

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

ANTONIO PAULO SIQUEIRA JUNIOR

**ANÁLISE NUMÉRICA DE TENSÕES EM ELEMENTOS
DE CONTRAVENTAMENTO DE UM EDIFÍCIO
EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

São Luís

2019

ANTONIO PAULO SIQUEIRA JUNIOR

**ANÁLISE NUMÉRICA DE TENSÕES EM ELEMENTOS
DE CONTRAVENTAMENTO DE UM EDIFÍCIO
EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Projeto de monografia apresentado à Coordenação do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão – UEMA, como requisito de integralização curricular.

Orientador: Prof. Me. Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira.

São Luís

2019

Siqueira Junior, Antonio Paulo.

Análise numérica de tensões em elementos de contraventamento de um edifício em alvenaria estrutural / Antonio Paulo Siqueira Junior. – São Luís, 2019.

128 f

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2019.

Orientador: Prof. Me. Clodoaldo César Malheiros Ferreira.

1.Alvenaria estrutural. 2.Método dos Elementos Finitos. 3.Análise de tensões.
I.Título

CDU: 624.042

ANTONIO PAULO SIQUEIRA JUNIOR

ANÁLISE NUMÉRICA DE TENSÕES EM ELEMENTOS DE
CONTRAVENTAMENTO DE UM EDIFÍCIO
EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Projeto de monografia apresentado à Coordenação do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão – UEMA, como requisito de integralização curricular.

Orientador: Prof. Me. Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira.

Aprovado em: 06 / 12 / 2019

BANCA EXAMINADORA



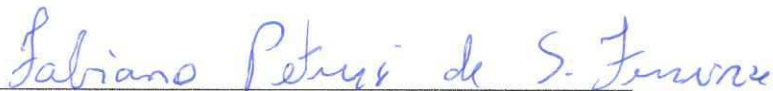
Prof. Me. Clodoaldo Cesar Malheiros Ferreira (Orientador)

Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Dr. Iêdo Alves de Souza

Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Esp. Fabiano Petrucci de Sousa Ferreira

Universidade Estadual do Maranhão

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha família por todo o apoio proporcionado durante o curso, em especial aos meus pais Denise Alves e Antonio Paulo e ao meu irmão Eduardo Sales, que sempre acreditaram na minha capacidade e confiaram nas minhas escolhas.

Aos meus professores por todo o conhecimento compartilhado e por terem participado da minha formação como Engenheiro Civil.

A todos os meus amigos de graduação que fizeram parte da minha trajetória durante o curso e que contribuíram para minha evolução como pessoa e profissional, principalmente a Icaro Mateus e João Victor.

Ao meu orientador, Clodoaldo Cesar, por todo o auxílio fornecido para o desenvolvimento desse trabalho e por sua disponibilidade e comprometimento com o meu aprendizado com o mesmo.

As amizades que fiz ao longo desses anos e que me tornaram uma pessoa melhor, especialmente a Camilla Natacha e Melyna Barros.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente durante esses 5 anos de formação e me ensinaram os valores, ideais e os princípios de quem eu almejo ser.

*“I wanna be defined by the things that I love.
Not the things I hate. Not the things that I'm
afraid of. Not the things that haunt me in the
middle of the night. I just think that you are
what you love.”*

Taylor Swift

RESUMO

SIQUEIRA JUNIOR, A. P., **Análise Numérica de Tensões em Elementos de Contraventamento de um Edifício em Alvenaria Estrutural**. 2019. 128 f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual do Maranhão, São Luís, 2019.

A verticalização das cidades para atender ao aumento populacional tem apontado a necessidade do estudo de alternativas para a concepção de sistemas de contraventamento em edifícios. A Alvenaria Estrutural se apresenta como uma escolha interessante por propiciar maior rapidez e facilidade durante os processos construtivos. O presente trabalho visa estudar as ações as quais edifícios altos estão submetidos, propondo a alvenaria estrutural como uma alternativa que atenda aos critérios de desempenho e segurança das estruturas a partir de um edifício modelo de 8 pavimentos em blocos vazados de concreto, de elaboração própria e com painéis de contraventamento dimensionados conforme os procedimentos de cálculo da NBR 15961-1 (2011) – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto Parte 1: Projeto. Os crescentes avanços na Engenharia de Estruturas têm permitido incorporar a análise numérica através do Método dos Elementos Finitos, aplicado neste trabalho com a utilização do software computacional SAP2000, e que permite uma avaliação mais criteriosa das tensões e deformações que representam o comportamento do edifício na prática. A partir da discretização do edifício em uma malha de elementos finitos pode-se analisar numericamente as tensões de compressão, tração e cisalhamento consideradas significativas ao dimensionamento da edificação, estudando como são transmitidos os efeitos das ações verticais e horizontais ao longo da estrutura. Constatam-se que as tensões de compressão e de tração obtidas através de procedimentos normativos se apresentaram satisfatórias quando comparadas ao M.E.F., apresentando valores considerados conservadores para altas solicitações. Para as tensões de cisalhamento observou-se uma variação significativa de resultados. Os resultados discordantes podem ser apontados em decorrência das simplificações de cálculo normativas, dos métodos de distribuição das ações verticais através de paredes estruturais e das ações horizontais em painéis de contraventamento, que não consideram a transmissão de esforços entre paredes devido a interação entre blocos e o efeito considerativo das tensões nas aberturas da estrutura.

Palavras-chave: Alvenaria Estrutural. Análise de Tensões. Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

SIQUEIRA JUNIOR, A. P., **Numerical Analysis of Stress in Bracing Elements of a Building in Structural Masonry**. 2019. 128 f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual do Maranhão, São Luís, 2019.

The verticalization of cities to meet the population growth has pointed to the need to study alternatives for the design of bracing systems in buildings. The Structural Masonry is presented as an interesting choice for providing faster and easier construction process. This work seeks to study the actions to which high buildings are submitted and to launch structural masonry as an alternative, that meets the performance and safety criteria of the structures, from an eight-level model building in hollow concrete blocks, self-made and with bracing panels projected according to the calculation procedures of the Brazilian Norm NBR 15961-1 (2011). The increasing advances in Structural Engineering have allowed the incorporation of numerical analysis through the Finite Element Method, applied in this work using the SAP2000 computational software, which allows a more careful evaluation of the stresses and deformations that represent the behavior of the building in practice. From the discretized building in a finite element it is possible to numerically analyze the stresses considered significant to the design of the building and to study how the effects of vertical and horizontal actions along the structure are transmitted. Compression and tensile stresses obtained through normative procedures were satisfactory when compared to F.E.M., presenting some points of attention. For shear stresses, a significant variation of results was observed. The discordant results can be pointed out due to the method of distribution of vertical actions through structural walls and horizontal actions in bracing panels, which do not consider the transmission of forces between walls due to the interaction between blocks and the considerable effect of door and window spans on the structure.

Key Words: Finite Element Method. Stress Analysis. Structural Masonry.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Distribuição da força do vento nos painéis de contraventamento.....	17
Figura 2 – Pontos em que se recomenda armadura vertical de canto.....	22
Figura 3 – Modulação vertical de piso a teto com uso de bloco J nas extremidades.	24
Figura 4 – Modulação vertical de piso a piso com uso de bloco J nas extremidades.....	24
Figura 5 – Fiadas com amarração direta e sem juntas a prumo.....	24
Figura 6 – Cargas atuantes em uma parede.	25
Figura 7 – Tensões no bloco e nas juntas de argamassa submetidos a compressão axial.	27
Figura 8 – Discretização por elementos finitos.	29
Figura 9 – Análise de um painel de contraventamento com rede de elementos finitos.	35
Figura 10 – Ação do vento em um edifício.	38
Figura 11 – Ação estática equivalente do vento	38
Figura 12 – Desaprumo global de uma edificação de andares múltiplos.	44
Figura 13 – Força horizontal equivalente ao desaprumo.....	45
Figura 14 – Parâmetros para espessura efetiva das paredes com enrijecedores.....	49
Figura 15 – Comprimento efetivo dos flanges (abas).	50
Figura 16 – Disposição da argamassa.	53
Figura 17 - Diagrama de tensões para alvenaria não armada.	54
Figura 18 – Família de blocos 15x40.	57
Figura 19 - Planta do Pavimento Tipo da Edificação (1ª Fiada).	58
Figura 20 – Parede 01.....	58
Figura 21 – Parede 02.....	59
Figura 22 – Parede 03.....	59
Figura 23 – Parede 04.....	59
Figura 24 – Parede 05.....	60
Figura 25 – Parede 06 (Elevação da Edificação).....	60
Figura 26 - Paredes Estruturais.....	61
Figura 27 – Configuração das Lajes no Pavimento Tipo.	63
Figura 28 – Configuração das Laje da Platibanda.....	63
Figura 29 – Reação das Lajes nas Paredes do Pavimento Tipo.	65
Figura 30 – Reação das Lajes nas Paredes na Platibanda.	65
Figura 31 – Divisão dos grupos de paredes estruturais.	67
Figura 32 – Dimensões da edificação e direção de atuação do vento	70

Figura 33 – Painéis de contraventamento na direção X.	73
Figura 34 – Painéis de contraventamento na direção Y.	74
Figura 35 – Determinação da fibra mais distante do Centro de Gravidade da Parede.	81
Figura 36 – Sistema de coordenadas do elemento SHELL.	89
Figura 37 – Tensões no elemento SHELL.....	90
Figura 38 – Edifício projetado no SAP2000.	90
Figura 39 – Parede 3.....	91
Figura 40 – Malha de Elementos Finitos da Parede 3.	92
Figura 41 – Coordenadas locais do elemento definido.....	92
Figura 42 – Restrições de apoio da Edificação.....	93
Figura 43 – Tensões nas Extremidades do Edifício junto as Restrições de Apoio.	94
Figura 44 – Tensões de compressão no eixo 22 para a Vista Frontal do Edifício (Parede 3). .	95
Figura 45 – Tensões de compressão no eixo 22 para os Fundos do Edifício (Parede 1).	95
Figura 46 – Tensões de compressão no eixo 22 para a Vista Lateral do Edifício (Parede 4). .	96
Figura 47 – Tensões de compressão no eixo 22 para a Parede 2.....	96
Figura 48 – Tensões de compressão no eixo 22 para a Parede 5.....	97
Figura 49 – Tensões de compressão no eixo 22 para a Parede 6.....	97
Figura 50 – Tração devido as aberturas de portas e janelas.	98
Figura 51 – Tensões de tração no eixo 22 para a Parede 4.....	99
Figura 52 – Tensões de tração no eixo 22 para a Parede 5.....	99
Figura 53 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 3.	100
Figura 54 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 1.	101
Figura 55 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 2.	101
Figura 56 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 4.	102
Figura 57 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 5.	102
Figura 58 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 6.	103
Figura 59 – Áreas de Influência do Carregamento das Lajes do Pavimento Tipo.	124
Figura 60 – Áreas de Influência do Carregamento das Lajes da Cobertura.	124
Figura 61 – Coeficiente de arrasto para edificações em vento de baixa turbulência.....	128
Figura 62 – Coeficiente de arrasto para edificações em vento de alta turbulência.	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensões nominais dos blocos de concreto	21
Tabela 2 – Fatores que afetam a resistência a compressão da alvenaria estrutural.	25
Tabela 3 – Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração.	26
Tabela 4 – Fator S_2	42
Tabela 5 – Coeficientes ψ_0 para redução de ações variáveis.	47
Tabela 6 – Coeficientes de ponderação (γ_f) para combinações normais de ações.	47
Tabela 7 – Coeficiente δ (pode ser obtido por interpolação).	49
Tabela 8 – Esbeltez máxima.....	50
Tabela 9 – Coeficiente de ponderação das resistências (γ_m).	52
Tabela 10 – Resistência característica à tração na flexão (f_{tk}).	53
Tabela 11 – Resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes (f_{tk}).	54
Tabela 12 – Carregamento das lajes e características geométricas do Pavimento Tipo.....	64
Tabela 13 – Carregamento das lajes e características geométricas da Platibanda.....	64
Tabela 14 – Carga total atuante nas paredes da direção X do Pavimento Tipo.	66
Tabela 15 – Carga total atuante nas paredes da direção Y do Pavimento Tipo.	66
Tabela 16 – Carga total atuante nas paredes da direção X da Platibanda.	66
Tabela 17 – Carga total atuante nas paredes da direção Y da Platibanda.	67
Tabela 18 – Carga total atuante em cada grupo de parede no Pavimento Tipo.	68
Tabela 19 – Carga total atuante em cada grupo de parede na Platibanda.	68
Tabela 20 – Carga por grupo em cada nível do edifício.....	69
Tabela 21 – Valores do coeficiente S_2	69
Tabela 22 – Pressão dinâmica do vento a cada nível do edifício.	70
Tabela 23 – Área frontal de atuação do vento em cada nível.....	71
Tabela 24 – Pressão dinâmica e força atuante do vento em cada nível.....	71
Tabela 25 – Esforços laterais a cada nível do edifício.	73
Tabela 26 – Rigidez relativa dos painéis de contraventamento na direção X.	75
Tabela 27 – Rigidez relativa dos painéis de contraventamento na direção Y.	75
Tabela 28 – Esforço Cortante característico nas paredes da direção X.....	75
Tabela 29 – Momento Fletor característico nas paredes da direção X.....	76
Tabela 30 – Esforço Cortante característico nas paredes da direção Y.....	76
Tabela 31 – Momento Fletor característico nas paredes da direção Y.....	76
Tabela 32 – Resistência Característica do Prisma por Pavimento em MPa (f_{pk}).	78

Tabela 33 – Resistência Característica do Bloco por Pavimento em MPa (f_{bk}).....	78
Tabela 34 – Tensão de Cisalhamento das paredes na direção X.....	79
Tabela 35 – Tensão de Cisalhamento das paredes na direção Y.....	79
Tabela 36 – Tensão Normal de Compressão na junta das paredes na direção X.....	80
Tabela 37 – Tensão Normal de Compressão na junta das paredes na direção Y.....	80
Tabela 38 – Determinação do módulo de resistência de flexão das Paredes X.....	82
Tabela 39 – Determinação do módulo de resistência de flexão das Paredes Y.....	82
Tabela 40 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-01.....	83
Tabela 41 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-02.....	83
Tabela 42 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-03.....	83
Tabela 43 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-04.....	84
Tabela 44 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-05.....	84
Tabela 45 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-06.....	84
Tabela 46 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-07.....	85
Tabela 47 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-08.....	85
Tabela 48 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-01.....	85
Tabela 49 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-02.....	86
Tabela 50 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-03.....	86
Tabela 51 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-04.....	86
Tabela 52 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-05.....	87
Tabela 53 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-06.....	87
Tabela 54 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-07.....	87
Tabela 55 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 1. ..	104
Tabela 56 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 2. ..	105
Tabela 57 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 3. ..	105
Tabela 58 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 4. ..	105
Tabela 59 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 5. ..	106
Tabela 60 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 6. ..	106
Tabela 61 – Reação das Lajes do Pavimento Tipo nas paredes (kN/m).....	125
Tabela 62 – Reação das Lajes da Cobertura nas paredes (kN/m). ..	125

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Quadro 1 – Combinação de peças modulares da Família de 20 e 40.	23
Gráfico 1 – Estudos da Resistência à compressão simples de blocos, argamassas e prismas. .	26
Mapa 1 – Isopletas da velocidade básica do vento em m/s.	40
Quadro 2 – Categorias de terreno conforme a rugosidade.	41
Quadro 3 – Classes de edificações	41
Quadro 4 – Valores mínimos do Fator S3.	42
Gráfico 2 – Tensões de compressão na Parede 3.....	107
Gráfico 3 – Tensões de compressão na Parede 5.....	107
Gráfico 4 – Tensões de compressão na Parede 6.....	108
Gráfico 5 – Tensões de Tração na Parede 4.	109
Gráfico 6 – Tensões de Cisalhamento na Parede 2.	109
Gráfico 7 – Tensões de Cisalhamento na Parede 5.	110
Quadro 5 – Determinação do centro de gravidade e da Inércia das Paredes X.....	126
Quadro 6 – Determinação do centro de gravidade e da Inércia das Paredes Y.....	127

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 Justificativa	18
1.2 Objetivos.....	18
1.2.1 Objetivos Gerais	18
1.2.2 Objetivos Específicos	18
1.3 Metodologia.....	19
2 ALVENARIA ESTRUTURAL.....	21
2.1 Definição dos Elementos de Alvenaria	21
2.2 Coordenação Modular	22
2.3 Comportamento Mecânico da Alvenaria.....	25
3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	29
3.1 Formulação do M.E.F.....	30
3.2 Método dos Elementos Finitos na Alvenaria Estrutural.....	33
4 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE PROJETO.....	36
4.1 Segurança nas Estruturas: Estados Limites	36
4.2 Ações nas Estruturas	36
4.2.1 Critérios da NBR 6120 (2019) Ações para o cálculo de estruturas de edificações	37
4.2.1.1 Carga permanente	37
4.2.1.2 Carga acidental	37
4.2.2 Critérios da NBR 6123 (1988) – Forças devido ao vento em edificações	37
4.2.2.1 Determinação das forças estáticas devido ao vento.....	39
4.2.2.1.1 Força de arrasto	39
4.2.2.1.2 Coeficiente de arrasto ou coeficiente aerodinâmico.....	39
4.2.2.2 Determinação dos efeitos dinâmicos do vento	39
4.2.2.2.1 Velocidade básica do vento	39
4.2.2.2.2 Velocidade característica do vento	40
4.2.2.2.3 Fator topográfico – S_1	41
4.2.2.2.4 Fator de rugosidade – S_2	41
4.2.2.2.5 Fator estatístico – S_3	42
4.2.2.2.6 Pressão dinâmica ou de obstrução do vento	43
4.2.3 Critérios da NBR 15961-1 (2011) para consideração das Ações	43
4.2.3.1 Ações Permanentes.....	43

4.2.3.2 Ações Variáveis	45
4.2.3.3 Ações Excepcionais	45
4.3 Combinações de Ações	45
4.3.1 Critérios da NBR 8681 (2003) – Ações e segurança nas estruturas	46
5 DIMENSIONAMENTO DA ALVENARIA ESTRUTURAL	48
5.1 Parâmetros de Dimensionamento	48
5.1.1 Características geométricas dos Elementos	48
5.1.2 Altura Efetiva das Paredes	48
5.1.3 Espessura Efetiva das Paredes	49
5.1.4 Esbeltez das Paredes	50
5.1.5 Comprimento Efetivo dos Flanges dos Painéis de Contraventamento	50
5.1.6 Estabilidade Global da Estrutura de Contraventamento	51
5.2 Dimensionamento à Compressão Simples	51
5.3 Dimensionamento à Flexão Simples	53
5.4 Dimensionamento ao Cisalhamento	54
5.5 Dimensionamento à Flexão Composta	55
6 ESTUDO DE CASO	57
6.1 Apresentação do Projeto	57
6.1.1 Características do Projeto	57
6.2 Cargas Verticais	61
6.2.1 Peso Próprio	61
6.2.1.1 Pavimento Tipo	61
6.2.1.2 Cobertura	62
6.2.2 Carga das Lajes	62
6.2.2.1 Pavimento Tipo	62
6.2.2.2 Cobertura	62
6.2.2.3 Escadas	62
6.2.2.4 Resumo do Carregamento Nas Lajes	63
6.2.2.5 Reações das Lajes nas Paredes	64
6.2.3 Distribuição das Cargas Verticais	65
6.2.3.1 Distribuição das Cargas Verticais nas Paredes	65
6.2.3.2 Distribuição das Cargas Verticais por Grupos	67
6.3 Cargas Horizontais	69
6.3.1 Ação do Vento	69

6.3.1.1 Velocidade Característica e Pressão Dinâmica	69
6.3.1.2 Força Atuante do Vento.....	70
6.3.2 Ação Equivalente ao Desaprumo	72
6.3.3 Distribuição das Ações Horizontais	72
6.4 Verificações Preliminares	76
6.4.1 Estabilidade local dos elementos.....	76
6.4.2 Estabilidade Global da Estrutura de Contraventamento.....	77
6.5 Verificação das Tensões de Compressão Simples.....	77
6.6 Verificação das Tensões de Cisalhamento.....	79
6.7 Verificações das Tensões na Flexão Composta	81
7 ANÁLISE NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	89
7.1 Introdução	89
7.2 Definição do Elemento	89
7.3 Geometria do Edifício	90
7.3.1 Definição da Malha do Edifício.....	91
7.3.2 Restrições de Apoio do Edifício.....	92
7.4 Dados de Entrada	93
7.4.1 Materiais Empregados	93
7.4.2 Carregamento Aplicado.....	93
7.5 Resultados Obtidos pelo Método dos Elementos Finitos	94
7.5.1 Tensões Normais de Compressão.....	94
7.5.2 Tensões Normais de Tração	98
7.5.3 Tensões de Cisalhamento	100
8 ANÁLISE COMPARATIVA DE TENSÕES	104
8.1 Comparativo entre as Tensões de Compressão	106
8.2 Comparativo entre as Tensões de Tração	108
8.3 Comparativo entre as Tensões de Cisalhamento	109
9 DISCUSSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	111
REFERÊNCIAS	113
APÊNDICE A – PLANTAS DA EDIFICAÇÃO	118
APÊNDICE B – MÉTODO DAS CHARNEIRAS PLÁSTICAS	124
APÊNDICE C – DETERMINAÇÃO DA INÉRCIA DOS PAINÉIS.....	126
ANEXO – AÇÃO DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES.....	128

1 INTRODUÇÃO

“É necessário contraventurar uma estrutura para impedir o aparecimento de grandes deslocamentos horizontais” (MARTHA, 2010, p.144). Existem vários tipos de sistemas construtivos verticais e horizontais para resistir às ações laterais provenientes do vento que permitem maior verticalidade nas construções, entre eles, destaca-se como alternativa interessante o uso das paredes estruturais como elementos de contraventamento.

De acordo com Mohamad (2015), a alvenaria com função estrutural tem sido utilizada há milhares de anos pelas civilizações antigas através de conhecimentos empíricos e se desenvolvido e aperfeiçoado, por meio de estudos e pesquisas na área ao longo do tempo. No Brasil, a alvenaria estrutural levou mais tempo para ganhar o seu espaço, passando a ser tratada como tecnologia de engenharia apenas a partir da década de 70, com o desenvolvimento de edifícios mais altos com blocos vazados estruturais.

Corrêa e Nascimento Neto (2002) apresentaram as vantagens e desvantagens da alvenaria estrutural em comparação a estruturas convencionais de concreto. Dentre os aspectos positivos, pode-se destacar:

- Economia de Fôrmas;
- Redução significativa nos revestimentos, proporcionando maior economia;
- Redução do número de especialistas (como carpinteiros) e dos desperdícios de material e mão-de-obra;
- Flexibilidade no ritmo de execução da obra.

Já entre os aspectos negativos do sistema encontram-se:

- Não permite mudanças no projeto arquitetônico após construído, devido a sua função portante;
- Necessidade de mão-de-obra qualificada;
- Interferência nos projetos arquitetônicos e complementares, como os projetos de instalações elétricas e hidráulicas.

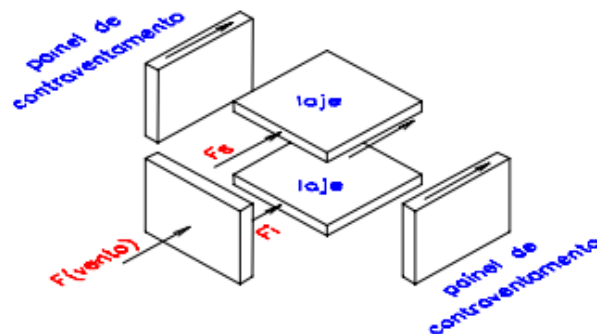
Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a alvenaria estrutural está relacionada com a transmissão das ações através de tensões de compressão, devendo-se ter atenção as tensões de tração que não podem possuir valores muito altos e devem ser restritas a pontos específicos da estrutura, de forma que a mesma se torne tecnicamente viável. Por isso, tornam-se importantes em um projeto de alvenaria estrutural a concepção arquitetônica e estrutural, junto a escolha da

modulação dos blocos e definição das aberturas de portas e janelas, para se obter maior economia, segurança e desempenho estrutural.

Corrêa e Nascimento Neto (2002) ainda estudaram o efeito do vento sobre edifícios em alvenaria estrutural, afirmando que as paredes devem ter comprimentos suficientes para garantir condições de apoio e a rigidez necessária para funcionar como elemento de contraventamento, sendo a sua estabilidade lateral garantida pelos diafragmas horizontais e pelas paredes estruturais. Segundo os mesmos autores, para edifícios mais altos, a análise do sistema de contraventamento é essencial para o estudo do comportamento da estrutura.

Conforme Martins (2001), a força do vento atua em paredes dispostas na sua direção perpendicular, passando a ação para as lajes dos pavimentos que distribuem aos painéis de contraventamento, conforme a rigidez. Assim, as resistências ao cisalhamento e flexão devem ser consideradas.

Figura 1 – Distribuição da força do vento nos painéis de contraventamento.



Fonte: Martins (2001).

Com a evolução dos processos e métodos de cálculo junto as técnicas computacionais, uma alternativa para análise tridimensional de estruturas é o Método dos Elementos Finitos (M.E.F.), que pertence ao Método dos Deslocamentos e baseia-se em equações de equilíbrio com deslocamentos generalizados como incógnitas. Vaz (2011) reforça que a formulação do M.E.F. pode ser realizada através do Princípio dos Deslocamentos Virtuais, do Princípio da Mínima Energia Potencial Total ou do Método dos Resíduos Ponderados, utilizando-se da “discretização” para análise de meios contínuos e da matriz de interpolação.

Através da modelagem numérica de alvenaria estrutural, empregando-se o método dos elementos finitos, consegue-se prever o comportamento mecânico dos painéis, entender melhor os mecanismos de transmissão de cargas e de falha, além de avaliar com mais precisão a segurança da estrutura (BARRETO, 2002, p.16).

A utilização do M.E.F. através de softwares cada vez mais avançados tem proporcionado um estudo mais real do comportamento da estrutura na prática. Assim, pode-

se analisar as tensões nas paredes submetidas a ações horizontais, realizando o estudo do contraventamento de forma mais exata e mais próxima da realidade em que se encontra a edificação.

1.1 Justificativa

Com o crescente aumento populacional e conseqüentemente a verticalização das cidades, a necessidade de construção de edifícios cada vez mais altos é um desafio a ser estudado e otimizado. Para isso, uma das alternativas é a utilização da Alvenaria Estrutural que tem se apresentado como uma opção econômica e que permite maior rapidez e facilidade durante os processos construtivos.

Para as paredes em que a ação do vento é mais significativa, o estudo das tensões é um fator importante no dimensionamento adequado, de forma a atender os critérios de segurança e aumentar seu desempenho estrutural. Devido a isso, pretende-se estudar as tensões nos elementos de contraventamento de um edifício em Alvenaria Estrutural com a utilização de software de elementos finitos, de modo a obter melhor representação da estrutura real. Podendo-se assim fazer comparações entre os resultados obtidos pelo programa e por especificações normativas, bem como as vantagens e desvantagens da utilização da alvenaria estrutural como sistema de contraventamento.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos Gerais

Verificar as tensões em um edifício em Alvenaria Estrutural conforme os critérios da NBR 15961-1 (ABNT, 2011) e analisar numericamente o comportamento dos painéis de contraventamento por meio do Método dos Elementos Finitos, verificando os critérios de desempenho e segurança estrutural.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Desenvolver o projeto de um edifício de 8 pavimentos em Alvenaria Estrutural (cálculo e verificação das tensões e da resistência);

- Estudar o comportamento da Alvenaria Estrutural como sistema de contraventamento da estrutura;
- Analisar as tensões nas paredes de contraventamento a partir do Método dos Elementos Finitos, por meio do SAP2000;
- Verificar o desempenho e as condições de segurança estrutural conforme as especificações normativas;
- Comparar os resultados obtidos utilizando as tensões obtidas conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) e o Método dos Elementos Finitos, verificando situações que as condições da norma não representam o comportamento real da estrutura;
- Realizar um estudo de caso que englobe todos os objetivos descritos anteriormente.

1.3 Metodologia

O presente trabalho de conclusão de curso será desenvolvido a partir de pesquisas teóricas, de caráter bibliográfico, em que serão utilizados livros, trabalhos acadêmicos, normas técnicas e artigos eletrônicos disponíveis acerca do tema a ser estudado.

Inicialmente o trabalho apresentará a base teórica dos assuntos relacionados ao tema: alvenaria estrutural e Método dos Elementos Finitos, apresentando os conceitos, características gerais, aplicações, vantagens e desvantagens, recomendações e condições de segurança.

Posteriormente, serão definidas as ações e combinações de projeto, conforme as determinações da NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações, NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento, assim como a NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.

Em seguida serão definidos os parâmetros de cálculo e dimensionamento de alvenaria estrutural, conforme a NBR 15961-1:2011 – Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto Parte 1: Projeto.

A partir dos estudos teóricos realizados serão definidas as características de projeto (número de pavimentos, dimensões, área e pé-direito) da edificação a ser analisada, estabelecendo os materiais a serem adotados, elementos estruturais do edifício, bem como as suas condições de uso, de forma a proporcionar um trabalho mais geral e que contribua para outras pesquisas acadêmicas. Para assim, poder ser estabelecido o edifício do estudo de caso,

definindo-se a planta baixa e os detalhes da edificação para realizar o seu dimensionamento e cálculo das tensões de acordo com a NBR 15961-1:2011.

Após isso, será realizada a análise de tensões com o Método dos Elementos Finitos por meio do SAP2000, definindo a geometria do edifício e a malha de elementos finitos a ser usada no programa, bem como as cargas aplicadas e as propriedades dos materiais. Assim, é realizado o estudo das tensões por elementos finitos, para ser feita a análise comparativa.

Para finalizar o trabalho, será realizado um estudo completo, das tensões nos elementos de contraventamento do edifício em Alvenaria Estrutural, verificando-se as condições de desempenho e segurança estrutural.

2 ALVENARIA ESTRUTURAL

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo composto por peças industrializadas, caracterizadas por possuírem dimensões e peso de fácil manuseio, ligadas por argamassa e que formam entre si um conjunto monolítico.

2.1 Definição dos Elementos de Alvenaria

Os blocos, considerados as unidades básicas da alvenaria estrutural, geralmente de cerâmica ou concreto, possuem a função de resistir aos esforços solicitantes da estrutura. No referido trabalho serão utilizados blocos vazados de concreto, regidos e especificados pela NBR 6136:2016 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos, que define que os blocos devem ser homogêneos e compactos, possuírem arestas vivas e não apresentarem trincas, fraturas e demais defeitos. Além disso, a norma também estabelece requisitos como dimensões, condições de controle e transporte e define os ensaios de resistência e controle de qualidade do bloco.

Tabela 1 – Dimensões nominais dos blocos de concreto

Família		20x40	15x40	15x30	12,5x40	12,5x25	12,5x37,5	10x40	10x30	
Medida Nominal (mm)	Largura	190	140	140	155	155	155	90	90	
	Altura	190	190	190	190	190	190	190	190	
	Comprimento	Inteiro	390	390	290	390	240	365	390	290
		Meio	190	190	140	190	115	-	190	140
		2/3	-	-	-	-	-	240	190	-
		1/3	-	-	-	-	-	115	90	-
		Amarração “L”	-	340	-	-	-	-	-	-
		Amarração “T”	-	540	440	-	365	-	-	290
		Compensador A	90	90	-	90	-	-	90	-
		Compensador B	40	40	-	40	-	-	40	-
		Canaleta Inteira	390	390	290	390	240	365	390	290
		Meia canaleta	190	190	140	190	115	-	190	140

NOTA 1 As tolerâncias permitidas nas dimensões dos blocos indicados nesta Tabela são de ± 2 mm para a largura e ± 3 mm para a altura e para o comprimento.

NOTA 2 Os componentes das famílias de blocos de concreto têm sua modulação determinada de acordo com a ABNT NBR 15973.

NOTA3 As dimensões da canaleta J devem ser definidas mediante acordo entre fornecedor e comprador, em função do projeto.

Fonte: Adaptada da NBR 6136 (2016).

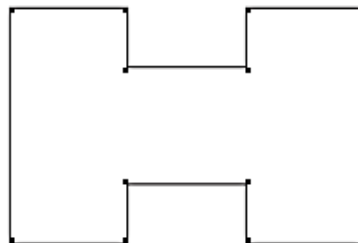
A argamassa de assentamento tem função de unir e solidarizar os blocos de modo a transmitir as tensões de forma uniforme, sendo composta de cimento, água, agregado miúdo e cal, devendo atender aos requisitos da NBR 13281:2005 – Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Requisitos.

Deve-se ter atenção para os casos em que se tem existência de armações e do grauteamento nos blocos. A NBR 15961-1 (2011) define graute como o elemento de preenchimento dos vazios de blocos com a função de solidarizar as armaduras à alvenaria ou aumentar sua resistência, tendo em sua constituição cimento, água e agregados.

Segundo Rabelo (2004), as armaduras têm função de travamento das alvenarias, aumentando sua resistência à compressão e resistindo a esforços de tração, quando houver solicitação. Os aços devem ser totalmente envolvidos pelo graute e sua especificação segue as recomendações da NBR 7480 (2007).

Parsekian (2012) recomenda que, independentemente da altura do edifício, se devem armar os cantos externos, verificar a existência de tensões de tração e prever armadura vertical quando forem maiores que as admitidas pela norma.

Figura 2 – Pontos em que se recomenda armadura vertical de canto.




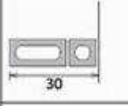
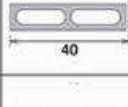
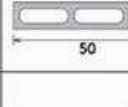
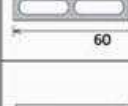
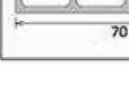
Fonte: Parsekian (2012).

2.2 Coordenação Modular

Tauil e Nese (2010) definem que a modulação é o ato de organizar ou arranjar as peças e os componentes da alvenaria estrutural de modo a atender a uma medida, que funciona como a base de todo o desenvolvimento do projeto.

Conforme a NBR 6136 (2016), as dimensões modulares do bloco atendem ao módulo básico $M = 100$ mm e seus submódulos, seguindo o regido pela NBR 15873 (2010) que trata da Coordenação modular para edificações. Assim, pode-se trabalhar com múltiplos e submúltiplos de M , possibilitando flexibilidade, padronização e melhor compatibilização no projeto arquitetônico.

