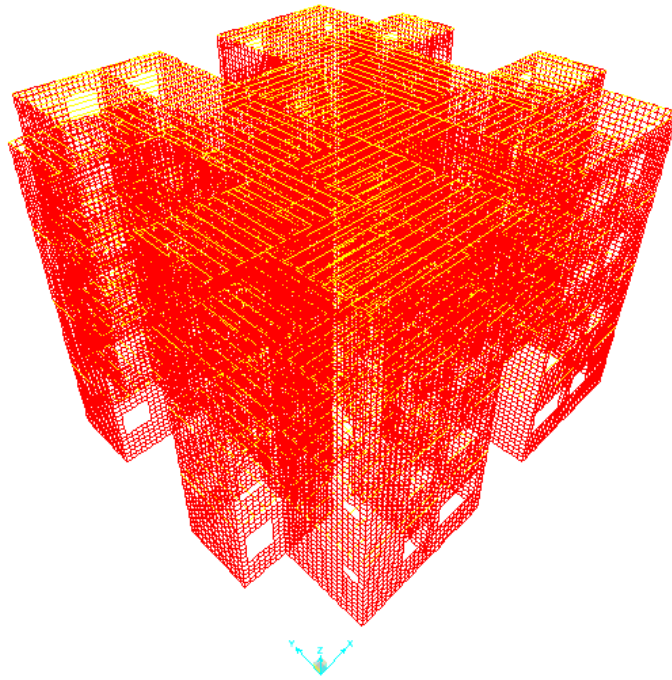


Figura 4.6 Prédio 3D discretizado em elementos quadráticos de 0,20m. (Autora, 2017)

4.2. Resultados obtidos

4.2.1. Resultados da alvenaria estrutural

Na análise do prédio em alvenaria estrutural o prédio foi projetado com cintas de concreto armado nas interfaces parede-laje em todas as paredes, dando maior rigidez a edificação.

Os valores relativos ao bloco de concreto e a cinta adotados no cálculo:

- Bloco de concreto → 14x19x19 cm
- Resistência à compressão alvenaria → $f_{alv} = 6,00$ MPa.
- Resistência à compressão cinta → $f_{cinta} = 20,00$ MPa.
- Coeficiente de Poisson → $\mu_{alv} = 0,20$
- Coeficiente de Poisson → $\mu_{cinta} = 0,20$
- Modulo de Elasticidade da cinta → $E = 0,85 \times 5.600 \times \sqrt{f_{ck\ cinta}}$

$\eta = \frac{f_p}{f_b}$, pela tabela 3.4 esse valor varia de 0,5 a 0,9, para o bloco de concreto.

Considerando $\eta = 0,7$. Temos:

$$0,7 = \frac{f_p}{6} \quad \rightarrow \quad f_b = 6,0 \times 0,7 = 4,2 \text{ MPa}$$

- Modulo de Elasticidade do prisma → $E = (800 \times 4,2 \times 10^3) = 3.360$ MPa

Inicialmente foram calculados os valores relativos às reações na base do prédio, além das tensões nesse mesmo local. Os valores adotados no cálculo do prédio em alvenaria estrutural em bloco de concreto pelo método analítico são os mesmos acima, acrescido do cálculo do peso próprio (PP).

Para calcular o peso próprio da laje Volterrana (viga “T”), foi levado em conta que 0,40 m da laje tem espessura de 0,04 m, e que 0,12 m tem espessura de 0,08 m, fazendo a proporção teremos uma laje com espessura proporcional de 0,064m. Calculando a carga total, peso próprio mais sobrecarga, obteve-se:

$$\begin{aligned} \text{PP}_{\text{laje}} &= 25,0 \text{ KN/m}^3 \times 0,064 \text{ m} = 1,6 \text{ KN/m}^2 \\ \text{SOBRECARGA} &= \underline{2,5 \text{ KN/m}^2} \\ \text{CARGA TOTAL} &= 4,1 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

A parede analisada recebe carga de dois vãos de lajes, conforme Figura 4.7, nesse cálculo considerou a sobrecarga na cobertura igual a dos outros pavimentos:

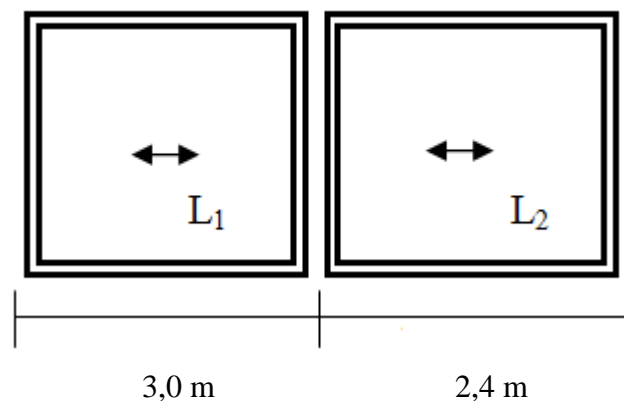


Figura 4.7. Diagrama das Lajes (Autora, 2017)

$$R_1 = (4,1 \text{ KN/m}^2 \times 3,0 \text{ m})/2 = 6,15 \text{ KN/m}$$

$$R_2 = (4,1 \text{ KN/m}^2 \times 2,4 \text{ m})/2 = 4,92 \text{ KN/m}$$

A força total das lajes na parede estudada é:

$$R_t = R_1 + R_2 = 6,15 + 4,92 = 11,07 \text{ KN/m}$$

O peso da cinta de concreto de 0,15m x 0,20m é:

$$\text{PP}_{\text{cinta}} = 25,0 \text{ KN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} = 0,75 \text{ KN/m}$$

O peso da parede de bloco de concreto de 0,14m x 2,80m é:

$$PP_{\text{parede}} = 14,0 \text{ KN/m}^3 \times 0,14 \text{ m} \times 2,80 \text{ m} = 5,49 \text{ KN/m}$$

Carga da parede por andar é igual a:

$$C_{\text{parede}} = (11,07 + 0,75 + 5,49) \text{ KN/m} = 17,31 \text{ KN/m}$$

Sendo o estudo uma edificação de 4 pavimentos, então a carga total da parede que chega na fundação é a carga de cada andar multiplicada por quatro:

$$CT_{\text{parede}} = 4 \times 17,31 \text{ KN/m} = 69,24 \text{ KN/m} \text{ (cálculo analítico)}$$

O software nos oferece como resultado a reação por pontos, somando todas as reações de cada ponto da base da parede estudada e dividindo o total pelo comprimento da parede (3,20m) temos o valor da reação por metro linear:

$$CT_{\text{parede}} = \frac{224,54 \text{ KN}}{3,20 \text{ m}} = 70,09 \text{ KN/m} \text{ (cálculo pelo software)}$$

Verificou-se que os valores não são iguais, apesar de serem próximos, no caso do valor obtido pelo software deve-se levar em conta que o programa trabalha com a interação entre as paredes.

Em relação à tensão na base da parede estudada, sabe-se que tensão é força sobre área, portanto o valor foi encontrado da seguinte forma:

$$\sigma_{\text{parede}} = \frac{-69,24 \text{ KN/m}}{(0,14 \times 1,0) \text{ m}^2} = -494,57 \text{ KN/m}^2 \text{ por m} \text{ (cálculo analítico)}$$

O SAP nos oferece como resultado a tensão por pontos, somando todas as tensões de cada ponto da base da parede estudada e dividindo o total pelo comprimento da parede (3,20m) temos o valor da tensão por metro linear:

$$\sigma_{\text{parede}} = \frac{-1.599,03 \text{ KN/m}^2}{3,20 \text{ m}} = -499,68 \text{ KN/m}^2 \text{ por m} \text{ (cálculo pelo software)}$$

Após verificar que os resultados fornecidos pelo software são compatíveis com os cálculos realizados analiticamente, foi considerado que os valores obtidos pelo software foram validados, dando prosseguimento foi observado como o prédio iria se comportar após aberturas não consideradas em projeto.

Para analisar o efeito arco no software, foram feitos seis modelos com abertura no meio do vão de uma parede interna do andar térreo, que não constam no projeto original, que suporta carga da laje de dois ambientes, ou seja, uma parede bastante carregada.

Será apresentada a tensão máxima na base da parede, no modelo original e nos seis casos analisados. Com a formação do efeito de arco, após criar a abertura, surgirão tensões de

tração logo acima da abertura, além de tensões de compressão na parede acima da abertura, conforme mostra a Figura 4.8, que também serão elencadas.

