

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DE CASO DA NÃO-LINEARIDADE FÍSICA DE
ALVENARIA ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS**

Mayara Batista Braga dos Santos

São Carlos

2022

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**Estudo de Caso da Não-Linearidade Física de Alvenaria
Estrutural em Edifícios**

Mayara Batista Braga dos Santos

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade Federal
de São Carlos como parte dos requisitos
para a conclusão da graduação em
Engenharia Civil

Orientador: Guilherme Aris Parsekian

São Carlos

2022

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a minha mãe por sempre estar ao meu lado e nunca duvidar do meu potencial e ao meu pai por ter plantado a semente do amor a construção civil desde cedo na minha vida.

AGRADECIMENTO

Agradeço a Deus, por ter me dado forças e sabedoria durante toda essa jornada.

Aos meus pais, Daniete e Nelson, por sonharem meus sonhos comigo, me dar todo o apoio possível e pelo exemplo de vida cristã.

Ao César por toda a compreensão e paciência com meus desesperos, e pelo incentivo e por nunca duvidar de mim, mesmo quando eu duvidei.

Ao professor Guilherme Aris Parsekian, pela disponibilidade e paciência para ensinar e me auxiliar em todos os momentos deste estudo. E ao professor Wallison Angelim Medeiros pelo auxílio nas dificuldades encontradas para entender o funcionamento do SAP 2000.

À Wendler Projetos por ter disponibilizado o modelo para estudo e por ser uma segunda escola para mim, incentivando sempre o meu desenvolvimento profissional.

Aos professores do DECiv que contribuíram não apenas na minha formação acadêmica, mas também na minha formação pessoal, destaque aos professores Wanderson Maia e Fernando Almeida.

Ao PET Civil UFSCar por ter me ensinado que Engenharia Civil não é apenas sobre números e ter moldado a profissional que vou ser. Destaque a Beatriz Bastos, Mariana Maiorino e Carolina Polotto que foram presentes para a vida que o PET me deu.

À Maryana Batista, Hillary Maeda e Arthur Gonçalves por terem por terem me apoiado e não desistido de mim.

Aos meus amigos e companheiros, Samara Dantas, Arthur Amorim, Lucas Vitoretti, Augusto Schiapati e João Miazaki, por terem estado ao meu lado, mesmo que nem sempre fisicamente, durante estes cinco anos. Vocês são meu time dos sonhos.

“Toda boa dádiva e todo dom perfeito vêm lá do alto, descendo do Pai das luzes, em quem não pode existir variação ou sombra de mudança”
Tiago 1:17

RESUMO

O uso de alvenaria estrutural tem se tornado cada dia mais comum no Brasil, principalmente em edifícios, de alturas cada vez maiores, participantes de programas de financiamento do governo. Considerando este contexto, o objetivo deste trabalho é verificar se os parâmetros de verificação para estabilidade de Não Linearidade Física (NLF) da ABNT NBR 16868-1:2020 são razoáveis para o cálculo de estruturas de contraventamento em edifícios de alvenaria estrutural. Para alcançar tal objetivo, foi realizada uma pesquisa experimental utilizando como base estudos de caso para elaboração de modelos numéricos. Como base para estes modelos foi utilizada uma tipologia real de um pavimento tipo que se repetiu por 15 pavimentos. A análise utilizou o software SAP2000 e considerando três métodos, sendo eles: o Método das Paredes em Balanço (MPB), o Método dos Pórticos Tridimensionais (MPT) e o Método dos Elementos Finitos (MEF). Para cada um dos modelos foi realizada uma análise pura (P), sem a consideração da Não Linearidade Física, e uma considerando os parâmetros simplificados (NLF-S) indicados pela norma brasileira. Além disso para o caso do MEF foi realizada uma terceira análise considerando a não linearidade física de forma aproximada (NLF-A). De cada um dos modelos realizado foi extraído os deslocamentos máximos que foram tomados como base para comparação destes. Concluiu-se que no caso de utilização de modelos simplificados a consideração da Não-Linearidade Física através dos coeficientes de minoração apresentados na ABNT NBR 16868-1:2020 se mostra coerente, porém com o uso de modelos mais completos e complexos como o Método dos Elementos Finitos a consideração simplificada pode se mostrar desfavorável a segurança da estrutura.

Palavras-chave: Não-linearidade Física, Edifícios Altos, Alvenaria Estrutural, Modelos de Edifícios.

ABSTRACT

Structural masonry buildings have become getting more common in Brazil, especially in buildings, of increasing heights, participating in government funding programs. Considering this context, the objective of this work is to verify whether the verification parameters for Physical Nonlinearity Stability (NLF) of ABNT NBR 16868-1:2020 are reasonable for the calculation of bracing structures in structural masonry buildings. To achieve this goal, an experimental research will be conducted using case studies as a basis for numerical modeling. The analysis was performed using the SAP200 software and considering three methods, namely: the Balanced Wall Method (BWM), the Tridimensional Frame Method (TMP), and the Finite Element Method (FEM). These methods was used to build models based on one typical floor plans considered to have 15 floors. For each of the models a pure analysis (P) will be performed, without considering the Physical Nonlinearity, and one considering the simplified parameters (NLF-S) indicated by the Brazilian standard. In addition, for the FEM case, a third analysis considering the physical nonlinearity in an approximate way (NLF-A) was performed. It was concluded that when simplified models are used, the consideration of Physical Nonlinearity through the reduction coefficients presented in ABNT NBR 16868-1:2020 is coherent. However, when more complete and complex models are used, such as the Finite Element Method, the simplified consideration may be unfavorable to the safety of the structure.

Keywords: Building model, Non-linear static analysis, structural masonry; masonry buildings

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Comparativo de custos entre a estrutura de concreto armado e a de alvenaria estrutural.....	16
Tabela 2 - Valores médios dos coeficientes redutores de rigidez à flexão.....	35
Tabela 3 - Informações da tipologia	41
Tabela 4 - Características geométrica das paredes de contraventamento em X	45
Tabela 5 - Características geométrica das paredes de contraventamento em Y	45
Tabela 6 - Cálculo Cargas Verticais por parede.....	49
Tabela 7 – Divisão das paredes em grupos	51
Tabela 8 – Distribuição da carga por grupos.....	51
Tabela 9 - Valores de S2, Velocidade Característica e pressão dinâmica do vento para 15 pavimentos.....	54
Tabela 10 - Resultados Vento X e Vento Y	54
Tabela 11 – Solicitação de cálculo para cada grupo no caso de 15 andares.....	56
Tabela 12 – Resistência de prima necessária para o caso de 15 andares	57
Tabela 13 - Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria estrutural	58
Tabela 14 - Características dos materiais adotados para o caso de 15 andares	58
Tabela 15 - Valores da resistência a tração na flexão.....	61
Tabela 16 – Síntese das características dos blocos utilizados	62
Tabela 17 – Pontos para determinação das curvas de tensão versus deformação ...	62
Tabela 18 - Resultados Vento X e Vento Y considerando a simetria	65
Tabela 19 – Nomenclatura dos modelos.....	66
Tabela 20 – Inércia das paredes em X – Considerando as abas	67
Tabela 21 - Inércia das paredes em y – Considerando as abas	68
Tabela 22 – Cargas para aplicação pontual.....	69
Tabela 23 – Cargas verticais adaptadas para aplicação no MEF	75
Tabela 24 - Deslocamento máximo para Vento X em ELU	78
Tabela 25 - Deslocamento máximo para Vento X em ELS	78
Tabela 26 – Deslocamento máximo para Vento Y em ELU	78
Tabela 27 - Deslocamento máximo para Vento X em ELS	79
Tabela 28 – Deslocamento máximo em x de acordo com o incremento de carga aplicado.....	79

Tabela 29 - Deslocamento máximo em y de acordo com o incremento de carga aplicado.....	80
Tabela 30 – Deslocamento Máximo – Vento X - ELS	99
Tabela 31 - Deslocamento Máximo – Vento X - ELS	100

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Renderização Residencial Sky	16
Figura 2 - Imperfeições Geométricas Globais	20
Figura 3 - Esquema da distribuição de ações horizontais	22
Figura 4 - Comprimento efetivo de flanges.....	23
Figura 5 – Deformações de paredes devido à flexão e ao cisalhamento	24
Figura 6 - Representação dos modelos de consideração de aberturas em paredes de contraventamento.....	27
Figura 7 - Teste estrutural dos modelos de consideração de abertura em paredes de contraventamento.....	28
Figura 8 - Comparação dos modelos teóricos com o teste experimental	28
Figura 9 - Distribuição de tensão através das paredes de contraventamento na base para uma carga equivalente uniforme de 894 N/m ² sobre a face carregada do edifício (apenas metade da estrutura é mostrada)	29
Figura 10 - Método de Associação Plana de Painéis: (a) parede de alvenaria com aberturas; (b) representação da parede como pórtico; (c) trechos rígidos conforme [3]; e (d) trechos rígidos conforme [5].....	31
Figura 11 - Comparação entre os métodos - momentos fletores na base do primeiro pavimento.....	32
Figura 12 - Comparação entre os métodos - força cortante na base do primeiro pavimento.....	32
Figura 13 - Geometria típica dos painéis analisados.....	33
Figura 14 - Coeficiente redutor para L de 400cm	34
Figura 15 - Coeficiente redutor para L de 150cm	34
Figura 16 - Comparação, em porcentagem, da redução do deslocamento máximo, associada a cada tipo de.....	36
Figura 17 - Comparação, em porcentagem, do aumento do deslocamento máximo, associado aos modelos envolvendo o MPB, considerando o ELU e ELS.....	37
Figura 18 - Comparação, em porcentagem, do aumento do deslocamento máximo, associado aos modelos envolvendo o MPE, considerando o ELU e ELS.....	38
Figura 19 - Comparação, em porcentagem, do aumento do deslocamento máximo, associado aos modelos envolvendo o MEF, considerando o ELU.....	38
Figura 20 - Comparação, em porcentagem, do aumento do deslocamento máximo, associado aos modelos envolvendo o MEF, considerando o ELS.....	39

Figura 21 - Esquema dos modelos considerados	40
Figura 22 - Apresentação da modulação da tipologia A	42
Figura 23 - Paredes de contraventamento	43
Figura 24 – Ilustração da simetria da tipologia	44
Figura 25 - Indicação do peso próprio adotado para alvenaria	46
Figura 26 – Determinação do peso específico e espessura de revestimento	47
Figura 27 – Indicação de carga variável adotada.....	47
Figura 28 - Áreas de distribuição de cargas (com zoom na área de simetria).....	48
Figura 29 – Divisão dos grupos.....	50
Figura 30 – Indicação da direção do Vento X e do Vento Y	53
Figura 31 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 4Mpa	63
Figura 32 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 6MPa.....	63
Figura 33 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 8Mpa	63
Figura 34 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 10Mpa	63
Figura 35 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 12Mpa	64
Figura 36 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 14Mpa	64
Figura 37 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 16Mpa	64
Figura 38 – Lançamento da geometria do MPB do software Autocad	66
Figura 39 – Ilustração da consideração das abas.....	67
Figura 40 – Seção da parede 5YA no <i>Section Designer</i>	68
Figura 41 – Aplicação de cargas nos modelos MPB	69
Figura 42 – Apresentação do modelo de paredes em balaço	70
Figura 43 - Apresentação do modelo de paredes em balanço com extrusão das seções	70
Figura 44 - Lançamento da geometria do MPE do software Autocad	71
Figura 45 – Variação de material por pavimento (padrão de cores).....	71
Figura 46 – Modelo MPE representado por barras	72
Figura 47 - Modelo MPE representado por extrusão das seções.....	72
Figura 48 – Lançamento da Geometria do Modelo	73
Figura 49 – Apresentação da malha aplicado na casca.....	73
Figura 50 – Variação de material por pavimento (padrão de cores).....	74
Figura 51 – Ilustração da variação de material por pavimento modelos MEF-P e MEF-A.....	74
Figura 52 - Ilustração da variação de material por pavimento modelo MEF-S.....	74