Quadro 1 – Combinação de peças modulares da Família de 20 e 40.

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

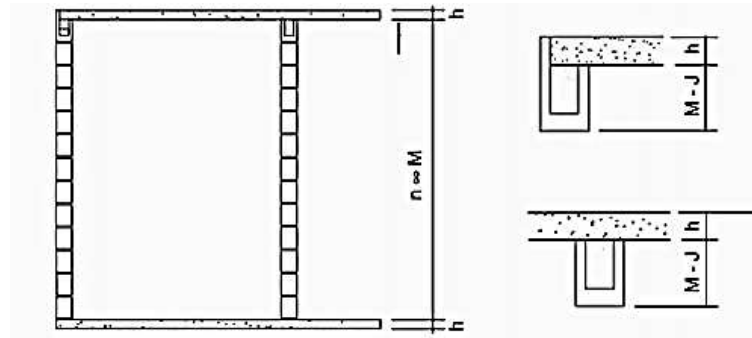
Fonte: Tauil e Nese (2010).

Vale ressaltar que as dimensões de 1 cm correspondem ao ajuste de coordenação entre os componentes modulares.

Para Ramalho e Corrêa (2003) a escolha da modulação a ser utilizada no projeto deve levar em conta:

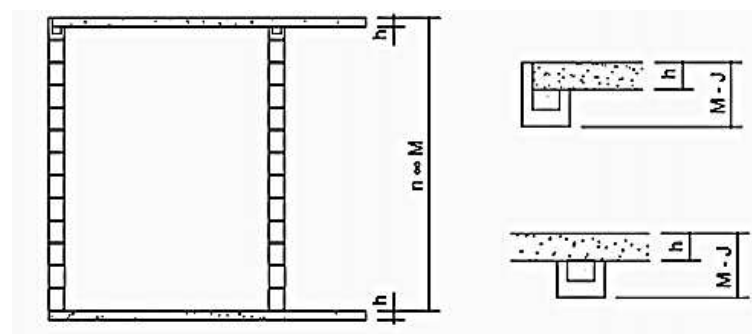
- A disponibilidade dos blocos utilizados no Brasil, geralmente encontrados na modulação longitudinal de 15 cm e 20 cm (comprimentos múltiplos de 15 e 20 cm). A largura é comumente igual ao módulo longitudinal e altura igual a 20 cm;
- O projeto arquitetônico, que deve ser avaliado para determinar se a largura mais adequada do bloco é de 15 cm ou 20 cm;
- Escolha de fornecedores dos blocos e avaliação da distância e frete para se verificar a viabilidade da sua utilização;
- Ajustar a distância de piso ao teto de modo que seja um múltiplo da modulação vertical, geralmente de 20 cm;
- Utilização de blocos compensadores para dar flexibilidade ao pé direito da edificação;
- Paredes de extremidades devem terminar com um bloco J, que possui uma das suas laterais maior do que a convencional e funciona para acomodar a altura da laje.

Figura 3 – Modulação vertical de piso a teto com uso de bloco J nas extremidades.



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

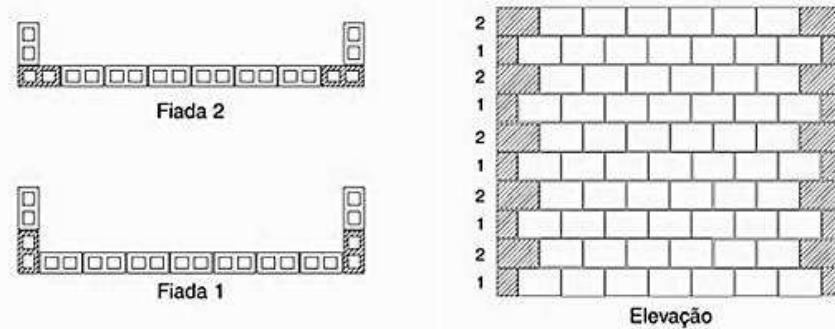
Figura 4 – Modulação vertical de piso a piso com uso de bloco J nas extremidades.



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

Deve-se ter atenção aos cantos e bordas por ser nas amarrações em que ocorrem a transmissão de carga entre as paredes. Parsekian (2012) ressalta a importância do uso da amarração direta que proporciona uma melhor distribuição das cargas verticais e aumenta a rigidez do edifício, devido a consideração das abas para determinar o momento de inercia. Assim, as fiadas subsequentes a primeira devem ser definidas de modo a defasar as juntas em uma distância de M . A amarração indireta deve ser evitada por acarretar juntas a prumo, que proporcionam perda de rigidez nos carregamentos laterais.

Figura 5 – Fiadas com amarração direta e sem juntas a prumo.

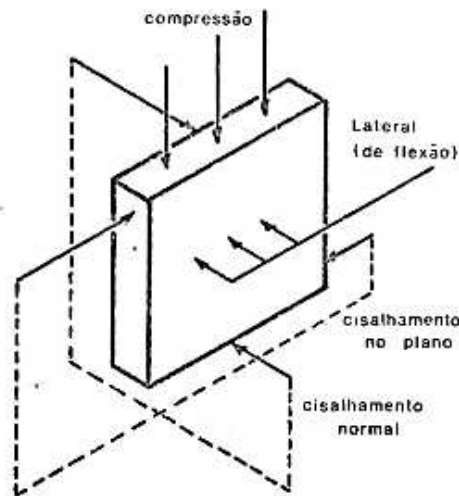


Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

2.3 Comportamento Mecânico da Alvenaria

Hendry *et al* (2004) definem que devido a alvenaria estrutural ser um elemento de suporte de carga verticais, a resistência a compressão é o fator principal de projeto e dimensionamento, mas deve-se estudar o comportamento da parede sob diferentes condições de tensão, fazendo com que as cargas de cisalhamento e a pressão lateral advinda do vento também devam ser consideradas.

Figura 6 – Cargas atuantes em uma parede.



Fonte: Sabbatini (1984).

Hendry *et al* (2004) ainda indicaram os principais fatores que podem afetar na resistência a compressão da alvenaria estrutural, como observado na Tabela 2.

Tabela 2 – Fatores que afetam a resistência a compressão da alvenaria estrutural.

Características do bloco	Características da argamassa	Alvenaria
Resistência	Resistência: mistura, relação água/cimento, retenção de água	Ligação
Tipo e geometria: sólido, furado, oco, relação altura/espessura, características de absorção	Características de deformação em relação ao bloco	Direção das Tensões e tensões locais concentradas

Fonte: Traduzido de Hendry *et al* (2004).

A NBR 6136 (2016) define os limites de resistência à absorção e retração que os blocos vazados de concreto devem atender, de acordo com a sua resistência à compressão axial, como pode ser visto na Tabela 3.

Tabela 3 – Requisitos para resistência característica à compressão, absorção e retração.

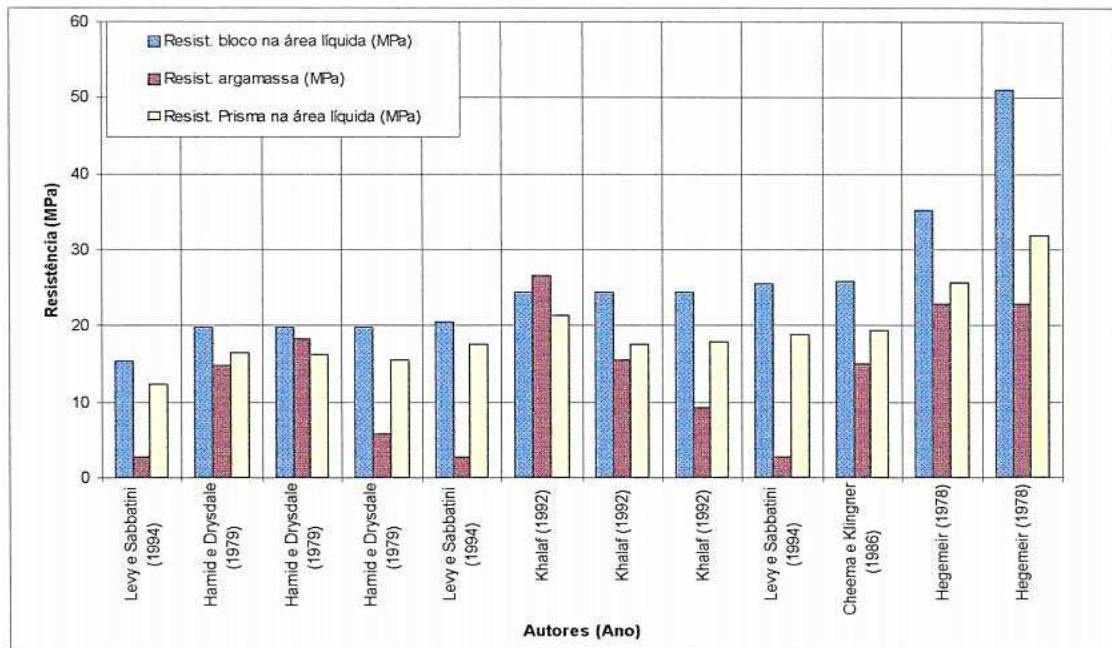
Classificação	Classe	Resistência característica à compressão axial ^a MPa	Absorção %				Retração ^d %
			Agregado normal ^b		Agregado leve ^c		
			Individual	Média	Individual	Média	
Com função estrutural	A	$f_{bk} \geq 8,0$	$\leq 8,0$	$\leq 6,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$
	B	$4,0 \leq f_{bk}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

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

Fonte: NBR 6136 (2016).

Mohamad (1998) reuniu várias pesquisas acerca da resistência à compressão da alvenaria no seu estudo sobre o comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. A partir dos estudos dos autores Hegemeir (1978), Hamid e Drysdale (1979), Cheema e Klingner (1986), Khalaf, Hendry e Fairbain (1992) e Levy e Sabbatini (1994), pode-se analisar o comportamento mecânico de diferentes tipos de blocos de concreto, argamassas e prismas, como pode ser visto no Gráfico 1. O autor ainda ressalta que a maior parte dos autores citados trabalha com níveis de resistência à compressão da argamassa em cerca de 40 à 60% da resistência do bloco na área líquida.

Gráfico 1 – Estudos da Resistência à compressão simples de blocos, argamassas e prismas.



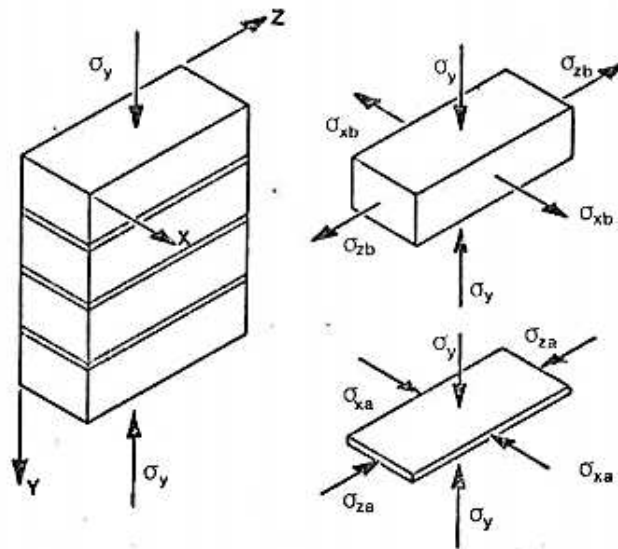
Fonte: Mohamad (1998)

Silva (2007) avaliou a resistência à compressão da alvenaria estrutural por meio de uma série de ensaios com vários tipos de corpos-de-prova, tendo sua geometria e as diferentes resistências dos blocos e das argamassas como principais condicionantes, permitindo mensurar a influência de cada parâmetro. Em síntese, concluiu-se que variando somente a geometria do bloco, a resistência média à compressão apresentou uma queda gradativa, não afetando a sua forma de ruptura, que foi influenciada primordialmente pelo tipo de argamassa utilizada.

Maas (2004) estudou a resistência a compressão de paredes de alvenaria estrutural com blocos assentados com argamassa plena e longitudinal, por meio de ensaios em corpos-de-prova de blocos de concreto e cerâmicos, prismas e paredes de 1,00 m de altura, na idade de 14 dias. Procurou-se analisar a redução na carga de ruptura das paredes com blocos assentados apenas nas paredinhas longitudinais e propor novos modelos de prismas para os tipos de assentamento. O modelo proposto para os ensaios de prismas com os blocos foi o composto por três fiadas, com dois blocos por fiada e assentados com amarração.

Ramalho e Corrêa (2003) afirmam que a resistência à compressão da argamassa não atua de maneira significativa a resistência à compressão das paredes, mas deve-se ser estudada já que em função delas se obtém os parâmetros para tensões de tração e cisalhamento.

Figura 7 – Tensões no bloco e nas juntas de argamassa submetidos a compressão axial.



Fonte: Sabbatini (1984).

Martins (2001) realizou o estudo da resistência ao cisalhamento de alvenaria estrutural com blocos de concreto, analisando o tipo de ruptura e a resistência ao cisalhamento de quadripletas de diferentes traços de argamassa e diferentes níveis de resistências, submetidas a pré-compressão e seguindo a Norma Britânica BS 5628:1992 - Part 1. Os ensaios de cerca de 62 quadripletas indicaram que para a resistência ao cisalhamento, a pré-compressão é a variável

mais importante, seguida do traço da argamassa e considerando que a resistência do bloco apresentou pouca importância.

Oliveira (2009) estudou o cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural nos casos em que atuam simultaneamente carregamentos verticais e ações horizontais. Avaliaram-se duas formas de modelagem de edifícios em alvenaria estrutural: a associação plana de paredes isoladas e a análise de um pórtico tridimensional, que permite analisar os efeitos das deformações por cisalhamento. O estudo concluiu que os limites de resistência da NBR 10837 (1989), atualmente substituída pela NBR 15961-1 (2011) e pela NBR 15961-2 (2011), são considerados rigorosos em relação a realidade brasileira.

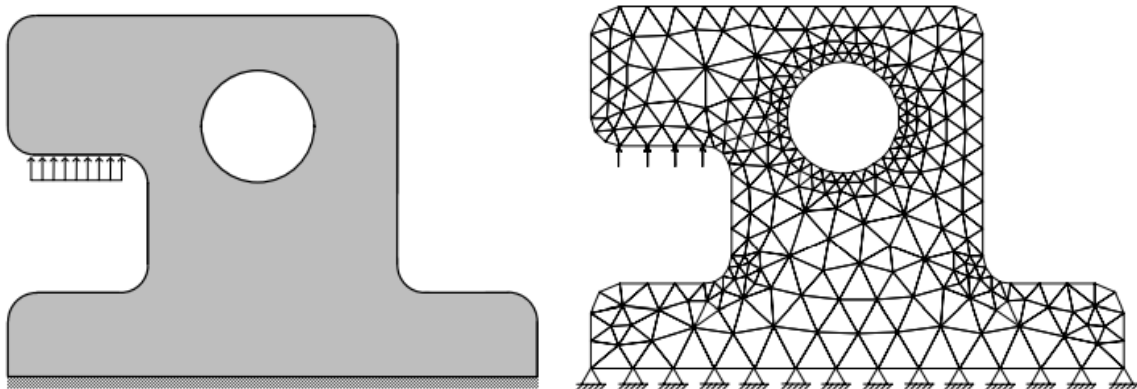
A resistência à flexão de uma parede é definida como a capacidade que uma parede apresenta de resistir à ação de cargas que tendem a fletir-la: em geral, cargas verticais excêntricas, como as transmitidas por lajes não contínuas e as cargas de desprumo, ou cargas horizontais perpendiculares ao seu plano, como as cargas de vento (SABBATINI, 1984, p.163).

Sabbatini (1984) explica que na flexão surgem tensões de tração que tendem a romper a interface bloco-argamassa, por se apresentar como a seção mais fraca. Ainda afirma que no dimensionamento das paredes se evita a ocorrência de paredes fletidas, já que normalmente não se admitem as tensões de tração, a não ser em casos específicos, como no caso do projeto de painéis carregados lateralmente.

3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

MARTHA (2010) descreve o Método dos Elementos Finitos como um método em que o modelo discreto é obtido pela subdivisão do domínio da estrutura em subdomínios, os elementos finitos, que em elementos planos costumam ser triângulos ou quadriláteros. Assim, forma-se uma malha de elementos finitos, tendo os deslocamentos nos nós (vértices) da malha como parâmetros que caracterizam a solução discreta. O autor também sugere a utilização dos elementos finitos para o caso de estruturas contínuas devido a sua complexidade em relação as estruturas reticuladas, em que os nós podem ser encontrados no encontro entre as barras, diferentemente das estruturas contínuas que requerem a discretização do domínio em uma malha.

Figura 8 – Discretização por elementos finitos.



Fonte: Adaptado de Martha (2010).

No âmbito da Engenharia de Estruturas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores. Este tipo de cálculo tem a designação genérica de análise de estruturas e surge, por exemplo, no estudo de edifícios, pontes, barragens, etc. (AZEVEDO, 2003, pg. 1).

O Método dos Elementos Finitos faz parte da família do Método dos Deslocamentos, descrito por equações de equilíbrio com deslocamentos generalizados como incógnitas. Vaz (2011) estudou a evolução do método dos deslocamentos até o M.E.F., como pode verificado abaixo, em ordem:

- Método básico: utiliza das equações de compatibilidade, de equilíbrio e constitutivas;
- Método clássico: sistematiza e organiza o método básico para ser aplicado de forma semelhante em todas as estruturas;

- Método da análise matricial: possibilitou estabelecer matrizes de rigidez de elementos nos sistemas local e global de coordenação, assim como vetores de forças nodais em ambos sistemas, resultando em maior sistematização do método;
- Método de Castigliano: apresenta um novo caminho para a análise de estruturas por se basear em teoremas de energia;
- Princípio dos deslocamentos virtuais: baseia-se no princípio da conservação de energia;
- Método da mínima energia potencial total: estabelece que uma estrutura em equilíbrio estável se deforma gastando o mínimo de energia potencial total;
- Método de Rayleigh-Ritz: insere a utilização de funções aproximadoras para solução de problemas de cálculo variacional;
- M.E.F. para vigas: utiliza das funções aproximadoras para descrever os campos de deslocamentos da estrutura;
- Método dos resíduos ponderados de Galerkin: pode ser aplicado nos problemas em que não há um funcional disponível;
- Generalização do MEF.

3.1 Formulação do M.E.F.

Chandrupatla e Belegundu (2014) trataram da formulação de problemas tridimensionais em análise de tensão, estudando a modelagem para elementos tetraédricos e hexaédricos.

Pode-se descrever o vetor tridimensional dos deslocamentos \mathbf{u} como:

$$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} \quad (1)$$

Onde:

u , v e w são os deslocamentos nas direções x , y e z , respectivamente.

As tensões e deformações podem ser representadas, respectivamente por:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (3)$$

Onde:

σ_x, σ_y e σ_z são tensões normais;

τ_{yz}, τ_{xz} e τ_{xy} são tensões de cisalhamento;

$\varepsilon_x, \varepsilon_y$ e ε_z são deformações específicas normais;

γ_{yz}, γ_{xz} e γ_{xy} são as deformações de cisalhamento.

Para as relações tensão-deformação específica tem-se que:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C}\boldsymbol{\varepsilon} \quad (4)$$

Em que \mathbf{C} é a matriz do material simétrica (6x6) e para materiais isotrópicos pode ser encontrada pela expressão:

$$\mathbf{C} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,5-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0,5-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,5-\nu \end{bmatrix} \quad (5)$$

Onde:

E é o módulo de Young (módulo de elasticidade);

ν é o coeficiente de Poisson.

Para as relações tensão-formação específica tem-se que:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (6)$$

Os vetores força de corpo e força de superfície podem ser representados, respectivamente, por:

$$\mathbf{f} = \begin{bmatrix} f_x \\ f_y \\ f_z \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} T_x \\ T_y \\ T_z \end{bmatrix} \quad (8)$$

Vaz (2011) estabelece alguns princípios para a formulação geral do M.E.F., como apresentado a seguir:

a) A idealização do contínuo em elementos de diferentes formas geométricas.

b) A matriz de interpolação \mathbf{N}_m fornece os campos de deslocamento (vetor \mathbf{u}_m) em função do elemento \mathbf{d}_m . Assim, $\mathbf{u}_m = \mathbf{N}_m \mathbf{d}_m$, podendo ser escrita relativa a grandezas virtuais como:

$$\delta \mathbf{u} = \mathbf{N} \delta \mathbf{d} \quad (9)$$

c) O vetor das deformações $\boldsymbol{\sigma}_m$ pode ser obtido em função da derivação dos campos de deslocamento \mathbf{u}_m em relação as coordenadas do sistema com $\boldsymbol{\varepsilon}_m = \mathbf{B}_m \mathbf{d}_m$, podendo ser escrita relativa a grandezas virtuais como:

$$\delta \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B} \delta \mathbf{d} \quad (10)$$

d) Como as tensões no interior de elementos podem ser encontradas a partir das deformações por meio das relações constitutivas, substitui-se a expressão (10) na equação (4), obtendo-se:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C} \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{C} \mathbf{B} \mathbf{d} \quad (11)$$

e) Para um elemento \mathbf{m} de uma estrutura com \mathbf{n} elementos em atuação de várias componentes de tensão e deformação, o princípio dos deslocamentos virtuais da expressão (12), pode ser generalizado por meio da equação (13).

$$\delta U^1 = \delta W^1 \quad (12)$$

$$\sum_{m=1}^{n\varepsilon} \int_0^{V_m} \bar{\boldsymbol{\sigma}}_m^t \delta \boldsymbol{\varepsilon}_m dV_m = \bar{\mathbf{f}} \delta \mathbf{d} \quad (13)$$

f) A expressão da matriz de rigidez para um elemento finito em que a estrutura possua apenas um elemento e $n_b = m = 1$, pode ser obtida a partir de (14), considerando os vetores das forças volumétricas q , superficiais p e das forças nodais f na sua formulação e para as integrais no domínio V_1 e no contorno Γ_1 do elemento 1:

$$\int_0^{V_1} \delta \boldsymbol{\varepsilon}_1^t \boldsymbol{\sigma}_1 dV_1 = \int_0^{V_1} \delta \mathbf{u}_1^t \mathbf{q}_1 dV_1 + \int_0^{\Gamma_1} \delta \mathbf{u}_1^t \mathbf{p}_1 d\Gamma_1 + \delta \mathbf{d}_1^t \mathbf{f}_1 \quad (14)$$

g) Assim, substituindo-se as equações (9) a (11) na expressão (14), obtém-se:

$$\delta \mathbf{d}^t \int_0^V \mathbf{B}^t \mathbf{C} \mathbf{B} dV = \delta \mathbf{d}^t \left(\int_0^V \mathbf{N}^t \mathbf{q} dV + \int_0^{\Gamma_k} \mathbf{N}^t \mathbf{p} d\Gamma_1 + \mathbf{f} \right) \quad (15)$$

h) Pode-se obter a matriz de rigidez \mathbf{K}_m e um vetor de cargas equivalentes nodais \mathbf{f}_m a partir das matrizes \mathbf{N}_m , \mathbf{B}_m e \mathbf{C} , geradas anteriormente, escrevendo-se os termos de (15) como:

$$\mathbf{K} = \int_0^V \mathbf{B}^t \mathbf{C} \mathbf{B} dV \quad (16)$$

$$\mathbf{f}_q = \int_0^V \mathbf{N}^t \mathbf{q} dV \quad (17)$$

$$\mathbf{f}_p = \int_0^{\Gamma} \mathbf{N}^t \mathbf{p} d\Gamma \quad (18)$$

i) Logo, os deslocamentos globais podem ser calculados a partir da equação de equilíbrio global da estrutura $\mathbf{K}_g \mathbf{d}_g = \mathbf{f}_g$. Eliminando-se o vetor dos deslocamentos virtuais nodais transposto $\delta \mathbf{d}^t$ em (15), obtém-se que:

$$\mathbf{K} \mathbf{d} = \mathbf{f}_q + \mathbf{f}_p + \mathbf{f} \quad (19)$$

Onde:

\mathbf{K} é a matriz de rigidez do elemento;

\mathbf{f}_q é o vetor das cargas nodais equivalentes as cargas de volume;

\mathbf{f}_p é o vetor das forças nodais equivalentes as cargas de superfície;

\mathbf{f} é o vetor das forças nodais.

3.2 Método dos Elementos Finitos na Alvenaria Estrutural

Lima (2008) estudou as tensões em elementos de um edifício em alvenaria estrutural de oito pavimentos com blocos vazados cerâmicos e realizou uma análise comparativa entre os parâmetros da antiga Norma Brasileira 10837:1989 – Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, da Norma Britânica BS 5628:1978 – Code of practice for structural use of masonry – Part I e do Método dos Elementos Finitos. Concluiu-se a

importância da utilização de métodos de cálculo mais realistas para estruturas em alvenaria de maior altura e complexidade e pode-se estudar o efeito das simplificações e processos empíricos incorporadas nos métodos de cálculo normativos, que podem onerar a construção e reduzir a confiabilidade do sistema estrutural.

Oliveira (2009) utilizou o Método dos Elementos Finitos para estudar o cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural, apresentando a modelagem tridimensional em elementos finitos para distribuição de carregamentos verticais e das ações horizontais.

Peleteiro (2002) realizou contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural, realizando um estudo sobre vários recursos de modelagem numérica, linear e não-linear, para se obter as ferramentas computacionais mais adequadas para a análise de alvenaria estrutural. Analisou-se softwares comerciais como ANSYS e ABAQUS, comparando resultados teóricos com experimentais encontrados na literatura. O trabalho realizou uma homogeneização numérica para as simulações, verificando-se que os resultados de deslocamentos ficaram próximos dos obtidos através da micromodelagem, para as tensões o comportamento global se apresentou bastante parecido.

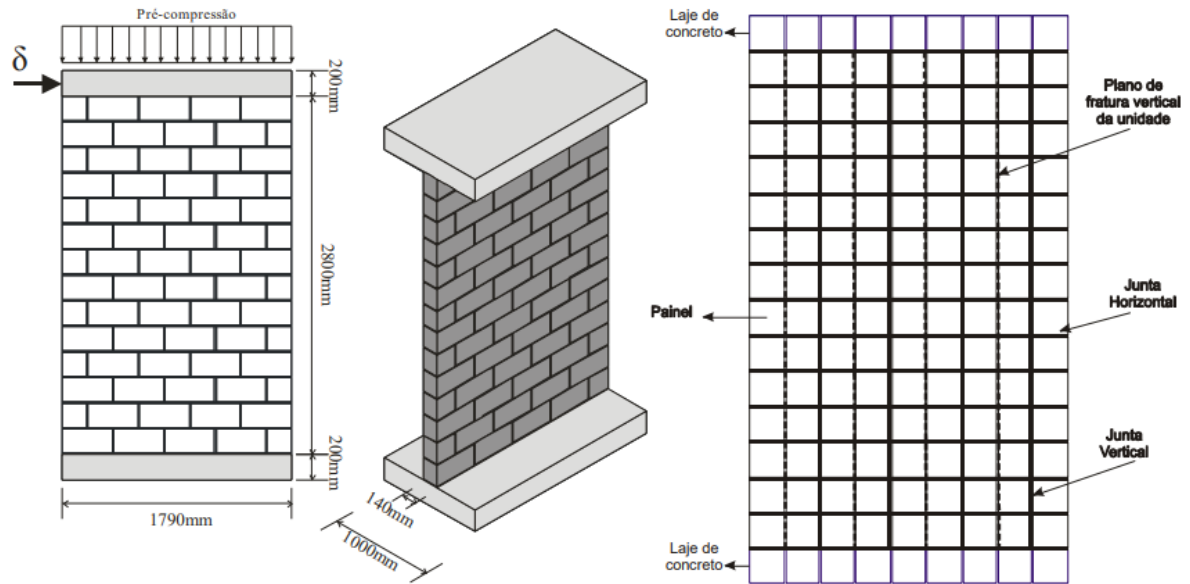
Barreto (2002) também estudou a técnica de homogeneização para a análise de painéis de alvenaria estrutural, provando sua eficiência e simplicidade em relação aos processos manuais. Comparou-se modelos bi e tridimensionais com processos manuais e com a micromodelagem, através da discretização com elementos finitos que representem o comportamento real da estrutura. A homogeneização provou viabilizar a análise completa de grandes estruturas, apresentando uma boa aproximação do comportamento real da estrutura.

Albertini (2009) estudou o comportamento experimental e numérico de primas, vazios e cheios com graute, de alvenaria estrutural submetida a ações verticais e utilizando o elemento finito prismático regular parabólico. O programa desenvolvido a partir do estudo apresentou resultados satisfatórios e pode ser utilizado em experimentos no NEPAE - Núcleo de Estudo e Pesquisa da Alvenaria Estrutural.

Mata e Ramalho (2011) estudaram a análise numérica de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural submetidos a esforços horizontais, utilizando o programa comercial DIANA v.9, que realiza análises de um modelo bidimensional a partir de micromodelagem simplificada. O estudo verificou que os critérios de dimensionamento da norma NBR 15812-1 (2010) apresentam-se mais conservadores do que os obtidos pelo modelo numérico. O trabalho ainda concluiu, a partir dos resultados numéricos, que o modo de ruptura

é estritamente dependente do nível de pré-compressão aplicada. O modelo de análise de um painel de contraventamento com rede de elementos finitos pode ser observado na Figura 9.

Figura 9 – Análise de um painel de contraventamento com rede de elementos finitos.



Fonte: Mata e Ramalho (2011).

4 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE PROJETO

4.1 Segurança nas Estruturas: Estados Limites

Um edifício em alvenaria estrutural deve suportar as ações previstas em projeto, sem perder as finalidades de construção para as quais foi destinado durante a sua vida útil. Para isso, deve-se atender aos critérios de segurança estabelecidos pela NBR 8681 (2003) – Ações e segurança nas estruturas, e não atingir nenhum estado limite, o que representa perda da capacidade portante da estrutura e desempenho inadequado.

A NBR 8681 (2003) define os estados limites de uma estrutura como os estados limites últimos (ELU) ou estados limites de serviço (ELS). Os estados limites últimos comprometem o uso da construção, devendo ser verificados quanto a perda de equilíbrio ou esgotamento da capacidade resistente da estrutura, solicitações dinâmicas, colapso progressivo e em casos especiais. Os estados limites de serviço representam indícios de comprometimento da durabilidade, conforto e funcionalidade da estrutura, sendo caracterizados por danos ligeiros ou localizados e deformações ou vibrações excessivas.

Ataíde e Corrêa (2006) discorrem que o método dos estados limites permite um processo mais racional para o dimensionamento, proporcionando melhor compreensão do comportamento de uma estrutura para atender aos requisitos para qual foi projetada, identificando os modos de colapso e atendendo de forma satisfatória aos critérios de segurança.

Para o dimensionamento nos estados limites, deve-se seguir o seguinte critério de segurança:

$$R_d \geq S_d \quad (20)$$

Onde:

R_d é a resistência de cálculo, obtida a partir da resistência característica minorada por coeficientes de ponderação;

S_d é a solicitação de cálculo, obtida a partir da ação característica majorada por coeficientes de ponderação.

4.2 Ações nas Estruturas

Para apresentar as ações atuantes em um projeto de um edifício em alvenaria estrutural consideram-se as prescrições da NBR 8681 (2003) – Ações e segurança nas estruturas e os parâmetros estabelecidos pela NBR 6120 (2019) – Ações para o cálculo de estruturas de edificações, e pela NBR 6123 (1988) – Forças devido ao vento em edificações, seguindo-se o

recomendado pela NBR 15961-1 (2011) – Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto Parte 1: Projeto.

4.2.1 Critérios da NBR 6120 (2019) – Ações para o cálculo de estruturas de edificações

A norma apresenta a classificação das cargas em permanente (g) e acidental (q), definindo suas condições específicas e peculiares, além de estabelecer o peso específico de alguns materiais de construção e alguns valores mínimos das cargas verticais de acordo com o local.

4.2.1.1 Carga permanente

Representa o tipo de carga constituído pelo peso próprio da estrutura junto ao peso de seus elementos construtivos fixos e instalações permanentes. A Tabela 1 da NBR 6120 (2019) apresenta o peso específico aparente dos materiais de construção na falta de determinação experimental.

4.2.1.2 Carga acidental

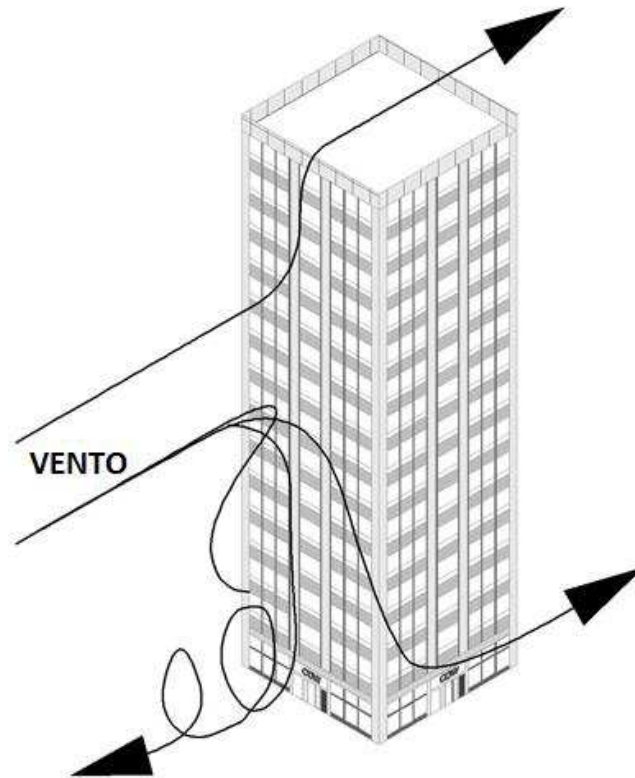
Corresponde as cargas que atuam na estrutura de acordo com a sua utilização, levando-se em consideração pessoas, móveis, materiais, veículos e outros. A Tabela 2 da NBR 6120 (2019) apresenta os valores mínimos para as cargas verticais para os locais mais usuais.

A norma ainda estabelece que em parapeitos e balcões deve-se aplicar uma carga horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e carga vertical mínima de 2 kN/m e para o caso de escada constituída por degraus isolados, estes devem ser calculados para suportar na posição mais desfavorável uma carga de 2,5 kN/m.