Para efeito de validação foi calculada de forma analítica o momento máximo e o esforço cortante na cinta sobre a abertura de 1,60m x 2,60m pelo método indicado por Davies e Ahmed (1978).

Primeiro calcula-se os coeficientes de rigidez da alvenaria e da viga, conforme as formulas 3.1 e 3.2, apresentadas no capítulo anterior.

$$K_F \ll \sqrt[4]{\frac{3.360.000 \times 0,14 \times 2,6^3}{21.287.367,15 \times 0,0001}} = 7,89$$

$$K_A \ll \sqrt[4]{\frac{3.360.000 \times 0,14 \times 2,6}{21.287.367,15 \times (0,14 * 0,19)}} = 1,92$$

Resultando:

$$K_F \leq 7,89$$

$$K_A \leq 1,92$$

A partir de então, através desses resultados encontra-se o C_3 e C_4 , para análise do comportamento do conjunto parede-viga, pela tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Valor do C_3 e C_4

| Valor | C_3 | C_4 |
|-----------|-------|-------|
| $K_F > 7$ | 1,0 | 0,17 |

Fonte: PARSEKIAN (2013)

Sendo o $K_F \leq 7,89$,

$$C_3 = 1,0$$

$$C_4 = 0,17$$

Para obter o valor de C_1 e C_2 , utiliza-se o gráfico da figura 3.18. Porém, precisa-se também da relação altura por comprimento (h/l).

$$h/l = 2,60/1,60, \text{ onde } h/l = 1,63$$

Onde:

$$C_1 = 9$$

$$C_2 = 0,25$$

Em posse desses valores calculou-se o momento fletor máximo da cinta, através da fórmula 3.27:

$$M_{\max} = \frac{1}{9} \left(0,17 - 0,2 \times 1,5 \times \frac{0,25}{1,80} \right) \left(2 * 44,19 * \frac{0,4}{2} + 11,78 \right) \times 1,80$$

$$M_{\max} = 0,89 \text{ kN.m}$$

Comparando com os resultados obtidos através do software de MEF, com a modelagem de uma parede isolada com as mesmas dimensões da selecionada no prédio, além das cargas e das características serem iguais aos adotados no cálculo analítico. Nesse caso foi considerada uma abertura de 1,60 m x 2,60 m e o resultado obtido através do software foi de 0,90 kN.m.

Além da convergência dos resultados, diagrama do momento fletor (Figura 4.8) obtido através do software foi similar aos obtidos em trabalhos de outros autores, como Barbosa (2000) e Paes (2006).

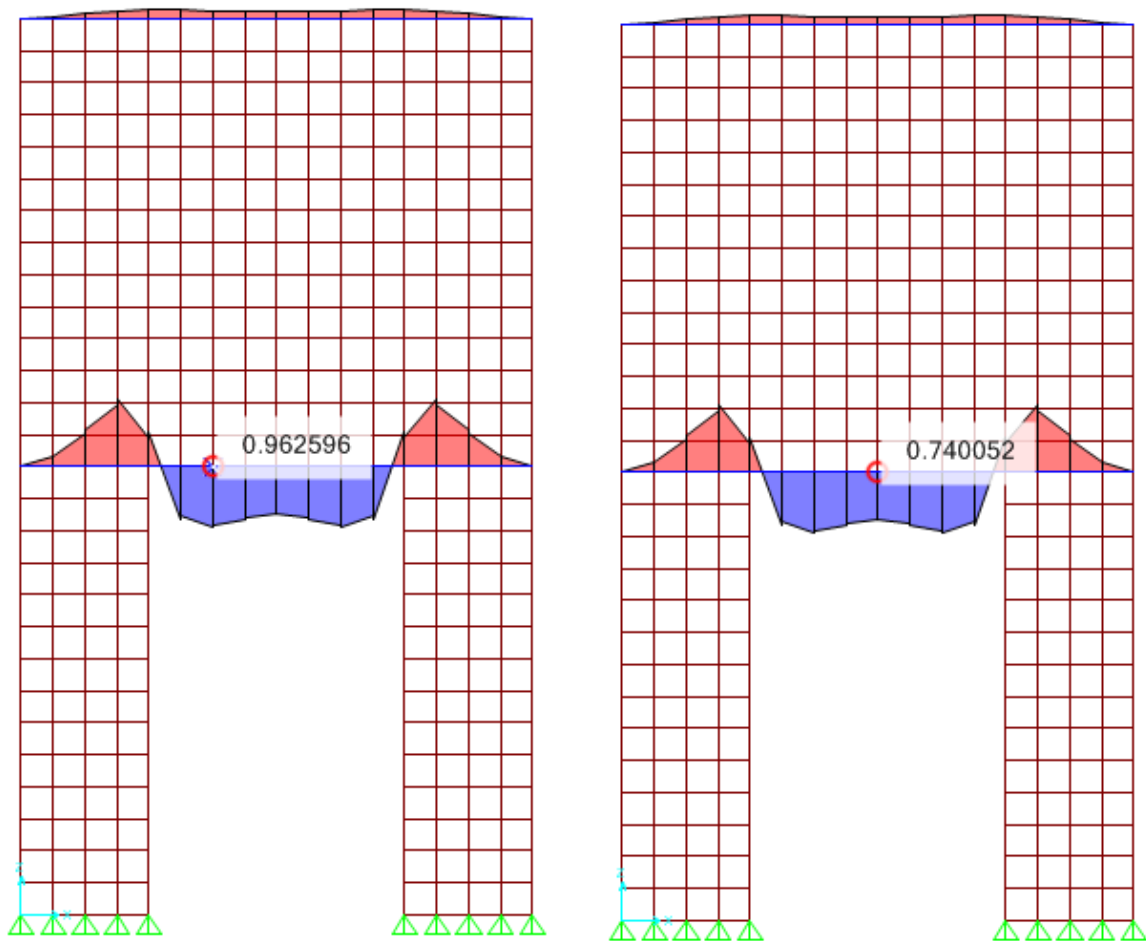


Figura 4.8 Diagrama do momento fletor máximo e do momento fletor no meio do vão, na parede isolada com abertura de 1,60 m x 2,60 m. (Autora, 2017)

A tabela 4.2 apresenta os valores da cinta de concreto armado na interface laje-parede acima da abertura, considerando uma parede isolada com cargas e dimensões do prédio em alvenaria estrutural. A tabela 4.3 apresenta os resultados do prédio em alvenaria estrutural com cinta e a tabela 4.4 apresenta os resultados da cinta de concreto armado no trecho localizado logo acima da abertura.

Tabela 4.2- Valores da cinta, na parede isolada em alvenaria estrutural.

| DIMENSÕES da ABERTURA | Momento fletor no meio do vão da viga (kN.m) | Momento fletor máximo na viga (kN.m) | Esforço cortante nos apoios da viga (kN) |
|------------------------------|---|---|---|
| 0,80 m x 2,60 m | 1,08 | 1,08 | -6,52 |
| 1,20 m x 2,60 m | 0,92 | 0,96 | -7,15 |
| 1,60 m x 2,60 m | 0,74 | 0,96 | -8,20 |
| 2,00 m x 2,60 m | 0,59 | 1,10 | -9,40 |
| 2,40 m x 2,60 m | 0,50 | 1,43 | -10,25 |
| 2,80 m x 2,60 m | 0,44 | 2,77 | -12,40 |

Fonte: Da autora (2017)