Figura 53 – Características da camada de aço	76
Figura 54 - Características da seção <i>layered</i>	76
Figura 55 – Representação em 3D do modelo MEF.	77
Figura 56 – Comparação entre modelos considerando Vento X – ELU - P	81
Figura 57 - Comparação entre modelos considerando Vento X – ELU – NFT-S/NLF-A	81
Figura 58 - Comparação entre modelos considerando Vento Y – ELU – P	82
Figura 59 - Comparação entre modelos considerando Vento Y – ELU – NFT-S e NLF- A.....	82
Figura 60 – Comparação MPB-P e MPB-S para Vento X e considerando ELU.....	84
Figura 61 - Comparação MPB-P e MPB-S para Vento Y e considerando ELU.....	84
Figura 62 - Comparação MPE-P e MPE-S para Vento X e considerando ELU.....	85
Figura 63 - Comparação MPB-P e MPB-S para Vento Y e considerando ELU.....	86
Figura 64 - Gráfico Força versus descolamento para o vento X (ELU)	86
Figura 65 – Diagrama de tensão na parede da direção S11 no passo 3 de incremento de carga (Parede 1X)	87
Figura 66 – Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1X – Passo 3) – Valores em MPa.....	88
Figura 67 - Diagrama de tensão na parede da direção S11 no passo 4 de incremento de carga - Valores em MPa.....	88
Figura 68 - Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1X – Passo 4) - Valores em MPa	89
Figura 69 - Diagrama de tensão na parede da direção S11 devido no passo 5 de incremento de carga.....	89
Figura 70 – Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1X – Passo 5) - Valores em MPa	90
Figura 71 - Comparação NLF No MEF Para Vento X - ELU	91
Figura 72 - Gráfico Força x descolamento para o vento Y (ELU).....	91
Figura 73 - Diagrama de tensão na parede da direção S22 devido no passo 4 de incremento de carga (Parede 1Y)	92
Figura 74 - Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1Y – Passo 4) - Valores em MPa	92
Figura 75 - Diagrama de tensão na parede da direção S22 devido no passo 5 de incremento de carga.....	93

Figura 76 - Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1Y – Passo 5) - Valores em MPa	93
Figura 77 - Diagrama de tensão na parede da direção S22 devido no passo 5 de incremento de carga.....	94
Figura 78 - Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1Y – Passo 6) - Valores em MPa	94
Figura 79 - Comparação NLF No MEF Para Vento Y - ELU	95
Figura 80 – Representação da tabela com valores máximos de tensão para o ELU do Vento X	96
Figura 81 – Representação da área 61 destacada (apresentada na tabela como onde ocorre a máxima tração) – Região entre as paredes 2x e 3x.....	96
Figura 82 - Representação da tabela com valores máximos de tensão para o ELU do Vento Y	97
Figura 83 - Representação da área 73 destacada (apresentada na tabela como onde ocorre a máxima tração) – Região entre da parede 5y	97
Figura 84 – Estimativa de ELS apresentada no gráfico do Vento X em ELU	98
Figura 85 - Estimativa de ELU apresentada no gráfico do Vento Y em ELU	99
Figura 86 - Comparação NLF No MEF Para Vento X - ELS	100
Figura 87 - Comparação NLF No MEF Para Vento Y - ELS	100

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 JUSTIFICATIVA.....	17
2 OBJETIVOS	17
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
3.1 ALVENARIA ESTRUTURAL NA CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIOS NO BRASIL18	
3.2 AÇÕES HORIZONTAIS	19
3.2.1 DESAPRUMO	19
3.2.2 VENTO	20
3.3 SISTEMAS PARA O CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	21
3.3.1 PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO	21
3.3.2 DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS LATERAIS EM PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO	23
3.3.3 EFEITOS DAS ABERTURAS EM PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO	27
3.4 NÃO LINEARIDADE FÍSICA NA ALVENARIA ESTRUTURAL (NLF)....	32
4 METODOLOGIA	39
5 CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO	41
5.1 CARACTERÍSTICAS DO MODELO	41
5.2 DEFINIÇÃO DAS PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO.....	43
5.3 AÇÕES VERTICAIS.....	45
5.3.1 PESO PRÓPRIO PAREDES.....	45
5.3.2 CARGAS NAS LAJES.....	46
• CARREGAMENTO PERMANENTE	46
• CARGA VARIÁVEL	47
5.4 AÇÕES HORIZONTAIS	52
5.4.1 VENTO	52
5.5 DETERMINAÇÃO DOS MATERIAIS.....	55
6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	59
6.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO	59
6.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	60

7 NÃO LINEARIDADE FÍSICA APROXIMADA.....	61
8 MODELOS UTILIZADOS.....	65
8.1 CONDIÇÕES DE CONTORNO.....	65
8.2 APRESENTAÇÃO DOS MODELOS.....	65
8.2.1 MODELOS UTILIZANDO O MÉTODO DE PAREDES EM BALANÇO	66
8.2.2 MODELOS UTILIZANDO O MÉTODO DOS PÓRTICOS ESPACIAIS	70
8.2.3 MODELOS UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	72
9 RESULTADOS.....	77
10 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	80
10.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS UTILIZADOS.....	80
10.2 COMPARAÇÃO ENTRE AS CONSIDERAÇÕES DE NÃO- LINEARIDADE FÍSICA.....	83
10.2.1 MÉTODO DAS PAREDES EM BALANÇO.....	83
10.2.2 MÉTODO DOS PÓRTICOS ESPACIAIS.....	85
10.2.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	86
CONCLUSÃO.....	102
REFERÊNCIAS.....	104

1 INTRODUÇÃO

No caso de edifícios residenciais populares, que em geral possuem uma quantidade significativa de paredes nas duas direções, vãos moderados e uma altura média, até 12 pavimentos de acordo com Parsekian (2014) a alvenaria estrutural já é a alternativa construtiva mais utilizada no Sul e Sudeste do Brasil. Com o crescimento de fábricas de blocos de concreto com alta qualidade, esta solução tem crescido no restante país. Isto porque a alvenaria estrutural possui vantagens construtivas, de racionalização e financeiras em relação ao concreto armado tradicional.

As vantagens construtivas se relacionam a complexidade do sistema de concreto armado tradicional se comparado com o de alvenaria estrutural, pois o primeiro exige uma variedade de tarefas entre as quais pode-se citar: cortar, dobrar e montar armaduras, montar forma, vibrar e curar. Já para execução da alvenaria estrutural é necessária uma menor quantidade de tarefas e estas são mais simples. Porém, cabe dizer que embora a alvenaria possua uma execução simplificada sua tolerância aos erros executivos é menor.

É justamente devido à menor quantidade de tarefas e à maior simplicidade destas que a alvenaria estrutural possui um maior potencial de racionalização, outro fator que aumenta este potencial é o nível de detalhamento dos projetos deste sistema.

Já as vantagens econômicas são devidas principalmente ao alto custo do aço e do concreto que são utilizados em menor quantidade na alvenaria estrutural se comparada ao concreto armado. De acordo com a análise comparativa de orçamento de um mesmo edifício residencial em concreto armado e alvenaria estrutural realizada por Silva (2020), é possível observar uma vantagem de custo de 20,33% da alvenaria estrutural em relação ao concreto armado, sendo o custo por m² do Concreto Armado de R\$347,00 e o da Alvenaria Estrutural de R\$276,48 como pode ser visto Tabela 1, que resume esse estudo.

Cabe dizer que a aplicação de alvenaria estrutural não é restrita a edifícios de altura média, devido ao processo de verticalização das cidades e ao desenvolvimento do conhecimento técnico do sistema estrutural, de acordo com Tauil (2018), é cada vez mais comum projetos residenciais em alvenaria estrutural com 15,18,20 e 22 pavimentos. Um exemplo disto pode ser visto no caso do Projeto Residencial Sky,

que se trata de um prédio com térreo com pilotis em concreto armado e 24 pavimentos em alvenaria estrutural uma renderização deste projeto pode ser visto na Figura 1 (FREIRE; FILHO; ALBESSO, 2018).

Tabela 1 - Comparativo de custos entre a estrutura de concreto armado e a de alvenaria estrutural

Comparação de custos		
Descrição de insumos	Concreto armado (R\$)	Alvenaria estrutural (R\$)
Aço	413.092,36	178.140,71
Formas	14.802,93	11.186,69
Concreto	171.341,11	95.954,40
Blocos e argamassa de assentamento	164.455,68	272.399,61
Graute	-	50.728,78
Total geral	763.692,07	608.410,19
Custo por m²	347,05	276,48

Fonte: Silva, 2020

Figura 1 - Renderização Residencial Sky



Fonte: Freire; Filho; Albesso, 2018

Com o aumento da altura destas construções o efeito do vento se torna cada vez mais considerável e os efeitos não Não-Linearidade Física (NLF) se tornam mais

relevantes. Para buscar projetos com maior segurança e eficiência é essencial a realização de trabalhos e pesquisas sobre o tema.

Embora a tecnologia e o conhecimento atual possibilitem análises complexas para consideração da NLF estas exigem investimento material e humano que pode não estar disponível. Para simplificar este processo a ABNT NBR 16868-1:2020 determinou coeficientes de minoração para que a não linearidade física seja considerada de modo simplificado. Porém sendo uma norma recente são necessários estudos para avaliar se estes coeficientes são coerentes com a perda de rigidez média de pilares e vigas devido a fissuração em edifícios usuais de alvenaria estrutural

1.1 JUSTIFICATIVA

O uso da alvenaria estrutural no Brasil é comum, principalmente em edifícios de multipavimentos participantes de programas de financiamento do governo. Isto devido a possibilidade de racionalização que o sistema construtivo propõe e devido a vantagens financeiras.

Além disso, devido ao processo de verticalização das cidades, esses edifícios têm se tornando cada vez mais altos, sendo atualmente comum projetos de edifícios residenciais, com 15,18, 20 e 22 pavimentos. Cabe dizer que com o aumento da altura das construções, os efeitos do vento se tornam cada vez mais consideráveis.

Buscando projetos mais eficientes, seguros e econômicos a consideração da não linearidade física dos materiais é essencial. A tecnologia atual permite a realização de análises não lineares completas, porém estas também demandam ferramentas computacionais e tempo que pode não estar disponível para todo projetista. Para facilitar o processo a ABNT NBR 16868-1:2020 determinou coeficientes de minoração para que a não linearidade física seja considerada de modo simplificado.

Sendo uma norma recente é essencial a realização de pesquisas que busquem analisar os impactos, limites e consequências do uso dos parâmetros determinado pela norma em detrimento das análises completas, e é justamente neste contexto que se encaixa o presente trabalho.