4.2.2 Critérios da NBR 6123 (1988) – Forças devido ao vento em edificações

A NBR 6123 (1988) fixa as condições exigíveis e os procedimentos de cálculo para a consideração da ação estática e dinâmica do vento em edificações, apresentando os requisitos para a determinação da velocidade característica do vento e dos coeficientes aerodinâmicos para edificações correntes.

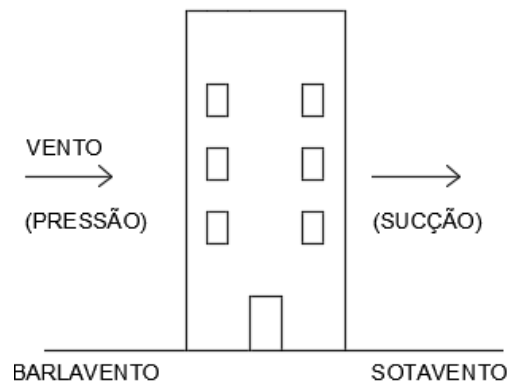
Figura 10 – Ação do vento em um edifício.



Fonte: Adaptada do site ASHI Reporter¹ (2007).

Apesar dos efeitos do vento serem de caráter dinâmico, no presente trabalho se utilizará o método de cálculo da norma que permite substituir os efeitos dinâmicos do vento por ações estáticas equivalentes, que atuam na direção perpendicular da superfície do edifício. Tal substituição é considerada eficaz para estruturas rígidas.

Figura 11 – Ação estática equivalente do vento



Fonte: Autor (2019).

¹ Disponível em: <<http://www.ashireporter.org/HomeInspection/Articles/Commercial-Inspection-Tips-The-Building-Envelope-How-Does-it-Stack-Up-1253>> Acesso em setembro. 2019.

4.2.2.1 Determinação das forças estáticas devido ao vento

4.2.2.1.1 Força de arrasto

A força global do vento ou parte dela, conhecida como força de arrasto, é obtida pela soma vetorial das forças de vento que atuam sobre a edificação. Considerada importante para edificações de múltiplos andares, pode ser expressa por:

$$F_a = C_a q A_e \quad (21)$$

Onde:

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica do vento;

A_e é a área frontal efetiva, perpendicular a ação do vento em metros quadrados.

4.2.2.1.2 Coeficiente de arrasto ou coeficiente aerodinâmico

Para a determinação do coeficiente de arrasto, a NBR 6123 (1988) apresenta gráficos e tabelas, que dependem do tipo da edificação, sua forma geométrica e relação entre suas dimensões, e das condições de turbulência, que possuem suas condições mínimas definidas conforme a relação entre a altura média das edificações vizinhas e de sua distância ao edifício a ser projetado.

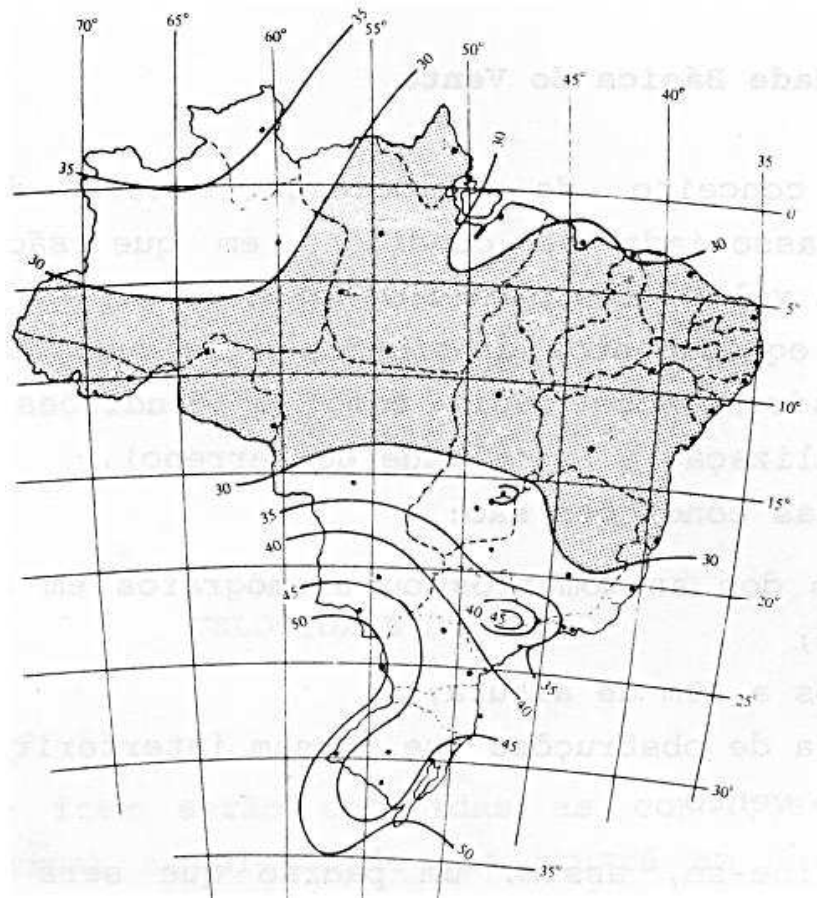
No caso de edificações paralelepípedicas, para vento de baixa turbulência, os coeficientes de arrasto são definidos na Figura 4 da norma, e para o vento de alta turbulência são definidos na Figura 5, também da mesma norma. As Figuras podem ser encontradas no Anexo A no final desse trabalho.

4.2.2.2 Determinação dos efeitos dinâmicos do vento

4.2.2.2.1 Velocidade básica do vento

Definida pela NBR 6123 (1988) como “a velocidade de uma rajada de 3 s, exercida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”. Pode ser obtida a partir das isopletras no Mapa 1.

Mapa 1 – Isopletas da velocidade básica do vento em m/s.



Fonte: NBR 6123 (1988).

4.2.2.2.2 Velocidade característica do vento

Corresponde a velocidade do vento utilizada em projeto e é obtida a partir da velocidade básica do vento, corrigida por fatores que consideram a topografia, obstáculos no entorno e particularidades da edificação, bem como suas dimensões, vida útil e funcionalidade.

É dada por:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (22)$$

Onde:

V_k é a velocidade característica do vento em m/s;

V_o é a velocidade básica em m/s;

S_1 é o fator topográfico;

S_2 é o fator de rugosidade do terreno e leva em conta as dimensões da edificação;

S_3 é o fator estatístico.

4.2.2.2.3 Fator topográfico – S_1

O fator S_1 leva em conta a influência das variações na forma do relevo do terreno na velocidade do vento. Para terrenos planos ou fracamente acidentados, a NBR 6123 (1988) define $S_1 = 1,0$. Já para taludes e morros alongados, indicam-se as fórmulas presentes na mesma norma, que dependem da altura, do desnível e da inclinação do terreno.

4.2.2.2.4 Fator de rugosidade – S_2

O fator S_2 considera o efeito combinado entre a rugosidade do terreno da edificação, a relação entre a altura acima do terreno com a variação da velocidade do vento e as dimensões do edifício, ou da sua parte analisada.

A NBR 6123 (1988) classifica o terreno em cinco categorias, conforme a sua rugosidade, como pode ser visto no Quadro 2. A norma ainda leva em consideração as dimensões da edificação para se estabelecer três classes, de acordo com as características construtivas e estruturais da edificação e sua influência na ação do vento, como pode ser observado no Quadro 3.

Quadro 2 – Categorias de terreno conforme a rugosidade.

Categoria	Descrição do terreno
I	Superfícies lisas e de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
II	Terrenos aberto em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados de altura igual a 1m ou inferior.
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos de média de altura igual a 3m.
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos de cota média igual a 10m e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, de altura igual ou superior a 25m.

Fonte: Adaptada da NBR 6123 (1988).

Quadro 3 – Classes de edificações

Classe	Dimensões da edificação
A	Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.
B	Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
C	Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Fonte: Adaptada da NBR 6123 (1988).

O cálculo de S_2 pode ser expresso por:

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (23)$$

Onde:

b e p são parâmetros meteorológicos obtidos pela Tabela 1 da NBR 6123 (1988);

F_r é o fator de rajada;

z é a altura acima do nível do terreno.

Também pode-se determinar o fator S_2 a partir da Tabela 4 que considera as diversas categorias de rugosidade do terreno, a classe e dimensões da edificação.

Tabela 4 – Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86

Fonte: Adaptado da NBR 6123 (1988).

4.2.2.2.5 Fator estatístico – S_3

O fator estatístico baseia-se em conceitos estatísticos, relacionado ao uso da edificação, depende do seu grau de segurança e da vida útil. Geralmente adota-se um período de vida útil igual a 50 anos. Os valores mínimos de S_3 podem ser obtidos a partir do Quadro 4.

Quadro 4 – Valores mínimos do Fator S_3 .

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

Fonte: NBR 6123 (1988).

4.2.2.2.6 Pressão dinâmica ou de obstrução do vento

A NBR 6123 (1988) define a pressão dinâmica do vento como a pressão “correspondente à velocidade característica V_k , em condições normais de pressão (1 atm) e de temperatura (15°C)”. Pode ser expressa pela expressão:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (24)$$

Onde:

q é a pressão dinâmica do vento em N/m²;

V_k é a velocidade característica do vento em m/s.

4.2.3 Critérios da NBR 15961-1 (2011) para consideração das Ações

A partir dos critérios e das ações definidas pela NBR 8681 (2003), pela NBR 6120 (2019) e pela NBR 6123 (1988), a NBR 15961-1 (2011) define as ações permanentes, variáveis e excepcionais a serem consideradas em uma edificação em alvenaria estrutural.

4.2.3.1 Ações Permanentes

Deve-se considerar as ações permanentes diretas, provenientes do peso próprio das paredes e dos elementos construtivos fixos e instalações permanentes. A NBR 15961-1 (2011) recomenda utilizar o valor de 14 kN/m³ para o peso específico da alvenaria em blocos de concretos vazados. Em caso de existência de graute, seu peso deve ser adicionado. Assim, pode-se encontrar o peso das paredes a partir da expressão:

$$P = yeh \quad (25)$$

Onde:

P é o peso da alvenaria por unidade de comprimento;

y é o peso específico da alvenaria, que pode ser adotado como 14 kN/m³ conforme a norma;

e é a espessura da parede, considerando o revestimento;

h é a altura da alvenaria.

Em caso da utilização de materiais granulados ou líquidos deve-se considerar o efeito de empuxos permanentes.

As ações permanentes indiretas, advindas de imperfeições geométricas também devem analisadas. As imperfeições geométricas locais são consideradas para os diversos elementos estruturais e as imperfeições geométricas globais para o caso do desaprumo global em edifícios de andares múltiplos. O ângulo de desaprumo θ_a pode ser obtido pela expressão:

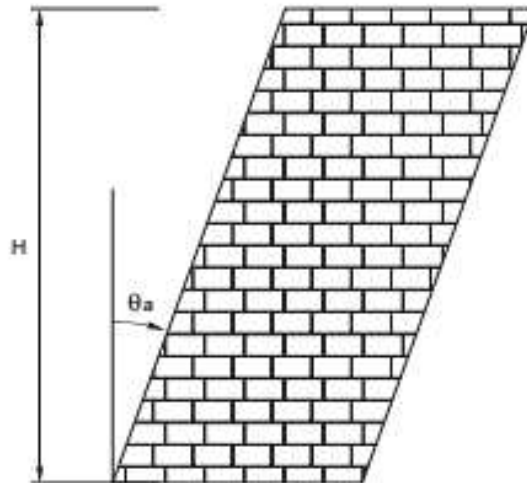
$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{40\sqrt{H}} \quad (26)$$

Onde:

θ_a é o ângulo de desaprumo em radianos (rad);

H é a altura total da edificação em metros.

Figura 12 – Desaprumo global de uma edificação de andares múltiplos.



Fonte: NBR 15961-1 (2011).

Conforme Ramalho e Corrêa (2003) a partir do ângulo de desaprumo é possível obter a força horizontal equivalente aplicada em cada nível do edifício, podendo ser somada à ação do vento para a consideração desse efeito. É expressa pela equação:

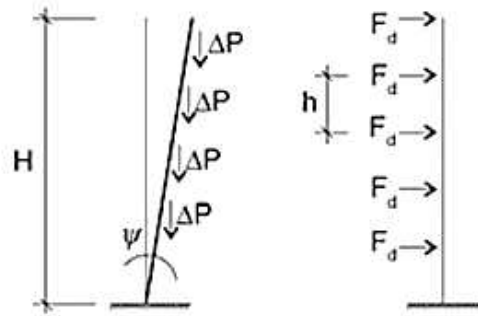
$$F_d = \Delta P \theta_a \quad (27)$$

Onde:

F_d é a força horizontal equivalente ao desaprumo;

ΔP é o peso total do pavimento considerado.

Figura 13 – Força horizontal equivalente ao desaprumo.



Fonte: Ramalho e Corrêa (2003).

4.2.3.2 Ações Variáveis

Podendo variar durante o período de vida útil da estrutura, são representadas pelas cargas acidentais, que são definidas conforme o uso da edificação e possuem valores definidos pela NBR 6120 (2019), e pelas forças advindas do vento como analisado anteriormente, devendo ser consideradas as prescrições da NBR 6123 (1988).

4.2.3.3 Ações Excepcionais

A NBR 15961-1 (2011) define as ações excepcionais como as “decorrentes de explosões, impactos, incêndios etc”. A norma ainda apresenta um anexo normativo para o caso de dano acidental e colapso progressivo, apresentando alguns cuidados específicos que os elementos estruturais devem estar recebendo para evitar sua ocorrência e garantir maior segurança à estrutura.

4.3 Combinações de Ações

“Para cada tipo de carregamento devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis para o dimensionamento das partes de uma estrutura” (NBR 15961-1, 2011, p. 16).

A NBR 15961-1 (2011) ainda determina que:

- Ações permanentes sempre devem ser consideradas;
- Ações variáveis consideradas caso comprometam a segurança da estrutura, considerando as ações variáveis móveis nas posições mais desfavoráveis;

- Ações excepcionais, que não sejam advindas de impactos e explosões, não precisam ser consideradas;
- Utilizam-se coeficientes de ponderação nas ações;
- Seguem-se os critérios definidos na NBR 8681 (2003) – Ações e segurança nas estruturas.

4.3.1 Critérios da NBR 8681 (2003) – Ações e segurança nas estruturas

A NBR 8681 (2003) define os requisitos de segurança, os critérios de combinação das ações e também seus coeficientes de ponderação. A norma ainda apresenta as expressões para cálculo das combinações últimas normais, especiais ou de construção e excepcionais, além das expressões para as combinações de serviço quase permanentes, frequentes e raras.

No referido trabalho se aplicarão as combinações últimas para carregamentos permanentes e variáveis, que podem ser expressas por:

$$F_d = \gamma_g F_{G,k} + \gamma_q (F_{Q1,k} + \sum \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (28)$$

Onde:

F_d é o valor de cálculo para a combinação última;

γ_g é o coeficiente de ponderação das ações permanentes;

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

γ_q é o coeficiente de ponderação das ações variáveis;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal;

$\psi_{0j} F_{Q1,k}$ corresponde ao valor reduzido das demais ações variáveis.

Considera-se que a probabilidade de duas ou mais ações variáveis acontecerem simultaneamente é baixa, assim pode-se utilizar coeficientes que minorem essas ações.

Os coeficientes de ponderação podem ser obtidos através da NBR 8681 (2003), nas Tabelas 1, 2 e 3 para as ações permanentes e nas Tabelas 4 e 5 para as ações variáveis, também presentes na mesma norma. A NBR 15961 (2011) fornece tabelas simplificadas para os coeficientes de ponderação dos casos mais comuns, como pode ser observado nas Tabelas 5 e 6 do presente trabalho.

Tabela 5 – Coeficientes ψ_0 para redução de ações variáveis.

Ações		ψ_0
Cargas acidentais em edifícios	Edifícios residenciais	0,5
	Edifícios comerciais	0,7
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8
Vento	Pressão do vento para edificações em geral	0,6

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

Tabela 6 – Coeficientes de ponderação (γ_f) para combinações normais de ações.

Categoria da ação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Permanentes	Edificações Tipo 1 ^a e pontes em geral	1,35	0,9
	Edificações Tipo 2 ^b	1,40	0,9
Variáveis	Edificações Tipo 1 ^a e pontes em geral	1,50	-
	Edificações Tipo 2 ^b	1,40	-

^a Edificações Tipo 1 são aquelas em que as cargas acidentais superam 5 kN/m².^b Edificações Tipo 2 são aquelas em que as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

5 DIMENSIONAMENTO DA ALVENARIA ESTRUTURAL

O dimensionamento da alvenaria estrutural com blocos de concreto é realizado conforme os critérios definidos pela NBR 15961-1 (2011), que estabelece os parâmetros para a alvenaria estrutural submetida a tensões normais. A norma considera a seção homogênea e sua área bruta, que leva em conta as suas dimensões externas e despreza a existência de vazios, para o dimensionamento e permite admitir que após deformações, as seções transversais permanecem planas.

5.1 Parâmetros de Dimensionamento

5.1.1 Características geométricas dos Elementos

Para se discorrer acerca das características geometrias da alvenaria estrutural é necessário compreender as diferenças entre seus elementos e como eles encontram-se dispostos. Para tanto, a NBR 15961-1 (2011) apresenta a definição das disposições específicas dos elementos:

- Viga: definida como o elemento linear cujo o vão for maior ou igual a três vezes a seção transversal. Resiste principalmente à flexão e seu carregamento se dá segundo um ângulo de 45°, seguindo o princípio geral de dispersão das ações.
- Pilar: também corresponde a um elemento linear, mas a sua maior dimensão da seção transversal não excede em cinco vezes a menor dimensão. Resiste principalmente a cargas de compressão e devem se considerar excentricidades nos carregamentos, admitindo como submetido a flexão composta.
- Parede: corresponde a um elemento laminar em que a maior seção transversal excede em cinco vezes ou mais a menor dimensão. Resiste principalmente a cargas de compressão.

5.1.2 Altura Efetiva das Paredes

Para a altura efetiva das paredes, a norma brasileira considera dois casos:

- Altura efetiva igual a altura da parede, quando existir travamentos em suas extremidades;
- Altura efetiva igual ao dobro da altura da parede, quando uma das extremidades for livre e a outra com travamento que restrinja o deslocamento horizontal e a rotação.

5.1.3 Espessura Efetiva das Paredes

Para a espessura efetiva (t_e) das paredes, a norma brasileira considera os casos de uma parede sem enrijecedores, em que a espessura efetiva é igual a sua espessura (t), ou com enrijecedores, que pode ser obtida a partir da expressão:

$$t_e = \delta t \quad (29)$$

Onde:

t_e é a espessura efetiva da parede;

δ é o coeficiente calculado a partir da Tabela 7 e conforme a Figura 14;

t é a espessura da parede entre os enrijecedores.

Tabela 7 – Coeficiente δ (pode ser obtido por interpolação).

$l_{\text{enr}} / e_{\text{enr}}$	$t_{\text{enr}} / t = 1$	$t_{\text{enr}} / t = 2$	$t_{\text{enr}} / t = 3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
20 ou mais	1,0	1,0	

onde

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

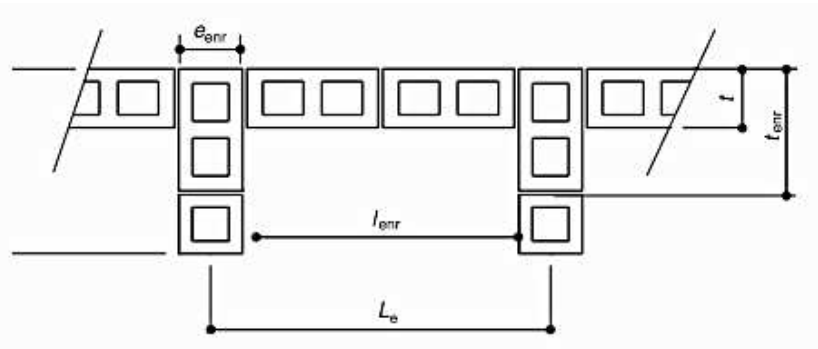
e_{enr} é a espessura dos enrijecedores;

t_{enr} é o comprimento dos enrijecedores;

t é a espessura da parede.

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

Figura 14 – Parâmetros para espessura efetiva das paredes com enrijecedores.



Fonte: NBR 15961-1 (2011).

Para edificações com mais de dois pavimentos, a norma não admite paredes estruturais com espessura efetiva inferior a 14 cm.

5.1.4 Esbeltez das Paredes

Corresponde a razão entre a altura efetiva e a espessura efetiva da parede, ou seja, pode ser obtida pela expressão:

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e} \quad (30)$$

Onde:

λ é o índice de esbeltez;

h_e é a altura efetiva da parede;

t_e é a espessura efetiva da parede.

A Tabela 8 apresenta os valores máximos permitidos para o índice de esbeltez.

Tabela 8 – Esbeltez máxima

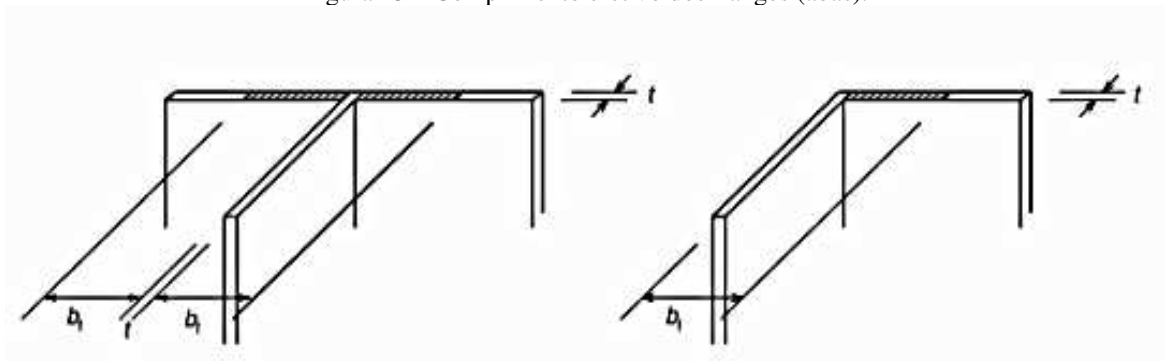
Não armados	24
Armados	30

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

5.1.5 Comprimento Efetivo dos Flanges dos Painéis de Contraventamento

Os flanges (abas) correspondem a trechos de paredes transversais ligados a painéis de contraventamento, podendo ser utilizados para cálculo da sua rigidez e também para o cálculo de tensões normais advindas dos esforços horizontais. A norma define que o comprimento efetivo do flange (b_f) não deve superar em seis vezes a espessura (t) da parede.

Figura 15 – Comprimento efetivo dos flanges (abas).



Fonte: NBR 15961-1 (2011).

5.1.6 Estabilidade Global da Estrutura de Contraventamento

A NBR 6118 (2003) estabelece procedimentos simplificados para a verificação da possibilidade de dispensa da consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. O processo aproximado a partir do parâmetro de instabilidade α é realizado com a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs}I_c}} \quad (31)$$

Onde:

α é o parâmetro de instabilidade;

H_{tot} é a altura total da estrutura;

N_k é o somatório de todas cargas verticais atuantes na estrutura;

$E_{cs}I_c$ é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

O parâmetro de instabilidade α deve ser menor que o valor α_1 , que possui valor em função do número n de andares da edificação igual a:

- $\alpha_1 = 0,2 + 0,1n$ se: $n \leq 3$
- $\alpha_1 = 0,6$ se: $n \geq 4$

5.2 Dimensionamento à Compressão Simples

Conforme a NBR 15961-1 (2011), a resistência característica à compressão simples da alvenaria f_k pode ser estimada como 70% da resistência à compressão simples de prisma f_{pk} ou 85% da de pequena parede f_{ppk} , que podem ser determinadas a partir de ensaios de paredes e prismas descritos na NBR 15961-2 (2011). Assim, tem-se que $f_k=0,7 f_{pk}$ ou $f_k=0,85 f_{ppk}$.

Nas paredes em alvenaria estrutural, a força resistente à compressão de cálculo pode ser obtida pela expressão:

$$N_d = f_d AR \quad (32)$$

Para os pilares de alvenaria estrutural, a força resistente à compressão de cálculo pode ser obtida pela expressão:

$$N_d = 0,9 f_d AR \quad (33)$$

Onde:

N_d é a força normal resistente de cálculo;

f_d é a resistência a compressão de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção resistente;

$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right]$ é a formula para cálculo do coeficiente redutor, que considera à esbeltez da parede ou pilar.

Parsekian (2012) resume a fórmula de verificação da resistência à compressão da alvenaria, considerando a relação $f_k=0,7 f_{pk}$, em:

$$\frac{\gamma_f N_k}{A} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ parede} \\ 0,9 \text{ pilares} \end{array} \right\} \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (34)$$

Onde:

γ_f é o coeficiente de ponderação das ações, que pode ser obtido a partir da Tabela 6;

N_k é a força normal característica;

A é a área bruta da seção resistente;

f_{pk} é a resistência característica à compressão simples do prisma;

γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências, obtido a partir da Tabela 9;

h_{ef}, t_{ef} correspondem a altura e espessura efetiva, respectivamente.

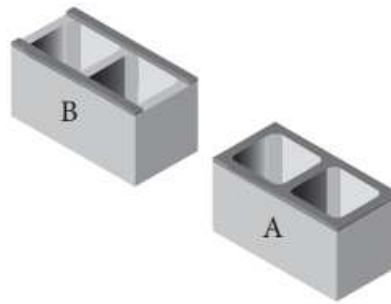
Tabela 9 – Coeficiente de ponderação das resistências (γ_m).

Combinações	Alvenaria	Graute	Aço
Normais	2,0	2,0	1,15
Especiais ou de construção	1,5	1,5	1,15
Excepcionais	1,5	1,5	1,0

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

A norma ainda determina que se as juntas horizontais tiverem argamassamento parcial (Figura 16-B), a resistência característica a compressão simples, obtida pelo ensaio de prisma ou pequena parede com argamassa aplicada sobre todo o bloco (Figura 16-A), deve ser corrigida pelo fator 0,80.

Figura 16 – Disposição da argamassa.



Fonte: Parsekian (2012).

5.3 Dimensionamento à Flexão Simples

Dado que a alvenaria é um material com baixa resistência à tração comparado a sua resistência à compressão, Parsekian (2012) define que a resistência a flexão simples da alvenaria não armada será regida pela sua resistência a tração, que depende principalmente do traço da argamassa utilizada. Assim, dimensiona-se a alvenaria não armada no estágio I com máxima tensão de tração inferior à que pode ser resistida pela alvenaria, que pode ser obtida na Tabela 10.

Tabela 10 – Resistência característica à tração na flexão (f_{tk}).

Direção da tração	Resistência média à compressão da argamassa		
	1,5 a 3,5 ^a	3,5 a 7,0 ^b	Acima de 7,0 ^c
Normal à fiada	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

NOTA Valores relativos à área bruta

^a Classes P2 e P3, conforme ABNT NBR 13281.

^b Classes P4 e P5, conforme ABNT NBR 13281.

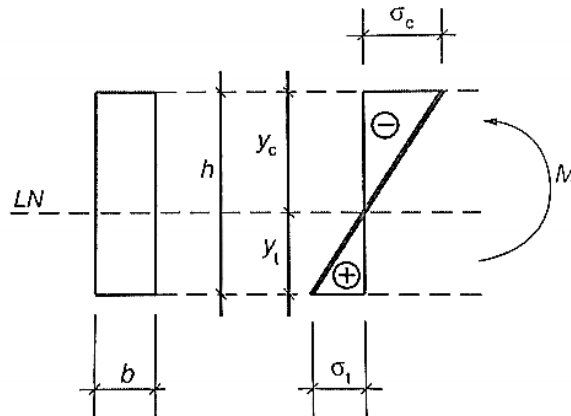
^c Classes P6, conforme ABNT NBR 13281.

Fonte: NBR 15961-1 (2011).

A compressão na flexão deve ser verificada conforme os critérios definidos pela norma brasileira que determina que as condições de obtenção da resistência f_k devem seguir as mesmas da região comprimida da peça. Para o cálculo, a máxima tensão de compressão na flexão f_{fk} não pode superar em 50% a resistência à compressão da alvenaria:

$$f_{fk} \leq 1,5f_d \quad (35)$$

Figura 17 - Diagrama de tensões para alvenaria não armada.



Fonte: NBR 15961-1 (2011).

5.4 Dimensionamento ao Cisalhamento

Conforme a NBR 15961-1 (2011), a tensão de cisalhamento de cálculo τ_{vd} não pode superar a resistência de cálculo, adquirida através dos valores característicos da resistência ao cisalhamento f_{vk} . Assim, tem-se que:

$$\tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (36)$$

Na Tabela 11 pode se obter f_{vk} a partir da resistência de Coulomb, encontrada em função da aderência inicial (τ_0) e da tensão normal de compressão com o coeficiente de atrito μ igual a 0,50.

Tabela 11 – Resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes (f_{tk}).

Resistência média de compressão da argamassa		
MPa		
1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
$0,10 + 0,50 \sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,50 \sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,50 \sigma \leq 1,7$

onde:

σ é a tensão normal de pré-compressão na junta horizontal da parede, considerando somente as ações permanentes minoradas pelo coeficiente de segurança 0,9 (ação favorável).

Fonte: Adaptada da NBR 15961-1 (2011).

A norma ainda considera $f_{vk} = 0,35 \text{ MPa}$ para a interface vertical de paredes com juntas amarradas e caso haja armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento e envoltas por graute nos casos de alvenaria submetida à flexão, a resistência característica ao cisalhamento f_{vk} pode ser encontrada pela expressão:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \rho \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (37)$$

Onde:

ρ é a taxa geométrica de armadura, obtida a partir de $\rho = \frac{A_s}{bd}$, em que A_s é a área de armadura principal de flexão, b é a largura e d , a altura útil da seção transversal.

E para vigas em alvenaria estrutural que sejam biapoiadas ou em balanço, desde que a resistência característica majorada não ultrapasse 1,75 MPa, pode se multiplicar f_{vk} pelo fator a seguir:

$$2,5 - \frac{0,25 M_{m\acute{a}x}}{V_{m\acute{a}x} d} \geq 1 \quad (38)$$

Onde:

$M_{m\acute{a}x}$ é o maior momento de cálculo na viga;

$V_{m\acute{a}x}$ é o maior esforço cortante de cálculo na viga;

d é a altura útil da seção transversal da viga.

Para a alvenaria não armada, a tensão de cisalhamento de cálculo pode ser obtida por:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{bh} \quad (39)$$

Onde:

V_d é o esforço cortante de cálculo;

b é a largura da seção ou sua espessura t ;

h é a altura seção ou seu comprimento.

5.5 Dimensionamento à Flexão Composta

Ramalho e Corrêa (2003) consideram que a flexão composta é uma solicitação muito comum em elementos de alvenaria estrutural, que suportam as cargas gravitacionais e suas paredes participam do sistema de contraventamento lateral que resiste as ações horizontais do vento e do desaprumo.

Parsekian (2012) define que para a alvenaria não armada ou com baixa taxa de armadura:

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

Para a verificação da compressão máxima, a NBR 15961-1 (2011) apresenta a seguinte equação:

$$\frac{N_d}{A R} + \frac{M_d}{W K} \leq f_d \quad (40)$$

Para a verificação da tração máxima, pode-se estabelecer a inequação (41). Vale ressaltar que só haverá tração se o primeiro membro da equação for negativo, pois assim as tensões positivas de tração devido ao momento fletor terão superado as tensões negativas da componente de compressão da força normal.

$$\frac{N_d}{A R} - \frac{M_d}{W K} \leq f_{td} \quad (41)$$

Onde:

N_d é a força normal de cálculo;

M_d é o momento fletor de cálculo;

f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

f_{td} é a resistência à tração de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção resistente;

W é o mínimo modulo de resistência de flexão da seção resistente;

R é o coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento;

$K = 1,5$ é o fator de ajuste para a resistência a compressão na flexão.

Caso a inequação (41) não for verificada, deve-se prever a necessidade de armadura, que tem sua área de aço obtida a partir da força de tração necessária dividida por 50% f_{yd} .

6 ESTUDO DE CASO

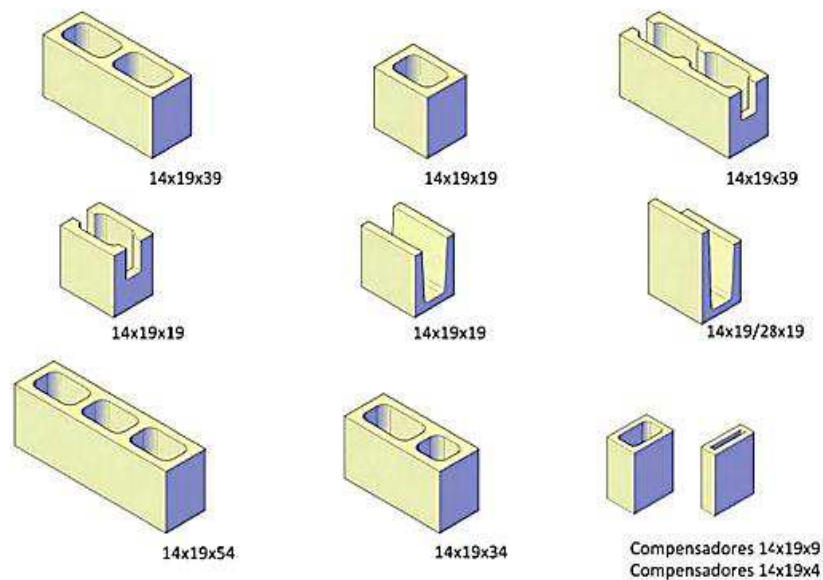
6.1 Apresentação do Projeto

O projeto apresentado para a análise de caso consiste em um edifício em alvenaria estrutural com blocos de concreto vazados. O dimensionamento da alvenaria foi realizado conforme os critérios definidos pela NBR 15961-1 (2011) – Alvenaria Estrutural: Blocos de concreto Parte 1 – Projeto, e a análise de tensões por meio do Método dos Elementos Finitos com o auxílio do programa computacional SAP2000.

6.1.1 Características do Projeto

O projeto é composto por um edifício residencial com oito pavimentos em alvenaria estrutural e dois apartamentos por andar, com lajes de 8 cm de espessura entre os pisos e fundações em concreto armado. A edificação foi modelada com blocos de concreto da família 15x40, que apresentam as dimensões expressas na Figura 18, com juntas para colocação de argamassa de 1 cm em toda a planta.