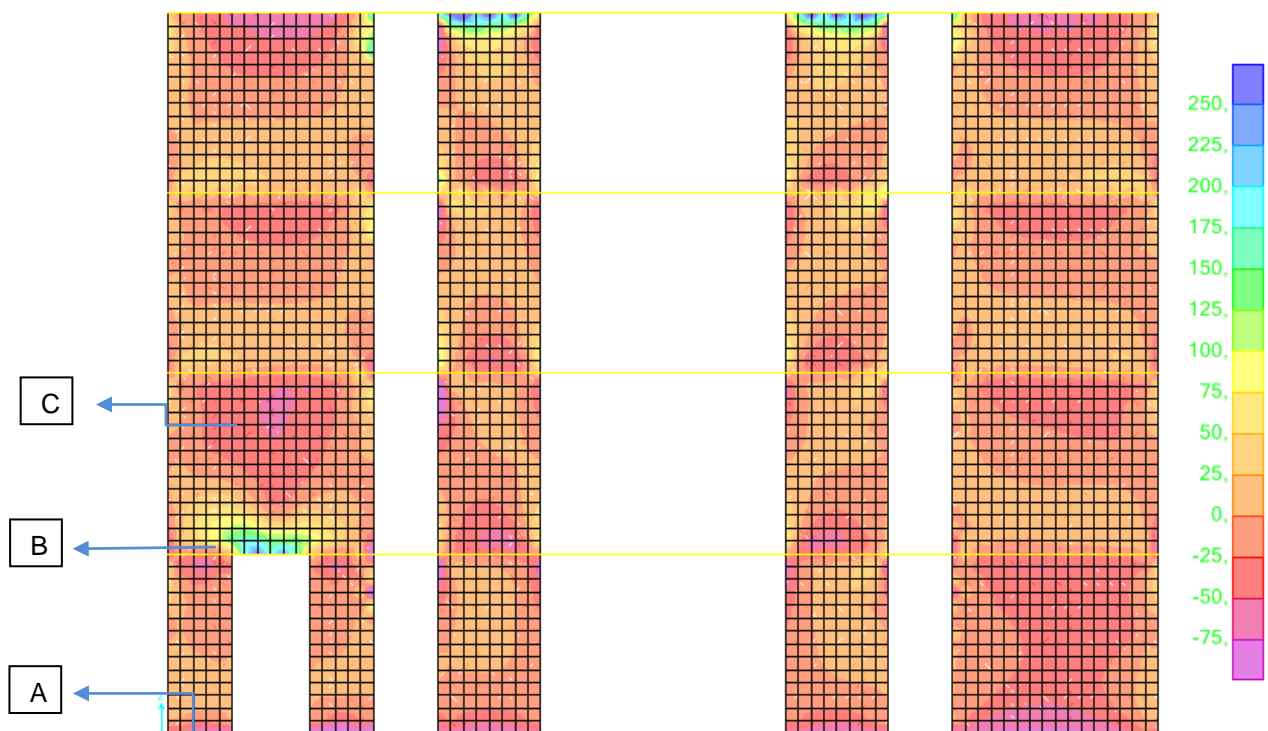


Figura 4.9. Diagrama de tensões na parede de alvenaria estrutural com abertura de 1,20 m x 2,00m (Autora, 2017)

Tabela 4.3 - Valores de tensões na parede onde está situada a abertura.

| DIMENSÕES da ABERTURA | A - Tensão máxima de compressão na base (kN/m²) | B - Tensão máxima de tração sobre a abertura (kN/m²) | C - Tensão máxima de compressão no efeito arco (kN/m²) |
|------------------------------|---|--|--|
| Sem abertura | -91,08 | | |
| 0,80 m x 2,60 m | -105,54 | 166,17 | -50,16 |
| 1,20 m x 2,60 m | -110,71 | 224,85 | -50,77 |
| 1,60 m x 2,60 m | -122,60 | 250,76 | -60,39 |
| 2,00 m x 2,60 m | -136,06 | 268,00 | -70,34 |
| 2,40 m x 2,60 m | -150,77 | 282,22 | -74,78 |
| 2,80 m x 2,60 m | -169,87 | 305,98 | -67,68 |

Fonte: Da autora (2017)

Tabela 4.4- Valores de tensões na cinta de concreto armado acima da abertura.

| DIMENSÕES da ABERTURA | Momento fletor no meio do vão da viga (kN.m) | Momento fletor máximo na viga (kN.m) | Esforço cortante nos apoios da viga (kN) |
|------------------------------|---|---|---|
| 0,80 m x 2,60 m | 0,88 | 0,92 | -6,32 |
| 1,20 m x 2,60 m | 0,73 | 0,93 | -4,71 |
| 1,60 m x 2,60 m | 0,52 | 0,92 | -7,29 |
| 2,00 m x 2,60 m | 0,36 | 0,90 | -5,64 |
| 2,40 m x 2,60 m | 0,27 | 0,85 | -7,74 |
| 2,80 m x 2,60 m | 0,19 | 1,05 | -5,16 |

Fonte: Da autora (2017)

4.2.2. Resultados alvenaria resistente

Na análise do prédio em alvenaria resistente a modelagem foi feita de acordo com o tijolo cerâmico de 8 furos, que é o mais utilizado nesse tipo de construção. Além disso, foi considerada uma edificação com cintas em concreto armado na interface laje-parede e outra edificação sem cintas na interface laje-parede. Os valores referentes ao tijolo adotado que serviram como bases para a modelagem no SAP são:

- Tijolo cerâmico de 8 furos → 9x19x19 cm
- Resistência à compressão da alvenaria → $f_{alv} = 2,50$ MPa.

$\eta = \frac{f_p}{f_b}$, pela tabela 3.4 esse valor varia de 0,3 a 0,6, para alvenaria estrutural com bloco cerâmico. Porém, como a alvenaria adotada na modelagem dessa dissertação

é resistente, ao invés de estrutural, utilizamos o módulo de elasticidade (E), obtido através de ensaio em laboratório apresentado por Pitanga (2016).

- Módulo de Elasticidade da alvenaria → $E_{alv} = 1.049 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson → $\mu = 0,15$.

Para analisar o efeito arco no *software*, foram feitos seis modelos com abertura no meio do vão de uma parede interna do andar térreo, que não consta no projeto original, que suporta carga da laje de dois ambientes, ou seja, uma parede bastante carregada.

Será apresentada a tensão máxima na base da parede, no modelo original e nos seis casos analisados. Com a formação do efeito de arco, após criar a abertura, surgirão tensões de tração logo acima da abertura, além de tensões de compressão na parede acima da abertura, conforme mostra a Figura 4.10, que também serão elencadas.



Figura 4.10. Diagrama de tensões na parede de alvenaria resistente com cinta, com abertura de 2,80 m x 2,60 m (SAP, 2017)

A tabela 4.5 apresenta os resultados do prédio em alvenaria resistente sem cinta e com cinta de concreto armado na interface laje-parede, enquanto a tabelas 4.6 apresenta os resultados da cinta do prédio em alvenaria resistente.

Tabela 4.5 - Valores de tensões máximas na parede onde está situada a abertura.

| ABERTURA | A - Tensão máxima de compressão na base (kN/m ²) | | B - Tensão máxima de tração sobre a abertura (kN/m ²) | | C - Tensão máxima de compressão no efeito arco (kN/m ²) | |
|-----------------|--|-----------|---|---------------|---|-----------|
| | SEM cinta | COM cinta | SEM cinta | COM cinta | SEM cinta | COM cinta |
| Sem abertura | -105,91 | -103,85 | | | | |
| 0,80 m x 2,60 m | -135,87 | -124,92 | 1.055,84 | 72,96 | -52,46 | -65,67 |
| 1,20 m x 2,60 m | -144,38 | -136,87 | 928,84 | 165,51 | -81,46 | -87,21 |
| 1,60 m x 2,60 m | -161,08 | -148,95 | 1.112,95 | 248,93 | -107,20 | -105,00 |
| 2,00 m x 2,60 m | -184,16 | -162,20 | 1.005,62 | 305,38 | -125,53 | -115,79 |
| 2,40 m x 2,60 m | -208,45 | -172,97 | 1.224,10 | 336,90 | -120,06 | -114,49 |
| 2,80 m x 2,60 m | -238,84 | -182,34 | 1.079,05 | 359,72 | -117,60 | -97,87 |

Fonte: Da autora (2017)

- Resistência à compressão da cinta → $f_{\text{cinta}} = 20,0 \text{ MPa}$.
- Modulo de Elasticidade da cinta → $E_{\text{cinta}} = 21.287,36 \text{ MPa}$

Tabela 4.6 - Valores de tensões na cinta acima da abertura.

| DIMENSÕES da ABERTURA | Momento fletor no meio do vão da viga (kN.m) | Momento fletor máximo na viga (kN.m) | Esforço cortante nos apoios da viga (kN) |
|-----------------------|--|--------------------------------------|--|
| 0,80 m x 2,60 m | 1,12 | 1,26 | -8,31 |
| 1,20 m x 2,60 m | 3,97 | 4,11 | -11,34 |
| 1,60 m x 2,60 m | 3,91 | 4,22 | -13,20 |
| 2,00 m x 2,60 m | 3,53 | 3,96 | -12,19 |
| 2,40 m x 2,60 m | 3,01 | 3,91 | -15,47 |
| 2,80 m x 2,60 m | 2,52 | 4,39 | -17,05 |

Fonte: Da autora (2017)

4.3. Análise Comparativa dos Resultados

Na análise comparativa através dos gráficos expostos abaixo, podemos entender de melhor forma como esses diferentes sistemas construtivos funcionam após a abertura de diferentes tamanhos de vãos em parede do térreo de edificação de quatro pavimentos. Pode-se observar a tensão máxima de tração sobre a abertura na figura 4.11.