2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo verificar se os parâmetros de verificação para estabilidade de Não Linearidade Física (NLF) da ABNT NBR 16868-1:2020 são

razoáveis para o cálculo de estruturas de contraventamento em edifícios de alvenaria estrutural. Como objetivos específicos, pretende-se:

- Analisar comparativamente os resultados da consideração de três diferentes modelos no projeto de estruturas.
- Verificar se o uso dos coeficientes de minoração propostos pela ABNT NBR 16868-1:2020 para consideração de NLF aplicados em modelos simples são coerentes com resultados de modelos que consideraram as características dos materiais de forma mais precisa, porém também mais complexa.
- Verificar se é coerente não considerar qualquer redução de rigidez devido a NLF em análises de Estado Limite de Serviço, pela hipótese de que para a ação de vento na combinação frequente (30% do valor característico) não há fissuração.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 ALVENARIA ESTRUTURAL NA CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIOS NO BRASIL

A “Alvenaria Estrutural”, dimensionada a partir de conceitos técnicos e detalhada de forma racional, chegou ao Brasil na década de 60. É possível encontrar no Brasil construções com tijolos que datem do século 16, porém estas construções não são chamadas de “alvenaria estrutural”, mas sim de “estruturas em alvenaria”, nas quais as paredes servem de suporte estrutural, mas são construídas e projetadas de forma empírica e não utilizando os conceitos técnicos que definem a “Alvenaria Estrutural”.(PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2012)

A chegada na década de 60 da alvenaria estrutural no Brasil se deu para a construção de casas para alojar os trabalhadores envolvidos na instalação da Usina Hidrelétrica de Ilha Solteira. Foi necessário na época a importação de uma máquina Besser para realizar a construção e uma cidade inteira foi construída com blocos de concreto. A máquina do bloco utilizada foi transferida para a capital do estado de São Paulo, onde foi instalada a primeira fábrica de blocos de concreto em 1966. (PARSEKIAN, 2014)

No mesmo ano da inauguração da primeira fábrica, 1966, ocorreu a Construção do Conjunto habitacional Central Park Lapa, na capital do estado de São Paulo. Com quatro pavimentos e paredes de 19 cm de espessura este é o primeiro prédio em

alvenaria estrutural registrado no país. Neste mesmo conjunto habitacional em 1972, foram construídos mais quatro prédios de 12 pavimentos. (MOHAMAD, 2020)

Na atualidade, o sistema é extensivamente utilizado em todas as regiões brasileiras e seu uso é comum em empreendimentos habitacionais de larga escala. Isto porque o sistema proporciona vantagens econômicas, de planejamento e de racionalização da obra. (MOHAMAD, 2020; PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2012)

3.2 AÇÕES HORIZONTAIS

Para garantir a estabilidade de um edifício é necessário realizar verificações em relação a todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura. A ABNT NBR 16868-1, 2020 define que deve ser consideradas as ações classificadas em permanente, variáveis e excepcionais.

As ações permanentes são aquelas que atuam durante praticamente toda a vida da estrutura e possuem pequena variação em torno da sua média, são divididas pela ABNT NBR 16868-1:2020 em diretas e indiretas sendo as indiretas aquelas que são impostas pelas imperfeições geométricas, que podem ser locais ou globais.

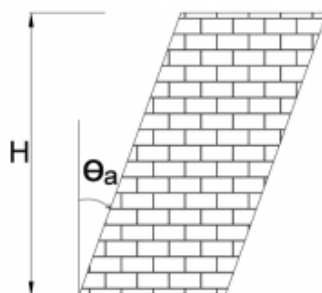
Ainda de acordo com a citada norma, as ações variáveis são aquelas que possuem variação significativa em torno de sua média durante a vida da estrutura. E as ações excepcionais são decorrentes de fatos pontuais e pouco comuns como explosões, incêndios e sismos.

Em relação a ações horizontais têm-se como ação permanente indireta o desaprumo, como ação variável o vento e como ação excepcional os sismos. Devido as características geográficas do Brasil não é necessário a consideração de ações excepcionais de sismos sendo apenas necessário em relação a ações horizontais as considerações de desaprumo e vento.

3.2.1 Desaprumo

De acordo com a ABNT NBR 16868-1, 2020 para a consideração das imperfeições geométricas globais em um edifício de andares múltiplos deve ser considerado um desaprumo global conforme apresentado na Figura 2.

Figura 2 - Imperfeições Geométricas Globais



Fonte: ABNT NBR 16868-1, 2020

Sendo o ângulo do desaprumo calculado conforme a equação a seguir:

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

Sendo:

θ_a : Ângulo de desaprumo

H : Altura total da edificação, expressa em metros (m)

Com isto é possível o cálculo da força horizontal equivalente ao desaprumo conforme equação 2, a qual deve ser somada aos esforços devido ao vento que serão apresentados no próximo tópico.

$$F_d = \Delta P \cdot \theta_a \quad (2)$$

Sendo:

F_d : Força horizontal equivalente ao desaprumo,

ΔP : Peso total do pavimento considerado

θ_a : Ângulo de desaprumo

3.2.2 Vento

Em relação as ações de vento a ABNT NBR 16868-1:2020 indica que se deve considerar a ABNT NBR 6123:1988 Versão Corrigida 2:2013. Para consideração da ação desta força horizontal as pressões do vento são transformadas em forças estáticas que incidem em superfícies perpendiculares à direção do vento. Esta força

estática é denominada força de arrasto e é obtida pela equação 3 apresentada pela ABNT NBR 6123:1988 Versão Corrigida 2:2013.

$$F = C_a q_w A \quad (3)$$

Sendo:

C_a : Coeficiente de arrasto

q_w : Pressão de obstrução

A : Área da superfície perpendicular à direção do vento

Os cálculos da pressão de obstrução e do coeficiente de arrasto podem ser obtidos consultando a ABNT NBR 6123:1988 Versão Corrigida 2:2013.

3.3 SISTEMAS PARA O CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

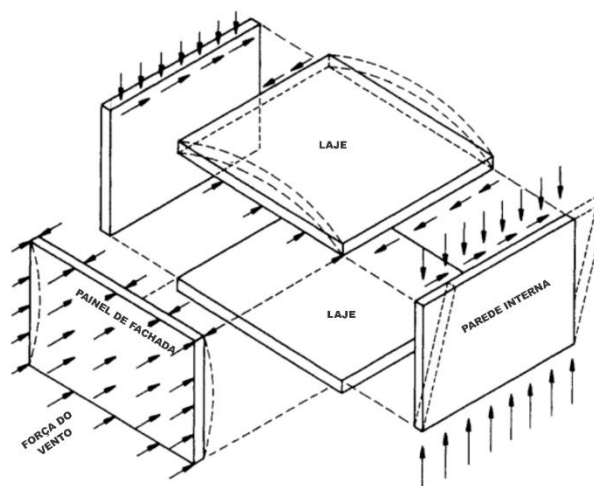
Para garantir a estabilidade de um edifício considerando as ações apresentadas no tópico anterior é necessário a adoção de um sistema de contraventamento. Um sistema de contraventamento consiste basicamente nos elementos estruturais que têm a função de absorver as ações horizontais e levá-las à fundação do edifício. Existem diferentes tipos de sistemas de contraventamento para diferentes sistemas estruturais como, por exemplo, o uso de núcleo rígido, pilares isolados e pórticos. Em edifícios em alvenaria estrutural, os elementos de contraventamento mais usuais são chamados de paredes de contraventamento.

3.3.1 Paredes de contraventamento

Após o primeiro contato com as paredes da fachada, os esforços laterais são transmitidos para as lajes que por sua vez transmitem para as outras paredes de contraventamento, que então encaminham estes esforços para fundação, conforme pode ser visto na Figura 3. Este processo só é possível em casos de edifícios de múltiplos pavimentos que as lajes funcionam como diafragmas rígidos como ocorre usualmente em laje de concreto moldadas no local, porém para o caso de lajes pré-moldadas, por exemplo, não é recomendável considerar a laje como diafragma rígido, sendo necessário recorrer a outros modelos. O funcionamento de diafragma rígido

indica que todas as paredes conectadas a uma laje deslocam igualmente quando não há torção do pavimento. Garantir um mesmo deslocamento em paredes com diferentes rigidezes é possível pois a laje distribui os esforços laterais de acordo com a rigidez da parede, ou seja, paredes com maior rigidez recebem uma maior parcela dos esforços laterais. Cabe dizer que quando houver torção do pavimento o deslocamento em todas as paredes em um plano não será mais o mesmo, neste caso haverá uma diferença de deslocamento proporcional à distância da parede ao centro de rigidez do pavimento. (HENDRY; SINHA; DAVIES, 2004; PARSEKIAN, 2012; PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2012)

Figura 3 - Esquema da distribuição de ações horizontais

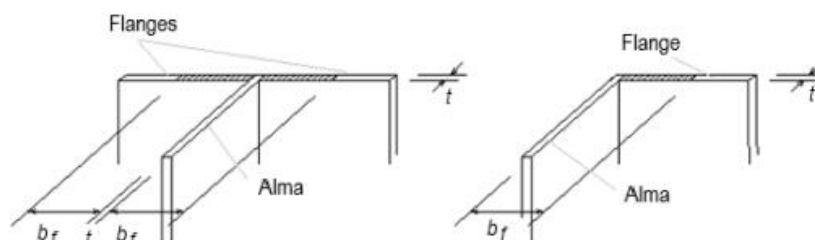


Fonte: Adaptado de HENDRY; SINHA; DAVIES (2004)

Neste sistema de contraventamento a estabilidade do edifício depende basicamente da rigidez das paredes no plano de atuação da força horizontal, ou seja, aquelas que possuem sua maior dimensão paralela a direção de atuação da força horizontal. Como as ações horizontais atuam nas duas direções principais de um edifício, é necessário prever paredes de elevado comprimento nas duas direções.

No caso de paredes que estão amarradas de forma direta a ABNT NBR 16868-1:2020 permite a consideração de flanges para o cálculo da rigidez do painel de contraventamento e para o cálculo das tensões normais devido à flexão, proveniente das ações horizontais. A norma limita o comprimento de consideração de flanges (b_f) a seis vezes a espessura da parede (t_f) conforme indicado na Figura 4.

Figura 4 - Comprimento efetivo de flanges



Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

3.3.2 Distribuição de esforços laterais em paredes de contraventamento

Quando não há torção no pavimento, cada parede em um mesmo nível terá o mesmo deslocamento horizontal devido a consideração da laje como diafragma rígido. Para garantir esse deslocamento constante considera-se que a distribuição dos esforços laterais para cada uma das paredes de contraventamento dependa da rigidez desta.

Não sendo considerada a fissuração, assunto a ser tratado em tópico posterior, em uma parede de contraventamento sua rigidez elástica (R) depende das dimensões da parede, do seu módulo de elasticidade (E_a), do seu modo de cisalhamento (G_a), e das condições de apoio. (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2012).

Em relação as condições de apoio são apresentadas na Figura 5 um esquema das duas opções de vinculações que serão consideradas a seguir.

Sendo a rigidez de uma parede o inverso do deslocamento (Δ) causado por uma forma unitária ($R = 1/\Delta$), cabe primeiramente definir como podem ser calculados os deslocamentos devido à flexão e ao cisalhamento para as duas situações de apoio citadas. As formulações apresentadas a seguir neste tópico foram adotadas de acordo com PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE (2012) e HENDRY; SINHA; DAVIES (2004).

Para o caso de uma parede em balanço sujeita a uma força lateral V , conforme Figura 5(a), os deslocamentos devido à flexão e ao cisalhamento são:

$$\Delta_b = \frac{Vh^3}{12E_a I} + \frac{1,2Vh}{G_a A} \quad (4)$$

Sendo:

Δ_b : Deslocamento no topo de uma parede em balanço,

h : Altura da parede

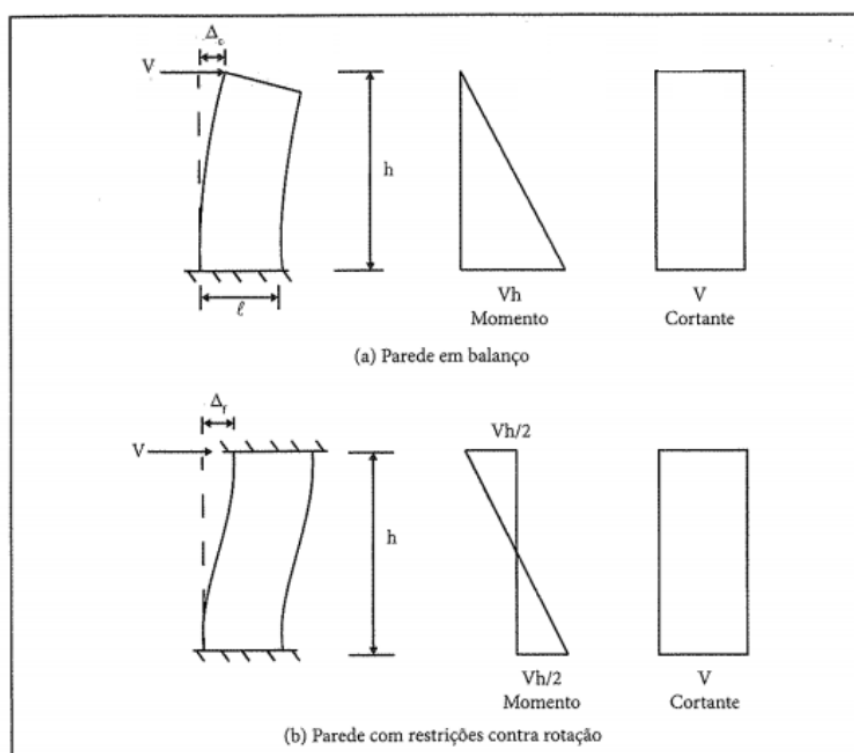
V : Força aplicada no topo da parede

E_a : Módulo de elasticidade da parede

G_a : Módulo de cisalhamento da parede

A : Área da alma da parede

Figura 5 – Deformações de paredes devido à flexão e ao cisalhamento



Fonte: PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE (2012)