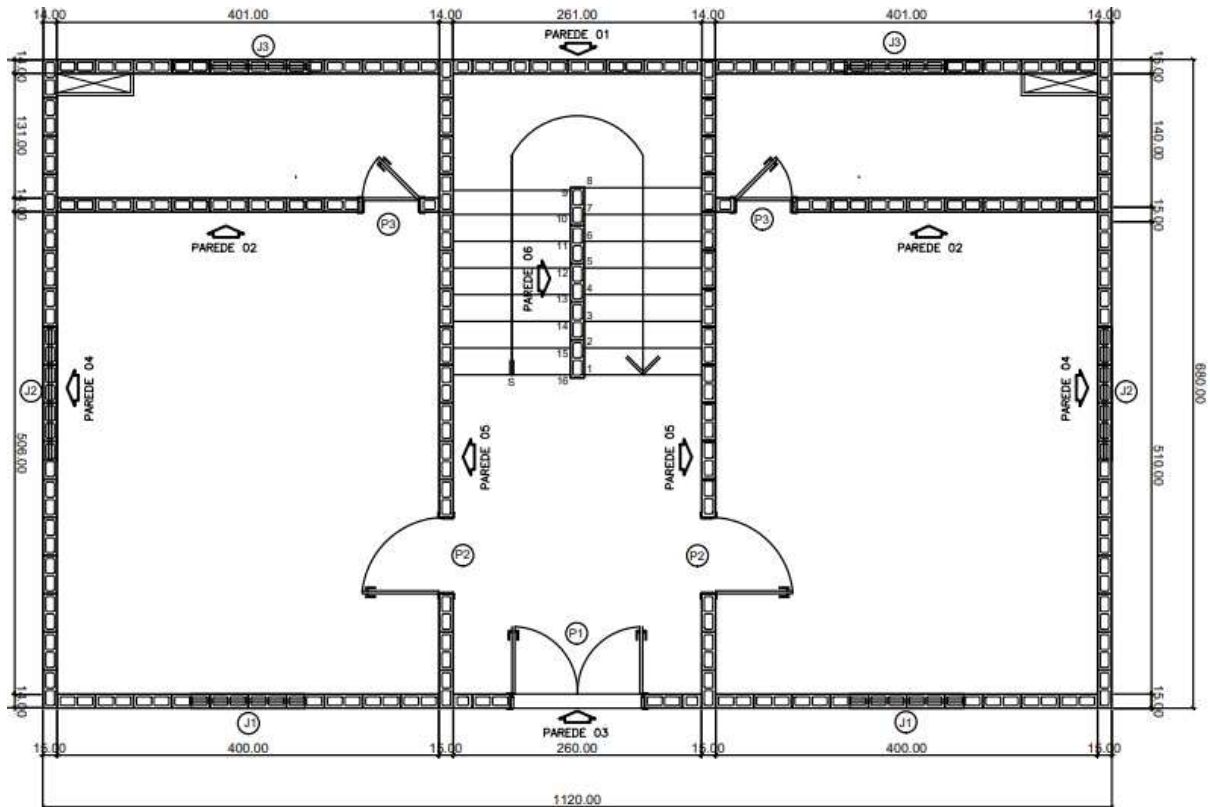
Figura 18 – Família de blocos 15x40.



Fonte: Tauil e Nese (2010).

As dimensões em planta do edifício são de 11,20 m de comprimento por 6,80 de largura, totalizando uma área total construída de 76,16 m² por pavimento. A planta da 1ª fiada pode ser vista na Figura 19. Todas as plantas da modulação da edificação estão dispostas no Apêndice A.

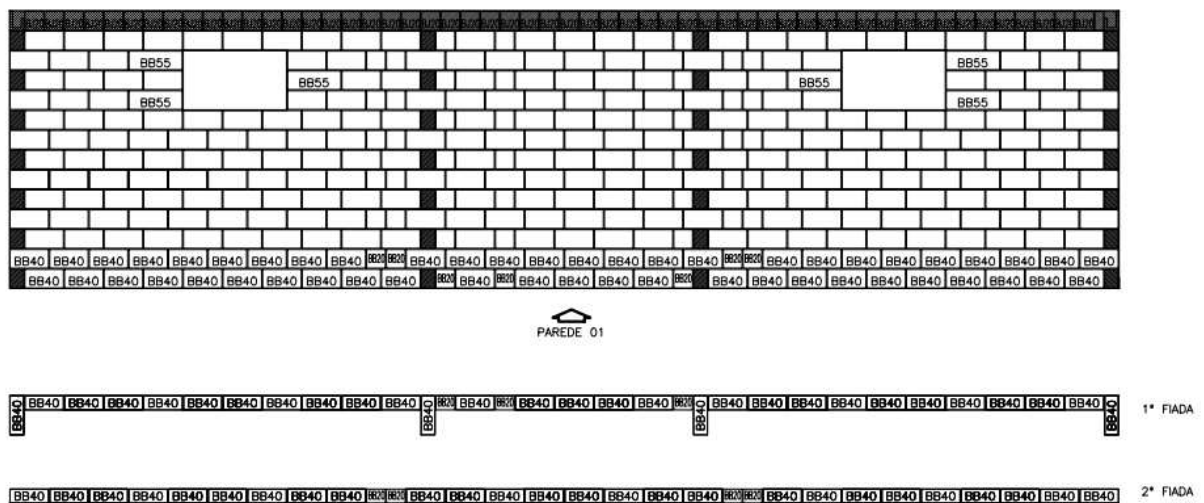
Figura 19 - Planta do Pavimento Tipo da Edificação (1ª Fiada).



Fonte: Autor (2019).

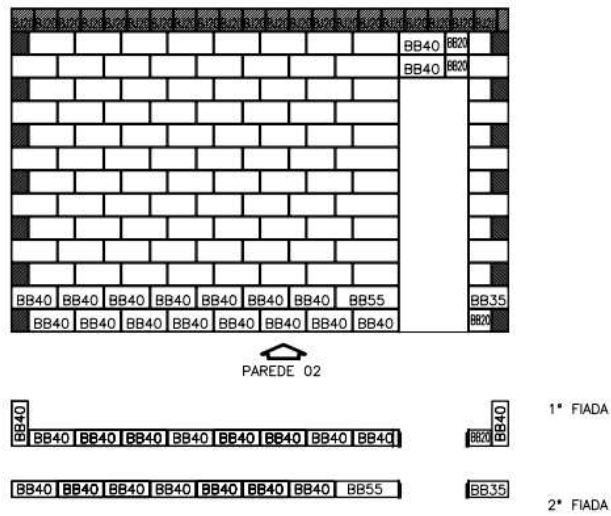
A distância de piso a piso da edificação é de 2,80 metros, com a modulação vertical realizada com 14 blocos, sendo utilizados blocos canaleta na última fiada de cada pavimento. O detalhamento das fiadas de cada parede, assim como sua elevação, pode ser observado na Figura 20 até a Figura 25.

Figura 20 – Parede 01.



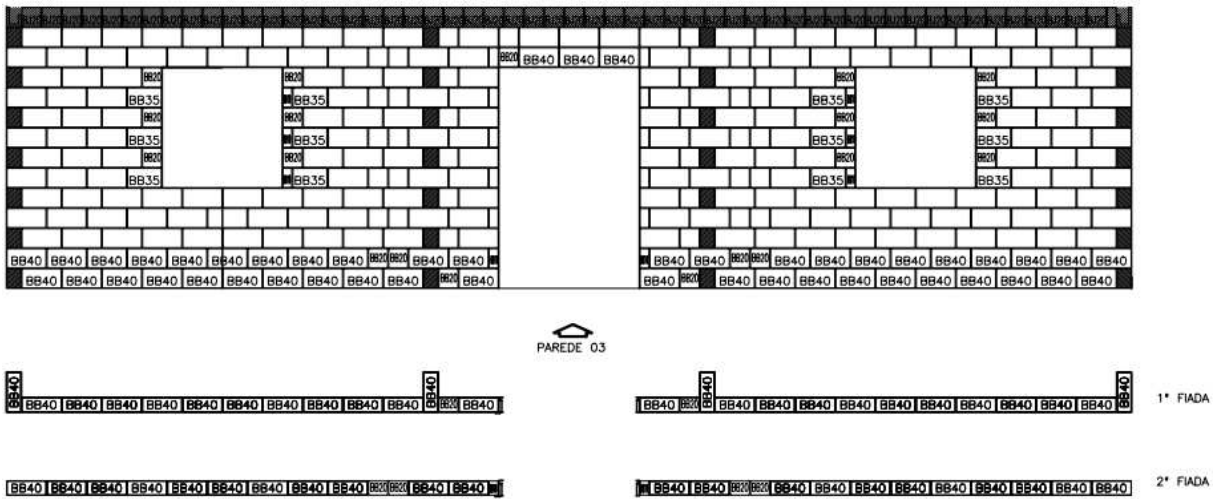
Fonte: Autor (2019).

Figura 21 – Parede 02.



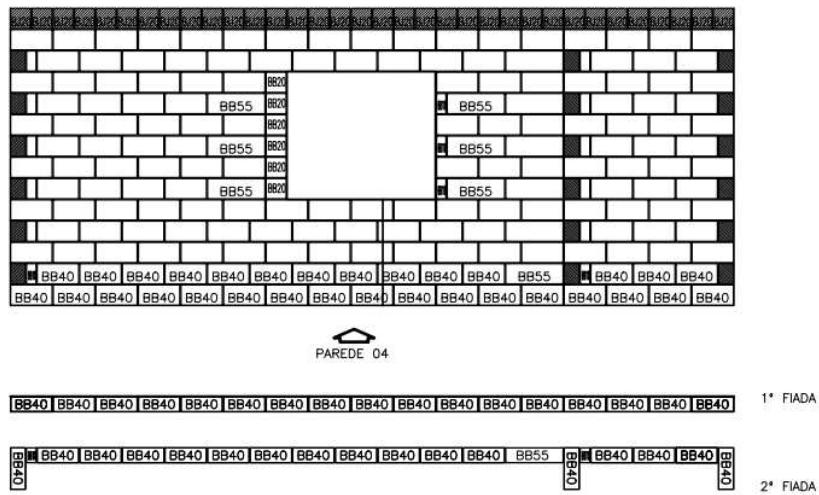
Fonte: Autor (2019).

Figura 22 – Parede 03.



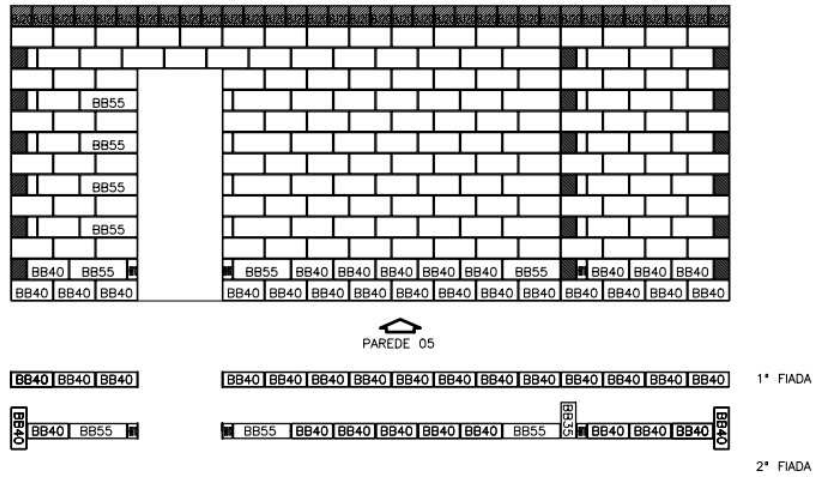
Fonte: Autor (2019).

Figura 23 – Parede 04.



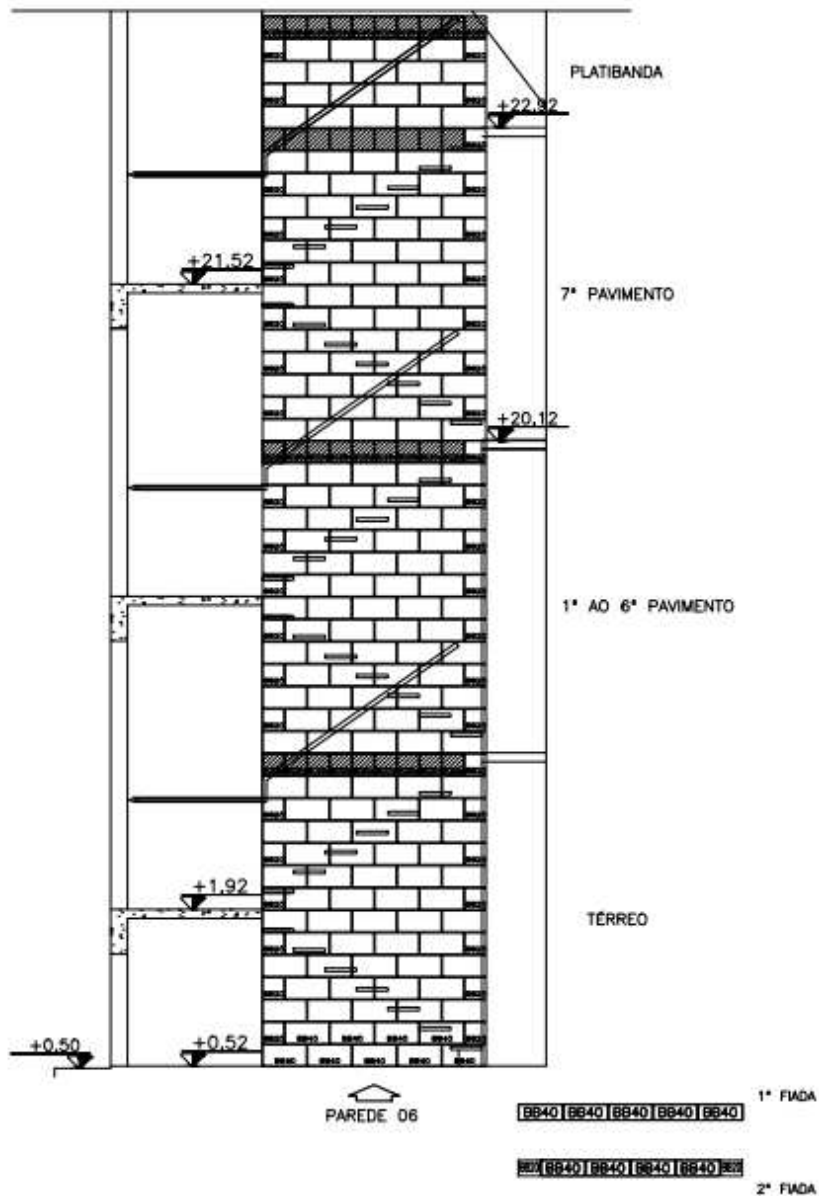
Fonte: Autor (2019).

Figura 24 – Parede 05.



Fonte: Autor (2019).

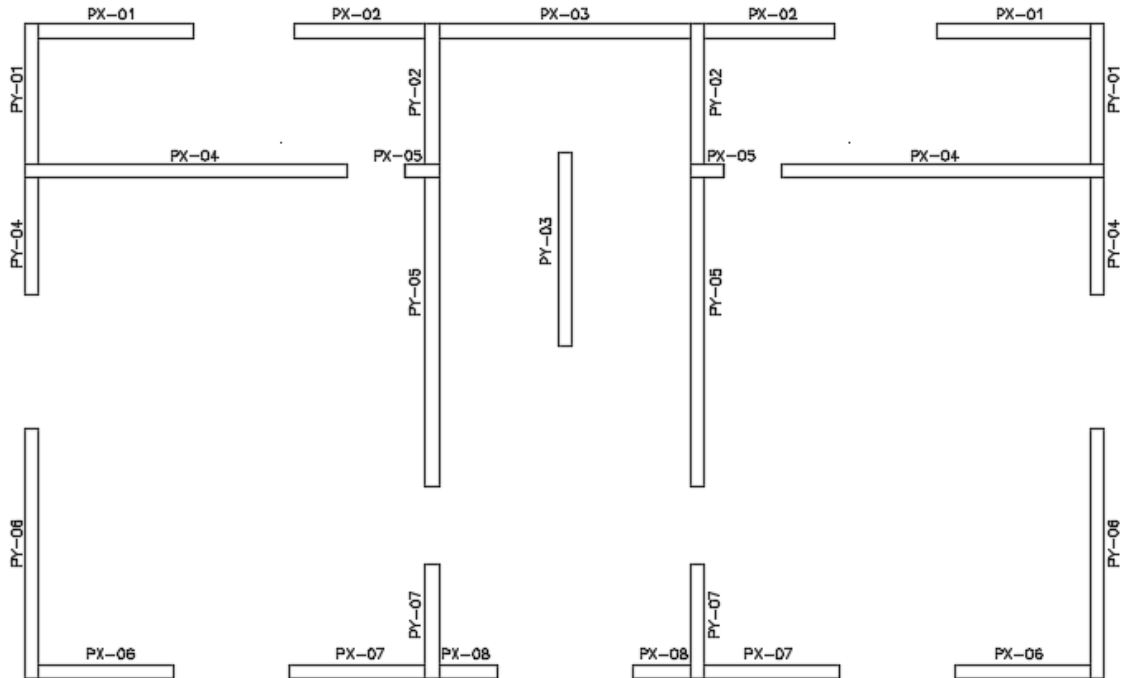
Figura 25 – Parede 06 (Elevação da Edificação).



Fonte: Autor (2019).

Primeiramente definem-se as paredes estruturais do edifício para o cálculo das dimensões das paredes. As paredes foram nomeadas da esquerda para a direita, de cima para baixo, considerando X para a orientação horizontal e Y para orientação vertical. Paredes que estão submetidas a mesma situação de carregamento receberam numerações iguais.

Figura 26 - Paredes Estruturais.



Fonte: Autor (2019).

6.2 Cargas Verticais

6.2.1 Peso Próprio

Para o cálculo da contribuição do peso próprio das paredes de alvenaria estrutural, consideram-se os seguintes dados:

- Altura da parede (h) = 2,70 m;
- Altura da parede da platibanda (h) = 1,0 m;
- Espessura do revestimento (e) considerada = 0,15 m;
- Peso específico da alvenaria estrutural de blocos de concreto (γ) = 14KN/m³.

6.2.1.1 Pavimento Tipo

$$P = e h \gamma$$

$$P = 0,15 \cdot 2,70 \cdot 14 = 5,67 \text{ KN/m}$$

6.2.1.2 Cobertura

$$P = e h \gamma$$

$$P = 0,15 \cdot 1,0 \cdot 14 = 2,10 \text{ KN/m}$$

6.2.2 Carga das Lajes

Para o cálculo da contribuição da carga das lajes de concreto armado, consideram-se os seguintes dados:

- Espessura da laje (h) = 8,0 cm;
- Carga do revestimento considerada = 1,0 KN/m²;
- Peso específico do concreto armado (γ) = 25KN/m³;
- Sobrecarga de utilização para um edifício residencial (sala/banheiro) conforme a NBR 6120 (2019) = 1,5 KN/m²;
- Sobrecarga de utilização considerada para a cobertura = 1,5 KN/m²;

6.2.2.1 Pavimento Tipo

$$P = \text{Peso proprio da laje} + \text{Peso do revestimento} + \text{Sobrecarga}$$

$$P = (0,08 \cdot 25) + 1,0 + 1,5 = 4,5 \text{ KN/m}$$

6.2.2.2 Cobertura

$$P = \text{Peso proprio da laje} + \text{Peso do revestimento} + \text{Sobrecarga}$$

$$P = (0,08 \cdot 25) + 1,0 + 1,5 = 4,5 \text{ KN/m}$$

6.2.2.3 Escadas

A contribuição da carga das escadas nas lajes considera os seguintes dados:

- Carga da escada com acesso ao público conforme a NBR 6120 (2019) = 2,5 KN/m²;
- Peso próprio da escada com revestimento considerado = 2,5 KN/m².

O procedimento de cálculo pode ser realizado de maneira análoga ao descrito anteriormente:

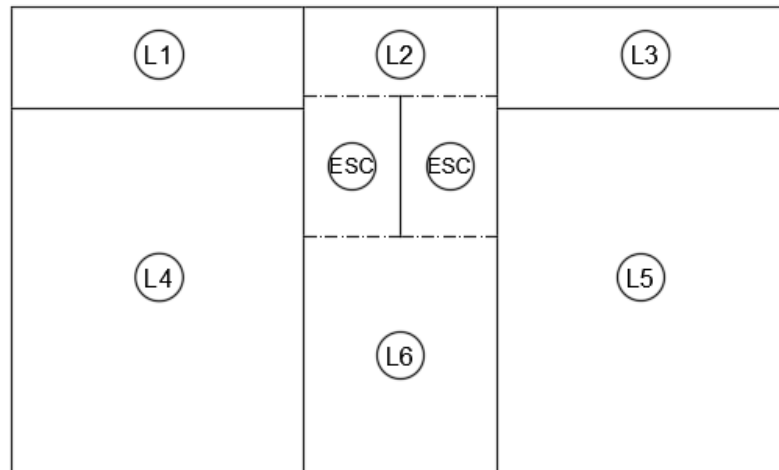
$$P = \text{Peso proprio da escada} + \text{Sobrecarga}$$

$$P = 2,5 + 2,5 = 5,0 \text{ KN/m}^2$$

6.2.2.4 Resumo do Carregamento Nas Lajes

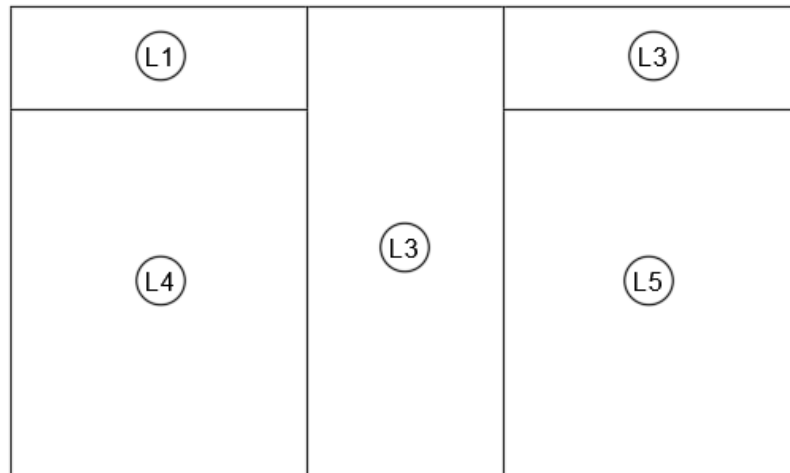
As lajes foram divididas conforme a disposição geométrica do edifício. No caso das escadas, a nível de simplificação de cálculo considerou-se a mesma como laje com bordas livres na direção X, como pode ser visto na Figura 27. Para a cobertura (platibanda), se utilizou uma distribuição semelhante à do pavimento tipo, diferindo-se por não possuir a carga das escadas, podendo ser observado na Figura 28.

Figura 27 – Configuração das Lajes no Pavimento Tipo.



Fonte: Autor (2019).

Figura 28 – Configuração das Laje da Platibanda



Fonte: Autor (2019).

O carregamento nas lajes, considerando sua sobrecarga, revestimento, peso próprio e o caso de cargas provenientes de alvenaria não estrutural, no pavimento tipo e na platibanda pode ser encontrado nas Tabelas 12 e 13, respectivamente.

Tabela 12 – Carregamento das lajes e características geométricas do Pavimento Tipo.

Lajes	Características geométricas (cm)			Cargas (kN/m ²)				
	Lx	Ly	Espessura	Sobrecarga	Revest.	Peso próprio	Alv. não Estrut.	Carga total
L1=L3	415	145	8,0	1,5	1,0	2,0	0,0	4,5
L2	275	127	8,0	1,5	1,0	2,0	0,0	4,5
L4=L5	415	520	8,0	1,5	1,0	2,0	0,0	4,5
L6	275	339	8,0	1,5	1,0	2,0	0,0	4,5
Escada	135	199	8,0	2,5	0,0	2,5	0,0	5,0

Fonte: Autor (2019).

Tabela 13 – Carregamento das lajes e características geométricas da Platibanda.

Lajes	Características geométricas (cm)			Cargas (kN/m ²)				
	Lx	Ly	Espessura	Sobrecarga	Revest.	Peso próprio	Alv. não Estrut.	Carga total
L1=L3	415	145	8,0	1,5	1,0	2,0	0,0	4,5
L2	275	665	8,0	1,5	1,0	2,0	0,0	4,5
L4=L5	415	520	8,0	1,5	1,0	2,0	0,0	4,5

Fonte: Autor (2019).

6.2.2.5 Reações das Lajes nas Paredes

As reações das lajes nas paredes foram calculadas conforme o Método das Charneiras Plásticas, de acordo com a área de influência do carregamento uniforme em cada uma das lajes e seguindo as prescrições determinadas pela NBR 6118 (2014) - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. O procedimento de cálculo pode ser encontrado no Apêndice B. As Figuras 29 e 30 representam as reações das lajes nas paredes em kN/m para o pavimento tipo e para a platibanda, respectivamente.

Figura 29 – Reação das Lajes nas Paredes do Pavimento Tipo.

1,19	2,08	5,44	1,79	5,44	2,08	1,19
5,61	8,28	11,07	6,88	11,07	8,28	5,61
4,67		1,79		4,67		

Fonte: Autor (2019).

Figura 30 – Reação das Lajes nas Paredes na Platibanda.

1,19	1,97	7,52	1,79	7,52	1,97	1,19
4,84	6,84	13,83	13,83	4,84	6,84	4,84
3,42		1,79		3,42		

Fonte: Autor (2019).

6.2.3 Distribuição das Cargas Verticais

6.2.3.1 Distribuição das Cargas Verticais nas Paredes

As cargas verticais podem ser distribuídas nas paredes considerando o carregamento distribuído devido a cargas das lajes e ao seu peso próprio multiplicados pelo comprimento da parede. As Tabelas 14 e 15 indicam a carga total atuante nas paredes nas direções X e Y do pavimento tipo, respectivamente, e as Tabelas 16 e 17 para a carga atuante nas direções X e Y da platibanda, respectivamente.

Tabela 14 – Carga total atuante nas paredes da direção X do Pavimento Tipo.

Paredes			Carregamento distribuído (kN/m)			Carga Total (kN)
Nome	Número	Comprimento (cm)	Lajes	Peso próprio	Total	
PX-01	2	160,5	2,08	5,67	7,75	12,44
PX-02	2	135,5	2,08	5,67	7,75	10,50
PX-03	1	261	1,79	5,67	7,46	19,47
PX-04	2	334,5	8,28	5,67	13,95	46,66
PX-05	2	34,5	8,28	5,67	13,95	4,81
PX-06	2	140,5	4,67	5,67	10,34	14,53
PX-07	2	140,75	4,67	5,67	10,34	14,55
PX-08	2	60,5	1,79	5,67	7,46	4,51

Fonte: Autor (2019).

Tabela 15 – Carga total atuante nas paredes da direção Y do Pavimento Tipo.

Paredes			Carregamento distribuído (kN/m)			Carga Total (kN)
Nome	Número	Comprimento (cm)	Lajes	Peso próprio	Total	
PY-01	2	145	1,19	5,67	6,86	9,95
PY-02	2	145	5,44	5,67	11,11	16,11
PY-03	1	200	6,88	5,67	12,55	25,10
PY-04	2	121	5,61	5,67	11,28	13,65
PY-05	2	320,5	11,07	5,67	16,74	53,65
PY-06	2	259,5	5,61	5,67	11,28	29,27
PY-07	2	119,5	11,07	5,67	16,74	20,00

Fonte: Autor (2019).

Tabela 16 – Carga total atuante nas paredes da direção X da Platibanda.

Paredes			Carregamento distribuído (kN/m)			Carga Total (kN)
Nome	Número	Comprimento (cm)	Lajes	Peso próprio	Total	
PX-01	2	160,5	1,97	2,1	4,07	6,53
PX-02	2	135,5	1,97	2,1	4,07	5,51
PX-03	1	261	1,79	2,1	3,89	10,15
PX-04	2	334,5	6,84	2,1	8,94	29,90
PX-05	2	34,5	6,84	2,1	8,94	3,08
PX-06	2	140,5	3,42	2,1	5,52	7,76
PX-07	2	140,75	3,42	2,1	5,52	7,77
PX-08	2	60,5	1,79	2,1	3,89	2,35

Fonte: Autor (2019).

Tabela 17 – Carga total atuante nas paredes da direção Y da Platibanda.

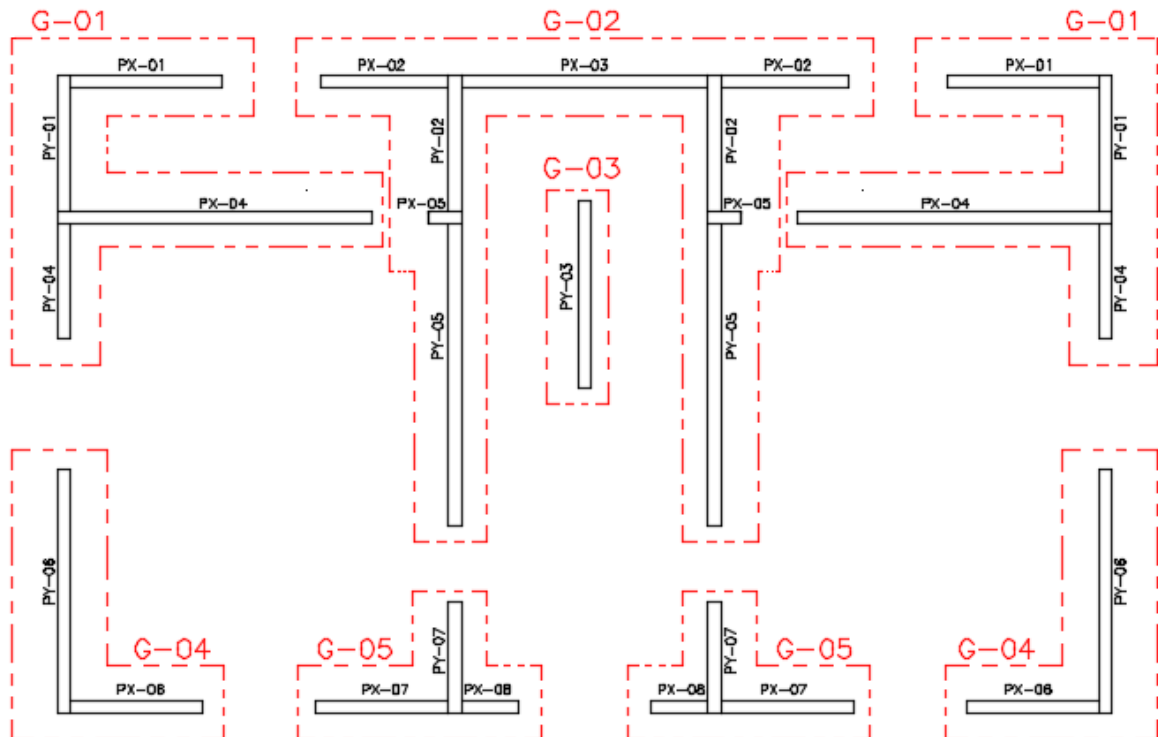
Nome	Número	Comprimento (cm)	Carregamento distribuído (kN/m)			Carga Total (kN)
			Lajes	Peso próprio	Total	
PY-01	2	145	1,19	2,1	3,29	4,77
PY-02	2	145	7,52	2,1	9,62	13,95
PY-04	2	121	4,84	2,1	6,94	8,40
PY-05	2	320,5	13,83	2,1	15,93	51,06
PY-06	2	259,5	4,84	2,1	6,94	18,01
PY-07	2	119,5	13,83	2,1	15,93	19,04

Fonte: Autor (2019).

6.2.3.2 Distribuição das Cargas Verticais por Grupos

As cargas verticais foram distribuídas conforme o procedimento dos grupos isolados de paredes, caracterizado por uniformizar as resistências dos blocos e por ser considerado um método econômico pela literatura. Os grupos foram definidos conforme as aberturas dos vãos das portas e janelas, sendo evitada a numeração de grupos simétricos. Pode-se observar a divisão dos grupos na Figura 31.

Figura 31 – Divisão dos grupos de paredes estruturais.



Fonte: Autor (2019).

A partir das cargas individuais pode-se definir a carga total atuante em cada grupo, como pode ser observado nas Tabelas 18 e 19 para o pavimento tipo e para a platibanda, respectivamente. O comprimento e a área do grupo são obtidos a partir da soma dos comprimentos e das áreas de cada parede constituinte do grupo. A quantidade representa o número de grupos simétricos.

Tabela 18 – Carga total atuante em cada grupo de parede no Pavimento Tipo.

Grupo		Quant.	Comprimento (cm)	Área (m ²)	Carga total (kN)
Nome	Paredes				
G-01	PX-01, PX-04, PY-01 e PY-04	2	761	1,07	82,70
G-02	PX-02, PX-03, PX-05, PY-02 e PY-05	1	1532	2,14	189,62
G-03	PY-03	1	200	0,28	25,10
G-04	PX-06 e PY-06	2	400	0,56	43,80
G-05	PX-07, PX-08 e PY-07	2	320,75	0,45	39,07
Peso total de cada pavimento					545,86

Fonte: Autor (2019).

Tabela 19 – Carga total atuante em cada grupo de parede na Platibanda.

Grupo		Quant.	Comprimento (cm)	Área (m ²)	Carga total (kN)
Nome	Paredes				
G-01	PX-01, PX-04, PY-01 e PY-04	2	761	1,07	49,60
G-02	PX-02, PX-03, PX-05, PY-02 e PY-05	1	1532	2,14	157,36
G-04	PX-06 e PY-06	2	400	0,56	25,76
G-05	PX-07, PX-08 e PY-07	2	320,75	0,45	29,16
Peso total de cada pavimento					366,42

Fonte: Autor (2019).

É importante ressaltar que as cargas por grupo do nível 7 devem ser calculadas considerando-se que suas paredes devem resistir a carga da platibanda acrescida do peso das paredes do pavimento tipo. Para os demais níveis, as cargas totais dos grupos são obtidas acumulando-se sucessivamente as cargas do pavimento tipo. Assim, pode-se obter os resultados da Tabela 20.

Tabela 20 – Carga por grupo em cada nível do edifício.