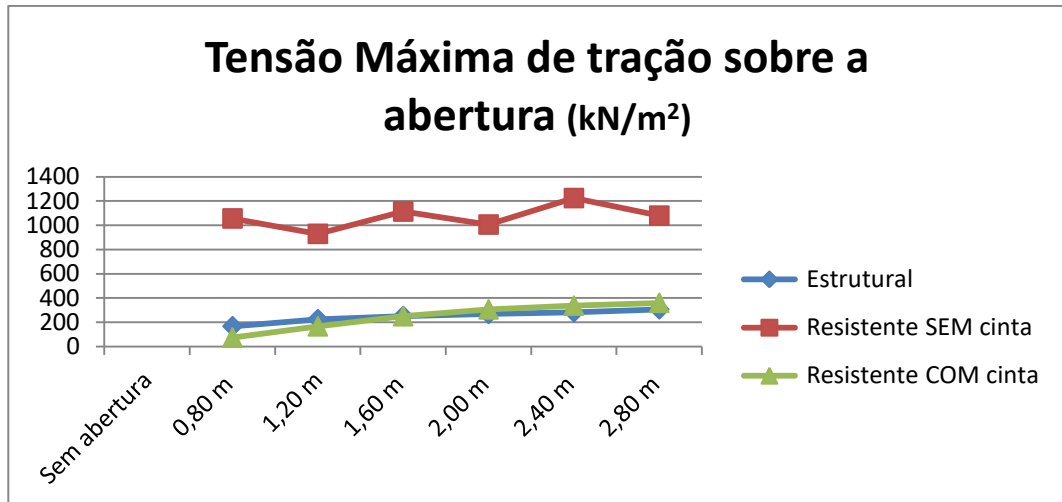


Figura 4.11. Gráfico da tensão máxima de tração sobre a abertura na parede. (Autora, 2017)

Ao analisar o gráfico acima, percebe-se que a edificação construída em alvenaria resistente sem cinta sofre um esforço de tração na parede acima da abertura bem maior que as outras edificações.

Outro dado comparado foi a tensão máxima de compressão na base do septo de parede remanescente depois de realizada as aberturas, como apresentado na figura 4.12.

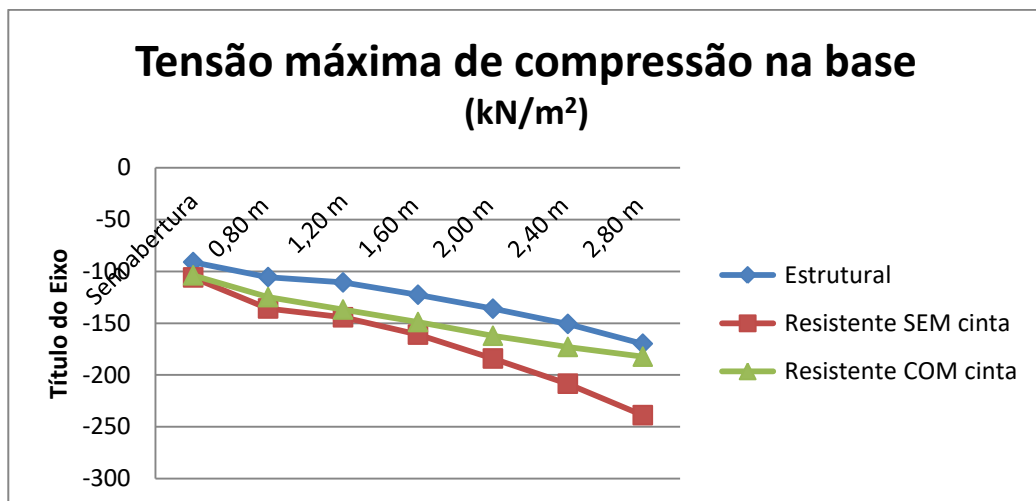


Figura 4.12. Gráfico da tensão máxima de compressão na base da parede. (Autora, 2017)

O gráfico acima apresenta a parede em alvenaria resistente com maiores tensões de compressão, principalmente quanto maior for a abertura. Em relação às cintas, foi analisado o momento fletor no meio do vão da viga, apresentado na figura 4.13 e os esforços cortantes próximos aos apoios, apresentado na figura 4.14.

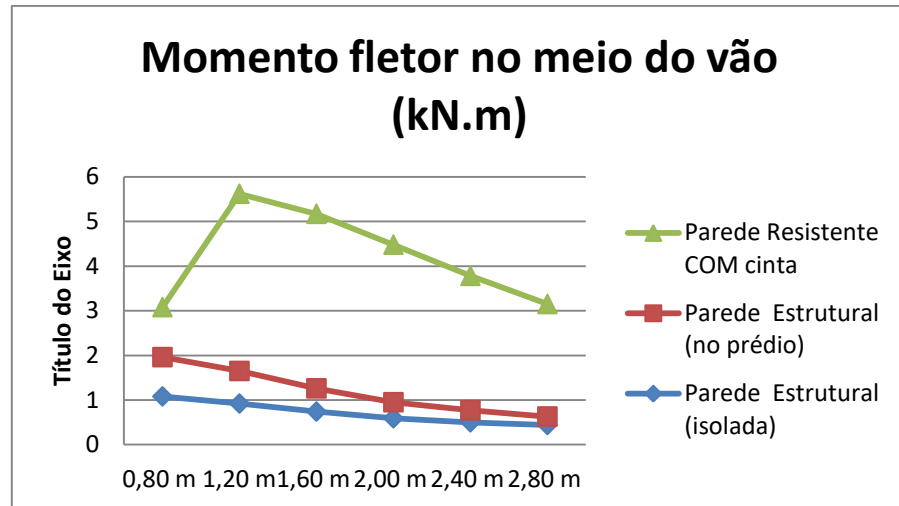


Figura 4.13. Gráfico do momento fletor no meio do vão da cinta. (Autora, 2017)

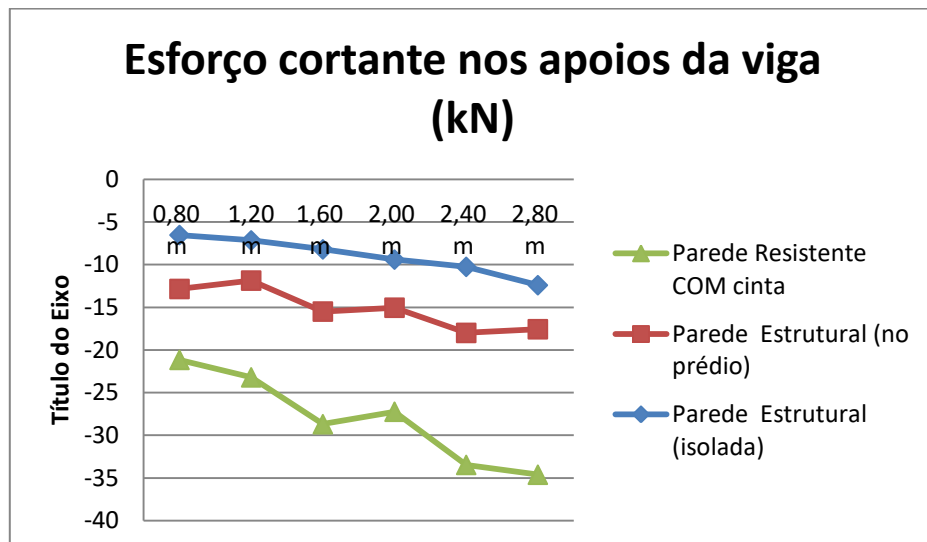


Figura 4.14. Gráfico do esforço cortante próximo aos apoios da cinta. (Autora, 2017)

Como consequência do efeito arco ocorre uma redução do momento fletor no meio do vão da viga, descarregando a viga nesse trecho, entretanto existe um aumentando do esforço cortante próximo aos apoios das mesmas. Observa-se em relação ao esforço cortante que o incremento dos valores é linear na parede analisada de forma isolada, mas quando a parede está inserida no prédio o aumento não ocorre se forma linear.

As Figuras 4.15, 4.16 e 4.17 apresentam os gráficos em 3D de tensões do prédio em alvenaria estrutural com cinta de concreto armado e dos prédios em alvenaria resistente com cinta de concreto armado e sem cinta, calculada após a abertura máxima (2,80m x 2,60m) na parede do térreo.