O valor 1,2 presente na equação 4 é válido apenas para seções retangulares e cabe dizer que como simplificação normatização brasileira permite que a área utilizada seja a área bruta da seção e caso se deseje maior precisão, pode-se levar em conta a área efetiva (área com argamassa de assentamento ou graute)

Ao se considerar uma parede retangular com área definida pela multiplicação do comprimento pela espessura da parede ($A = lt$) e inércia definida como ($I =$

$lt^3/12$) e considerando também que $G_a = 0,4E_a$ tem-se a forma simplificada da equação 2 apresentada abaixo:

$$\Delta_b = \frac{V}{E_a t} \left(4 \left(\frac{h}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l} \right) \right) \quad (5)$$

Sendo:

Δ_b : Deslocamento no topo de uma parede em balanço,

h : Altura da parede

V : Força aplicada no topo da parede

E_a : Módulo de elasticidade da parede

t : Espessura da parede

l : Comprimento da parede

Analogamente as equações 4 e 5 têm-se para o caso da parede com duas extremidades engastadas respectivamente as equações 6 e 7 apresentadas abaixo.

$$\Delta_e = \frac{Vh^3}{12E_a I} + \frac{1,2Vh}{G_a A} \quad (6)$$

$$\Delta_e = \frac{V}{E_a t} \left(\left(\frac{h}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l} \right) \right) \quad (7)$$

Onde:

Δ_e : Deslocamento no topo de uma parede engastada

h : Altura da parede

V : Força aplicada no topo da parede

E_a : Módulo de elasticidade da parede

G_a : Módulo de cisalhamento da parede

t : Espessura da parede

l : Comprimento da parede
 A : Área da alma da parede

Como dito anteriormente sendo a rigidez de uma parede o inverso do deslocamento (Δ) causado por uma forma unitária ($R = 1/\Delta$) para uma parede retangular com $G_a = 0,4E_a$ o cálculo da rigidez é expresso pela equação 8 para o caso de paredes em balanço e pela equação 9 para o caso de paredes engastadas.

$$R_b = \frac{E_a t}{4 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l}\right)} \quad (8)$$

$$R_e = \frac{E_a t}{\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l}\right)} \quad (9)$$

Onde:

R_b : Rigidez uma parede em balanço

R_e : Rigidez uma parede engastada

h : Altura da parede

E_a : Módulo de elasticidade da parede

t : Espessura da parede

l : Comprimento da parede

Com a rigidez determinada é possível colocar em uma equação a relação da rigidez de uma parede com o esforço lateral transmitido pela laje a ela (considerando o efeito a laje como diafragma rígido). Esta equação é apresentada abaixo:

$$V_{yit} = \frac{R_{yi}}{\sum R_{yi}} V_y \quad (10)$$

Sendo:

V_{yit} : Força cortante lateral por translação (ou direta) na direção y e na parede i

R_{yit} : Rigidez da parede i na direção y

V_y : Ação lateral total atuando no pavimento

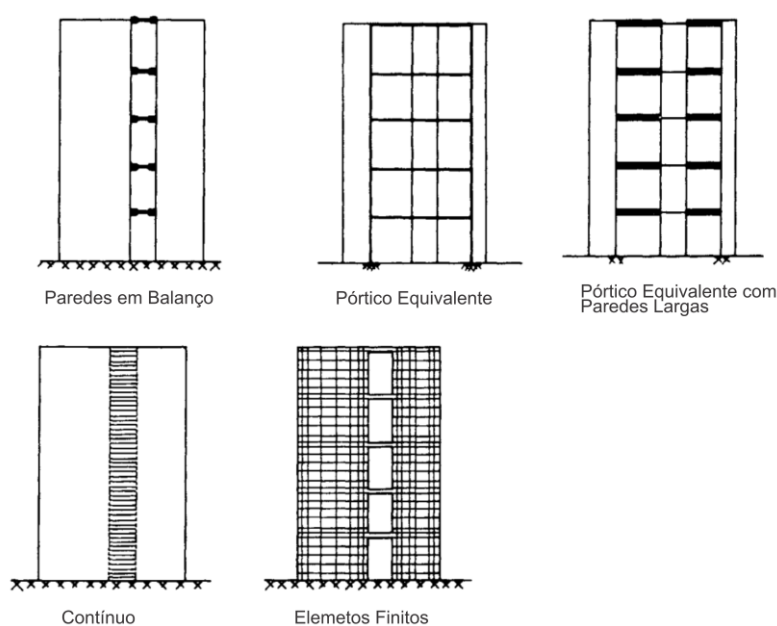
Em casos em que ocorre torção é necessário o acréscimo de uma força cortante por rotação.

3.3.3 Efeitos das aberturas em paredes de contraventamento

Sendo as mesmas paredes de contraventamento também os elementos de divisão de ambientes e de vedação, é essencial para um bom desempenho térmico e lumínico a existência de aberturas (portas e janelas).

Os autores Hendry, Sinha e Davies (2004) apresentam 5 métodos básicos para análise da paredes com aberturas submetidas a ações verticais são eles: Paredes em Balanço (*Cantilever*), Pórtico Equivalente (*Equivalent Frame*), Pórtico Equivalente com paredes largas (*Wide Column frame*), Contínuo (*Continuum*) e Elementos finitos (*Finite Elements*). Estes modelos são representados respectivamente na Figura 6 de b a f.

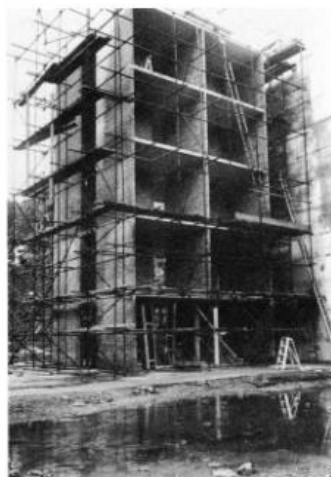
Figura 6 - Representação dos modelos de consideração de aberturas em paredes de contraventamento



Fonte: HENDRY; SINHA; DAVIES (2004)

Para verificar o comportamento de uma estrutura em alvenaria estrutural e validar os métodos citados, os autores Hendry, Sinha e Davies (2004) realizaram um teste de estrutura, uma foto deste teste pode ser observado na Figura 7.

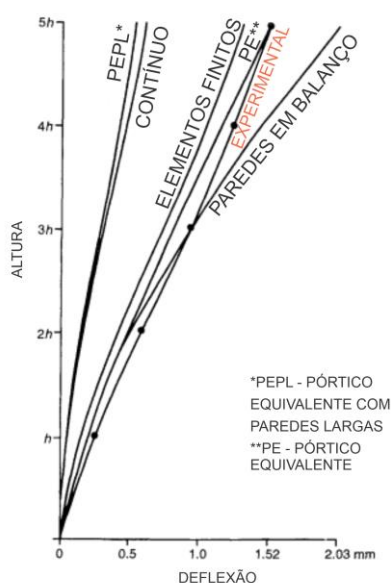
Figura 7 - Teste estrutural dos modelos de consideração de abertura em paredes de contraventamento



Fonte: HENDRY; SINHA; DAVIES (2004)

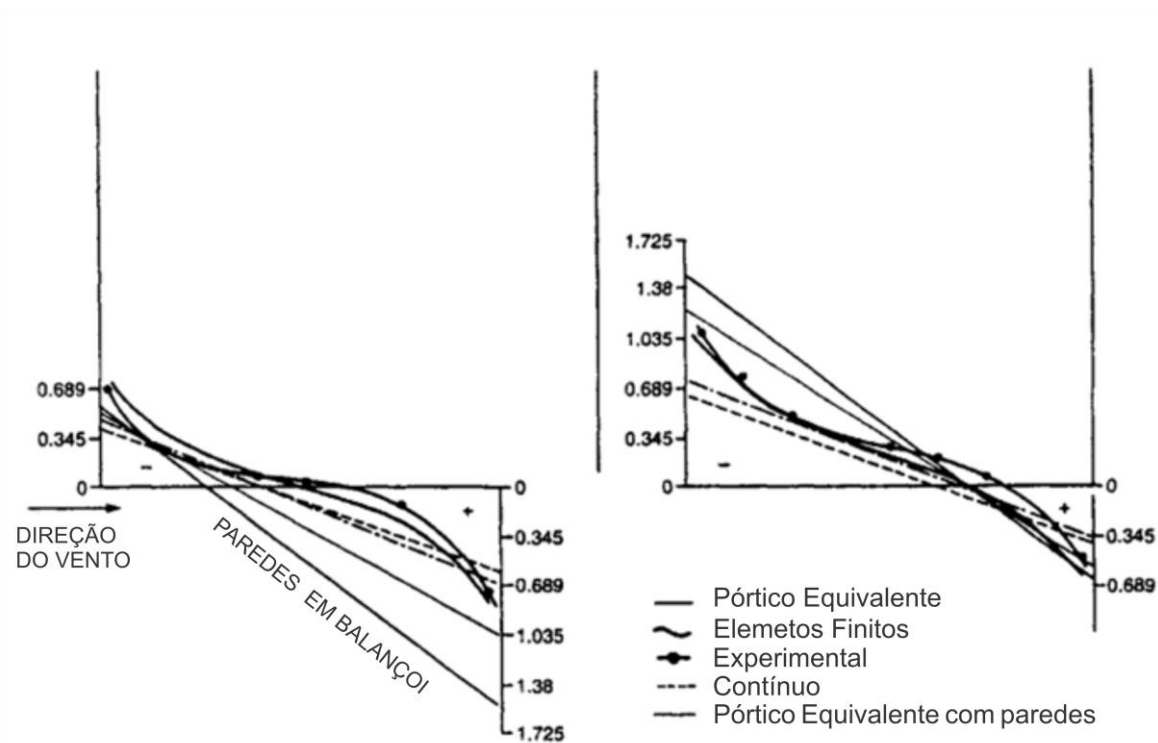
Os autores compararam os resultados experimentais obtidos com os resultados teóricos dos métodos apresentados conforme pode ser visto na Figura 8 e Figura 9.

Figura 8 - Comparação dos modelos teóricos com o teste experimental



Fonte: Adaptado de HENDRY; SINHA; DAVIES (2004)

Figura 9 - Distribuição de tensão através das paredes de contraventamento na base para uma carga equivalente uniforme de 894 N/m² sobre a face carregada do edifício (apenas metade da estrutura é mostrada)



TENSÃO DE TRAÇÃO - VALORES NEGATIVOS (N/mm²)

TENSÃO DE COMPRESSÃO - VALORES POSITIVOS (N/mm²)

Fonte: HENDRY; SINHA; DAVIES (2004)

Hendry, Sinha e Davies (2004), observaram que com exceção do método dos elementos finitos, os métodos teóricos assumiram uma variação linear da distribuição de tensões e por isto não fornecem resultados precisos. Além disto, concluíram que o método que apresentou resultados mais próximos do experimental foi o método dos pórticos equivalentes, que é obtido substituindo a estrutura por pórtico equivalente rígido que possui colunas e tem as mesmas propriedades das paredes. O método contínuo e o de pórtico equivalente com paredes largas não apresentaram bons resultados, como fica claro pela observação da Figura 8 e por isso o seu uso é desaconselhado pelos autores. Cabe destacar que método das paredes em balanço

se mostrou super conversador e pela simplicidade da sua aplicação é considerado pelos autores um bom método para estimativas iniciais.