Nível	Carga por grupo (kN)				
	G-01	G-02	G-03	G-04	G-05
7	92,75	244,22	11,34	48,44	47,35
6	175,45	433,85	36,44	92,24	86,42
5	258,15	623,47	61,54	136,04	125,49
4	340,85	813,09	86,64	179,84	164,56
3	423,54	1002,71	111,74	223,64	203,63
2	506,24	1192,33	136,84	267,44	242,70
1	588,94	1381,95	161,94	311,24	281,77
Térreo	671,63	1571,57	187,04	355,04	320,84

Fonte: Autor (2019).

6.3 Cargas Horizontais

6.3.1 Ação do Vento

6.3.1.1 Velocidade Característica e Pressão Dinâmica

Para o cálculo da ação do vento foram seguidos os parâmetros definidos pela NBR 6123 (1988). Foram estabelecidos os seguintes fatores de projeto:

- Edificação localizada em São Luís, no estado do Maranhão, onde a velocidade básica do vento (V_o) é igual a 30m/s;
- Construída em terreno plano ou quase plano, em que $S_1 = 1,00$. Edificação com finalidade residencial, pertencendo ao Grupo 2 do Quadro 4 de fator estatístico S_3 igual a 1,00.
- Localizada em uma área urbanizada em cidades pequenas e seus arredores (Categoria IV). A maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal da edificação está entre 20 m e 50 m, logo faz parte da Classe B. Assim, consultando-se a Tabela 21 pode-se obter os valores de S_2 .

Tabela 21 – Valores do coeficiente S_2 .

Pavimento	Altura (m)	S_2
Térreo	3,32	0,76
2°	6,12	0,78
3°	8,92	0,82
4°	11,72	0,85
5°	14,52	0,88
6°	17,32	0,90
7°	20,12	0,91
Platibanda	22,92	0,93

Fonte: Autor (2019).

Com a determinação dos fatores S_1 , S_2 e S_3 e da velocidade básica do vento, pode-se calcular a velocidade característica do vento a partir da expressão (22) e a pressão dinâmica do vento pela expressão (24). Os resultados encontrados foram organizados na Tabela 22.

Tabela 22 – Pressão dinâmica do vento a cada nível do edifício.

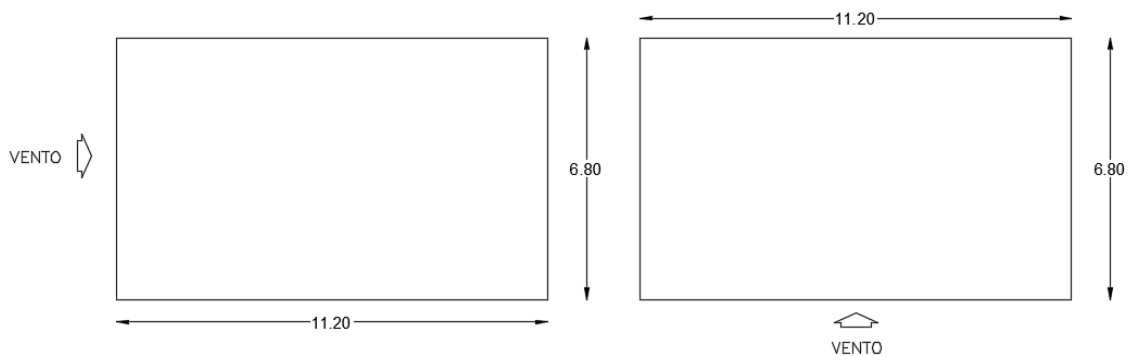
Nível	Altura (m)	V_0 (m/s)	S_1	S_2	S_3	V_k (m/s)	q_w (N/m ²)
1	3,32	30	1	0,76	1	22,8	318,66
2	6,12	30	1	0,78	1	23,4	335,65
3	8,92	30	1	0,82	1	24,6	370,96
4	11,72	30	1	0,85	1	25,5	398,60
5	14,52	30	1	0,88	1	26,4	427,24
6	17,32	30	1	0,9	1	27	446,88
7	20,12	30	1	0,91	1	27,3	456,86
Platibanda	22,92	30	1	0,93	1	27,9	477,17

Fonte: Autor (2019).

6.3.1.2 Força Atuante do Vento

A determinação da força atuante do vento nas direções x e y deve levar em conta as dimensões da edificação. Conforme a relação entre as medidas da edificação e a Figura 32 pode-se determinar o coeficiente de arrasto para cada direção.

Figura 32 – Dimensões da edificação e direção de atuação do vento



Fonte: Autor (2019).

Para a direção X, tem-se que:

- $\frac{l_1}{l_2} = 0,61$
- $\frac{h}{l_1} = 3,52$

Para a direção Y, tem-se que:

- $\frac{l_1}{l_2} = 1,65$
- $\frac{h}{l_1} = 2,14$

Assim, obtém-se coeficiente de arrasto igual (C_a) igual a 1,10 e 1,36 para as direções X e Y, respectivamente.

A área de atuação do vento considerada em cada nível corresponde a área frontal meio pé-direito acima e meio pé-direito abaixo do pavimento. Para o nível da platibanda, considera toda a área acima no seu cálculo.

Tabela 23 – Área frontal de atuação do vento em cada nível.

Pavimento	Altura (m)	x (m)	y (m)	Área do Vento (m ²)	
				Atuante em X	Atuante em Y
1	3,32	11,2	6,8	19,04	31,36
2	6,12	11,2	6,8	19,04	31,36
3	8,92	11,2	6,8	19,04	31,36
4	11,72	11,2	6,8	19,04	31,36
5	14,52	11,2	6,8	19,04	31,36
6	17,32	11,2	6,8	19,04	31,36
7	20,12	11,2	6,8	19,04	31,36
Platibanda	22,92	11,2	6,8	17,68	29,12

Fonte: Autor (2019).

A partir da expressão (21), determinada anteriormente, pode-se determinar a força de atuação do vento nas direções X e Y para cada nível, como observado na Tabela 24.

Tabela 24 – Pressão dinâmica e força atuante do vento em cada nível.

Pavimento	$C_{a,x}$	$C_{a,y}$	q (kN/m ²)	Área do vento em X (m ²)	Área do vento em Y (m ²)	F_x (kN)	F_y (kN)
1	1,1	1,36	0,319	19,04	31,36	6,67	13,59
2	1,1	1,36	0,336	19,04	31,36	7,03	14,32
3	1,1	1,36	0,371	19,04	31,36	7,77	15,82
4	1,1	1,36	0,399	19,04	31,36	8,35	17,00
5	1,1	1,36	0,427	19,04	31,36	8,95	18,22
6	1,1	1,36	0,447	19,04	31,36	9,36	19,06
7	1,1	1,36	0,457	19,04	31,36	9,57	19,49
Platibanda	1,1	1,36	0,477	17,68	29,12	9,28	18,90

Fonte: Autor (2019).

6.3.2 Ação Equivalente ao Desaprumo

Para o cálculo das ações equivalentes ao desaprumo utiliza-se a expressão transcrita em (26). Foi utilizada a altura total da edificação, que corresponde a 23,92 m, assim o ângulo de desaprumo é igual a:

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

$$\theta_a = \frac{1}{100\sqrt{23,92}} \leq \frac{1}{40 \cdot 23,92}$$

$$\theta_a = 0,002045 \leq 0,001045$$

Como o ângulo de desaprumo é maior que o máximo permitido por norma, deve se utilizar o ângulo de 0,001045 rad.

Para determinar o valor da força devido ao desaprumo utiliza-se a expressão (27), o ângulo de desaprumo encontrado e o peso de cada pavimento acima do nível considerado, assim tem-se que:

- Para o pavimento tipo, do térreo até o 7º pavimento, de acordo com a Tabela 18 tem-se que o peso total do pavimento acima de cada nível é igual a 545,86 kN. Assim:

$$F_a = P\theta_a$$

$$F_a = 545,86 \cdot 0,001045$$

$$F_a = 0,570 \text{ kN}$$

- Para o 8º pavimento, que corresponde ao nível superior, de acordo com a Tabela 19 tem-se que o peso total acima desse nível é igual a 366,42 kN. Assim:

$$F_a = P\theta_a$$

$$F_a = 366,42 \cdot 0,001045$$

$$F_a = 0,383 \text{ kN}$$

6.3.3 Distribuição das Ações Horizontais

A partir das ações do vento e do desaprumo é possível determinar os esforços que ocorrem na lateral do edifício, como pode ser visto na Tabela 25. A força é obtida a partir da combinação entre a força atuante do vento somada com a força devido ao desaprumo em cada nível. O esforço cortante é obtido a partir da força resultante, sendo acumulada a cada

pavimento do edifício. O momento fletor é encontrado a partir da força acumulada multiplicada pela altura do pé-direito de cada pavimento, acumulando-se o valor para cada nível.

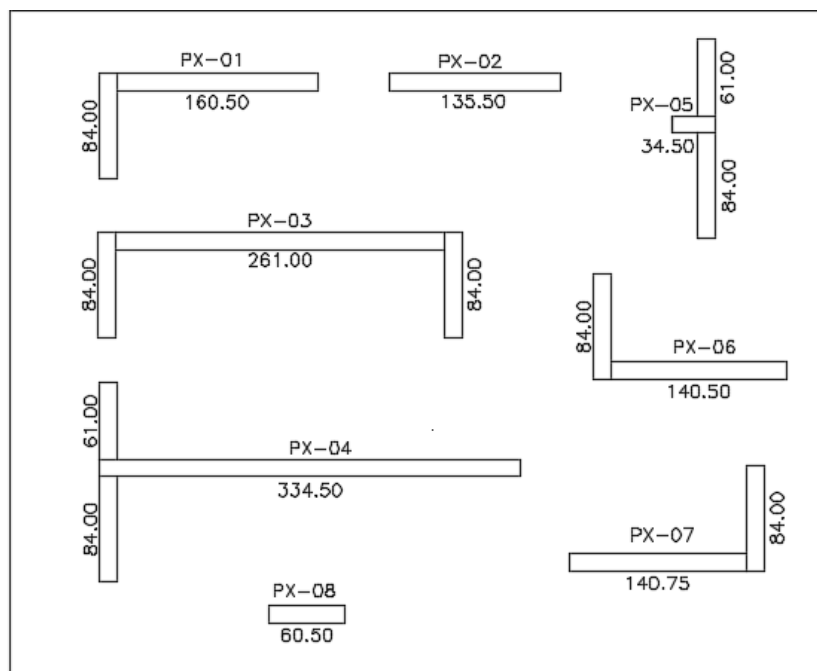
Tabela 25 – Esforços laterais a cada nível do edifício.

Nível	Direção X			Direção Y		
	Força (kN)	Esforço Cortante (kN)	Momento Fletor (kN.m)	Força (kN)	Esforço Cortante (kN)	Momento Fletor (kN.m)
Platibanda	9,66	-	-	19,28	-	-
7	10,14	9,66	27,06	20,06	19,28	53,98
6	9,93	19,80	82,50	19,63	39,34	164,12
5	9,52	29,73	165,75	18,79	58,96	329,22
4	8,92	39,25	275,64	17,57	77,76	546,94
3	8,34	48,17	410,51	16,39	95,33	813,85
2	7,60	56,51	568,73	14,89	111,72	1126,66
1	7,24	64,11	748,23	14,16	126,60	1481,15
Térreo	-	71,35	948,01	-	140,76	1875,29

Fonte: Autor (2019).

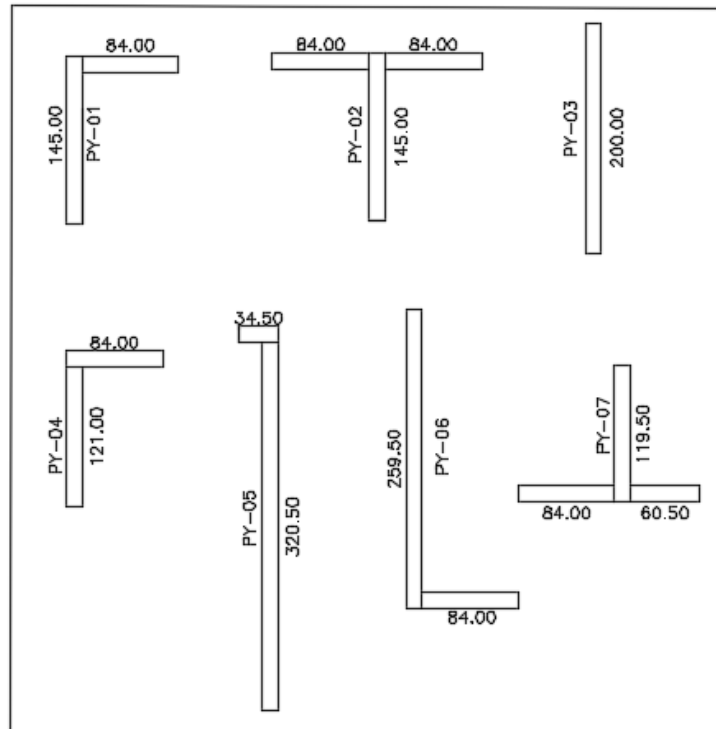
A distribuição das ações horizontais é realizada definindo-se os painéis de contraventamento nas direções X e Y. Para isso, os painéis são determinados considerando-se que o comprimento efetivo dos flanges não pode ultrapassar em seis vezes a espessura da parede. Para o edifício analisado, o comprimento máximo do flange obtido é de 84 cm. Os painéis de contraventamento são expostos nas Figuras 33 e 34 para as direções X e Y, respectivamente.

Figura 33 – Painéis de contraventamento na direção X.



Fonte: Autor (2019).

Figura 34 - Painéis de contraventamento na direção Y.



Fonte: Autor (2019).

Para a utilização desse método de distribuição das ações, deve-se determinar os momentos de inércia de flexão na direção atuante de cada uma das paredes. A determinação do centroide das paredes foi realizada a partir da seguinte expressão:

$$y_{cg' i} = \frac{\sum(y'_i \cdot A'_i)}{\sum A'_i} \quad (42)$$

Onde:

y'_i é o centroide da seção da parede considerada;

A'_i é a área da seção da parede considerada.

O cálculo do momento de inércia para cada seção é realizado a partir da expressão (43), em que b e h são a base e altura da parede, de acordo com a direção analisada. Os Quadros 5 e 6 com o procedimento de cálculo para a determinação do momento de inércia em cada uma das seções pode ser encontrada no Apêndice C.

$$I_i = \frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + A_i (y_{cg} - y'_i)^2 \quad (43)$$

A distribuição das ações horizontais é realizada considerando a rigidez de cada painel de contraventamento em relação ao conjunto dos painéis da associação. Depois de encontrado o momento de inércia de cada uma das seções completas, determina-se a rigidez

relativa de cada painel, como pode ser observado nas Tabelas 26 e 27 para os eixos X e Y, respectivamente.

Tabela 26 – Rigidez relativa dos painéis de contraventamento na direção X.

Paredes	I (m ⁴)	n	n.I (m ⁴)	$\frac{I_i}{\sum I}$
PX-01	0,1072	2	0,214391	0,0377395
PX-02	0,0290	2	0,058049	0,0102185
PX-03	0,6525	1	0,652488	0,229717
PX-04	0,8006	2	1,601293	0,2818784
PX-05	0,0012	2	0,002441	0,0004297
PX-06	0,0765	2	0,152940	0,0269222
PX-07	0,0768	2	0,153629	0,0270436
PX-08	0,0026	2	0,005167	0,0009096
		Σ	2,840397	

Fonte: Autor (2019).

Tabela 27 – Rigidez relativa dos painéis de contraventamento na direção Y.

Paredes	I (m ⁴)	n	n.I (m ⁴)	$\frac{I_i}{\sum I}$
PY-01	0,0677	2	0,135412	0,028585
PY-02	0,0814	2	0,162702	0,062191
PY-03	0,0933	1	0,093333	0,039405
PY-04	0,0328	2	0,065630	0,013854
PY-05	0,5061	2	1,012289	0,213692
PY-06	0,3379	2	0,675856	0,142672
PY-07	0,0457	2	0,091440	0,019303
		Σ	2,368567	

Fonte: Autor (2019).

Multiplicando-se os esforços do carregamento horizontal da Tabela 25 pela rigidez relativa encontrada nas Tabelas 26 e 27 pode ser obtido o esforço cortante e o momento fletor em cada painel da edificação nas direções X e Y, apresentados nas Tabelas 28, 29, 30 e 31.

Tabela 28 – Esforço Cortante característico nas paredes da direção X.

Nível	PX-01	PX-02	PX-03	PX-04	PX-05	PX-06	PX-07	PX-08
7	0,365	0,099	2,220	2,724	0,004	0,260	0,261	0,009
6	0,747	0,202	4,549	5,582	0,009	0,533	0,536	0,018
5	1,122	0,304	6,830	8,380	0,013	0,800	0,804	0,027
4	1,481	0,401	9,016	11,063	0,017	1,057	1,061	0,036
3	1,818	0,492	11,065	13,577	0,021	1,297	1,303	0,044
2	2,133	0,577	12,981	15,928	0,024	1,521	1,528	0,051
1	2,419	0,655	14,726	18,070	0,028	1,726	1,734	0,058
Térreo	2,693	0,729	16,390	20,112	0,031	1,921	1,930	0,065

Fonte: Autor (2019).

Tabela 29 – Momento Fletor característico nas paredes da direção X.

Nível	PX-01	PX-02	PX-03	PX-04	PX-05	PX-06	PX-07	PX-08
7	1,021	0,276	6,215	7,627	0,012	0,728	0,732	0,025
6	3,114	0,843	18,952	23,255	0,035	2,221	2,231	0,075
5	6,255	1,694	38,075	46,720	0,071	4,462	4,482	0,151
4	10,403	2,817	63,320	77,698	0,118	7,421	7,454	0,251
3	15,493	4,195	94,302	115,714	0,176	11,052	11,102	0,373
2	21,464	5,812	130,647	160,313	0,244	15,311	15,380	0,517
1	28,238	7,646	171,881	210,910	0,322	20,144	20,235	0,681
Térreo	35,777	9,687	217,774	267,224	0,407	25,523	25,638	0,862

Fonte: Autor (2019).

Tabela 30 – Esforço Cortante característico nas paredes da direção Y.

Nível	PY-01	PY-02	PY-03	PY-04	PY-05	PY-06	PY-07
7	0,551	1,199	0,760	0,267	4,120	2,751	0,372
6	1,124	2,446	1,550	0,545	8,406	5,612	0,759
5	1,686	3,667	2,323	0,817	12,600	8,413	1,138
4	2,223	4,836	3,064	1,077	16,616	11,094	1,501
3	2,725	5,928	3,756	1,321	20,370	13,600	1,840
2	3,193	6,948	4,402	1,548	23,873	15,939	2,156
1	3,619	7,874	4,989	1,754	27,054	18,063	2,444
Térreo	4,024	8,754	5,547	1,950	30,080	20,083	2,717

Fonte: Autor (2019).

Tabela 31 – Momento Fletor característico nas paredes da direção Y.

Nível	PY-01	PY-02	PY-03	PY-04	PY-05	PY-06	PY-07
7	1,543	3,357	2,127	0,748	11,536	7,702	1,042
6	4,691	10,207	6,467	2,274	35,072	23,416	3,168
5	9,411	20,475	12,973	4,561	70,353	46,971	6,355
4	15,634	34,015	21,552	7,577	116,877	78,033	10,557
3	23,264	50,615	32,070	11,275	173,914	116,114	15,710
2	32,206	70,069	44,396	15,609	240,759	160,743	21,748
1	42,339	92,115	58,365	20,520	316,511	211,319	28,590
Térreo	53,605	116,627	73,896	25,981	400,735	267,551	36,198

Fonte: Autor (2019).

6.4 Verificações Preliminares

6.4.1 Estabilidade local dos elementos

Tem-se que a altura efetiva da edificação é igual a altura da parede, assim:

$$h_{ef} = 2,80 \text{ m}$$

Considerando a espessura efetiva de 14 cm para as paredes, sem os enrijecedores, pode-se calcular o índice de esbeltez do elemento pela expressão (30).

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e}$$

$$\lambda = \frac{280}{14} = 20$$

Verifica-se que $\lambda = 20 < 24$, logo a esbeltez do edifício atende as condições de esbeltez, contidas na Tabela 8.

6.4.2 Estabilidade Global da Estrutura de Contraventamento

O peso total da estrutura pode ser obtido acumulando-se o peso de cada pavimento nas Tabelas 18 e 19, assim tem-se que $N_k = 4187,44$ kN.

Para o cálculo da estabilidade faz-se a verificação no sentido de menor inércia da edificação que corresponde a direção Y, multiplicando-se a inércia dos painéis pelo número de níveis. Assim para a inércia total na direção Y foi considerado $I_c = 18,95$ m⁴.

A partir da altura total da edificação que é de 23,92 m e adotando-se o módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria igual ao do bloco de concreto de 5MPa para exemplificação, em que $E_{cs} = 12000$ MPa, pode-se fazer o cálculo do parâmetro de estabilidade com a expressão (31).

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}}$$

$$\alpha = 23,92 \sqrt{\frac{4187,44}{12000000 \cdot 18,95}} = 0,1026$$

Como o número de pavimentos é maior que quatro, $\alpha_1 = 0,6$. Assim o coeficiente de estabilidade global da estrutura $\alpha = 0,1026$ é menor do que o limite $\alpha_1 = 0,6$, podendo ser desconsiderado os efeitos de segunda ordem na estrutura.

6.5 Verificação das Tensões de Compressão Simples

Deve-se verificar a existência de grupos com paredes com dimensões de pilar, em que $L \leq 5t$, assim:

$$L \leq 5t$$

$$L \leq 5 \cdot 14 = 70 \text{ cm}$$

Conferem-se as paredes em que o comprimento é igual ou menor a 70 cm. Apesar das paredes PX-5 e PX-08 possuírem comprimentos igual a 34,5 cm e 60,5 cm, respectivamente, seus grupos possuem, em sua maior parte, paredes de comprimento maior que 70 cm, logo opta-se por verificar as tensões de todos os grupos como parede.

A verificação da resistência a compressão é realizada com a expressão (34):

$$\frac{\gamma_f N_k}{A} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ parede} \\ 0,9 \text{ pilares} \end{array} \right\} \frac{0,7 f_{pk}}{\gamma_m} \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right]$$

De acordo com a Tabela 6, verifica-se que a edificação é do Tipo 2 e se obtém que $\gamma_f = 1,4$. A partir da Tabela 9, tem-se que para combinações normais para alvenaria, $\gamma_m = 2,0$.

Assim, para o cálculo da resistência do prisma a partir da inequação:

$$\frac{1,4 \cdot N_k}{A} \leq 1,0 \cdot \frac{0,7 f_{pk}}{2,0} \left[1 - \left(\frac{2,80}{40 \cdot 0,14} \right)^3 \right]$$

$$f_{pk} \geq \frac{4,572 \cdot N_k}{A}$$

Os resultados da resistência característica do prisma para cada nível da edificação podem ser encontrados na Tabela 32.

Tabela 32 – Resistência Característica do Prisma por Pavimento em MPa (f_{pk}).

Grupo	7º Pav.	6º Pav.	5º Pav.	4º Pav.	3º Pav.	2º Pav.	1º Pav.	Térreo
G-01	0,398	0,753	1,108	1,463	1,818	2,172	2,527	2,882
G-02	0,521	0,925	1,329	1,733	2,137	2,542	2,946	3,350
G-03	0,185	0,595	1,005	1,415	1,825	2,234	2,644	3,054
G-04	0,396	0,753	1,111	1,468	1,826	2,183	2,541	2,899
G-05	0,482	0,880	1,278	1,675	2,073	2,471	2,869	3,267

Fonte: Autor (2019).

Admitindo-se que $f_{pk}/f_{bk} = 0,80$, a resistência característica do bloco é encontrada na Tabela 33.

Tabela 33 – Resistência Característica do Bloco por Pavimento em MPa (f_{bk}).

Grupo	7º Pav.	6º Pav.	5º Pav.	4º Pav.	3º Pav.	2º Pav.	1º Pav.	Térreo
G-01	0,498	0,941	1,385	1,828	2,272	2,716	3,159	3,603
G-02	0,651	1,156	1,661	2,167	2,672	3,177	3,682	4,188
G-03	0,231	0,744	1,256	1,768	2,281	2,793	3,305	3,818
G-04	0,494	0,941	1,388	1,835	2,282	2,729	3,176	3,623
G-05	0,603	1,100	1,597	2,094	2,592	3,089	3,586	4,083

Fonte: Autor (2019).

Conforme a Tabela 33 e analisando os valores encontrados para a resistência característica dos blocos da edificação na Tabela 3, para a resistência a compressão podem ser utilizados blocos com função estrutural de 5,0 MPa.

6.6 Verificação das Tensões de Cisalhamento

O dimensionamento das paredes ao cisalhamento é realizado conforme a expressão apresentada no tópico 5.4, em que $\tau_{vd} = \frac{V_d}{bh}$. Para o cálculo do esforço cortante de projeto, deve-se considerar o coeficiente de ponderação das ações, obtido a partir da Tabela 6 em que $\gamma_f = 1,4$. Assim, com o esforço cortante característico das Tabelas 28 e 30 majorados pelo coeficiente de ponderação e divididos pela área da seção, encontram-se as tensões de cisalhamento nas Tabelas 34 e 35.

Tabela 34 – Tensão de Cisalhamento das paredes na direção X.

Nome	Paredes		Tensão de Cisalhamento (KN/m ²)							Térreo
	Comp. (cm)	Área (m ²)	7° Pav.	6° Pav.	5° Pav.	4° Pav.	3° Pav.	2° Pav.	1° Pav.	
PX-01	160,5	0,225	2,27	4,66	6,99	9,23	11,33	13,29	15,07	16,78
PX-02	135,5	0,190	0,73	1,49	2,24	2,96	3,63	4,26	4,83	5,38
PX-03	261	0,365	8,50	17,43	26,17	34,54	42,39	49,73	56,42	62,80
PX-04	334,5	0,468	8,14	16,69	25,05	33,07	40,59	47,62	54,02	60,13
PX-05	34,5	0,048	0,12	0,25	0,37	0,49	0,60	0,70	0,80	0,89
PX-06	140,5	0,197	1,85	3,79	5,70	7,52	9,23	10,83	12,28	13,67
PX-07	140,75	0,197	1,86	3,80	5,71	7,54	9,25	10,86	12,32	13,71
PX-08	60,5	0,085	0,15	0,30	0,45	0,59	0,72	0,85	0,96	1,07

Fonte: Autor (2019).

Tabela 35 – Tensão de Cisalhamento das paredes na direção Y.

Nome	Paredes		Tensão de Cisalhamento (KN/m ²)							Térreo
	Comp. (cm)	Área (m ²)	7° Pav.	6° Pav.	5° Pav.	4° Pav.	3° Pav.	2° Pav.	1° Pav.	
PY-01	145	0,203	3,80	7,75	11,62	15,33	18,79	22,02	24,96	27,75
PY-02	145	0,203	8,27	16,87	25,29	33,35	40,89	47,92	54,30	60,37
PY-03	200	0,280	3,80	7,75	11,62	15,32	18,78	22,01	24,94	27,73
PY-04	121	0,169	2,21	4,50	6,75	8,90	10,91	12,79	14,50	16,12
PY-05	320,5	0,449	12,86	26,23	39,31	51,84	63,56	74,49	84,41	93,85
PY-06	259,5	0,363	10,60	21,63	32,42	42,75	52,41	61,42	69,61	77,39
PY-07	119,5	0,167	3,11	6,35	9,52	12,56	15,40	18,05	20,45	22,74

Fonte: Autor (2019).

A resistência ao cisalhamento em uma edificação de alvenaria estrutural está diretamente ligada a tensão de compressão nas juntas dos blocos, que é obtida em função da

resistência à compressão da argamassa. A NBR 15961-1 (2011) limita a resistência a compressão da argamassa a 0,7 da resistência característica da compressão do bloco. Assim, considerando-se blocos com função estrutural de 5MPa para a maior parte da edificação, decide-se adotar uma argamassa com limite de resistência igual a 3,5MPa.

As tensões normais de compressão nas juntas das paredes são obtidas a partir das cargas verticais minoradas pelo coeficiente de ponderação 0,9 e divididas pelas áreas das seções, como apresentado nas Tabelas 36 e 37.

Tabela 36 – Tensão Normal de Compressão na junta das paredes na direção X.

Parede	Carga vertical (kN)	Área (m ²)	Tensão Normal de Compressão (σ)	
			(kN/m ²)	MPa
PX-01	12,44	0,22	49,82	0,0498
PX-02	10,50	0,19	49,82	0,0498
PX-03	19,47	0,37	47,96	0,0480
PX-04	46,66	0,47	89,68	0,0897
PX-05	4,81	0,05	89,68	0,0897
PX-06	14,53	0,20	66,47	0,0665
PX-07	14,55	0,20	66,47	0,0665
PX-08	4,51	0,08	47,96	0,0480

Fonte: Autor (2019).

Tabela 37 – Tensão Normal de Compressão na junta das paredes na direção Y.

Parede	Carga vertical (kN)	Área (m ²)	Tensão Normal de Compressão (σ)	
			(kN/m ²)	MPa
PY-01	9,95	0,20	44,10	0,0441
PY-02	16,11	0,20	71,42	0,0714
PY-03	25,10	0,28	80,68	0,0807
PY-04	13,65	0,17	72,51	0,0725
PY-05	53,65	0,45	107,61	0,1076
PY-06	29,27	0,36	72,51	0,0725
PY-07	20,00	0,17	107,61	0,1076

Fonte: Autor (2019).

Assim, a partir da Tabela 11 e considerando a argamassa de resistência a compressão 3,5MPa, obtém-se a inequação $0,15 + 0,50 \sigma \leq 1,4$. Substituindo-se a tensão normal de pré-compressão da junta horizontal, considerando a maior tensão encontrada nas Tabelas 36 e 37 de valor igual a 0,1076MPa, tem-se que:

$$0,15 + 0,50 \sigma \leq 1,4$$

$$0,15 + 0,5 \cdot 0,1076 \leq 1,4$$

$$0,2038 \leq 1,4$$

Deve-se verificar se a tensão de cisalhamento a qual as paredes da edificação estão submetidas não superam a tensão característica, que as juntas horizontais suportam. A maior

tensão de cisalhamento encontrada nas Tabelas 34 e 35 ocorre na Parede PY-05 e possui valor igual a 93,85KN/m². Assim, utilizando-se a expressão (36), na qual o coeficiente $\gamma_m = 2,0$ é obtido a partir da Tabela 9, verifica-se que:

$$\tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$$

$$\frac{93,85}{1000} \leq \frac{0,2038}{2}$$

$$0,09385 \leq 0,1019$$

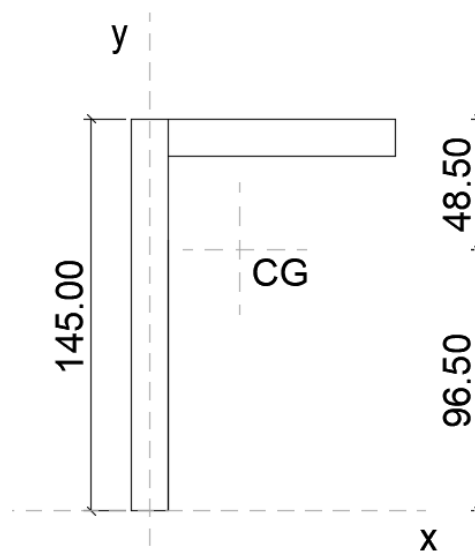
Logo, as condições de resistência ao cisalhamento estão dentre o limite estabelecido por norma.

6.7 Verificações das Tensões na Flexão Composta

Para a verificação da resistência da alvenaria à flexão composta, primeiro é necessário definir o módulo de resistência de flexão das paredes a partir da fibra mais distante do centro de gravidade da sua seção.

A definição da fibra mais distante é realizada a partir das dimensões geométricas da parede, medindo-se a distância do centro de gravidade das suas extremidades, a esquerda e a direita para as Paredes na direção X, e superior e inferior para as Paredes na direção Y. A escolha da fibra mais distante é realizada de forma a se obter os menores módulos para posteriormente se encontrar os maiores valores de tensões. Pode-se observar como exemplo a Parede PY-01 na Figura 35.

Figura 35 – Determinação da fibra mais distante do Centro de Gravidade da Parede.



Fonte: Autor (2019).

O módulo de resistência à flexão é obtido dividindo-se a inércia da parede pela distância da fibra mais distante do centro de gravidade, como pode ser visto nas Tabelas 38 e 39.

Tabela 38 – Determinação do módulo de resistência de flexão das Paredes X.

Parede	Área (m ²)	I (m ⁴)	x (m)	x _{cg} (m)	x da fibra mais distante (m)	W (m ³)
PX-01	0,2247	0,1072	1,745	0,643	1,102	0,0973
PX-02	0,1897	0,0290	1,355	0,678	0,677	0,0429
PX-03	0,3654	0,6525	2,890	1,445	1,445	0,4515
PX-04	0,4683	0,8006	3,345	1,188	2,157	0,3712
PX-05	0,0483	0,0012	0,345	0,255	0,255	0,0048
PX-06	0,1967	0,0765	1,545	0,553	0,992	0,0771
PX-07	0,19705	0,0768	1,548	0,993	0,993	0,0774
PX-08	0,0847	0,0026	0,605	0,303	0,302	0,0086

Fonte: Autor (2019).

Tabela 39 – Determinação do módulo de resistência de flexão das Paredes Y.

Parede	Área (m ²)	I (m ⁴)	y (m)	y _{cg} (m)	y da fibra mais distante (m)	W (m ³)
PY-01	0,203	0,0677	1,45	0,965	0,965	0,0702
PY-02	0,203	0,0814	1,45	1,071	1,071	0,0760
PY-03	0,28	0,0933	2,00	1,000	1,000	0,0933
PY-04	0,1694	0,0328	1,35	1,035	1,035	0,0317
PY-05	0,4487	0,5061	3,35	1,765	1,765	0,2868
PY-06	0,364	0,3379	2,60	0,997	1,598	0,2115
PY-07	0,168	0,0457	1,20	0,309	0,886	0,0516

Fonte: Autor (2019).