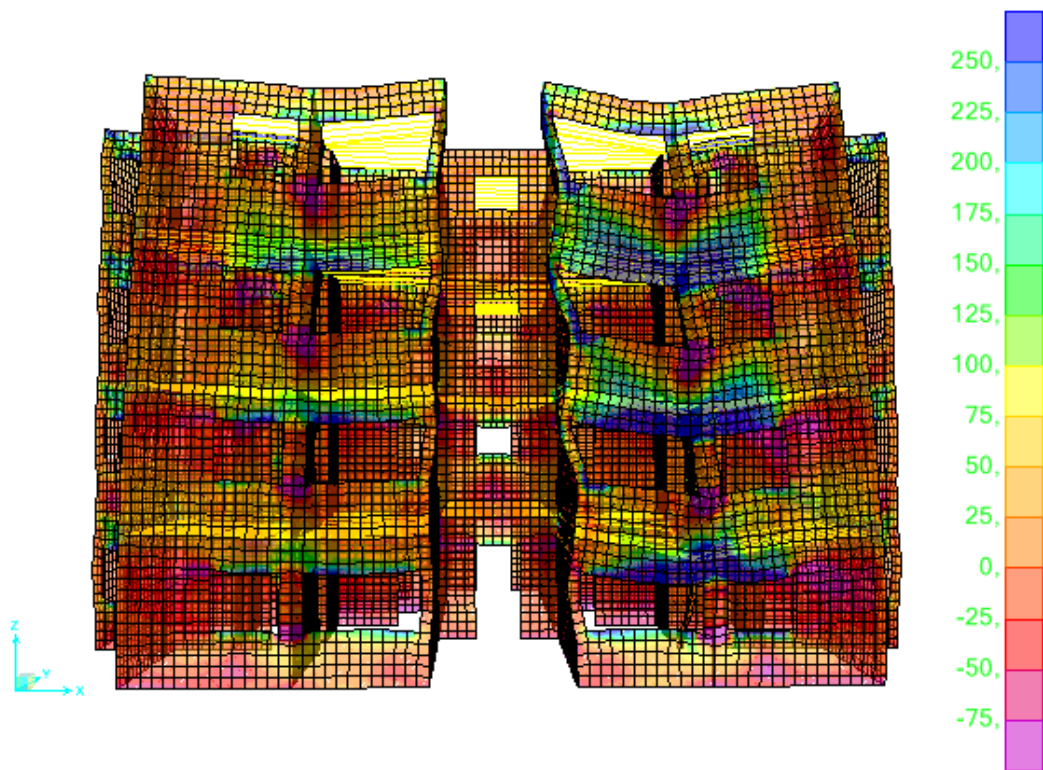


Figura 4.15. Diagrama de tensões na parede de alvenaria resistente SEM cinta e abertura de 2,80m x 2,60m (Autora, 2017)

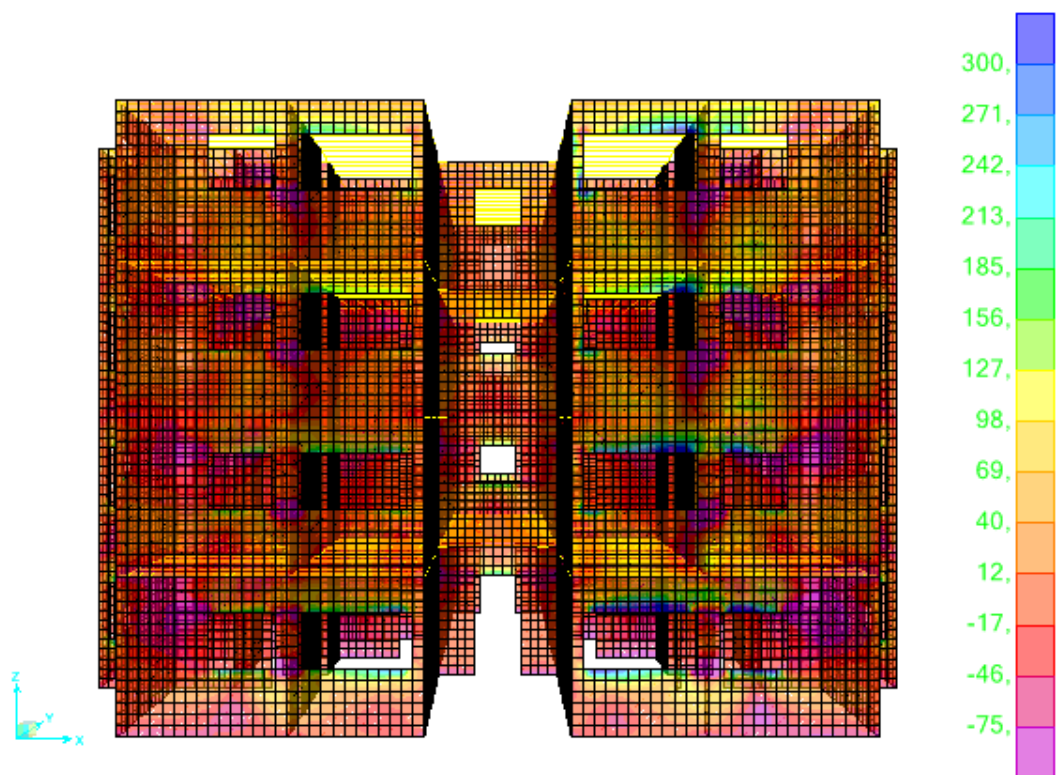


Figura 4.16. Diagrama de tensões na parede de alvenaria resistente COM cinta e abertura de 2,80m x 2,60m (Autora, 2017)

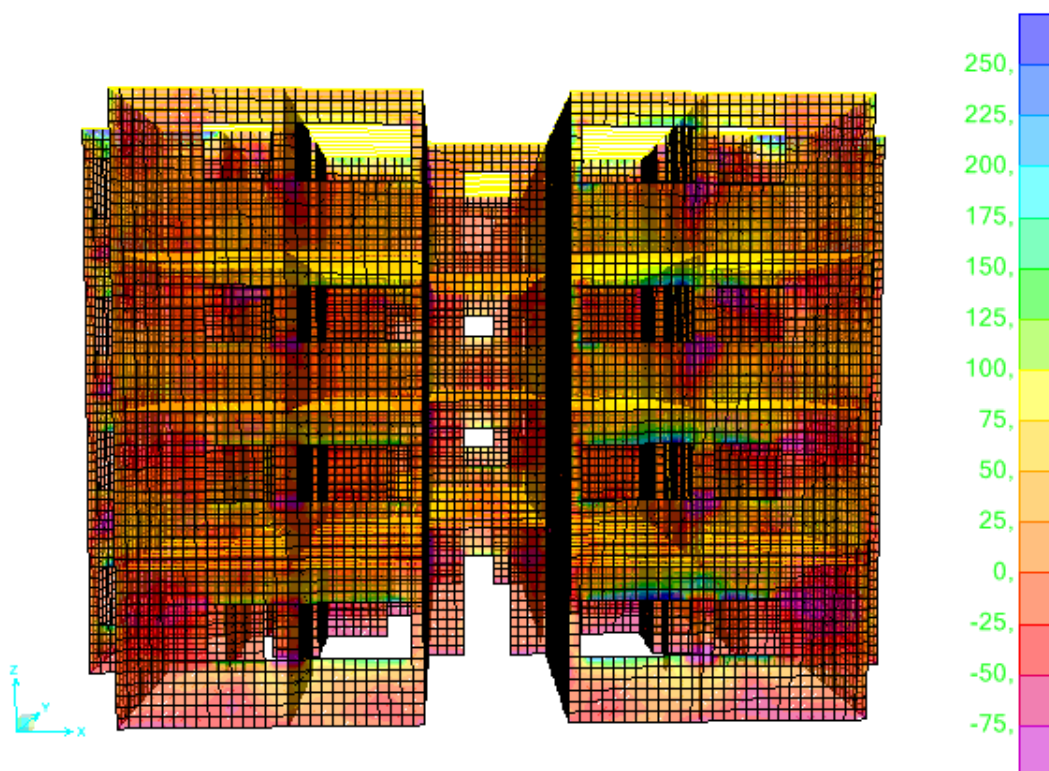


Figura 4.17. – Diagrama de tensões na parede de alvenaria estrutural com abertura de 2,80m x 2,60m (Autora, 2017)

No prédio construído com alvenaria resistente sem cinta quando é modelada a abertura máxima (2,80m x 2,60m) na parede do térreo a deformação é bem maior do que a apresentada no prédio em alvenaria resistente com cinta e no prédio em alvenaria estrutural. Portanto, confirma-se a importância do cintamento na construção em alvenaria estrutural.