Vieira e Veríssimo (2014) realizaram a comparação do método de paredes isoladas e método de associação plana de painéis, em um edifício com seis pavimentos tipos e dois apartamentos por andar localizado em Viçosa, Minas Gerais.

Para o método de paredes isoladas (MPI) considerou-se que a parede se comporta como uma viga engastada na base e livre na outra extremidade, com as ações horizontais aplicadas ao nível de cada pavimento. Este método é equivalente ao método das paredes em balanço citado pelos autores Hendry, Sinha e Davies (2004).

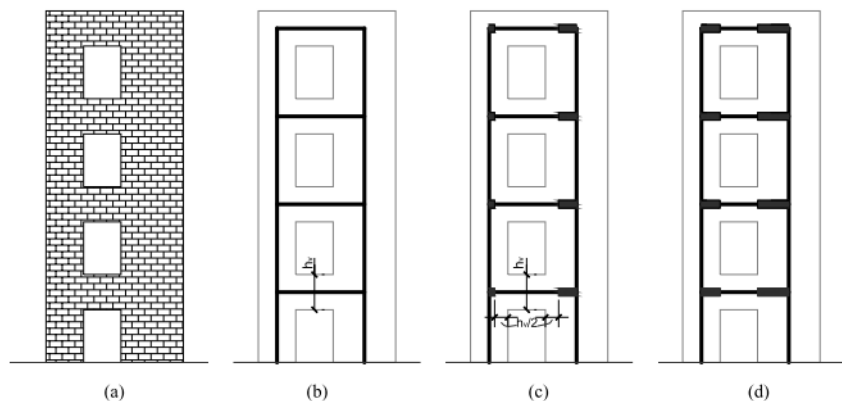
O método de associação planas de painéis foi considerado com a seção transversal dos elementos verticais do pórtico tomado da extremidade da parede à borda das aberturas, considerando-se as abas, e com espessura igual à largura dos blocos. Os elementos horizontais que realizam a ligação entre os trechos verticais do pórtico são chamados lintéis e são divididos em trechos rígidos e trechos flexíveis. Sendo os trechos rígidos com altura da seção transversal equivalente ao pé direito estrutural e os trechos flexíveis com h_v (distância entre o topo de uma abertura a base da abertura do andar superior) conforme pode ser observado na Figura 10 Tanto os trechos rígidos como os flexíveis foram considerados pelos autores com largura igual do bloco e o comprimento dos trechos flexíveis foi considerado de duas maneiras. A primeira (MAPP-R) apresentada na Figura 10c considera que os trechos flexíveis devem ser tomados como sendo a largura das aberturas somada a um comprimento $h_v/2$, esta consideração é tomada pelos autores citando como base

Ramalho (2003)¹. Já a segunda consideração (MAPP-E), indicada pelos autores como de acordo com o Eurocode 6 (1966)² foi de adotar os comprimentos dos trechos flexíveis dos lintéis igual à largura das aberturas conforme Figura 10d. As análises deste método foram realizadas no software SAP 2000, considerando-se o comportamento linear dos materiais.

¹ Ramalho M. A., Corrêa M. R. S., Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. PINI, São Paulo, 2003.

² European Committee Standardization. Eurocode 6 - Design of masonry structures. Part 1. London, BSI, 1996

Figura 10 - Método de Associação Plana de Painéis: (a) parede de alvenaria com aberturas; (b) representação da parede como pórtico; (c) trechos rígidos conforme [3]; e (d) trechos rígidos conforme [5].

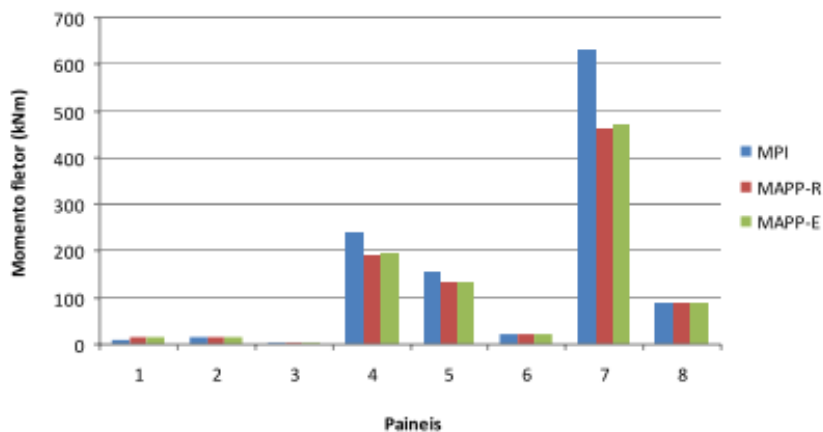


Fonte: Vieira e Veríssimo (2014)

As Figura 11 e Figura 12 apresentam a comparação entre os resultados obtidos por cada um dos métodos adotados pelos autores Vieira e Veríssimo (2014). Sobre a comparação entre momentos fletores na base do primeiro pavimento (Figura 11) os autores destacam que os resultados obtidos pelos métodos MAPP-R e MAPP-E para o painel mais solicitado são inferiores aos obtidos pelo MPI em 26% e 25% respectivamente. Em relação a comparação da cortante na base do primeiro pavimento (Figura 12) para o painel mais solicitado a força cortante obtida pelo MAPP-R e MAPP-E foram respectivamente 31% e 30% abaixo das obtidas pelo MPI.

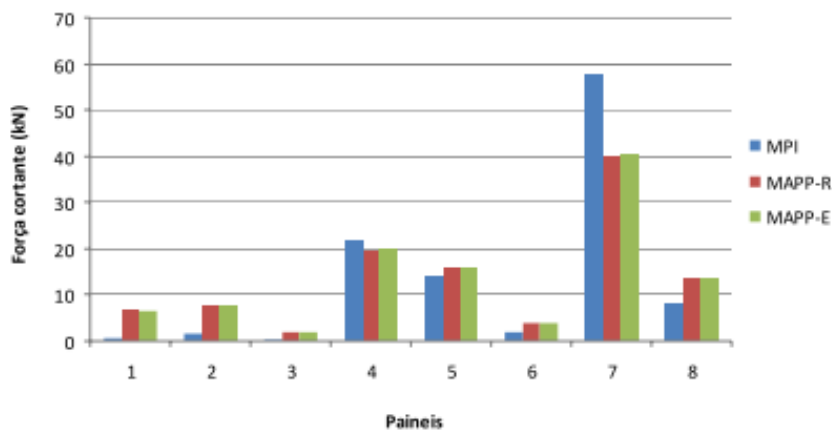
Vieira e Veríssimo (2014) concluem que o método de paredes isoladas (equivalente ao método de paredes em balanço) é um procedimento simples, eficiente e que resulta em resultados seguros, para o caso de estruturas de contraventamento simétricos. O método da associação plana de painéis conduz a esforços solicitantes mais homogêneos que o método de paredes isoladas o que permite o dimensionamento de estruturas mais econômicas. Porém cabe lembrar que o segundo método depende do conhecimento e da disponibilidade de softwares de cálculo enquanto o primeiro pode facilmente ser resolvido sem auxílio de ferramentas computacionais. Em relação as duas formas de considerar o Método de Associação Plana de Painéis os resultados mostraram pequenas diferenças.

Figura 11 - Comparação entre os métodos - momentos fletores na base do primeiro pavimento



Fonte: Vieira e Veríssimo (2014)

Figura 12 - Comparação entre os métodos - força cortante na base do primeiro pavimento



Fonte: Vieira e Veríssimo (2014)

3.4 NÃO LINEARIDADE FÍSICA NA ALVENARIA ESTRUTURAL (NLF)

A análise não linear das estruturas é subdividida em Não Linearidade Física (NLF) e Não Linearidade Geométrica (NLG), sendo a primeira dependente do comportamento não linear dos materiais e a segunda dependendo da localização no espaço da estrutura estudada.

A ABNT NBR 16868-1:2020 determina que a não linearidade física pode ser considerada admitindo a rigidez dos elementos estruturais com os seguintes valores:

a) Vigas: $(E_a I)_{sec} = 0,4 E_a I$

b) Paredes e pilares: $(E_a I)_{sec} = 0,8 E_a I$

Onde:

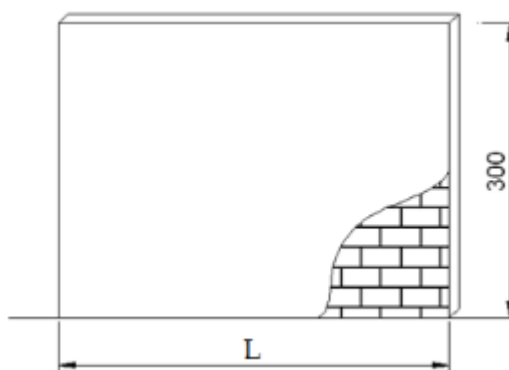
I : Inércia da parede

E_a : Módulo de elasticidade da parede

Itajahi (2010), realizou análises de estruturas utilizando o modelo de elementos finitos lineares (pórtico plano) com a utilização de duas taxas diferentes de armadura (A1 e A2) para uma combinação de ação horizontal e vertical aplicada objetivando a obtenção de coeficientes a serem aplicados ao produto de rigidez à flexão (EI) para consideração da não-linearidade física de forma simplificada conforme a norma atual possui. Para as análises utilizou o programa acadêmico PPNL, Pórtico Plano Não-Linear, desenvolvido no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (SET-EESC), da Universidade de São Paulo (USP) por Rivelli da Silva Pinto.

A autora analisou seis painéis de contraventamento em alvenaria estrutural sem a presença de aberturas, sendo dois com oito pavimentos, dois com doze pavimentos e dois com dezesseis pavimentos. A geometria típica dos painéis analisados pode ser verificada na Figura 13 sendo para a primeira análise realizada considerado a dimensão L como de 400 cm e na segunda como 150cm.

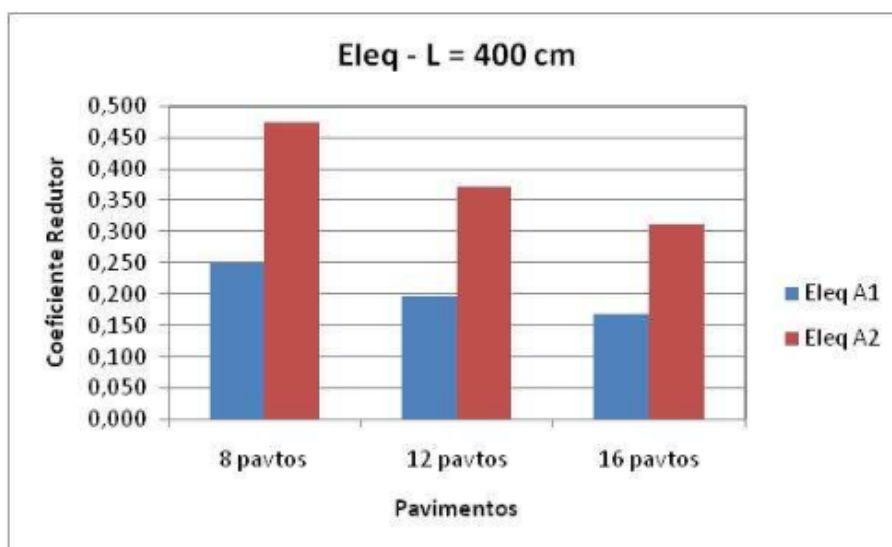
Figura 13 - Geometria típica dos painéis analisados



Fonte: Itajahi (2010)

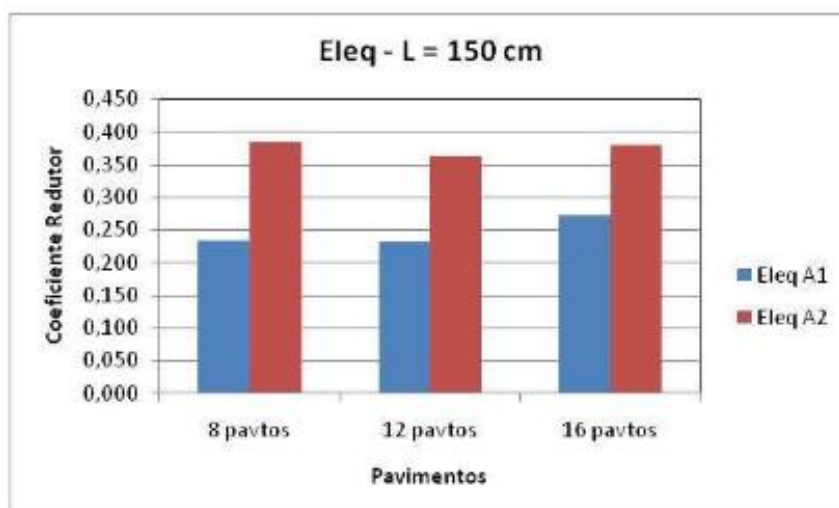
A Figura 14 e a Figura 15 apresentam respectivamente o coeficiente redutor de rigidez obtido para um L de 400cm e 150cm. Sendo o EleqA1 referente ao obtido considerando uma taxa de armadura de 0,1% e o EleqA2 o obtido considerando uma taxa de armadura de 0,2%.