As tensões normais solicitantes à compressão e à tração em cada parede são obtidas a partir das expressões (40) e (41). Em que o coeficiente redutor devido a esbeltez do elemento é igual a $R = \left[1 - \left(\frac{20}{40}\right)^3\right] = 0,875$ e o fator que ajusta a resistência à compressão na tração K possui valor igual a 1,5. A força normal e o momento característico foram multiplicados pelo coeficiente de ponderação das ações γ_f igual a 1,4 (obtido a partir da Tabela 6) para se encontrar a força normal e o momento fletor de cálculo. Vale ressaltar que para se encontrar a tensão normal de tração, a tensão de compressão devido a normal foi ponderada de 0,9, reajuste recomendado devido a consideração das ações como permanentes. Os limites de resistência admissível à compressão f_{ca} e a tração f_{ta} podem ser encontrados dividindo-se as tensões normais solicitantes pelo coeficiente para combinações normais para alvenaria da Tabela 9, em que $\gamma_m = 2,0$.

A partir da Tabela 40 até a Tabela 54 podem-se verificar as tensões normais e a resistência à tração e compressão de cada parede nas direções X e Y.

Tabela 40 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-01.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	15,633	1,021	121,112	-	242,22	-
6	28,071	3,114	229,760	-	459,52	-
5	40,510	6,255	348,475	-	696,95	-
4	52,949	10,403	476,842	-	953,68	-
3	65,388	15,493	614,250	-	1228,50	-
2	77,826	21,464	760,114	-	1520,23	-
1	90,265	28,238	913,683	-	1827,37	-
Térreo	102,704	35,777	1074,597	-	2149,19	-

Fonte: Autor (2019).

Tabela 41 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-02.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	13,198	0,276	117,333	-	234,67	-
6	23,699	0,843	218,238	-	436,48	-
5	34,200	1,694	325,329	-	650,66	-
4	44,701	2,817	438,347	-	876,69	-
3	55,203	4,195	556,921	-	1113,84	-
2	65,704	5,812	680,690	-	1361,38	-
1	76,205	7,646	809,192	-	1618,38	-
Térreo	86,706	9,687	942,206	-	1884,41	-

Fonte: Autor (2019).

Tabela 42 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-03.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	24,952	6,215	122,104	-	244,21	-
6	44,422	18,952	233,687	-	467,37	-
5	63,893	38,075	358,471	-	716,94	-
4	83,363	63,320	495,909	-	991,82	-
3	102,834	94,302	645,203	-	1290,41	-
2	122,305	130,647	805,585	-	1611,17	-
1	141,775	171,881	976,071	-	1952,14	-
Térreo	161,246	217,774	1156,188	-	2312,38	-

Fonte: Autor (2019).

Tabela 43 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-04.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	48,870	7,627	186,148	-	372,30	-
6	95,533	23,255	384,874	-	769,75	-
5	142,196	46,720	603,305	-	1206,61	-
4	188,859	77,698	840,626	-	1681,25	-
3	235,521	115,714	1095,646	-	2191,29	-
2	282,184	160,313	1367,216	-	2734,43	-
1	328,847	210,910	1653,868	-	3307,74	-
Térreo	375,510	267,224	1954,897	-	3909,79	-

Fonte: Autor (2019).

Tabela 44 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-05.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	5,040	0,012	169,238	-	338,48	-
6	9,853	0,035	333,313	-	666,63	-
5	14,666	0,071	499,717	-	999,43	-
4	19,479	0,118	668,354	-	1336,71	-
3	24,291	0,176	839,083	-	1678,17	-
2	29,104	0,244	1011,769	-	2023,54	-
1	33,917	0,322	1186,238	-	2372,48	-
Térreo	38,730	0,407	1362,406	-	2724,81	-

Fonte: Autor (2019).

Tabela 45 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-06.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	15,722	0,728	136,705	-	273,41	-
6	30,250	2,221	272,949	-	545,90	-
5	44,777	4,462	418,256	-	836,51	-
4	59,305	7,421	572,250	-	1144,50	-
3	73,833	11,052	734,383	-	1468,77	-
2	88,360	15,311	904,128	-	1808,26	-
1	102,888	20,144	1080,810	-	2161,62	-
Térreo	117,416	25,523	1264,103	-	2528,21	-

Fonte: Autor (2019).

Tabela 46 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-07.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	15,750	0,732	136,714	-	273,43	-
6	30,303	2,231	272,976	-	545,95	-
5	44,857	4,482	418,310	-	836,62	-
4	59,411	7,454	572,340	-	1144,68	-
3	73,964	11,102	734,518	-	1469,04	-
2	88,518	15,380	904,315	-	1808,63	-
1	103,071	20,235	1081,056	-	2162,11	-
Térreo	117,625	25,638	1264,414	-	2528,83	-

Fonte: Autor (2019).

Tabela 47 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PX-08.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	5,784	0,025	111,942	-	223,88	-
6	10,297	0,075	202,701	-	405,40	-
5	14,810	0,151	296,219	-	592,44	-
4	19,324	0,251	392,382	-	784,76	-
3	23,837	0,373	491,023	-	982,05	-
2	28,350	0,517	591,981	-	1183,96	-
1	32,864	0,681	695,050	-	1390,10	-
Térreo	37,377	0,862	800,133	-	1600,27	-

Fonte: Autor (2019).

Tabela 48 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-01.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	12,992	1,543	122,928	-	245,86	-
6	22,939	4,691	243,209	-	486,42	-
5	32,886	9,411	384,390	-	768,78	-
4	42,833	15,634	545,578	-	1091,16	-
3	52,780	23,264	725,474	-	1450,95	-
2	62,727	32,206	922,823	-	1845,65	-
1	72,674	42,339	1136,020	47,70	2272,04	95,40
Térreo	82,621	53,605	1364,294	127,01	2728,59	254,03

Fonte: Autor (2019).

Tabela 49 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-02.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	22,171	3,357	215,997	-	431,99	-
6	38,280	10,207	427,133	-	854,27	-
5	54,390	20,475	680,270	-	1360,54	-
4	70,499	34,015	973,614	-	1947,23	-
3	86,609	50,615	1304,553	7,56	2609,11	15,12
2	102,718	70,069	1670,565	132,33	3341,13	264,65
1	118,828	92,115	2068,427	288,94	4136,85	577,88
Térreo	134,937	116,627	2496,589	475,86	4993,18	951,72

Fonte: Autor (2019).

Tabela 50 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-03.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	19,737	2,127	134,058	-	268,12	-
6	44,837	6,467	320,887	-	641,77	-
5	69,937	12,973	529,373	-	1058,75	-
4	95,037	21,552	758,593	-	1517,19	-
3	120,137	32,070	1007,198	-	2014,40	-
2	145,237	44,396	1273,889	-	2547,78	-
1	170,337	58,365	1557,004	-	3114,01	-
Térreo	195,437	73,896	1855,743	-	3711,49	-

Fonte: Autor (2019).

Tabela 51 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-04.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	15,258	0,748	166,132	-	332,26	-
6	28,907	2,274	339,965	-	679,93	-
5	42,556	4,561	536,214	-	1072,43	-
4	56,205	7,577	753,922	-	1507,84	-
3	69,853	11,275	991,695	-	1983,39	-
2	83,502	15,609	1248,186	-	2496,37	-
1	97,151	20,520	1521,675	-	3043,35	-
Térreo	110,800	25,981	1811,336	-	3622,67	-

Fonte: Autor (2019).

Tabela 52 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-05.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	69,228	11,536	284,403	-	568,81	-
6	122,880	35,072	552,319	-	1104,64	-
5	176,531	70,353	858,460	-	1716,92	-
4	230,183	116,877	1201,196	-	2402,39	-
3	283,835	173,914	1578,148	-	3156,30	-
2	337,487	240,759	1987,020	-	3974,04	-
1	391,138	316,511	2424,881	-	4849,76	-
Térreo	444,790	400,735	2890,318	-	5780,64	-

Fonte: Autor (2019).

Tabela 53 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-06.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	32,723	7,702	177,831	-	355,66	-
6	61,995	23,416	375,851	-	751,70	-
5	91,266	46,971	608,479	-	1216,96	-
4	120,538	78,033	874,240	-	1748,48	-
3	149,809	116,114	1170,979	-	2341,96	-
2	179,081	160,743	1496,619	1,00	2993,24	2,00
1	208,353	211,319	1848,504	108,42	3697,01	216,83
Térreo	237,624	267,551	2225,356	240,80	4450,71	481,61

Fonte: Autor (2019).

Tabela 54 – Tensões Normais e Resistência à Tração e Compressão na Parede PY-07.

Nível	Esforços Solicitantes		Tensões Normais Solicitantes (kN/m ²)		Limite de Resistência Admissível (kN/m ²)	
	Nk (kN)	Mk (kN.m)	Compressão (> fd)	Tração (> ftd)	Compressão (< fd)	Tração (< ftd)
7	25,812	1,042	264,676	-	529,35	-
6	45,816	3,168	493,646	-	987,29	-
5	65,821	6,355	741,804	-	1483,61	-
4	85,825	10,557	1008,332	-	2016,66	-
3	105,829	15,710	1292,036	-	2584,07	-
2	125,834	21,748	1591,764	-	3183,53	-
1	145,838	28,590	1906,043	-	3812,09	-
Térreo	165,842	36,198	2234,165	-	4468,33	-

Fonte: Autor (2019).

Analisando-se os limites de resistência admissível para a compressão em cada um dos níveis da edificação é possível determinar a função estrutural dos blocos. Para o Térreo foi adotado bloco com função estrutural de 6MPa que atende as maiores solicitações de compressão, advindas da Parede PY-05 que deve ser maior que 5,78 MPa. Para os demais pavimentos, blocos com função estrutural de 5MPa atendem os limites de resistência para todos os níveis.

Encontram-se tensões de tração nas Paredes PY-01, PY-02 e PY-06 das Tabelas 48, 49 e 53, fazendo necessária a comparação com os limites estabelecidos pela norma na Tabela 10. Verifica-se que para argamassa de 3,5 MPa, o limite de resistência a tração na flexão na direção normal à fiada é de 0,20 Mpa, fazendo-se necessário armar as paredes nos três primeiros níveis da Parede PY-02, no Térreo da Parede PY-01 e nos dois últimos níveis da Parede PY-06, que apresentam valores de tração maiores do que os permissíveis. O cálculo dessa armação pode ser realizado considerando os critérios definidos na NBR 15961-1 (2011) não sendo considerado o objeto de estudo desse trabalho.

7 ANÁLISE NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

7.1 Introdução

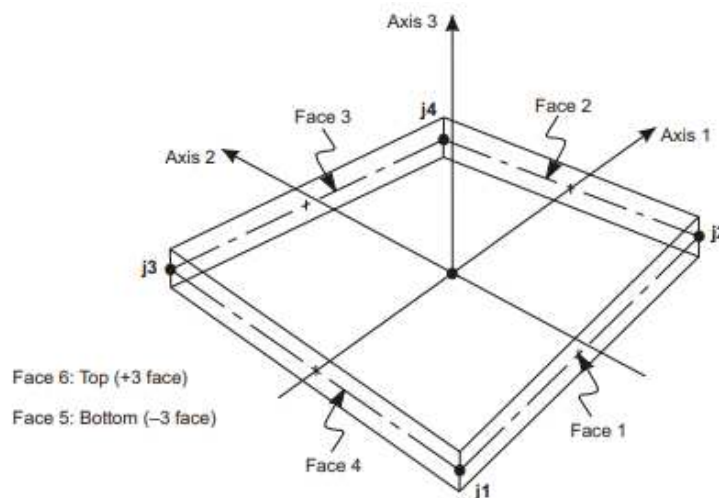
A análise numérica por meio do Método dos Elementos Finito foi realizada com o software SAP2000, por onde foi possível se obter as tensões a serem analisadas e comparadas com as condições normativas.

A estrutura foi inserida no programa considerando-se a geometria do edifício projetado, buscando-se fazer considerações que se aproximassem cada vez mais das condições reais as quais a edificação seria submetida. Para o comportamento da alvenaria estrutural adotado procurou-se repercutir as propriedades dos blocos de concreto e a distribuição das cargas aplicadas foi executada de forma a se obter um modelo numérico realista e condizente a situação do edifício na prática.

7.2 Definição do Elemento

Para a análise da edificação optou-se por discretizar a estrutura a partir de elementos tridimensionais do tipo SHELL. Esse elemento de forma quadrilateral possui quatro nós j_1 , j_2 , j_3 e j_4 e possui o total de seis graus de liberdade em cada nó, três de translação e três de rotação. É caracterizado por ter um próprio sistema de coordenadas locais com eixos denominados 1, 2 e 3.

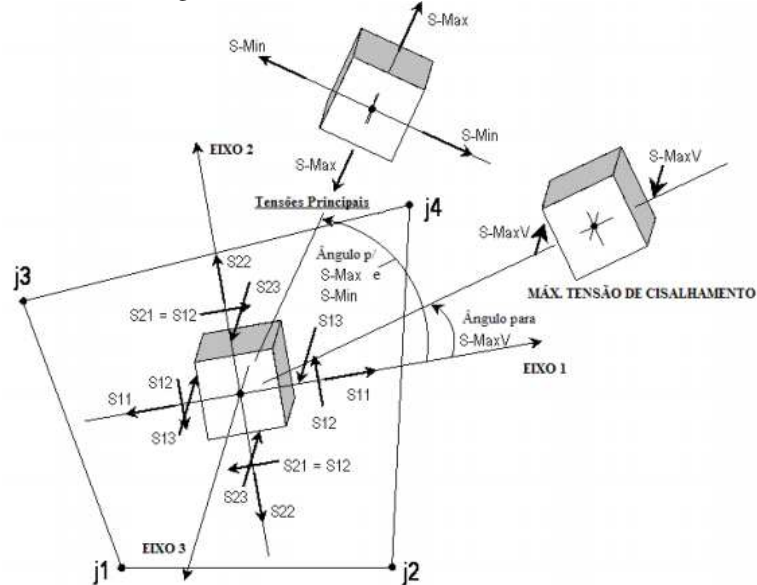
Figura 36 – Sistema de coordenadas do elemento SHELL.



Fonte: CSI Analysis Reference Manual (2008).

Deve-se verificar o sistema de coordenadas local do elemento e sua orientação em relação ao sistema de coordenadas global da estrutura para a realização das análises.

Figura 37 – Tensões no elemento SHELL.

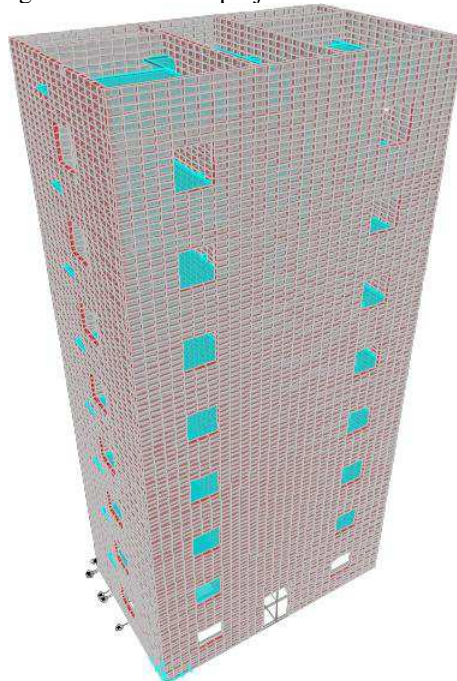


Fonte: Porto (2010).

7.3 Geometria do Edifício

O edifício foi lançado no programa conforme as dimensões determinadas em planta, levando em conta as aberturas definidas previamente. A nível de ilustração, pode-se observar a edificação em forma tridimensional na Figura 38.

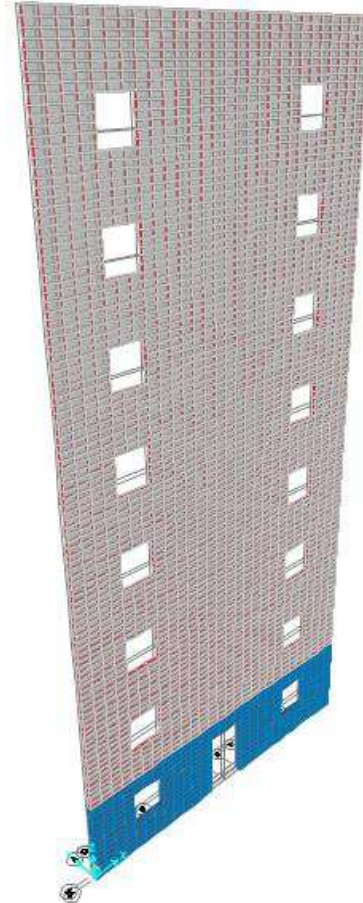
Figura 38 – Edifício projetado no SAP2000.



Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

A análise da alvenaria estrutural foi realizada em grupos de paredes no mesmo plano, buscando-se obter uma estrutura menos complexa e de melhor visualização das tensões e deformações. Para exemplificação, pode-se observar a Parede 3 na Figura 39.

Figura 39 – Parede 3.

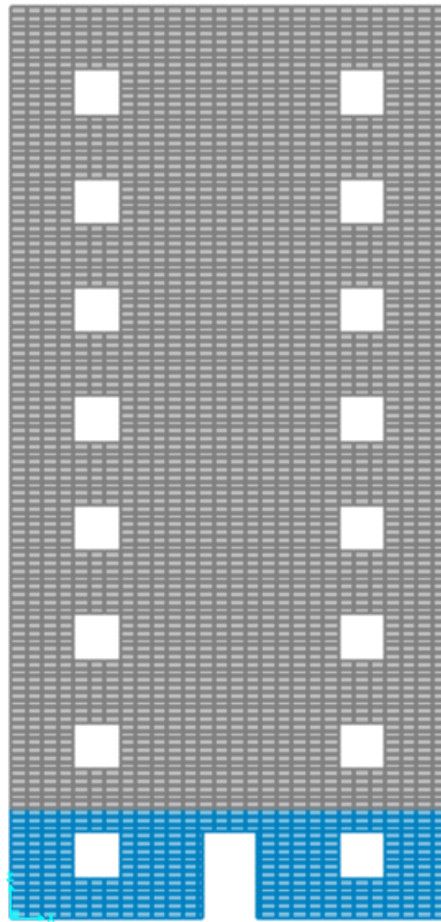


Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

7.3.1 Definição da Malha do Edifício

A dimensão global máxima adotada para os elementos finitos foi de 40 cm, procurando-se obter elementos com as dimensões do bloco de 40 cm de comprimento, 20 cm de altura e a espessura da membrana admitida foi de 14 cm. Para a inserção das aberturas foi necessário dividir o elemento em algumas regiões específicas, proporcionando uma divisão de malha mais refinada. Para exemplificação, pode-se observar a malha da Parede 3 na Figura 40 e as coordenadas locais do elemento finito na Figura 41.

Figura 40 – Malha de Elementos Finitos da Parede 3.



Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 41 – Coordenadas locais do elemento definido.

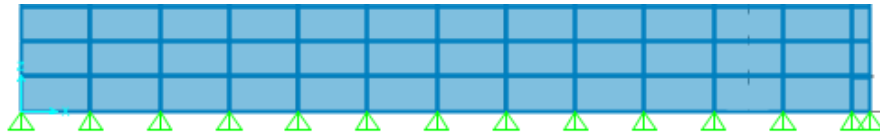


Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

7.3.2 Restrições de Apoio do Edifício

As condições de apoio impostas ao edifício estudado restringem a translação no sentido 1, 2 e 3 das coordenadas locais. Sendo colocadas por toda a base da edificação, junto as extremidades da malha definida.

Figura 42 – Restrições de apoio da Edificação.



Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

7.4 Dados de Entrada

7.4.1 Materiais Empregados

Na edificação, conforme feitas as verificações de resistência foram empregados blocos de concreto vazados de função estrutural igual a 6MPa para o Térreo e 5MPa para os demais pavimentos. O peso específico considerado, baseado na NBR 15961-1 (2011) foi de 14 kN/m³. Para o bloco de 5MPa, o módulo de elasticidade adotado foi de 12000MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,15. Para o bloco de 6MPa, o módulo de elasticidade adotado foi de 15000MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,15. Todas as atribuições de valores para os materiais empregados foram baseadas em pesquisas, trabalhos abordados nesse projeto e no conhecimento prático.

Para simular o efeito do bloco, dividiu-se a área da parede de forma que o resultado dos elementos fosse compatível com as dimensões do bloco. No edifício estudado não se considerou o efeito das juntas de argamassa.

7.4.2 Carregamento Aplicado

O carregamento aplicado é o mesmo definido durante o estudo de caso. Para a distribuição da carga vertical advinda das lajes foram utilizados carregamentos distribuídos conforme os definidos nas Figuras 29 e 30, divididos pela espessura da parede, obtendo-se o carregamento resultante na área da parede em que é aplicado.

Para a distribuição do carregamento horizontal, a força do vento e do desaprumo foram distribuídas de acordo com a inércia dos painéis constituintes da parede analisada e a área em que o carregamento seria aplicado. Vale ressaltar que o carregamento horizontal foi aplicado em uma das extremidades laterais dos painéis que se encontram na mesma parede, sendo distribuído de um para o outro através da interação entre os blocos, o que geralmente é o que ocorre na prática.

Para a consideração das cargas foram utilizados coeficientes de ponderação, de modo a se obter um modelo numérico que possa ser comparado aos resultados encontrados através das recomendações normativas.

7.5 Resultados Obtidos pelo Método dos Elementos Finitos

Com a utilização da ferramenta de análise do SAP2000 foram obtidas as tensões nos elementos, sendo analisadas a partir de suas coordenadas locais e das coordenadas do elemento SHELL. As tensões de compressão e tração puderam ser obtidas a partir da direção S22 e as tensões de cisalhamento a partir da direção S12.

Tanto para as tensões de tração quanto para as de cisalhamento foram considerados apenas o efeito dos carregamentos horizontais, correspondentes a ação do vento e do desaprumo, que são os principais responsáveis pelos esforços cortantes e momentos fletores solicitantes no edifício. Para as tensões de cisalhamento, optou-se pela análise dessa forma devido a essas tensões estarem diretamente ligadas ao esforço cortante. Para as tensões de tração, se escolheu analisar o efeito advindo dos esforços horizontais, por serem os responsáveis pelo momento fletor a qual a edificação está submetida e por propiciar os maiores valores para a análise. Tal medida facilitou a realização do estudo comparativo entre as tensões obtidas a partir das especificações normativas.

Nas extremidades inferiores das paredes verificou-se um acúmulo de tensões devido a escolha das restrições de apoio. Nessas áreas de tensão foram desconsiderados os valores muito elevados e não compatíveis as tensões ao longo do edifício, sendo escolhidas as tensões que iriam promover uma análise com equilíbrio entre os valores obtidos.

Figura 43 – Tensões nas Extremidades do Edifício junto as Restrições de Apoio.

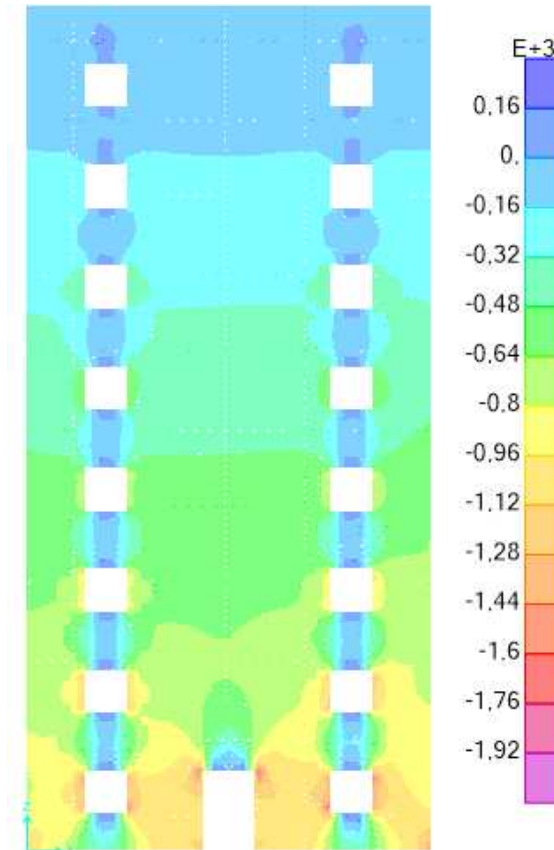


Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

7.5.1 Tensões Normais de Compressão

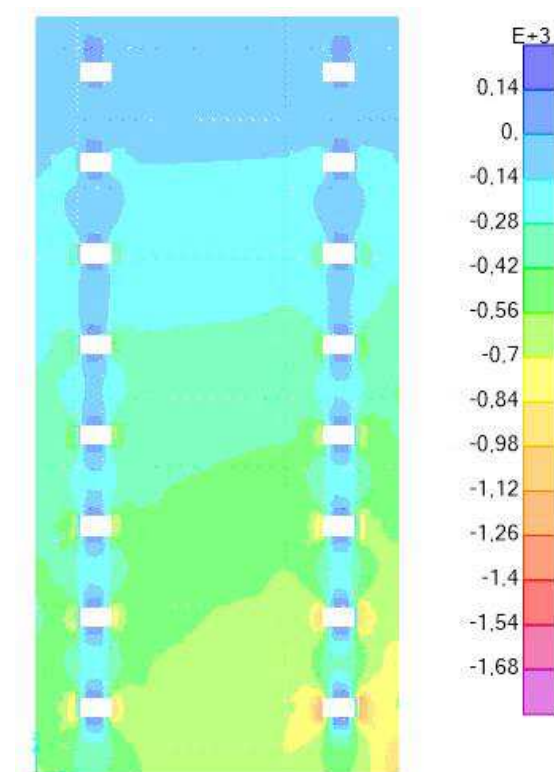
As Figuras 44 a 49 apresentam as tensões normais de compressão a qual a edificação está submetida.

Figura 44 – Tensões de compressão no eixo 22 para a Vista Frontal do Edifício (Parede 3).



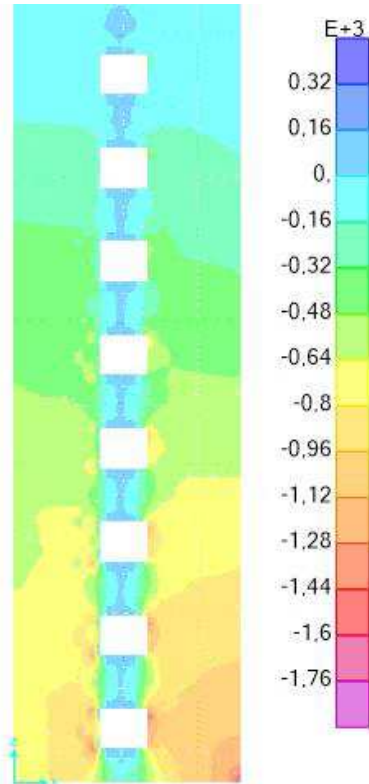
Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 45 – Tensões de compressão no eixo 22 para os Fundos do Edifício (Parede 1).



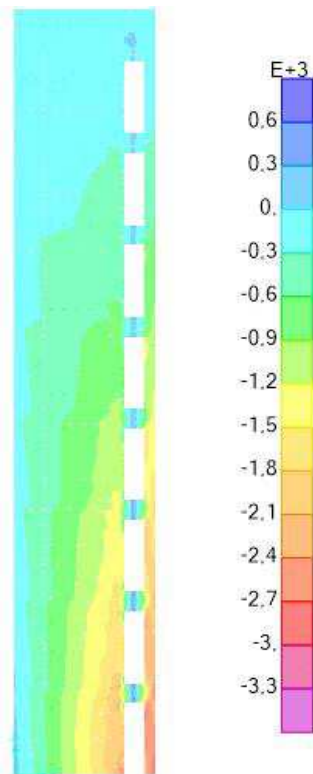
Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 46 – Tensões de compressão no eixo 22 para a Vista Lateral do Edifício (Parede 4).



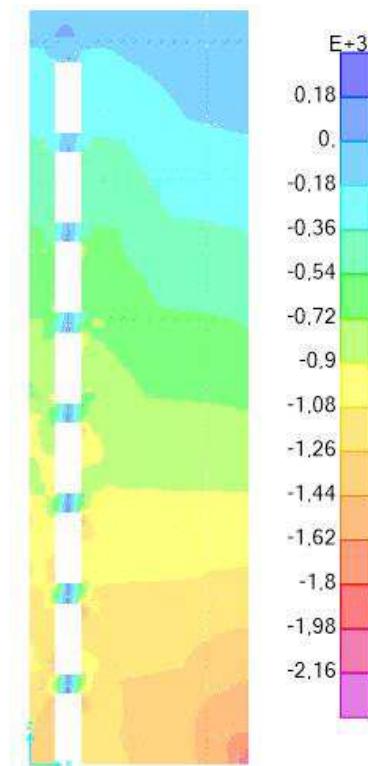
Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 47 – Tensões de compressão no eixo 22 para a Parede 2.



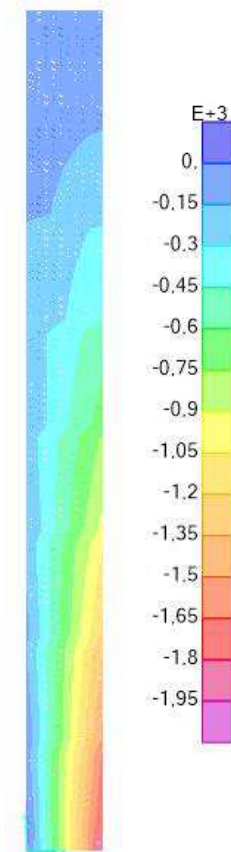
Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 48 – Tensões de compressão no eixo 22 para a Parede 5.



Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 49 – Tensões de compressão no eixo 22 para a Parede 6.



Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Verifica-se o aumento das tensões de compressão em cada pavimento, aumentando do nível mais alto do edifício até o mais baixo, em virtude do acúmulo de cargas. Pode-se observar áreas críticas de tensões nas aberturas que correspondem as portas e janelas, onde se encontram os maiores valores de tensões de compressão. As tensões de pico provenientes desses vãos não serão consideradas na análise, que se restringirá apenas as paredes que representam os painéis de contraventamento previamente determinados.

Para as paredes formadas pelos painéis na direção X das Figuras 44 e 45, verificam-se tensões uniformemente distribuídas a cada nível, devido a simetria dos vãos e a maiores dimensões da largura dessas paredes, que transmitem as tensões de forma uniforme e com melhor distribuição. Para a Parede 2 da Figura 47, pelo seu painel possuir menor comprimento e conseqüentemente ter menor inércia, além da influência do vão que influi de forma considerável na transmissão das ações, o que resulta em tensões que variam consideravelmente em um mesmo nível da edificação.

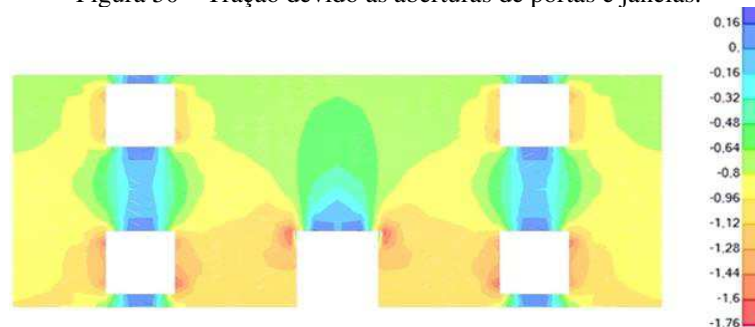
Nas paredes formadas pelos painéis orientadas na direção Y das Figuras 46 e 48 tem-se uma distribuição mais uniforme das tensões a cada nível ao contrário da parede da Figura 49, que possui menor rigidez devido a suas dimensões e tem distribuição mais variada.

7.5.2 Tensões Normais de Tração

A análise das tensões de tração foi realizada nas paredes em que os resultados das verificações das tensões, conforme as recomendações normativas, apontou a existência de tração nos níveis inferiores da edificação. Por isso, determinou-se que as Paredes 4 e 5 mereciam certa atenção quanto a tração, já que apresentaram indícios dessas tensões como observado nas Tabelas 48, 49 e 53. Tais paredes podem ser observadas nas Figuras 51 e 52.

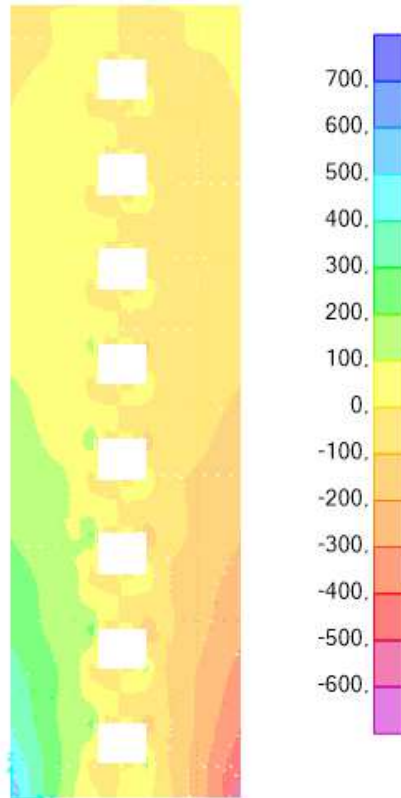
Todas as paredes analisadas apresentaram tração na região das aberturas, o que justifica a necessidade de vergas e contravergas para os vãos de portas e janelas.

Figura 50 – Tração devido as aberturas de portas e janelas.



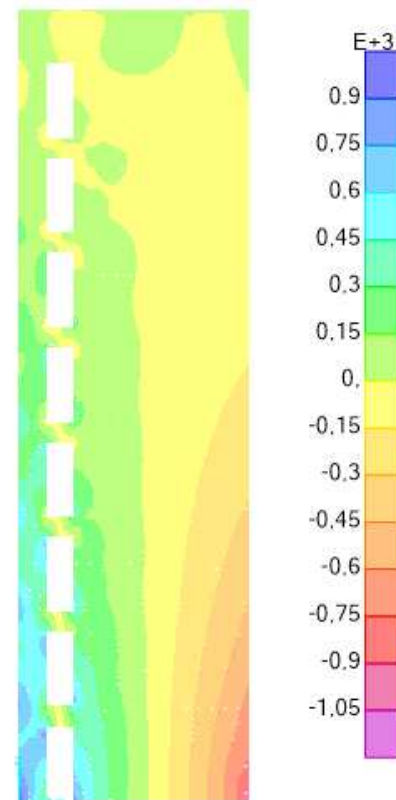
Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 51 – Tensões de tração no eixo 22 para a Parede 4.



Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 52 – Tensões de tração no eixo 22 para a Parede 5.



Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

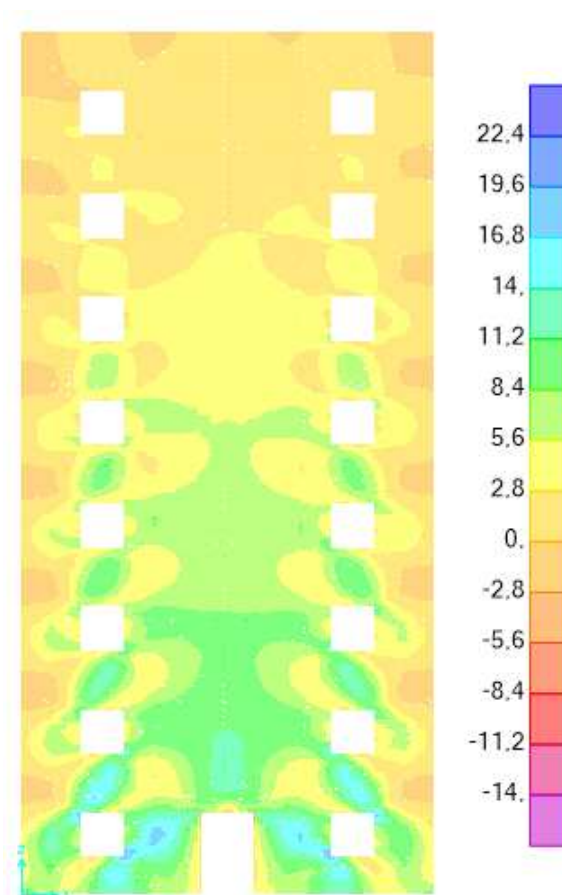
Verifica-se que as tensões de tração se distribuem de forma não simétrica ao longo da edificação, que apresenta compressão de um lado e tração do outro. Isso decorre da ação do vento e do desaprumo terem sido distribuídas no lado esquerdo da edificação, sendo transmitida pelos blocos para o outro sentido do edifício. Assim, o lado em que está em contato direto com as forças horizontais acaba por refletir as tensões de tração.

7.5.3 Tensões de Cisalhamento

As tensões de cisalhamento do edifício ocorrem principalmente devido ao carregamento lateral, por isso analisam-se as tensões na orientação S12 oriundas desse carregamento, majorado pelos devidos coeficientes de ponderação.

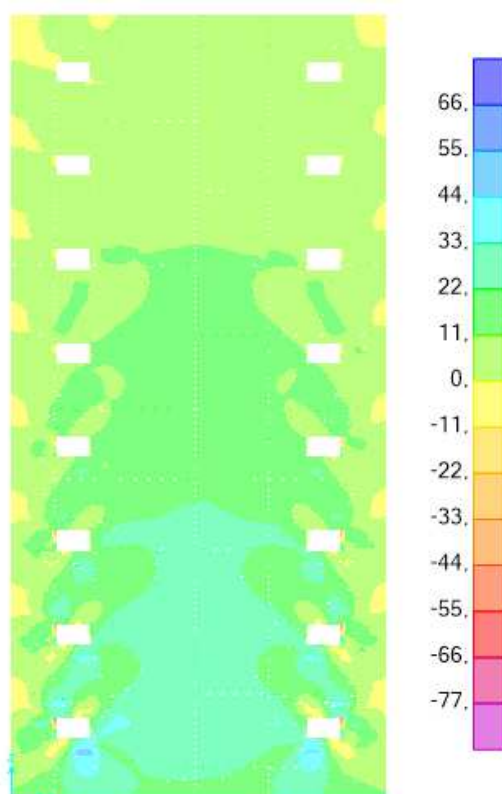
A Figura 53 até a Figura 58 apresentam as tensões de cisalhamento a qual a edificação está submetida.

Figura 53 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 3.



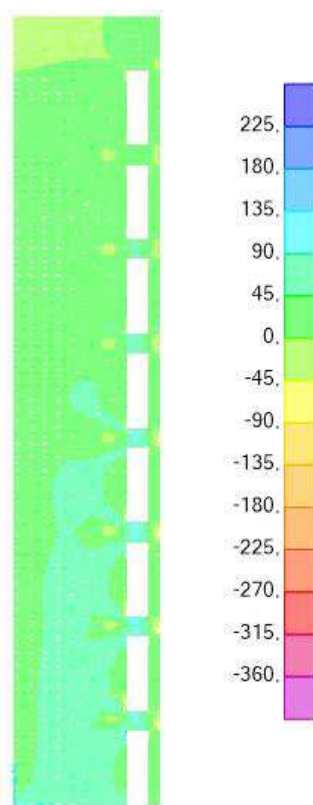
Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 54 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 1.



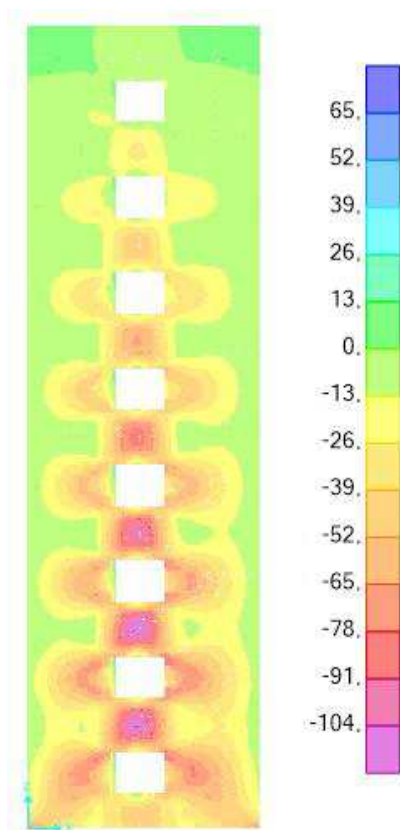
Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 55 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 2.



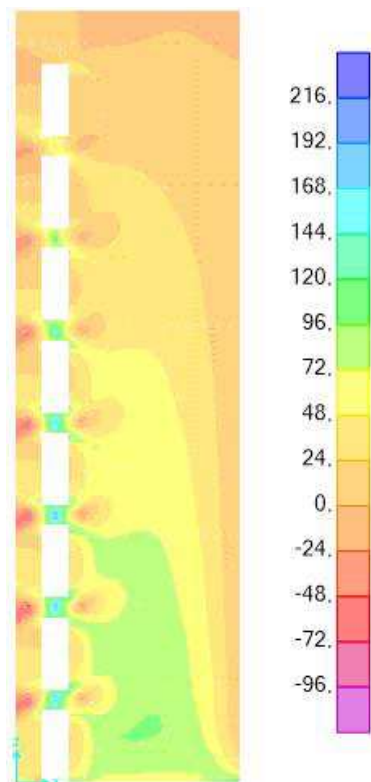
Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 56 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 4.



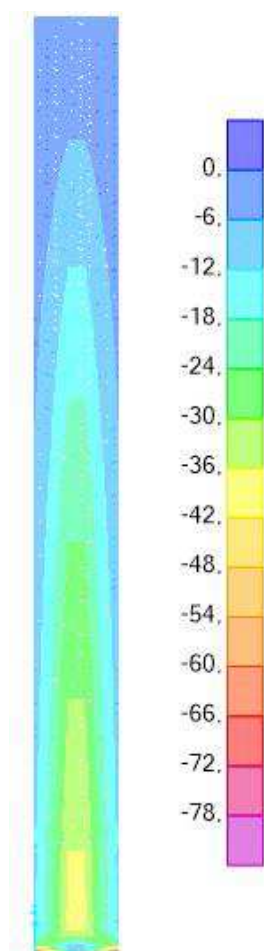
Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 57 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 5.



Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Figura 58 – Tensões de cisalhamento no eixo 22 para a Parede 6.



Fonte: Autoral obtida através do SAP2000 (2019).

Para as tensões de cisalhamento verificou-se grande influência das aberturas na distribuição das ações nas paredes, que formavam núcleos com tensões elevadas.

Nas paredes formadas pelos painéis na direção Y verificam-se os maiores valores de tensão pelo fato de absorverem os carregamentos orientados na direção da maior dimensão da edificação, que possuem como resultante as maiores forças.

A partir da Figura 58 que representa a Parede 6, verifica-se que devido a parede não ser dotada de aberturas houve uma distribuição das tensões mais uniforme em forma de hipérbole.

8 ANÁLISE COMPARATIVA DE TENSÕES

A análise comparativa de tensões objetivou estudar o comportamento dos painéis em alvenaria estrutural através das especificações normativas e do Método dos Elementos Finitos, através dos resultados obtidos pelo software computacional SAP2000. Foram comparadas as tensões normais de compressão, tensões de cisalhamento e as tensões de tração nas paredes em que a norma indicou que mereciam certa atenção.

A comparação foi realizada analisando-se as tensões máximas por nível da edificação obtidas através dos cálculos realizados pela NBR 15961-1 (2011), considerando o conjunto de painéis de contraventamento que formavam uma parede, com as tensões máximas a cada nível obtidas pelo SAP2000.

É importante destacar que as tensões máximas determinadas através do SAP2000 foram selecionadas após uma análise dos critérios anteriormente abordados de consideração do efeito das aberturas nas tensões, dos picos de tensões nas restrições de apoio, procurando-se realizar uma análise o mais homogênea possível e lógica entre os resultados.

A partir da Tabela 55 até a Tabela 60 podem ser verificados os comparativos entre as tensões obtidas pela NBR 15961-1 (2011) e pelo M.E.F. para cada uma das paredes da edificação.

Tabela 55 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 1.

Nível	Tensão Normal de Compressão (MPa)		Tensão de Cisalhamento (MPa)	
	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.
7	0,122	0,115	0,009	0,006
6	0,233	0,212	0,017	0,010
5	0,358	0,317	0,026	0,015
4	0,496	0,431	0,035	0,018
3	0,645	0,548	0,042	0,022
2	0,806	0,650	0,050	0,026
1	0,976	0,735	0,056	0,030
Térreo	1,156	0,950	0,063	0,042

Fonte: Autor (2019).

Tabela 56 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 2.

Nível	Tensão Normal de Compressão (MPa)		Tensão de Cisalhamento (MPa)	
	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.
7	0,186	0,185	0,008	0,014
6	0,385	0,380	0,017	0,025
5	0,603	0,620	0,025	0,038
4	0,841	0,868	0,033	0,056
3	1,096	1,016	0,041	0,061
2	1,367	1,500	0,048	0,073
1	1,654	1,785	0,054	0,084
Térreo	1,955	1,938	0,060	0,080

Fonte: Autor (2019).

Tabela 57 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 3.

Nível	Tensão Normal de Compressão (MPa)		Tensão de Cisalhamento (MPa)	
	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.
7	0,134	0,140	0,002	0,002
6	0,273	0,259	0,004	0,003
5	0,418	0,401	0,006	0,006
4	0,572	0,508	0,008	0,007
3	0,734	0,641	0,009	0,008
2	0,904	0,784	0,011	0,010
1	1,081	0,940	0,012	0,012
Térreo	1,264	1,250	0,014	0,016

Fonte: Autor (2019).

Tabela 58 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 4.

Nível	Tensão Normal de Compressão (MPa)		Tensão Normal de Tração (MPa)		Tensão de Cisalhamento (MPa)	
	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.
7	0,178	0,232	-	0,018	0,011	0,008
6	0,376	0,315	-	0,030	0,022	0,023
5	0,608	0,425	-	0,066	0,032	0,036
4	0,874	0,523	-	0,119	0,043	0,043
3	1,171	0,680	0,008	0,183	0,052	0,046
2	1,497	0,849	0,132	0,263	0,062	0,055
1	1,849	1,029	0,289	0,366	0,070	0,057
Térreo	2,225	1,444	0,476	0,465	0,077	0,065

Fonte: Autor (2019).

Tabela 59 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 5.

Nível	Tensão Normal de Compressão (MPa)		Tensão Normal de Tração (MPa)		Tensão de Cisalhamento (MPa)	
	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.
7	0,284	0,307	-	0,003	0,013	0,014
6	0,552	0,496	-	0,006	0,026	0,028
5	0,858	0,672	-	0,033	0,039	0,041
4	1,201	0,805	-	0,080	0,052	0,053
3	1,578	0,948	-	0,120	0,064	0,066
2	1,987	1,120	0,001	0,150	0,075	0,079
1	2,425	1,346	0,108	0,183	0,084	0,089
Térreo	2,890	1,938	0,241	0,250	0,094	0,096

Fonte: Autor (2019).

Tabela 60 – Comparativo entre Tensões obtidas pela NBR e pelo M.E.F para a Parede 6.

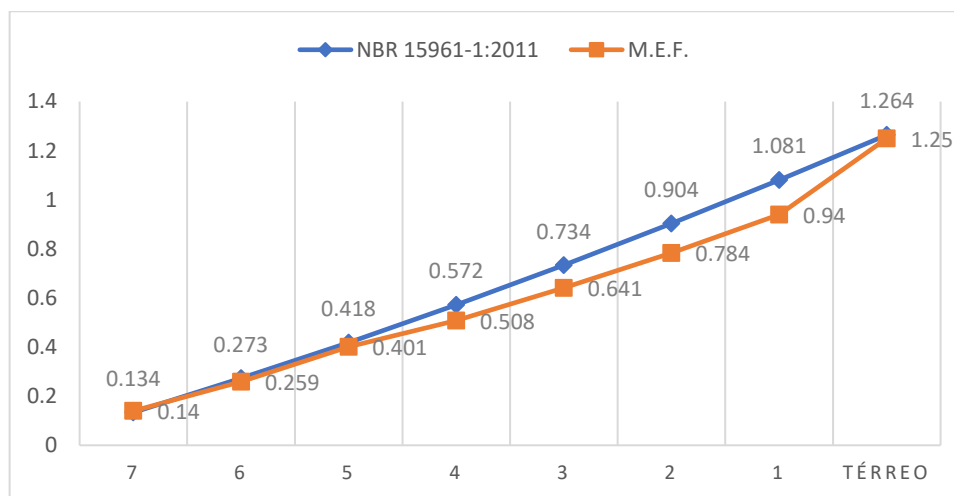
Nível	Tensão Normal de Compressão (MPa)		Tensão de Cisalhamento (MPa)	
	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.	NBR 15961-1 (2011)	M.E.F.
7	0,134	0,101	0,004	0,005
6	0,321	0,280	0,008	0,011
5	0,529	0,481	0,012	0,016
4	0,759	0,714	0,015	0,021
3	1,007	0,979	0,019	0,026
2	1,274	1,218	0,022	0,030
1	1,557	1,445	0,025	0,034
Térreo	1,856	1,740	0,028	0,037

Fonte: Autor (2019).

8.1 Comparativo entre as Tensões de Compressão

Verifica-se que para os painéis da direção X constituídos das Paredes 1, 2 e 3 (Tabelas 55 a 57), os resultados normativos se aproximaram das tensões obtidas pelo M.E.F., sendo considerados ligeiramente maiores. Pode-se observar essa comparação de tensões na Parede 3, que apresenta comportamento similar as outras duas, no Gráfico 2.

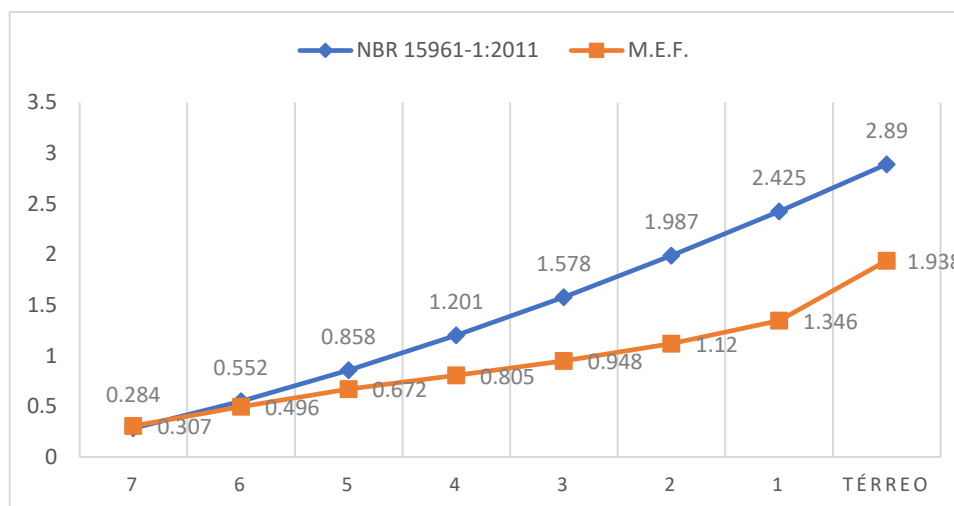
Gráfico 2 – Tensões de compressão na Parede 3.



Fonte: Autor (2019).

Para as Paredes 4 e 5 (Tabelas 58 e 59) que representam as maiores paredes da direção Y, pode-se perceber que os resultados da norma inicialmente se aproximam aos do M.E.F., mas à medida em que as ações eram transmitidas através dos níveis do edifício, os resultados normativos crescem de forma muito superior aos alcançados com elementos finitos. Tal discordância pode ser observada no Gráfico 3 que representa as tensões de compressão na Parede 5.

Gráfico 3 – Tensões de compressão na Parede 5.



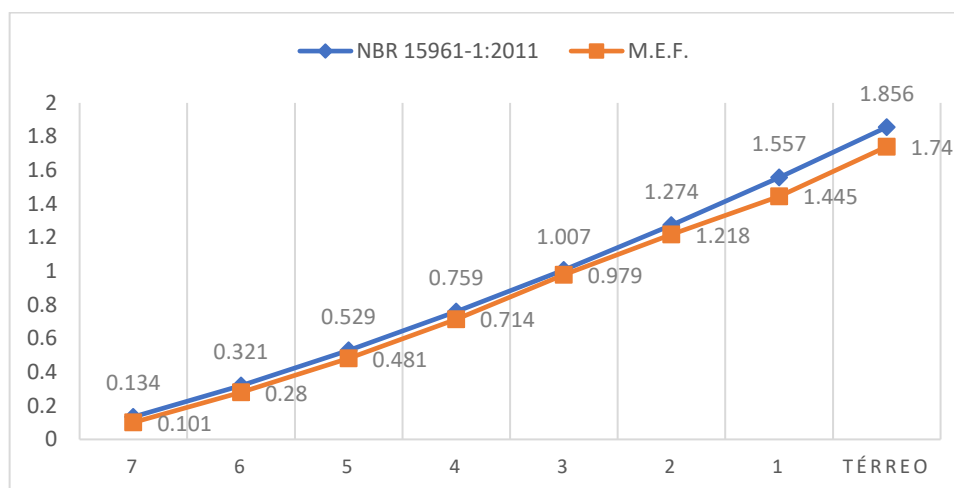
Fonte: Autor (2019).

Entende-se que devido as paredes da direção Y estarem sobre o efeito das maiores forças horizontais e solicitadas com os maiores momentos fletores (Tabelas 30 e 31), o carregamento horizontal tem importância notável na variabilidade de resultados. A geometria dessas paredes, caracterizadas por seu conjunto ter dimensões menores que as paredes na

direção X e conseqüentemente menor inércia, reflete que a rigidez da parede é um dos fatores importantes durante o cálculo das tensões.

Outro fator condicionante para a comparação das tensões notado foi a existência de aberturas. Para os resultados verificados na Parede 6 (Tabela 60) que não possui nenhum vão, observa-se que os resultados da NBR 15961-1 (2011) foram moderadamente superiores, mas bem próximos dos encontrados pelo SAP2000.

Gráfico 4 – Tensões de compressão na Parede 6.



Fonte: Autor (2019).

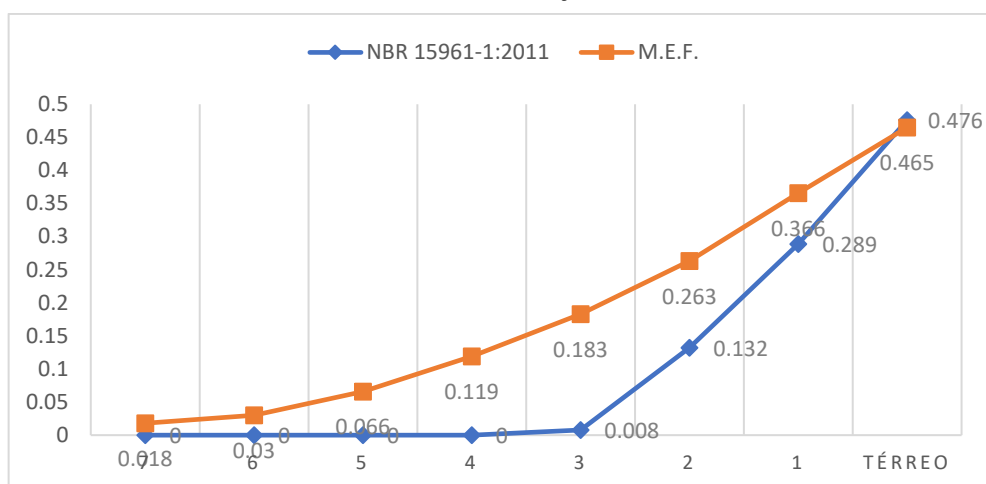
A norma apresentou resultados maiores que o M.E.F., mas considerados satisfatórios para a maior parte das paredes na análise numérica das tensões de compressão. Para carregamentos laterais de grande solicitação demonstrou resultados mais conservadores e mais elevados em relação aos elementos finitos.

8.2 Comparativo entre as Tensões de Tração

A partir do Método dos Elementos Finitos, analisando-se o efeito dos carregamentos laterais, observam-se tensões de tração ao longo de toda a estrutura, que aumentam devido ao acúmulo das cargas em cada nível.

Comparando-se apenas os resultados encontrados na norma com os do M.E.F. nas Paredes 4 e 5 (Tabelas 58 e 59), verifica-se que as tensões máximas de tração encontradas no Térreo da edificação possuem valores similares nos dois métodos. Para as tensões de tração da Parede 4 apresentadas no Gráfico 5, observa-se que a tração obtida com a NBR 15961-1 (2011) se apresentou bem próxima aos resultados com os elementos finitos no Térreo da edificação, sendo considerada ligeiramente superior.

Gráfico 5 – Tensões de Tração na Parede 4.



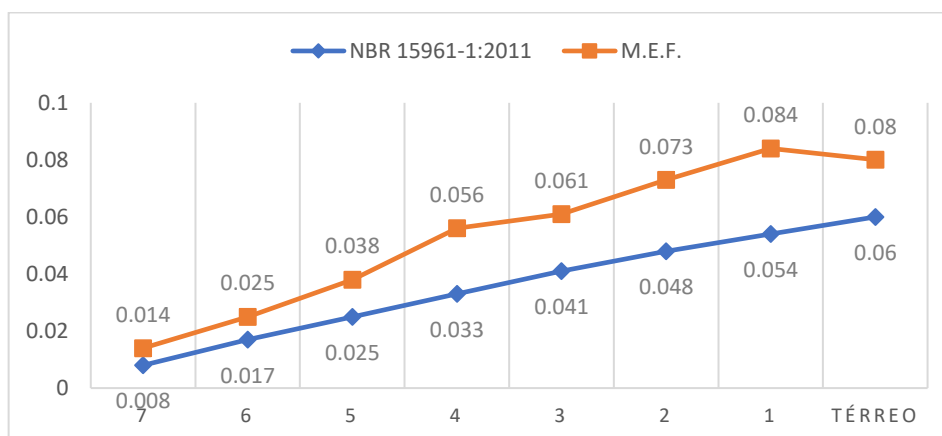
Fonte: Autor (2019).

8.3 Comparativo entre as Tensões de Cisalhamento

O comparativo entre as tensões de cisalhamento foi o que apresentou a maior variabilidade de resultados. Na sua grande maioria as tensões de cisalhamento identificadas pelo M.E.F. se demonstraram consideravelmente superiores as calculadas pelas especificações normativas, que mostrou resultados menos moderados quando comparados aos resultados das tensões de compressão. Um dos fatores preponderantes para essa variação foram os vãos das portas e janelas que formaram núcleos de tensões elevadas que se distribuíram de forma significativa por toda a edificação e influenciavam nas tensões da parede como um todo, como podem ser observadas nas Figuras 53 a 58.

Para os painéis de menor área, como as Paredes 2 e 6 das Figuras 55 e 58, respectivamente, nota-se que as tensões encontradas pelo programa foram substancialmente mais elevadas do que as obtidas através da norma.

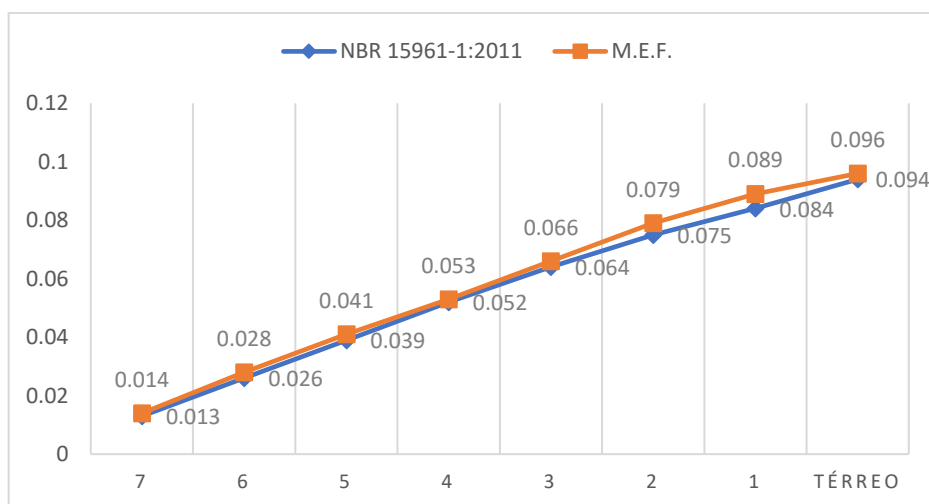
Gráfico 6 – Tensões de Cisalhamento na Parede 2.



Fonte: Autor (2019).

As condições normativas se demonstraram mais aplicáveis às paredes de maiores dimensões, que apesar dos resultados inferiores em alguns casos, foram mais equilibrados aos resultados obtidos com o Método dos Elementos Finitos.

Gráfico 7 – Tensões de Cisalhamento na Parede 5.



Fonte: Autor (2019).

9 DISCUSSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos através dos procedimentos de cálculo que utilizavam das especificações normativas apresentaram-se em sua maioria compatíveis com as tensões obtidas pelo Método dos Elementos Finitos.

A análise das tensões de compressão a partir do cálculo pela NBR 15961-1 (2011) se apresentou bastante satisfatória, atendendo aos critérios de segurança nas estruturas, mas nota-se que alguns resultados foram mais conservadores quando comparados ao método numérico, o que pode onerar o custo da edificação e reduzir sua confiabilidade. Para as tensões de tração, a comparação obteve valores próximos entre ambos os métodos, apresentando comportamento similar ao obtido para as tensões de compressão.

Para as tensões de cisalhamento, o resultado apontou divergências significativas entre os valores: em algumas paredes as tensões obtidas segundo as recomendações da norma se apresentaram consideravelmente inferiores às do M.E.F, e em outros casos foram consideradas regulares.

Os resultados apontados como discordantes ocorrem em decorrência de um conjunto de fatores, que podem ser apontados como:

- a) Simplificações e processos empíricos utilizados durante os procedimentos de cálculo da norma;
- b) A divisão da estrutura em paredes estruturais que desconsideram os vãos de portas e janelas durante a distribuição das ações, quando toda a estrutura até mesmo as partes não consideradas nos cálculos normativos estariam exercendo certa função estrutural;
- c) A distribuição do carregamento horizontal conforme a inércia dos painéis isolados, não considerando a inércia total da parede formada por esse conjunto de painéis PX e PY;
- d) A transmissão dos esforços entre os painéis de contraventamento, que são calculados individualmente, mas na prática apresentam continuidade através da interação entre os blocos de concreto;
- e) A existência de obstáculos à ação do vento, quando uma parede influi no carregamento que é transmitido para a outra;
- f) O efeito das aberturas das portas e janelas que não são consideradas no procedimento de verificações das tensões nas paredes, mas exercem influência direta como pode ser observado através do Método dos Elementos Finitos. Ressalta-se a necessidade de se prover vergas e contravergas para a distribuição de cargas e tensões nesses vãos;

g) As restrições de apoio adotadas para a concepção do edifício no método numérico, o que acarretou em picos de tensões. Nesse caso, a aplicação de apoios contínuos conduziria a uma melhor distribuição das ações na parte inferior do edifício.

Nenhum dos métodos levou em consideração as amarrações diretas do edifício na prática que contribuem para uma melhor transmissão de cargas verticais, aumentando a rigidez do edifício.

Realiza-se a consideração de que para paredes submetidas a grandes esforços solicitantes, a norma se reflete bem conservadora nos resultados das tensões de compressão, com valores que divergem significativamente do M.E.F. entre os níveis da edificação. Considera-se assim a necessidade de avaliar alternativas para edifícios que sejam muito altos de modo a evitar a escolha de blocos de função estrutural muito superior a necessária, o que encareceria a escolha da alvenaria como sistema estrutural.

É importante ressaltar que apesar de algumas tensões encontradas por procedimentos de cálculo utilizando a NBR 15961-1 (2011) serem inferiores as obtidas no Método dos Elementos Finitos, o edifício continua atendendo as prescrições de segurança. O limite de resistência a qual a edificação suporta é calculado com a utilização de coeficientes de segurança que preveem a variabilidade das ações e garantem a preservação estrutural e funcional da estrutura. Assim, a alvenaria estrutural é apontada como uma opção segura e que apresenta um bom desempenho para o que foi projetada.

Recomenda-se para trabalhos futuros o estudo mais amplo do cisalhamento nos painéis de contraventamento em alvenaria estrutural e da variabilidade das tensões encontradas a partir da metodologia especificada pelas normas brasileiras e através da modelagem em elementos finitos.

REFERÊNCIAS

- ALBERTINI, M. M., **Análise do comportamento experimental e numérico de prismas de alvenaria estrutural utilizando o elemento finito prismático regular parabólico**, 2009. 158 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 Versão Corrigida:2014**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 Versão Corrigida:2019**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 Versão Corrigida 2:2013**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136 Versão Corrigida:2016**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681 Versão Corrigida:2004**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13281**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812-1**: Alvenaria estrutural — Blocos cerâmicos Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15873**: Coordenação modular para edificações. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961 – 1**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961 – 2**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011.
- ATAÍDE C. A. V.; CORRÊA M. R. S., Estudo Comparativo entre o Método das Tensões Admissíveis e o Método dos Estados Limites para a Alvenaria Estrutural. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 8, n. 34, p. 105-134, 2006.
- AZEVEDO, Álvaro F. M. **Método dos Elementos Finitos**. 1 ed. Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.

BARRETO, A. S. P. (2002). **Análise Numérica de Painéis de Alvenaria Estrutural Utilizando Técnica de Homogeneização**, 2002. 132 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), Recife, 2002.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **Code of Practice for Structural Use of Masonry – Part 1 – Structural Use of Unreinforced Masonry – BS 5628: Part 1**. Reino Unido, 1992.

CHANDRUPATLA, Tirupathi R.; Belegundu, Ashok D. **Elementos Finitos**. 4. ed. Glassboro, Nova Jersey: Pearson, 2014.

CHEEMA, T. S.; KLINGNER, R. E. Compressive Strength of Concrete Masonry Prisms. **ACI Journal**. January-February, 1986.

CORRÊA, M. R. S.; NASCIMENTO NETO, J. A. Análise Tridimensional de Edifícios em Alvenaria Estrutural submetidos à Ação do Vento. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, n. 19, p. 81-100, 2002.

CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS and SAFE. Computers and Structures Inc., Berkeley, 1995.

HAMID, A. A.; DRYSDALE, R.G. Suggested Failure Criteria for Grouted Concrete Masonry Under Axial Compression. **American Concrete Institute Journal**, v. 76, n. 10, p. 1047-1061, 1979.

HEGEMEIR, A. *et al.* **Prism tests for the compressive strength of concrete masonry - Proceedings of North American masonry Conference**, Boulder, CO, 1978.

HENDRY, A. W.; SINHA B. P; DAVIES S. R., **Design of masonry structures**. 3rd ed. London: Spon Press, 2004.

KHALAF, F. M.; HENDRY, A. W.; FAIRBAIRN, D. R. The Strength of Blockwork Prisms Tested Parallel to the Bed Face. **Masonry Internacional Journal of the British Masonry Society**, v. 6, n. 1, May, 1992.

LEVY, V. C. A.; SABBATINI, F. H. **Determinação da Capacidade Resistente do Elemento Parede de Alvenaria Armada de Blocos de Concreto, Submetido à Esforços de Compressão**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 1994.

LIMA, J. R. D. **Análise das Tensões em Elementos de Contraventamento de Edifícios em Alvenaria Estrutural**. 2008. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

MAAS, C. R. **Resistencia à Compressão de Paredes de Alvenaria Estrutural, com Blocos Assentados com Argamassa Plena e Longitudinal**. 2004. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

MATA, R. C.; RAMALHO, M. A. Análise Numérica de Painéis de Contraventamento de Alvenaria Estrutural. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 13, n. 58, p. 67-82, 2011.

MARTHA, L. F., **Análise de Estruturas: Conceitos e Métodos Básicos**. Rio de Janeiro: Campus-Elsevier, 2010.

MARTINS, H. F., **Resistência ao Cisalhamento de Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto**. 2001. 124 f. . Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.

MOHAMAD, Gihad. **Comportamento Mecânico na Ruptura de Prismas de Blocos de Concreto**. 1998. 199 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

MOHAMAD, Gihad. **Construções em alvenaria estrutural: materiais, projeto e desempenho**. São Paulo: Blucher, 2015.

MOTA, L. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural em Blocos de Concreto segundo recomendações da NBR 15961-1: 2011**. 2018. 88 f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual do Maranhão, São Luís, 2018.

OLIVEIRA, L. M. F., **Cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural**. 2009. 271 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

PARSEKIAN, Guilherme Aris. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. São Carlos: EdUFSCar, 2012.

PELETEIRO, SUZANA C. **Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural**. 2002. 143 f. Tese (Doutorado em Engenharia das Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

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

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

RICHARD WELDON, P.E., Commercial Inspection Tips: The Building Envelope — How Does it Stack Up? **ASHI Reporter**, 2007. Disponível em: <<http://www.ashireporter.org/HomeInspection/Articles/Commercial-Inspection-Tips-The-Building-Envelope-How-Does-it-Stack-Up-/1253>> Acesso em: 19 de set. de 2019.