Outro fator que se observa nos prédios, inclusive os com cintamento, é que ocorre um aumento de tração na parte superior das janelas das paredes integrada com a parede onde ocorreu a abertura. Esse fato reforça a importância da utilização de vergas e contravergas nos prédios em alvenaria estrutural, com o objetivo de distribuir cargas e tensões.

As imagens mostram que os prédios com cinta têm diagrama similar, tanto o de alvenaria estrutural como o de alvenaria resistente, mesmo considerando que o tijolo cerâmico da alvenaria resistente tem uma resistência à compressão 58% menor que a do bloco de concreto que compõe a alvenaria estrutural.

Comparando o diagrama do prédio em alvenaria resistente com cinta de concreto armado, com edificações construídas em alvenaria resistente que apresentaram problemas estruturais como o edifício Sevilha (superior) e o edifício Aquarela (inferior), a figura 4.18 mostra que a existência de cintas de amarração evitou o desmoronamento dos prédios.

Entretanto, Comparando o diagrama do prédio em alvenaria resistente sem cinta de concreto armado, com edificações construídas da mesma forma e que apresentaram problemas estruturais como o edifício Enseada de Serrambi (superior) e o edifício Éricka (inferior), a figura 4.19 mostra que a inexistência de cintas de amarração colaborou para o desmoronamento dos prédios.

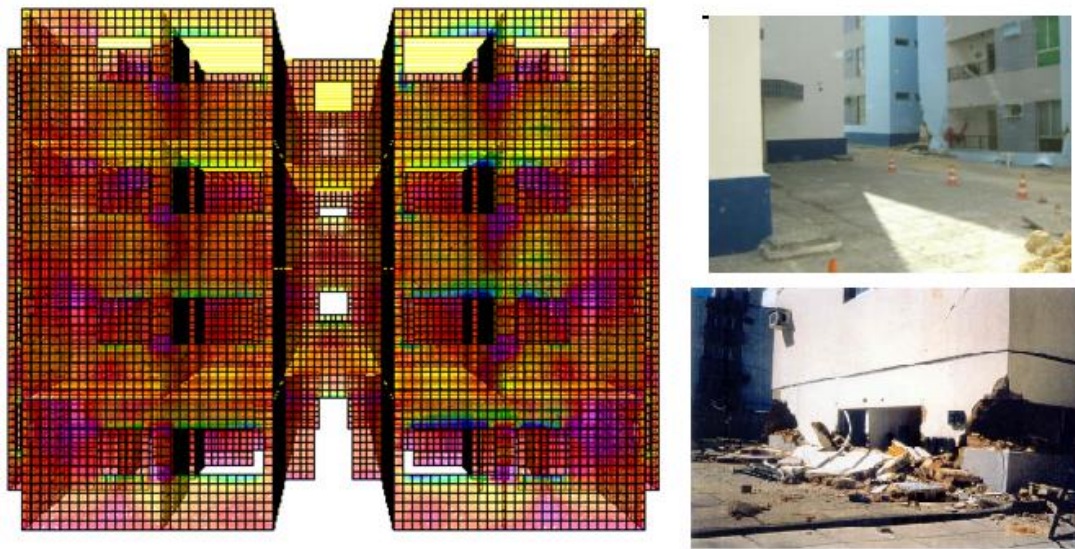


Figura 4.18. Prédio em alvenaria resistente com cinta (autora, 2017) e o Ed. Sevilha (superior) e Ed. Aquarela (inferior). (OLIVEIRA, 2017)



Figura 4.19. Alvenaria resistente SEM cinta (autora, 2017) e o Ed. Enseada de Serrambi (superior) e Ed. Éricka (inferior). (Oliveira, 2017)

As paredes analisadas nos três prédios, depois de modelada a abertura máxima de 2,80 x 2,60m apresentaram o diagrama de tensões apresentados nas figuras 4.20, 4.21 e 4.22.

Constata-se que a parede do prédio em alvenaria resistente sem cinta é a que apresenta maiores tensões de tração.

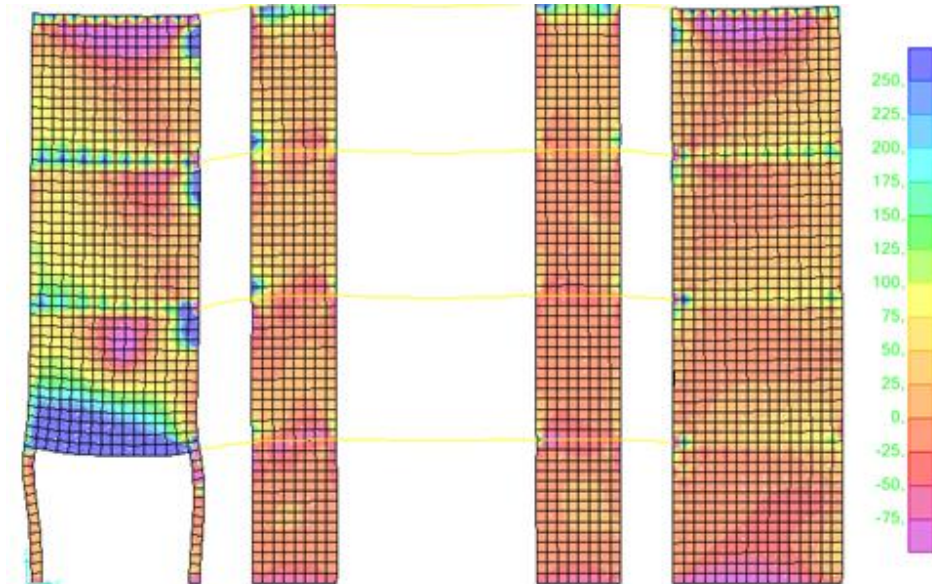


Figura 4.20. Parede alvenaria resistente SEM cinta, abertura de 2,80 x 2,60. (Autora, 2017)

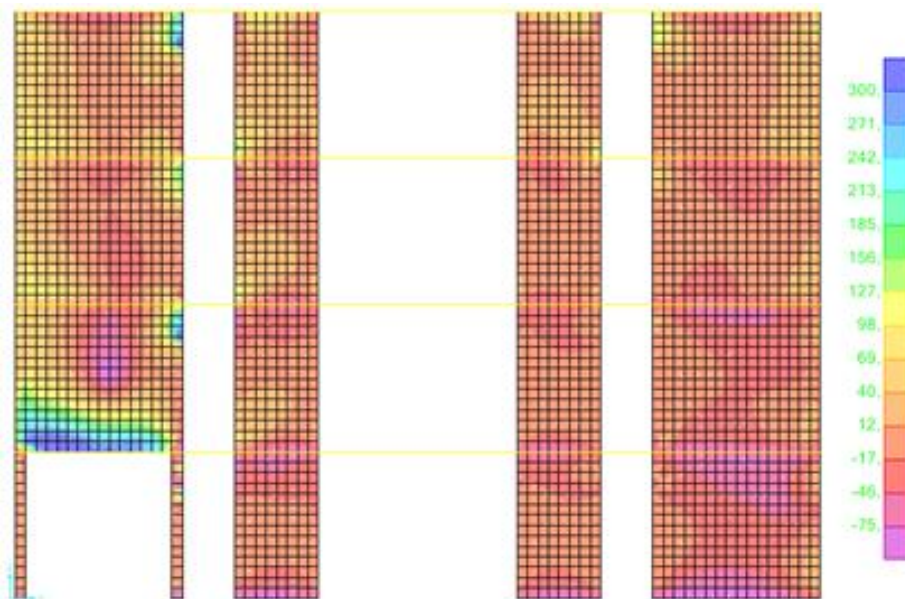


Figura 4.21. Parede alvenaria resistente COM cinta, abertura de 2,80 x 2,60. (Autora, 2017)