Figura 14 - Coeficiente redutor para L de 400cm



Fonte: Itajahi (2010)

Figura 15 - Coeficiente redutor para L de 150cm



Fonte: Itajahi (2010)

Para painéis com L de 400cm observa-se uma média dos coeficientes redutor de 0,2 para taxa de armadura A1 e de 0,39 para uma taxa de armadura A2. Já para

os painéis com L de 150 cm os valores para as mesmas taxas de armadura foram respectivamente de 0,25 e 0,38 (ITAJAHY SASAKI, 2010).

Para a obtenção de um valor único a autora utilizou dois métodos, sendo o primeiro de média simples (MS) e o segundo de média ponderada (MP) Sendo no segundo a ponderação realizada considerando o peso 1 para a taxa de armadura A1 e 0,5 para A2. Os resultados das médias são apresentados na Tabela 2 (ITAJAHY SASAKI, 2010).

Tabela 2 - Valores médios dos coeficientes redutores de rigidez à flexão

Pavimentos	L=400cm		L=150cm	
	E_{eq} - MS	E_{eq} - MP	E_{eq} - MS	E_{eq} - MP
8 pavimentos	0,327	0,297	0,292	0,270
12 pavimentos	0,257	0,233	0,283	0,263
16 pavimentos	0,218	0,198	0,318	0,301

Sendo:

E_{eq} - Produto da rigidez equivalente

MS - Média aritmética simples

MP – Média Ponderada

Fonte: Itajahi (2010)

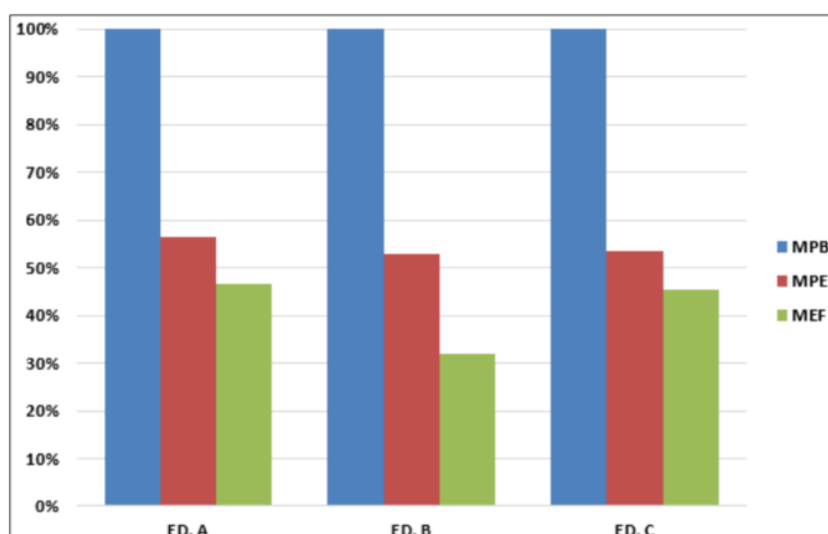
Itajahi (2010) observa que coeficientes redutores obtidos são muito baixos se comparado com o valor de E_{eq} para pórticos em concreto armado, dado pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2003) como 0,7. Cabe destacar que o valor adotado pela versão atual da norma (ABNT NBR 16868-1:2020) também para paredes é de 0,8 o que é consideravelmente maior aos valores obtidos por Itajahi (2010).

Silva (2017) desenvolveu com auxílio do software SAP2000 (versão 14) modelos de três edifícios reais de alvenaria estrutural de diferentes alturas (Edifício A com 08, Edifício B com 12 e Edifício C com 16 pavimentos) para análise do impacto da não linearidade física nos casos estudados. Para tal o autor adotou pelos seguintes métodos: Método das Paredes em Balanço (MPB) sem efeito de torção, Método dos Pórticos Espaciais (MPE) sem efeito de torção e Método dos Elementos Finitos (MEF), não resistentes à tração. Para os modelos desenvolvidos considerando o primeiro método e segundo método citados, MPB e MPE, o autor considerou duas hipóteses em relação a não linearidade física sendo que a primeira consiste na modelagem pura

(P), sem nenhuma consideração de não linearidade física, e a segunda uma consideração aproximada (NLF-A), utilizando os coeficientes apresentados na proposta de revisão da norma que vigorava em 2017, data do desenvolvimento do estudo. Cabe dizer que estes coeficientes são os mesmos apresentados na atual versão da ABNT NBR 16868-1:2020, apresentados anteriormente. Já para os modelos desenvolvidos com o terceiro método citado, MEF, o autor além das duas hipóteses citadas anteriormente também realizou uma consideração da não linearidade física que considerava as curvas de tensão/deformação para cada bloco de alvenaria. Esta hipótese foi nomeada pelo autor de não linearidade física um pouco mais rigorosa (NLF-R).

Da análise dos modelos desenvolvidos Silva (2017) concluiu em relação a comparação dos métodos de análise que o Método das Paredes em Balanço (MPB) é o mais conservador, de modo semelhante ao concluído por Vieira e Veríssimo (2014) e Hendry, Sinha e Davies (2004). Já os Método dos Pórticos Espaciais (MPE) e dos Elementos Finitos (MEF) são citados por Silva (2017) como mais refinados, por considerarem o acoplamento das paredes e por isso apresentaram deslocamentos máximos menores. A redução em porcentagem em relação a aplicação de cada uma das hipóteses pode ser vista da Figura 16 na qual o autor considerou para realizar a comparação o deslocamento obtido pelo MPB como 100%.

Figura 16 - Comparação, em porcentagem, da redução do deslocamento máximo, associada a cada tipo de



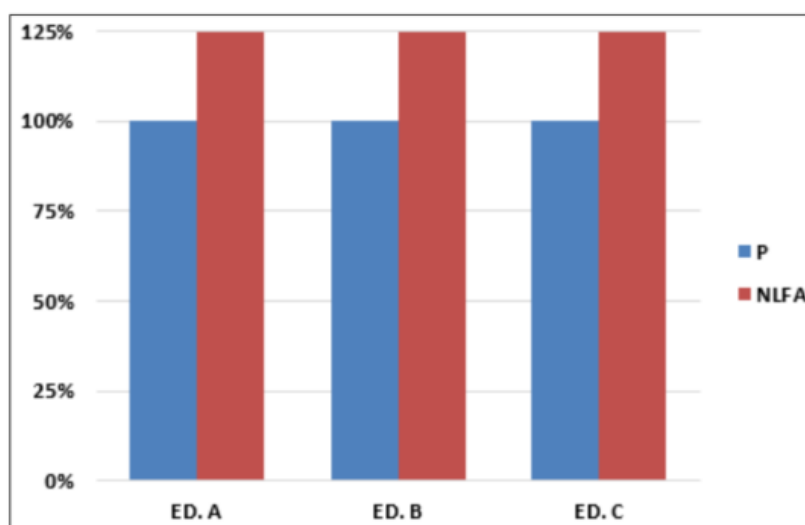
Fonte: Silva (2017)

Com isto Silva (2017) concluiu que a utilização do Método dos Pórticos Espaciais e do Método dos Elementos Finitos levam respectivamente a uma redução média de 45% e 55% se comparados com o Método de Paredes em Balanço.

Em relação a consideração da Não Linearidade Física, o autor realizou comparações das hipóteses para cada modelo consideração a chamada Análise Pura (P) como 100%, estas comparações considerando combinações de Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS) podem ser vistas na Figura 17, Figura 18, Figura 19 e Figura 20.

Em relação aos modelos desenvolvidos considerando o MPB, Silva (2017) observou um aumento de 25% com a consideração da Não Linearidade Física tanto para o ELU quanto para o ELS, o que era esperado já que o coeficiente redutor do produto da rigidez das paredes utilizado para paredes foi de 0,8. O gráfico de comparação deste caso pode ser visto na Figura 17.

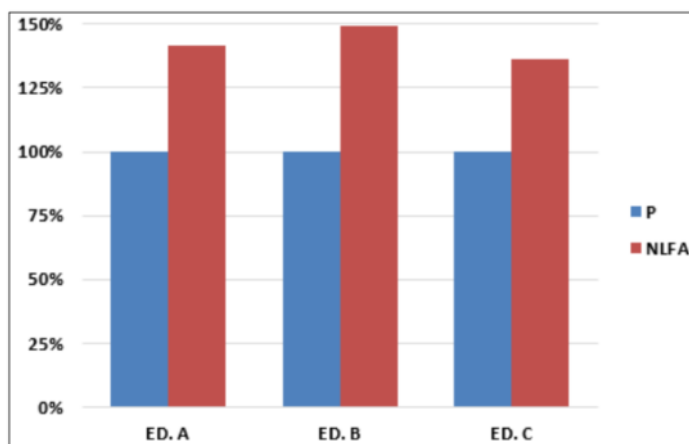
Figura 17 - Comparação, em porcentagem, do aumento do deslocamento máximo, associado aos modelos envolvendo o MPB, considerando o ELU e ELS.



Fonte: Silva (2017)

Já em relação os modelos desenvolvidos considerando o MPE a consideração da Não Linearidade Física levou a um aumento do deslocamento de 49% no Edifício B e 40% nos edifícios A e C, tanto na consideração de ELU quanto na consideração de ELS. O gráfico de comparação deste caso pode ser visto na Figura 18.

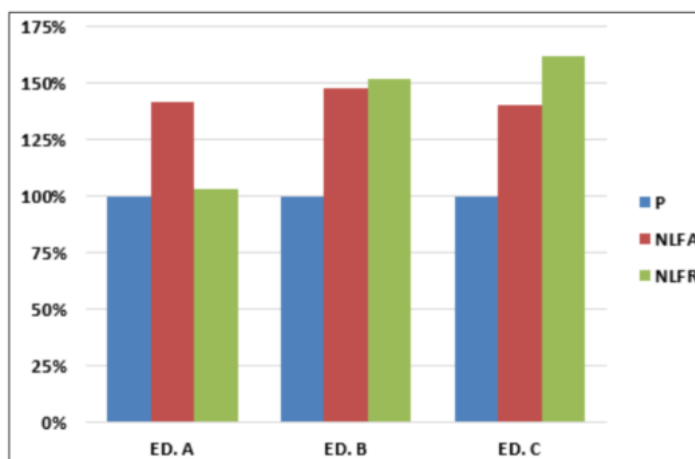
Figura 18 - Comparação, em porcentagem, do aumento do deslocamento máximo, associado aos modelos envolvendo o MPE, considerando o ELU e ELS.