SABBATINI, Fernando Henrique. **Processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcária**. 1984. 320 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1984.

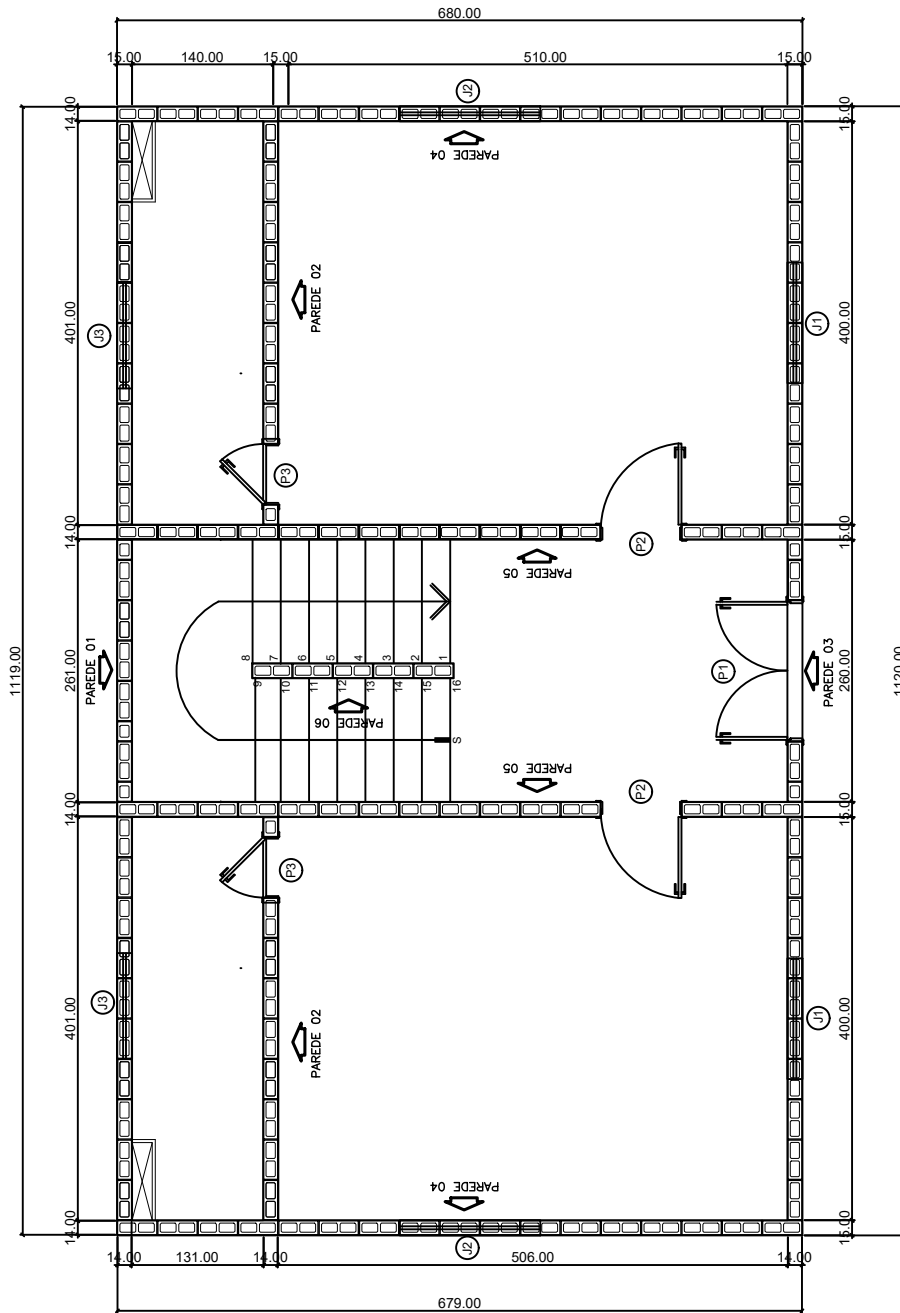
SILVA, A. F. **Avaliação da Resistência à Compressão da Alvenaria Estrutural**. 2007. 110 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP), Ilha Solteira, 2007.

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

VAZ, Luiz Eloy. **Método dos elementos finitos em análise de estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2011.

APÊNDICES

APÊNDICE A – PLANTAS DA EDIFICAÇÃO



PLANTA BAIXA DA EDIFICAÇÃO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO - UEMA

ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Análise Numérica de Tensões em Elementos de Contraventamento de um Edifício em Alvenaria Estrutural

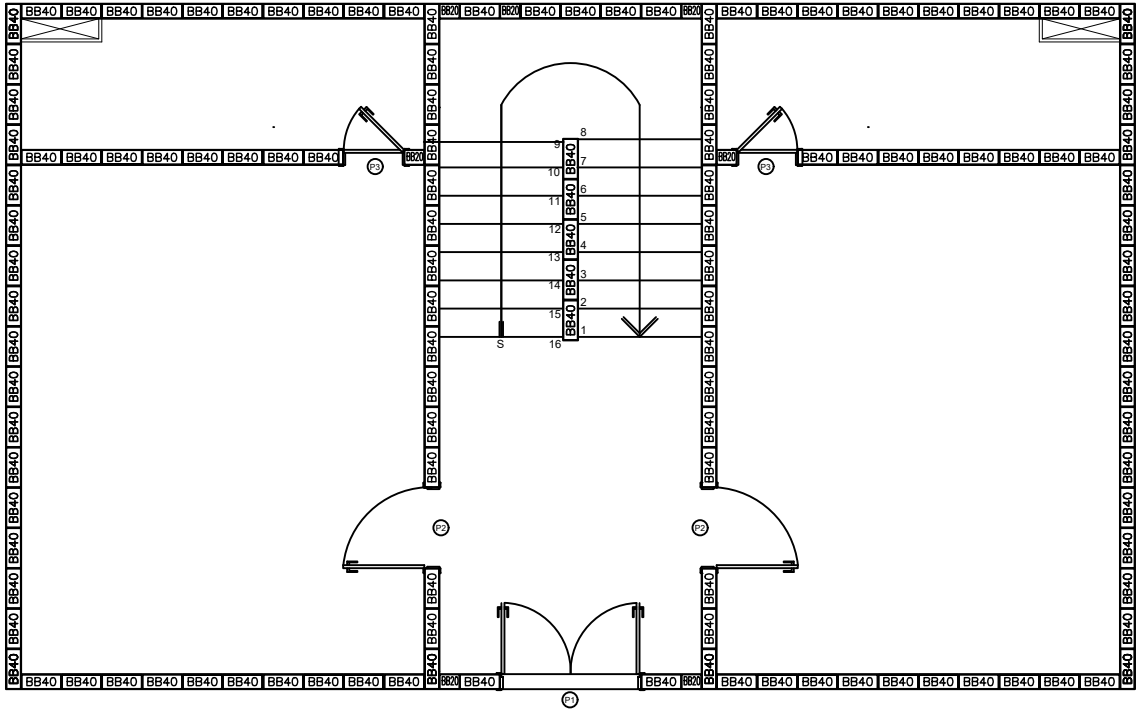
DESCRIÇÃO: PLANTA BAIXA DA EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

FOLHA: 01 / 05

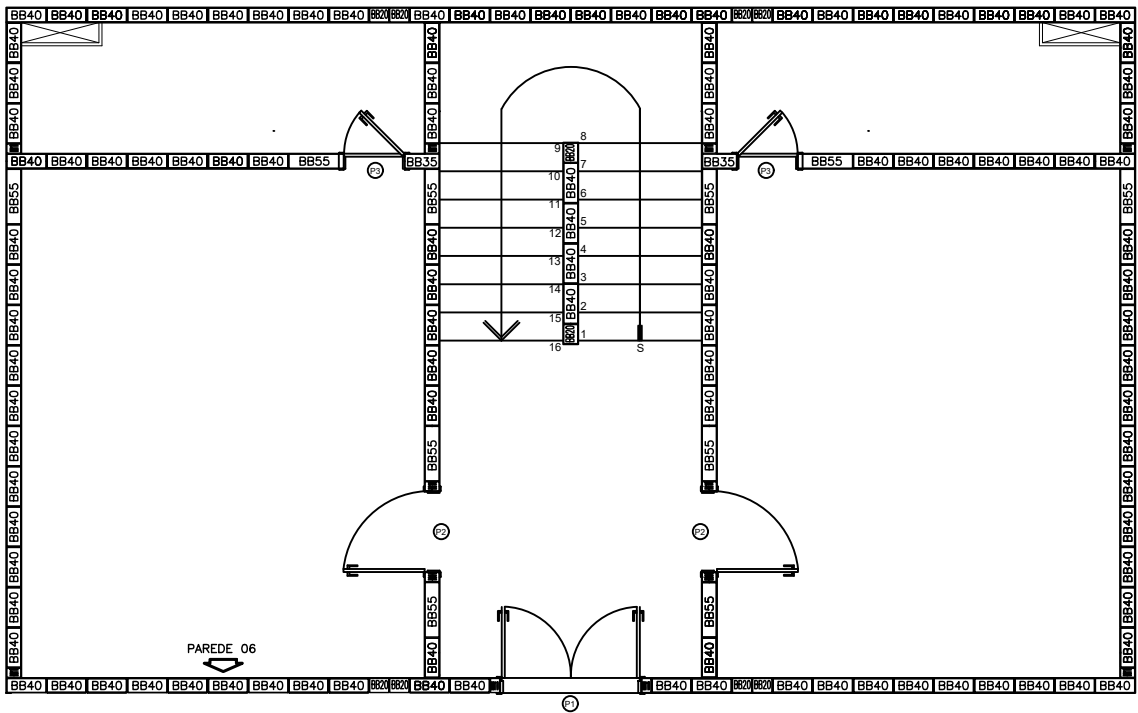
PROJETISTA: ANTONIO PAULO SIQUEIRA JUNIOR

ESCALA: 1 : 75

DATA: NOVEMBRO/2019



PLANTA BAIXA 1ª FIADA



PLANTA BAIXA 2ª FIADA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO - UEMA

ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Análise Numérica de Tensões em Elementos de Contraventamento de um Edifício em Alvenaria Estrutural

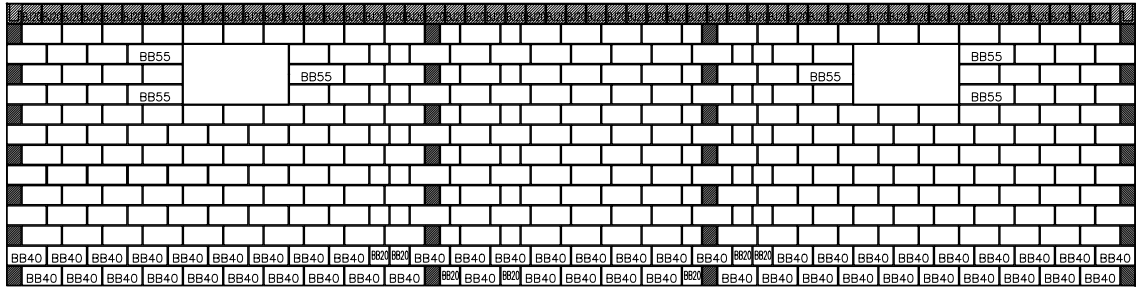
DESCRIÇÃO: 1ª E 2ª FIADA DA EDIFICAÇÃO

FOLHA: 02 / 05

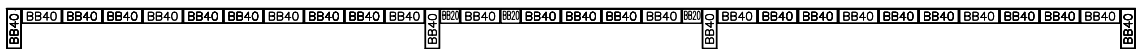
PROJETISTA: ANTONIO PAULO SIQUEIRA JUNIOR

ESCALA: 1 : 75

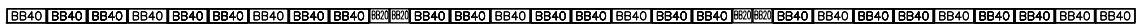
DATA: NOVEMBRO/2019



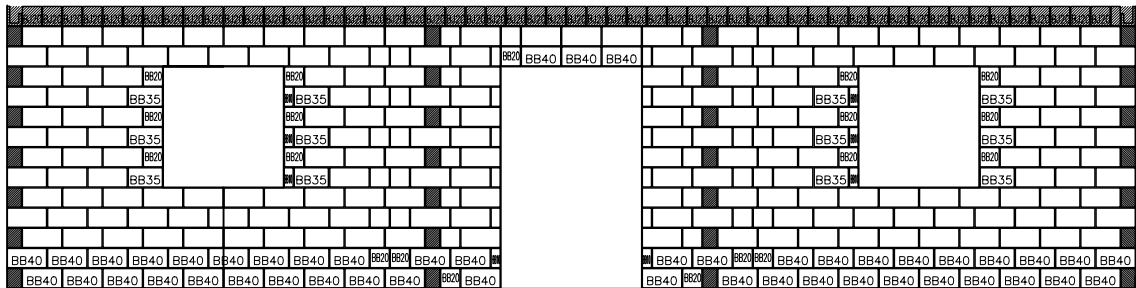
PAREDE 01



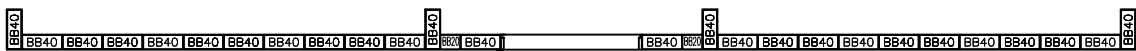
1ª FIADA



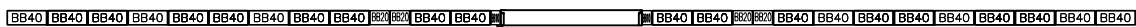
2ª FIADA



PAREDE 03



1ª FIADA



2ª FIADA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO - UEMA

ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Análise Numérica de Tensões em Elementos de Contraventamento de um Edifício em Alvenaria Estrutural

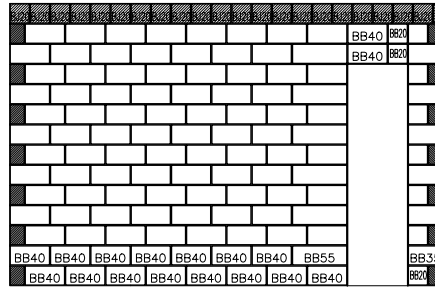
DESCRIÇÃO: MODULAÇÃO DAS PAREDES DA EDIFICAÇÃO

FOLHA: 03 / 05

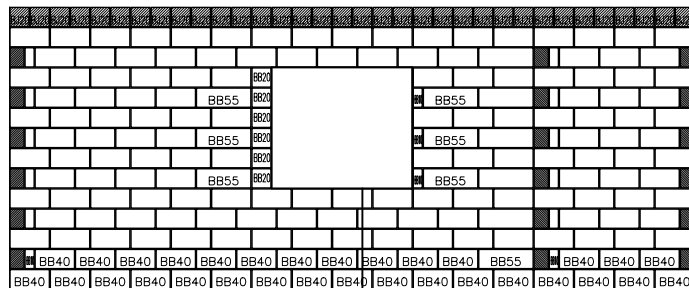
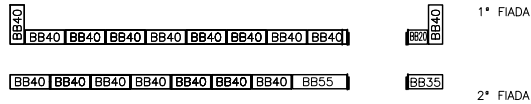
PROJETISTA: ANTONIO PAULO SIQUEIRA JUNIOR

ESCALA: 1 : 75

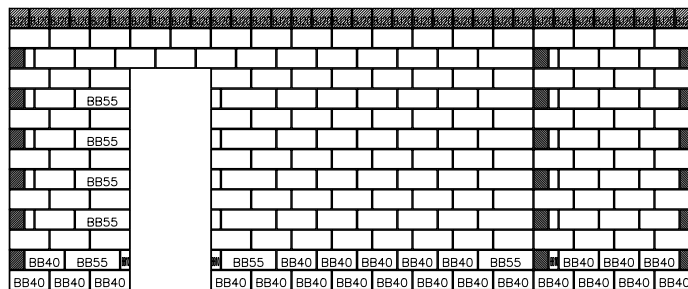
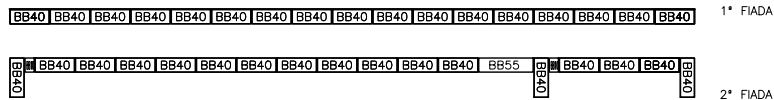
DATA: NOVEMBRO/2019



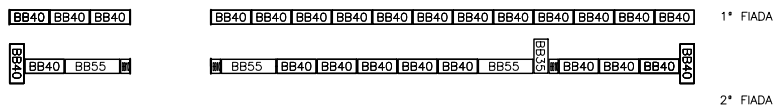
PAREDE 02



PAREDE 04



PAREDE 05



UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO - UEMA

ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Análise Numérica de Tensões em Elementos de Contraventamento de um Edifício em Alvenaria Estrutural

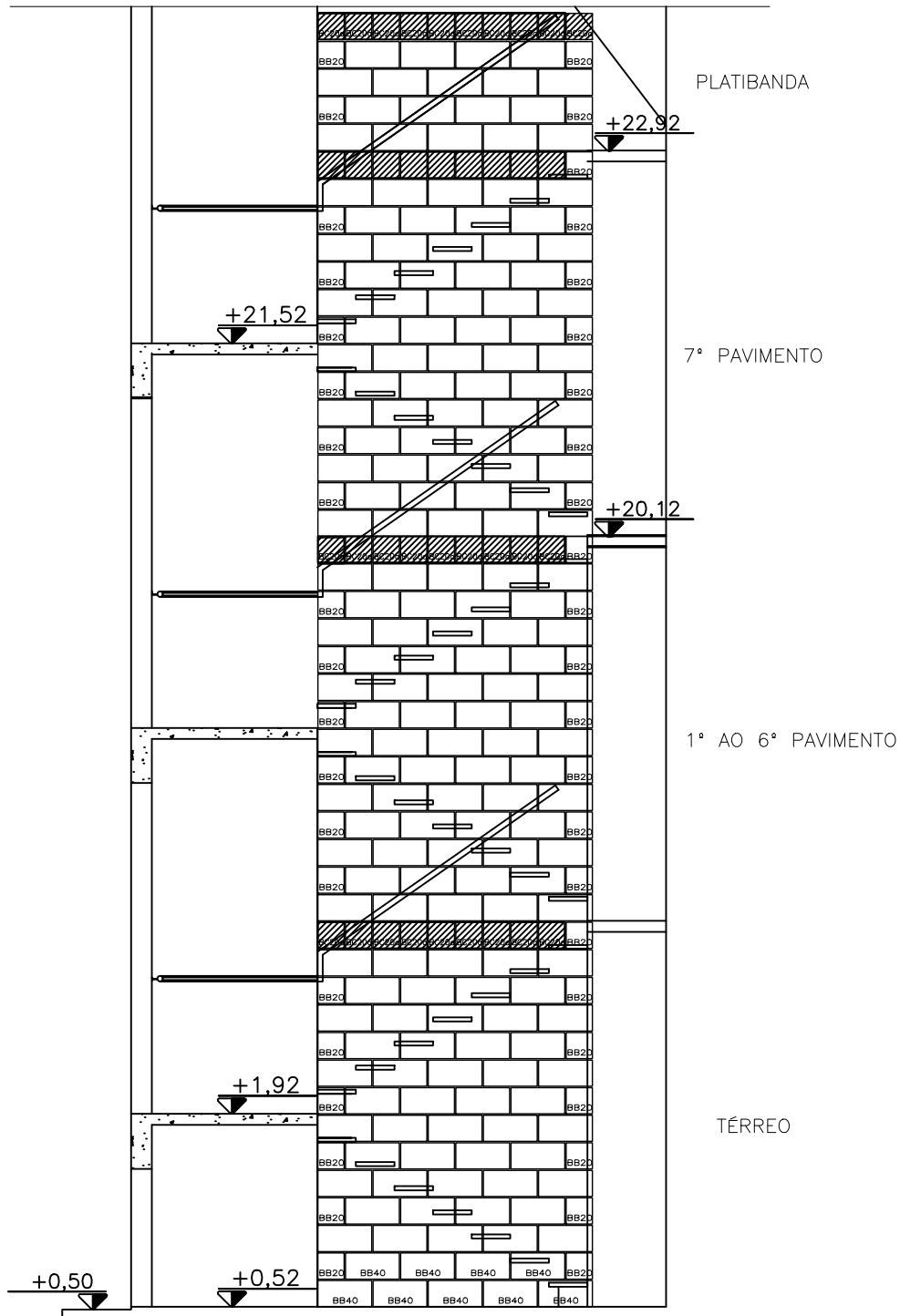
DESCRIÇÃO: MODULAÇÃO DAS PAREDES DA EDIFICAÇÃO

FOLHA: 04 / 05

PROJETISTA: ANTONIO PAULO SIQUEIRA JUNIOR

ESCALA: 1 : 75

DATA: NOVEMBRO/2019



PAREDE 06

BB40 BB40 BB40 BB40 BB40

1° FIADA

BB20 BB40 BB40 BB40 BB40 BB20

2° FIADA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO - UEMA

ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Análise Numérica de Tensões em Elementos de Contraventamento de um Edifício em Alvenaria Estrutural

DESCRIÇÃO: MODULAÇÃO DAS PAREDES DA EDIFICAÇÃO (ELEVAÇÃO)

FOLHA: 05 / 05

PROJETISTA: ANTONIO PAULO SIQUEIRA JUNIOR

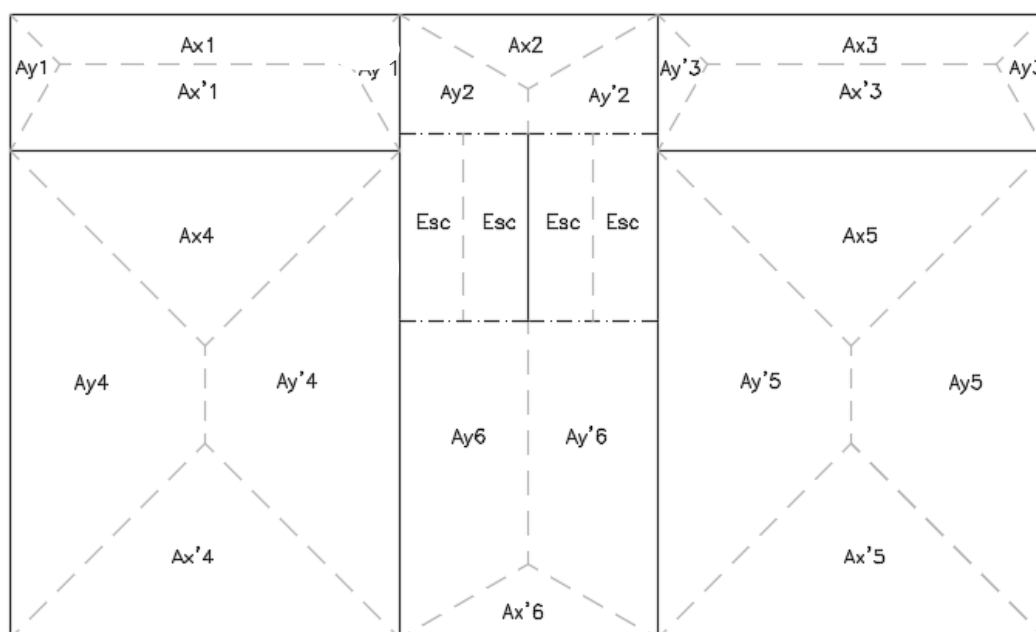
ESCALA: 1 : 50

DATA: NOVEMBRO/2019

APÊNDICE B – MÉTODO DAS CHARNEIRAS PLÁSTICAS

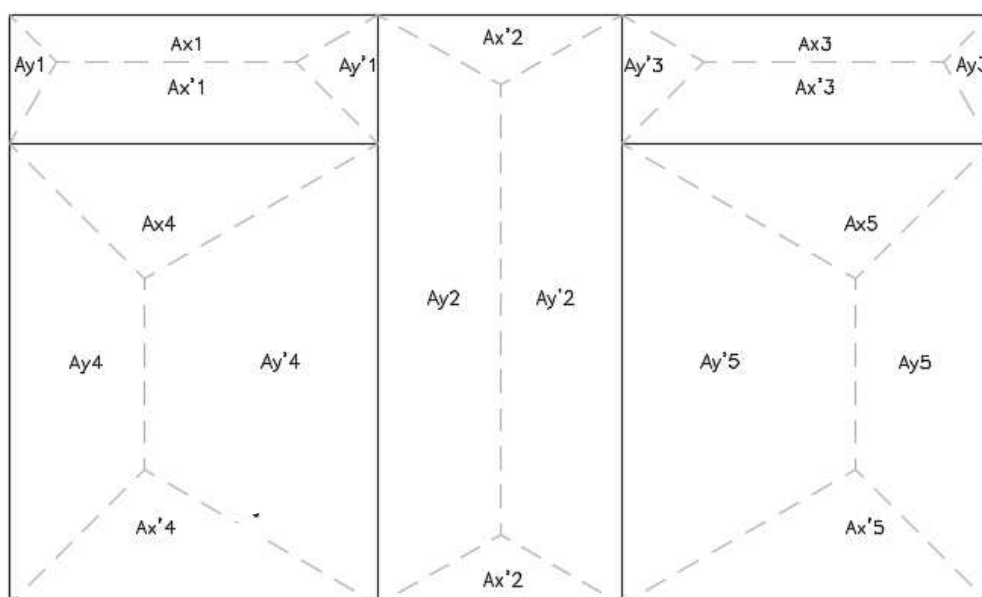
Para a aplicação do Método das Charneiras Plástica, primeiro foram definidas as áreas de influência dos carregamentos conforme as prescrições normativas da NBR 6118 (2014). As áreas de influencia podem ser obtidas nas Figuras 59 e 60 para o Pavimento Tipo e para a Platibanda, respectivamente.

Figura 59 – Áreas de Influência do Carregamento das Lajes do Pavimento Tipo.



Fonte: Autor (2019).

Figura 60 – Áreas de Influência do Carregamento das Lajes da Cobertura.



Fonte: Autor (2019).

Após determinadas as áreas de influência, pode-se determinar a reação das lajes nas paredes da edificação, como pode ser observado nas Tabelas 61 e 62.

Tabela 61 – Reação das Lajes do Pavimento Tipo nas paredes (kN/m).

Lajes	p (kN/m ²)	Lx (cm)	Ly (cm)	Ax	Ax'	Ay	Ay'	vx	vx'	vy	vy'
L1=L3	4,5	415,0	145,0	1,9205	3,3271	0,3848	0,3848	2,08	3,61	1,19	1,19
L2	4,5	275,0	127,0	1,0916	0	1,2005	1,2005	1,79	0,00	4,25	4,25
L4=L5	4,5	415,0	520,0	4,3056	4,3056	6,4844	6,4844	4,67	4,67	5,61	5,61
L6	4,5	275,0	339,0	0	1,0916	4,1155	4,1155	0,00	1,79	5,46	5,46
Escadas	5,0	135,5	199,0	0	0	1,368	1,368	0,00	0,00	3,44	3,44

Fonte: Autor (2019).

Tabela 62 – Reação das Lajes da Cobertura nas paredes (kN/m).

Lajes	p (kN/m ²)	Lx (cm)	Ly (cm)	Ax	Ax'	Ay	Ay'	vx	vx'	vy	vy'
L1=L3	4,5	415,0	145,0	1,82	3,15	0,385	0,667	1,97	3,42	1,19	2,07
L2	4,5	275,0	665,0	1,092	1,092	8,0522	8,0522	1,79	1,79	5,45	5,45
L4=L5	4,5	415,0	520,0	3,1519	3,1519	5,5915	9,6847	3,42	3,42	4,84	8,38

Fonte: Autor (2019).

APÊNDICE C – DETERMINAÇÃO DA INÉRCIA DOS PAINÉIS.

Nos Quadros 5 e 6 encontram-se os procedimentos para a determinação da inércia de cada painel de contraventamento nas direções X e Y.

Quadro 5 – Determinação do centro de gravidade e da Inércia das Paredes X.

Parede	Região	Base (m)	Altura(m)	y' (m)	A (m ²)	y'.A	ycg	I (m ⁴)
PX-01	1	0,84	0,14	0,07	0,118	0,008	0,643	0,0388
	2	0,14	1,605	0,9425	0,225	0,212		0,0684
	Somatório				0,342	0,220		0,1072
PX-02	1	0,14	1,355	0,6775	0,190	0,129	0,678	0,0290
	Somatório				0,190	0,129		0,0290
PX-03	1	0,84	0,14	0,07	0,118	0,008	1,445	0,2225
	2	0,14	2,61	1,445	0,365	0,528		0,2074
	3	0,84	0,14	2,82	0,118	0,332		0,2225
	Somatório				0,601	0,868		0,6525
PX-04	1	0,61	0,14	0,07	0,085	0,006	1,188	0,1069
	2	0,14	3,345	1,6725	0,468	0,783		0,5466
	3	0,84	0,14	0,07	0,118	0,008		0,1472
	Somatório				0,671	0,797		0,8006
PX-05	1	0,14	0,345	0,1725	0,048	0,008	0,255	0,0008
	2	0,61	0,14	0,275	0,085	0,023		0,0002
	3	0,84	0,14	0,275	0,118	0,032		0,0002
	Somatório				0,251	0,064		0,0012
PX-06	1	0,84	0,14	0,07	0,118	0,008	0,553	0,0277
	2	0,14	1,405	0,8425	0,197	0,166		0,0488
	Somatório				0,314	0,174		0,0765
PX-07	1	0,14	1,4075	0,70375	0,197	0,139	0,993	0,0490
	2	0,84	0,14	1,4775	0,118	0,174		0,0278
	Somatório				0,315	0,312		0,0768
PX-08	1	0,14	0,605	0,3025	0,085	0,026	0,303	0,0026
	Somatório				0,085	0,026		0,0026

Fonte: Autor (2019).

Quadro 6 – Determinação do centro de gravidade e da Inércia das Paredes Y.

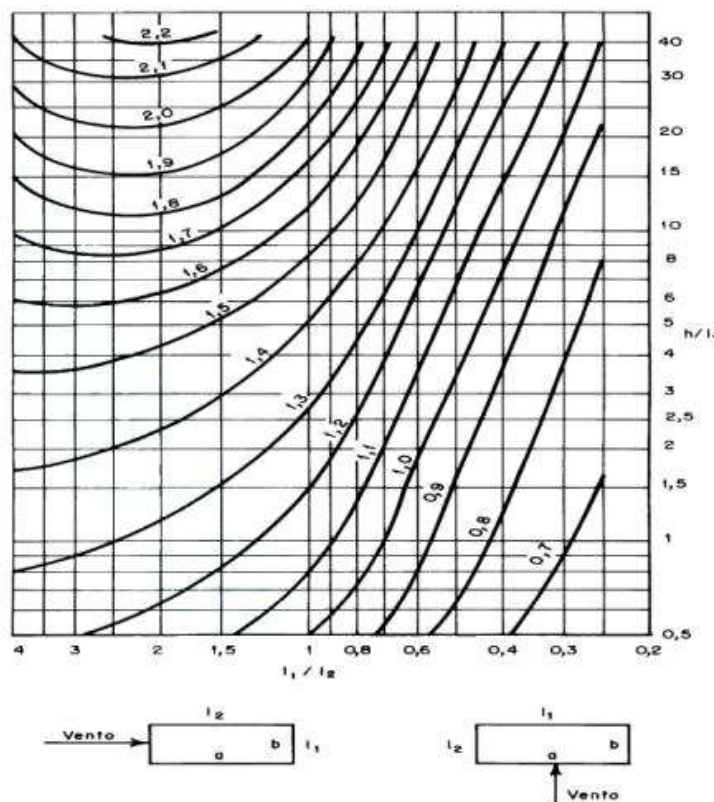
Parede	Região	Base (m)	Altura(m)	y' (m)	A (m ²)	y'.A	ycg	I (m ⁴)
PY-01	1	0,14	1,45	0,725	0,203	0,147	0,965	0,0473
	2	0,84	0,14	1,38	0,118	0,162		0,0204
	Somatório				0,321	0,309		0,0677
PY-02	1	0,14	1,45	0,725	0,203	0,147	1,071	0,0599
	2	0,84	0,14	1,3705	0,118	0,161		0,0107
	3	0,84	0,14	1,3705	0,118	0,161		0,0107
	Somatório				0,438	0,470		0,0814
PY-03	1	0,14	2	1	0,280	0,280	1	0,0933
	Somatório				0,280	0,280		0,0933
PY-04	1	0,14	1,21	0,865	0,169	0,147	1,035	0,0256
	2	0,84	0,14	1,28	0,118	0,151		0,0072
	Somatório				0,287	0,297		0,0328
PY-05	1	0,14	3,205	1,6025	0,449	0,719	1,765	0,3959
	2	0,345	0,14	3,275	0,048	0,158		0,1102
	Somatório				0,497	0,877		0,5061
PY-06	1	0,14	2,595	1,2975	0,363	0,471	0,997	0,2366
	2	0,84	0,14	0,07	0,118	0,008		0,1013
	Somatório				0,481	0,480		0,3379
PY-07	1	0,14	1,195	0,5975	0,167	0,100	0,309	0,0339
	2	0,84	0,14	0,07	0,118	0,008		0,0069
	3	0,605	0,14	0,07	0,085	0,006		0,0050
	Somatório				0,370	0,114		0,0457

Fonte: Autor (2019).

ANEXO – AÇÃO DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES

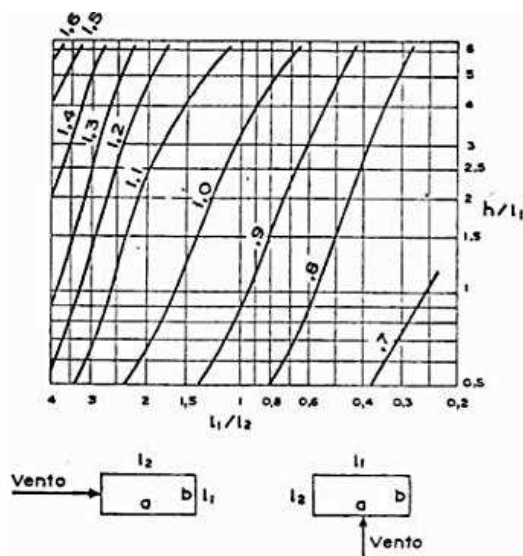
Para a determinação do coeficiente de arrasto da edificação utilizaram-se as figuras complementares da NBR 6123(1988), representadas nas Figuras 61 e 62 do presente trabalho.

Figura 61 – Coeficiente de arrasto para edificações em vento de baixa turbulência.



Fonte: NBR 6123 (1988)

Figura 62 – Coeficiente de arrasto para edificações em vento de alta turbulência.



Fonte: NBR 6123 (1988)