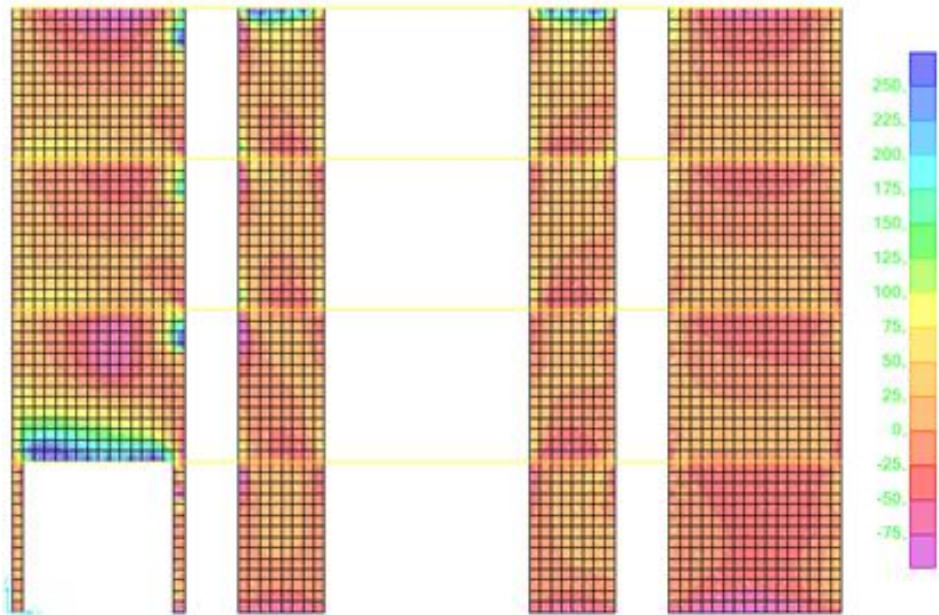


Figura 4.22. Parede alvenaria estrutural COM cinta, abertura de 2,80 x 2,60. (Autora, 2017)

Em alguns prédios em alvenaria resistente sem cintamento construídos na RMR, foi substituído de forma empírica o uso de cinta sobre as paredes pelo uso de uma armadura inferior de 2 vergalhões de $\phi = 10$ mm (3/8") com estribos, dentro da laje. Na modelagem, simulando essa realidade, considerou-se uma cinta de 10 x 14 cm, com armadura inferior de 2 barras $\phi = 10$ mm, obtendo como resultado valores 95% similares aos prédios em alvenaria resistente com cinta.

Na maioria dos projetos em alvenaria não se leva em conta o efeito arco, porém esse efeito demonstrará como a estrutura irá se comportar na realidade. Conclui-se que mesmo fazendo aberturas em uma parede do prédio, ocorre uma modificação no caminho das cargas, como consequência do efeito arco, conforme figura 4.19.. A estabilidade poderá ser assegurada, mesmo que a estrutura apresenta algumas patologias, se a cinta for capaz de suportar o esforço horizontal igual à projeção da carga inclinada que segue em direção ao arco, e os septos remanescentes das paredes que servirão de apoio forem capazes de resistir a componente vertical desse esforço.

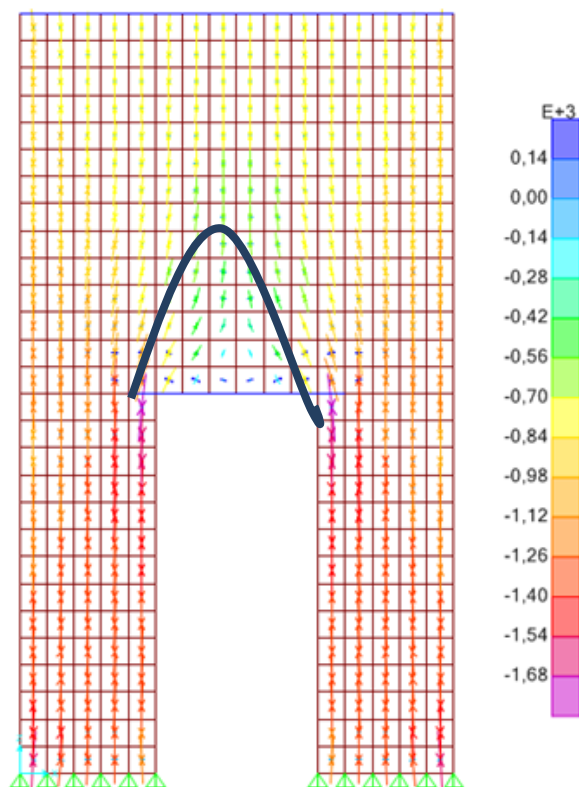


Figura 4.23. Diagrama de tensões na parede de alvenaria estrutural com abertura de 2,80m x 2,60m (Autora, 2017)

Os valores e os diagramas apresentados acima ratificam a teoria do efeito de arco discutida ao longo desta dissertação, no sistema parede sobre viga de apoio, onde diminui o momento fletor no meio do vão da cinta e aumenta o esforço cortante próximo ao apoio. Outro efeito é o aumento na tensão na base da parede, porque a tensão que antes da abertura era distribuída ao longo da parede, após a abertura passa a ser distribuída no restante da parede.

Além desses esforços na cinta, o efeito arco faz com que a mesma trabalhe feito um tirante, ou seja, nesse sistema parede-viga, a carga redistribuída segue na direção diagonal, e a parcela horizontal dessa força atua na cinta, fazendo com que a mesma seja solicitada tanto verticalmente, pela ação do peso próprio e carga da parede abaixo do arco, quanto horizontalmente.

Os resultados demonstram uma concentração de tensão de compressão no meio da parede no andar superior a abertura, e tensão de tração na parede logo acima da abertura, confirmando o gráfico de distribuição de tensões da teoria do efeito arco.

Porém, na edificação com alvenaria resistente sem cinta, conforme aumenta o vão da abertura ocorre um grande acréscimo na tensão de tração na base da parede acima da abertura.

Como nesse caso, a parede sobre a abertura não está apoiada em uma cinta para distribuir as cargas, e levando em conta que a resistência à tração da alvenaria é baixa, os blocos dessa região podem fissurar, e conseqüentemente, em efeito cascata, a parede pode ruir, levando a edificação ao colapso.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÃO

Nessa dissertação foram analisadas as consequências das retiradas de paredes na estabilidade de edifícios de quatro pavimentos construídos com alvenarias resistente e estrutural.

Ao modelar várias aberturas, que não contavam no projeto original, em parede do térreo pode-se observar o impacto do efeito arco nessas edificações, além de conhecer até quando o prédio resiste sem colapsar.

Entretanto, antes de apresentar a conclusão dessa dissertação faz-se necessário ratificar que não se podem retirar paredes, nem abrir vãos nas mesmas, a não ser o que conste em projeto estrutural original.

Os diagramas demonstram que os prédios em alvenaria resistente, sem cintas de amarração são mais vulneráveis a colapsar após o aumento do vão de abertura. Nesse ponto deve-se levar em conta que edificações em alvenaria resistente têm tendência a apresentar colapso brusco, onde a obra não sinaliza anteriormente que irá ruir.

Através dos resultados da modelagem demonstrou-se que a viga de apoio logo acima da abertura, apresenta uma redução no momento fletor no meio do vão da viga, além de um aumento no esforço cortante próximo aos apoios da mesma, como consequências do efeito arco.

Estruturas em alvenaria tem grande capacidade para distribuir os esforços através da interação entre as paredes, mas tem uma baixa resistência aos esforços de tração. Portanto, o aumento de tensão provocado pela abertura dos vãos, que não constam em projeto, pode provocar sérios problemas estruturais nesse tipo de edificação, principalmente no trecho da alvenaria logo acima da abertura, com maior impacto nos prédios sem cinta em concreto armado na interface laje-parede.

Na edificação em alvenaria resistente sem cinta quando é modelada a maior abertura de 2,80m x 2,60m, a deformação é bem maior do que a apresentada no prédio em alvenaria resistente com cinta e no prédio em alvenaria estrutural, nesse caso percebe-se um impacto maior na estrutura, com grande tendência a colapsar.

Na maioria dos projetos em alvenaria não se leva em conta o efeito arco, mas esse efeito interfere no comportamento da estrutura. Conclui-se que mesmo fazendo aberturas em uma parede do prédio, ocorre uma modificação no caminho das cargas, como consequência

do efeito arco. A estabilidade poderá ser assegurada se a cinta for capaz de suportar o esforço horizontal igual a projeção da carga inclinada que segue em direção ao arco, e os septos remanescente das paredes que servirão de apoio forem capaz de resistir a componente vertical desse esforço.