Fonte: Silva (2017)

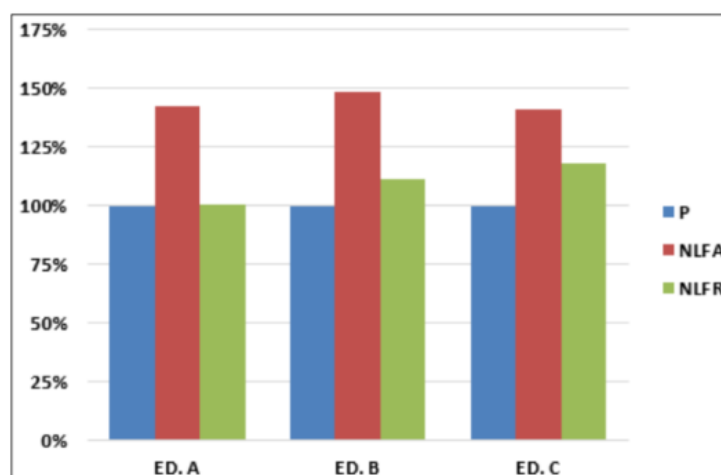
Por fim, em relação aos modelos desenvolvidos considerando o MEF para a NLFA observou-se quanto no ELS quanto no ELU valores de 48% para o Edifício B e de 40% para os Edifícios A e C, que são bem próximos dos observados na análise MPE. Já para a NLFR o autor observou para o ELU (Figura 19) um aumento do deslocamento de 3% no topo do Edifício A, de 52% para o Edifício B e 62% para o Edifício C. Enquanto para o ELS (Figura 20) o aumento para os edifícios A, B e C respectivamente foram de 0%, 11% e 18%. O fato de apenas a análise rigorosa apresentar diferenças em relação ao Estado Limite observada mostra o impacto da consideração das curvas de deformação do material.

Figura 19 - Comparação, em porcentagem, do aumento do deslocamento máximo, associado aos modelos envolvendo o MEF, considerando o ELU



Fonte: Silva (2017)

Figura 20 - Comparação, em porcentagem, do aumento do deslocamento máximo, associado aos modelos envolvendo o MEF, considerando o ELS.



Fonte: Silva (2017)

4 METODOLOGIA

A metodologia do trabalho é do tipo pesquisa experimental utilizando como base estudos de caso para elaboração de modelos numéricos. Para tal serão realizadas análises em uma planta de edifício em blocos de concreto considerando 15 pavimentos de altura. A velocidade característica foi considerada de 40m/s e optou-se por utilizar esta velocidade por ser razoável e cobrir uma boa parte do território nacional.

Tal análise será realizada utilizando o software SAP200 e considerando três modelos de diferentes complexidades, explicados brevemente abaixo:

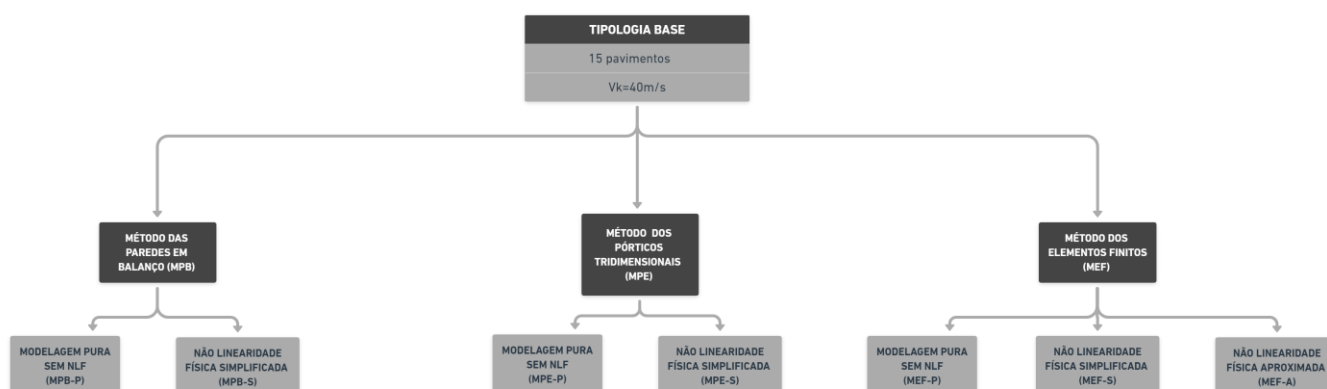
Modelos de Paredes em Balanço - MPB: Consiste no modelo mais simples, nele as paredes são representadas por elementos de barra engastados no solo e livres na extremidade oposta, como se fossem pilares em balanço. Neste modelo não é considerado o acoplamento das paredes e devido a consideração de diafragma rígido é realizada uma distribuição das forças horizontais proporcional a rigidez de cada parede.

Modelo de Pórticos Tridimensionais - MPT (Yagui adaptado por Nascimento Neto): As paredes de contraventamento são discretizadas por elementos de barra tridimensional, com seis graus de liberdade em cada extremidade. As barras são posicionadas no centro de gravidade da seção da parede e devem possuir as mesmas características geométricas das paredes que representam.

Modelos de Elementos Finitos - MEF: Consiste no modelo mais complexo, no qual as paredes de contraventamento são representadas como elementos de casca não resistentes a tração (*shell elements*). A espessura dos elementos de casca é definida de acordo com a espessura dos blocos utilizados, no caso 14 cm. Os elementos de casca que representam as paredes serão subdivididos em uma malha refinada com dimensão máxima de 20 centímetro em cada direção considerada.

A consideração da Não Linearidade Física proposta (NLF) será realizada considerando dois casos para os três modelos, sendo eles a modelagem pura (P), sem consideração nenhuma da NLF, e a consideração simplificada (NLF-S) utilizando coeficientes de minoração propostos pela ABNT NBR 16868-1:2020. Para o caso do MEF também será considerada uma não linearidade física aproximada (NLF-A), que apenas será realizada neste modelo por limitações propostas pelo software SAP200 que não realiza análise não linear em elementos de barra. A Figura 21 representa um esquema dos modelos que foram elaborados,

Figura 21 - Esquema dos modelos considerados



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Com os resultados destes modelos, foram realizadas análises dos resultados para verificar a coerência dos coeficientes propostos pela ABNT NBR 16868-1:2020. Os modelos serão avaliados considerando combinações de Estado Limite Último (ELU) e de Estado Limite de Serviço (ELS).

5 CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO

5.1 CARACTERÍSTICAS DO MODELO

A tipologia adotada se baseia em um edifício real que foram disponibilizados pela empresa Wendler Projetos e Sistemas Estruturais, de Campinas/SP, para realização deste trabalho.

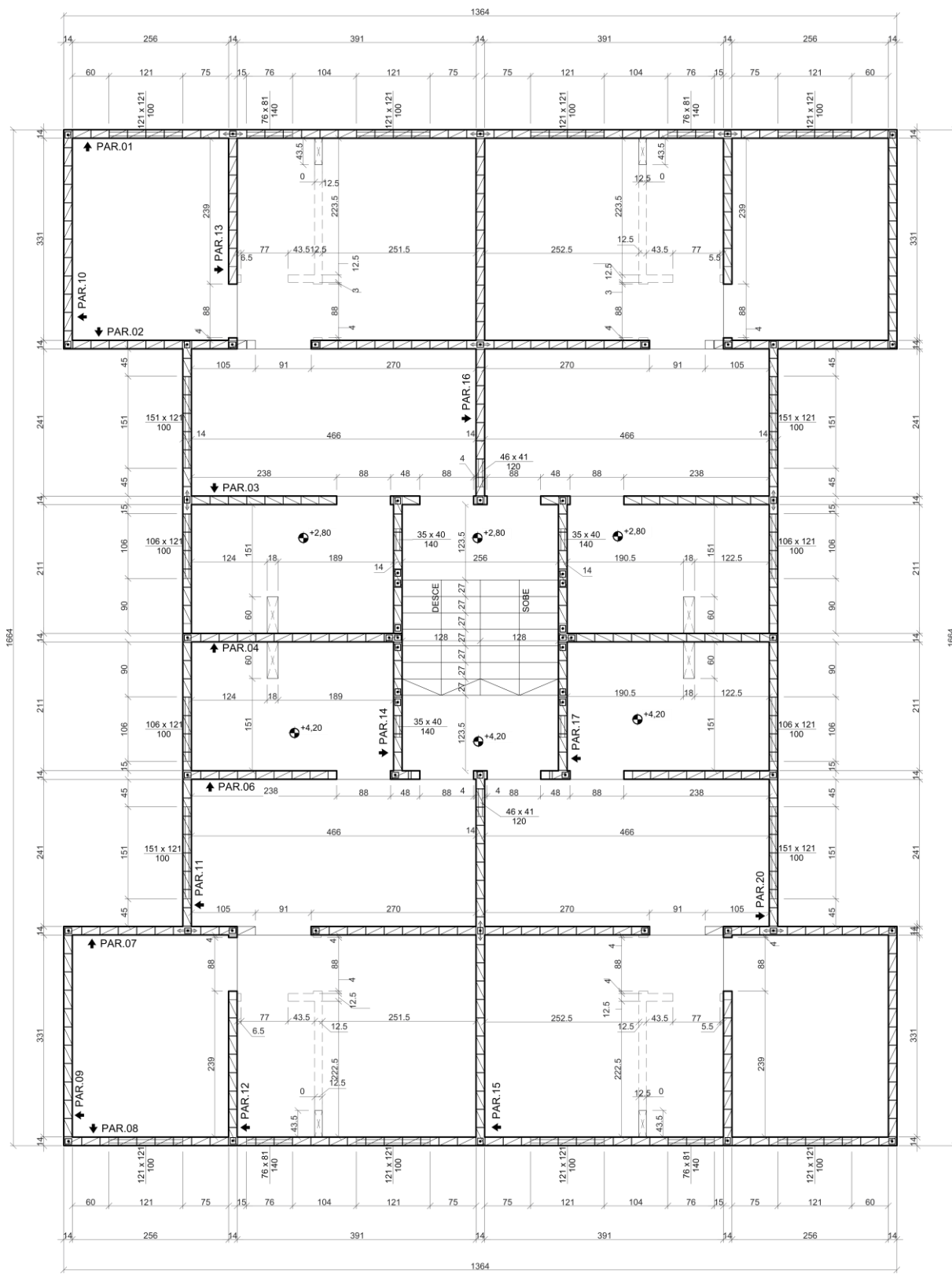
As informações básicas da tipologia estudada são apresentadas na Tabela 3 e sua planta de modulação é mostrada na Figura 22.