5.2 SUGESTÕES TRABALHOS ACADÊMICOS

Como sugestões para trabalhos futuros, é de suma importância continuar estudando essas edificações em alvenaria resistente, através da modelagem pode-se analisar outros impactos na edificação:

- Analisar o efeito dos rasgos nas paredes por análise numérica;
- Analisar através de MEF como os prédios funcionam com vergas e contravergas e sem as mesmas;
- Analisar através de MEF o impacto do fogo em edifícios em alvenaria estrutural;

6. REFERÊNCIAS

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15961-1. Alvenaria estrutural em Blocos de concreto – Parte 1: Projeto.** Rio de Janeiro, 2013.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15961-2. Alvenaria estrutural em Blocos de concreto - Parte 2: Execução e controle de obra.** Rio de Janeiro, 2014.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15812-1. Alvenaria estrutural em Blocos cerâmicos – Projeto.** Rio de Janeiro, 2010.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15812-2. Alvenaria estrutural em Blocos cerâmicos – Execução e controle de obras.** Rio de Janeiro, 2010.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15575-1. Edificações habitacionais — Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais.** Rio de Janeiro, 2013.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15575-2. Edificações habitacionais — Desempenho. Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais.** Rio de Janeiro, 2013.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15575-3. Edificações habitacionais — Desempenho. Parte 3: Requisitos para os sistemas de pisos.** Rio de Janeiro, 2013.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118. Projeto de estruturas e procedimentos de concreto.** Rio de Janeiro, 2014.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 10.837. Cálculo de alvenaria estrutural em blocos vazados de concreto.** Rio de Janeiro, 2000.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6120. Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações.** Rio de Janeiro, 2000.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 2013.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6136. Bloco vazado de concreto simples para alvenaria – Requisitos.** Rio de Janeiro, 2016.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 13279. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão.** Rio de Janeiro, 2005.

- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 13276. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência**. Rio de Janeiro, 2002.
- ALVES, Fabiana Santos. **Análise do Comportamento Estrutural de um Conjunto de edifícios construídos com alvenaria resistente submetidas a ação de recalques**. Dissertação (Mestrado). UFPE Recife, 2006.
- AZEVEDO, Álvaro F. M. **Método dos Elementos Finitos**. Porto-PT: Faculdade de engenharia do Porto, 2003.
- BARBOSA, P.C. **Interação entre paredes de alvenaria estrutural e vigas de concreto armado**. 2000. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- BATHE, Klaus-Jurgen. **Finite Element Procedure**. New Jersey: Prentice Hall, 1996.
- BERTOLINI, L. **Materiais de construção: patologia, reabilitação e prevenção**. São Paulo: Oficina de Texto, 2010.
- CORREA, M. R. S., PAGE, A W. **The interaction of load-bearing masonry walls subjected to vertical loads**. Research reports No 218.12.2001, Department of Civil, Surveying and Environmental Engineering. The University of Newcastle, Australia, 2001.
- CRISFIELD, M. A. **Finite Elements and Solution Procedures for structural Analysis, vol 1: Linear Analysis**. Pineridge Press, Swansea, UK, 1986.
- DAVIES, S. R., AHMED, A. F. **An approximate method for analyzing composite wall-beams**. British Ceramic Society (proceedings), 1978.
- FRANCIS, A. J., HORMAN, C. B., JEREMS, L. E. **The effect of Join thickness and other factors on the compressive strength of brickwork**. In: international Brick Masonry Conference, 2, Stoke on trent. England, Proceedings, Stoke-on-trent, British Ceramic Research Association, 1971.
- GOMES, I. R.. **Simulação numérica do ensaio de compressão de prisma de alvenaria pelo método de elementos finitos com comportamento de interface**. Tese (doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC, 2001.
- GUSMÃO, A. D. [et al]. **Diretrizes para solução dos problemas relacionados aos prédios construídos em alvenaria resistente na Região Metropolitana do Recife**. Recife: EDUPE, 2009.
- HASELTINE, B. A. MOORE, J. F. A. **Handbook to BS-5628: Structural use for masonry – Part 1: Unreinforced masonry**. The Brick Development Association, 1981.

- KAGEYAMA, T.; KISHI S.; MORETTI, C.; MEIRELLES, R. **As interferências do processo construtivo da alvenaria estrutural na redução dos custos na construção arquitetônica**. São Paulo: Revista Mackenzie de Engenharia e Computação, 2009.
- KLEINGESINDS, S. E. **A influência do efeito arco sobre o custo da estrutura de suporte em concreto armado para edifício de alvenaria estrutural**. 2014. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2014.
- LENCZNER, D. **Movements in building**. Oxford, Pergamon Press, 2nd edition, 1980
- LU Neng-yuan; FENG Ming-shuo; SHI Guo-bin; MO Ting-bin (1985). **The behavior and strength of brick and reinforced concrete composite wall beams**. In: International Brick/Block Masonry Conference, 7th Melbourne, Australia, 1985.
- MAGALHÃES, E. F. **Fissuras em alvenarias: configurações típicas e levantamento de incidências no Estado do Rio Grande do Sul**. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.
- MANZIONE, L. **Projeto e execução de alvenaria estrutural**. 1ª. ed. São Paulo, O nome da Rosa Editora Ltda. 2004.
- MOHAMAD, G.. **Construções em Alvenaria estrutural – Materiais, Projeto e Desempenho**. São Paulo: Editora Edgar Blücher, 2015.
- OLIVEIRA, R. A. **Laudo Técnico. Edifício Aquarela. Piedade – Jaboatão do Guararapes – PE, 1977**.
- OLIVEIRA, R. A. *et al.* **Laudo Técnico. Causas do desabamento do Edifício Éricka Jardim Fragoso. Olinda – PE, 2000**.
- OLIVEIRA, R. A.; SILVA, F. A. N.; SOBRINHO, C. W. P. **Edifícios construídos com Alvenaria Resistente em Pernambuco. Situação Atual e Perspectiva Futura**. In: Bernardo Silva Monteiro e José Afonso P. Vitorio. Org. O SINAENCO-PE e a Produção do Conhecimento – Coletânea de artigos Técnicos. Ed. Recife, 2008.
- OLIVEIRA, R. A.; SILVA, F. A. N.; SOBRINHO, C. W. P. **Engenharia para Prédio-caixão na região metropolitana do Recife**. CEF, 2012.
- OLIVEIRA, R. A.; SILVA, F. A. N.; Pires SOBRINHO, C. W. P.; AZEVEDO, A. A. C. de. **Edificações em alvenaria resistente na região metropolitana do Recife**. Porto Alegre: Revista Ambiente Construído, 2017.
- PEREIRA, José Luiz. **Alvenaria Estrutural**. São Paulo: PINI, 2015.
- PAES, M. S. **Interação entre edifício de alvenaria estrutural e pavimento em concreto armado considerando-se o efeito arco com a atuação de cargas verticais e ações**

horizontais. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

PARSEKIAN, G. A. **Tecnologia de produção de alvenaria estrutural protendida.** Tese (doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2002.

PARSEKIAN, G. A. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural.** São Carlos: EDUFSCar, 2013.

PITANGA, Marcelo de Andrade. **Contribuição ao estudo de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos.** Recife, 2016. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE).

PORTO, Marcelino E, **Engenharia para Prédios-Caixa na Região Metropolitana de Recife.** Recife: Editora Caixa Econômica Federal, 2012.

RAMALHO, Marcio e Marcio R. S. Correa. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural.** São Paulo: PINI, 2003.

SILVA, T. F. T. **Estudo da interação entre edifícios de alvenaria estrutural e pavimentos em concreto armado.** 2005. 104p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2005.

SORIANO, Humberto Lima. **Análise de Estruturas – Formulação matricial e implementação computacional.** Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda., 2005.

SORIANO, Humberto Lima. **Elementos Finitos - Formulação e aplicação na estática e dinâmica das estruturas.** Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda., 2009.

STAFFORD SMITH, B.; RIDDINGTON, J.R. **The composite behavior of elastic wall-beam systems. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2,** June, 1977.

TAUIL, C. A. **Alvenaria Estrutural.** São Paulo: PINI, 2010.

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação.** São Paulo: PINI, 2007.

TOMAZELA, C. A. **Ação conjunta parede-viga na alvenaria estrutural.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

WOOD, R. H. **Studies in composite construction, part 1: the composite action bricks panels supported on reinforced concrete beams.** London: National Building Studies; HSMO, 1952.

ZIENKIEWICZ, O. C. **The Finite Element Method – in Engineering Science.** London: McGraw-Hill Co., 1977.

ZIENKIEWICZ, O. C e TAYLOR, R. L, ZHU, J Z. **The Finite Element Method: Its Basis and fundamental.** Oxford: Butterworth-Heinemann, 2000.