Tabela 3 - Informações da tipologia

INFORMAÇÕES DA TIPOLOGIA	
Pé direito (m)	2,7
Espessura da laje (m)	0,1
Dimensão total em x (m)	13,64
Dimensão total em y (m)	16,64

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 22 - Apresentação da modulação da tipologia A

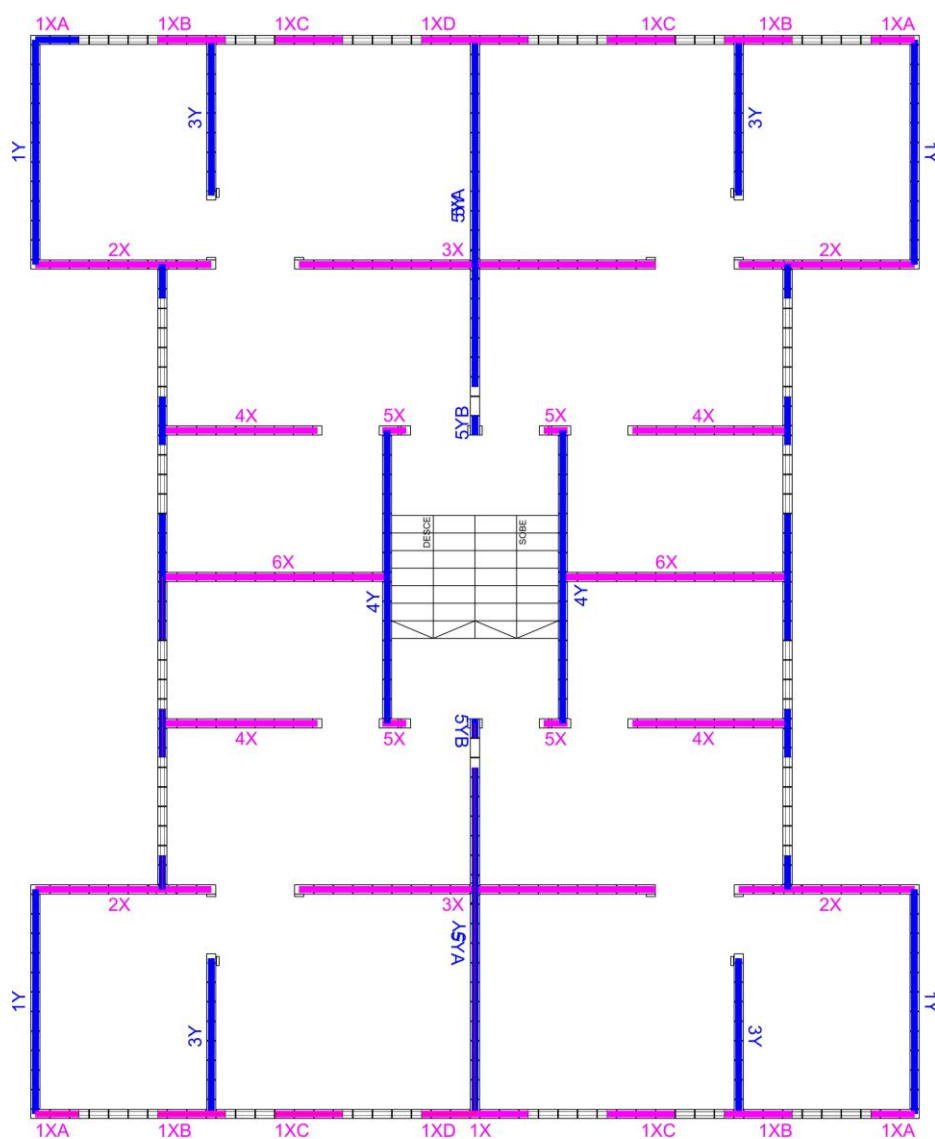


Fonte: Wendler Projetos (2020)

5.2 DEFINIÇÃO DAS PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

As paredes de contraventamento foram definidas considerando início e final de aberturas predominantes (portas) como limites e nomeadas de acordo com a direção principal, ou seja, paredes com maior dimensão em X receberam o nome iniciado com PX e paredes com maior dimensão em Y receberam o nome iniciado com PY. Quando há janelas na parede, esta é dividida em trechos adicionando-se uma letra ao final da nomenclatura. A Figura 23 apresenta esta divisão com a nomenclatura das paredes.

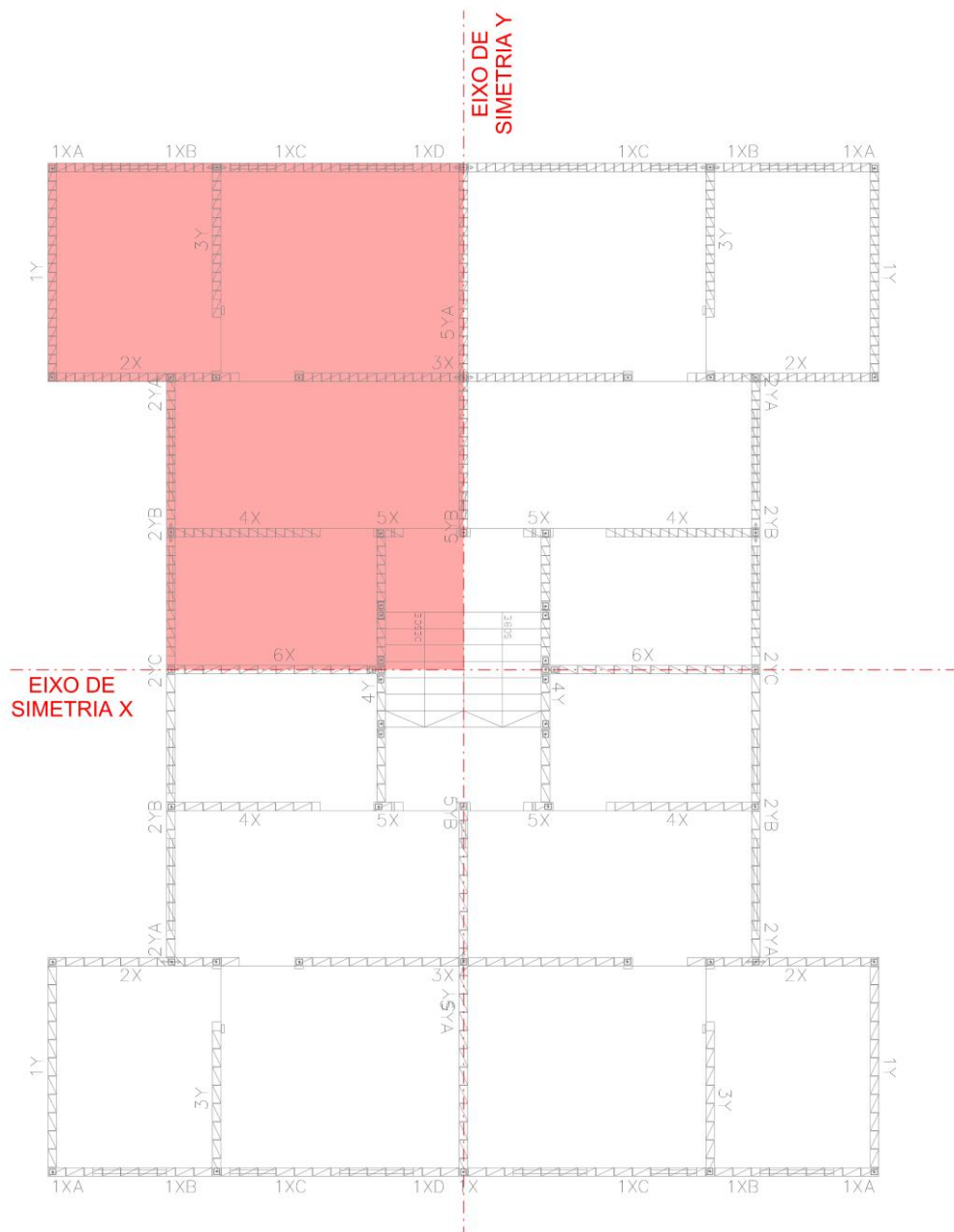
Figura 23 - Paredes de contraventamento



Fonte: Adaptado de Wendler Projetos (2020)

A tipologia estudada é simétrica, conforme ilustrado na Figura 24, e por isto todas as características geométricas e cargas foram obtidas para um quarto do prédio e na construção do modelo foram utilizadas condições de contorno que serão detalhadas posteriormente para a análise ser coerente com o caso real.

Figura 24 – Ilustração da simetria da tipologia



Fonte: Adaptado de Wendler Projetos (2020)

As Tabela 4 e Tabela 5 apresentam respectivamente as características geométricas das paredes x e y do modelo.

Tabela 4 - Características geométrica das paredes de contraventamento em X

Parede	Comprimento (cm)	Repetições
1XA	74	4
1XB	104	4
1XC	104	4
1XD	164	2
2X	314	4
3X	554	2
4X	252	4
5X	48	4
6X	359	2

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 5 - Características geométrica das paredes de contraventamento em Y

Parede	Comprimento (cm)	Repetições
1Y	359	4
2YA	59	4
2YB	74	4
2YC	194	2
3Y	253	4
4Y	464	2
5YA	539	2
5YB	29	2

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

5.3 AÇÕES VERTICAIS

A determinação das ações verticais é realizada definindo as cargas permanentes e acidentais atuantes no edifício e realizando a distribuição destas de acordo com o comportamento da laje e suas condições de vinculação, sendo estes dados necessários para desenvolvimento do modelo.

5.3.1 PESO PRÓPRIO PAREDES

O peso da parede foi obtido considerando os valores disponibilizados na ABNT NBR 6120:2019 considerando Blocos de concreto vazado (Classe A e B – ABNT6136) de espessura de 14cm e um revestimento de 1cm por face conforme indicado na Figura 25.

Figura 25 - Indicação do peso próprio adotado para alvenaria

Alvenaria	Espessura nominal do elemento cm	Peso - Espessura de revestimento por face kN/m ²		
		0 cm	1 cm	2 cm
ALVENARIA ESTRUTURAL				
Bloco de concreto vazado (Classes A e B – ABNT NBR 6136)	14	2,0	2,3	2,7
	19	2,7	3,0	3,4
Bloco cerâmico vazado com paredes maciças (Furo vertical - ABNT NBR 15270-1)	14	2,0	2,3	2,7
Bloco cerâmico vazado com paredes vazadas (Furo vertical - ABNT NBR 15270-1)	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,4	1,8	2,2
	14	1,7	2,1	2,5
	19	2,3	2,7	3,1
Tijolo cerâmico maciço (ABNT NBR 15270-1)	9	1,6	2,0	2,4
	11,5	2,1	2,5	2,9
	14	2,5	2,9	3,3
	19	3,4	3,8	4,2

Fonte: ABNT NBR 6120 (2019)

Desta forma:

- Peso parede, considerando 1 cm de revestimento por face: 2,3 kN/m²

Sendo a altura da parede de 2,7m é possível calcular a carga por metro de um trecho de paredes sem abertura conforme indicado abaixo:

$$q_{parede} = 2,3 \cdot 2,7 = 7,29 \text{ kN/m}$$

Nos trechos onde há aberturas a carga por metro foi calculada considerando o peso próprio da parede multiplicado pela altura efetiva de paredes nestas regiões, ou seja, descontando a altura da abertura da altura total.

5.3.2 CARGAS NAS LAJES

- Carregamento permanente

Para carga permanente (Gk) foi considerado o peso próprio da laje, calculado considerando uma laje de 10 cm, conforme indicado na apresentação do projeto.

Sendo o peso específico do concreto armado de 25kN/m³ tem-se o seguinte peso próprio para a laje:

$$Peso \text{ próprio} = 25 \cdot 0,10 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Além disto foi considerado um peso específico de 20kN/m³ e 5cm de espessura de acordo com indicação da ABNT NBR 6120:2019, que pode ser vista na Figura 26 totalizando uma carga de 1kN/m².

Figura 26 – Determinação do peso específico e espessura de revestimento

Tabela 4 – Revestimentos de pisos e impermeabilizações

Material	Espessura cm	Peso kN/m ²
Impermeabilização com manta asfáltica simples (apenas manta com 15 % de sobreposição e pintura asfáltica, sem camada de regularização nem proteção mecânica)	0,3	0,08
	0,4	0,10
	0,5	0,11
Piso elevado interno com placas de aço, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,5
Piso elevado interno com placas de polipropileno, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,15
Revestimentos de pisos de edifícios residenciais e comerciais ($\gamma_{ap-m} = 20 \text{ kN/m}^3$)	5	1,0
	7	1,4
Revestimentos de pisos de edifícios industriais ($\gamma_{ap-m} = 34 \text{ kN/m}^3$)	5	1,7
	7	2,4
Impermeabilizações em coberturas com manta asfáltica e proteção mecânica, sem revestimento ($\gamma_{ap-m} = 18 \text{ kN/m}^3$)	10	1,8
	15	2,7

NOTA Calcular caso a caso, considerando a espessura dos componentes do revestimento de pisos e seus respectivos pesos específicos. Na falta de informações mais precisas, podem ser considerados os pesos específicos médios indicados.

Fonte: ABNT NBR 6120 (2019)

A soma do peso próprio da laje com o revestimento resultou na carga permanente adotada.

$$G_k = 2,5 + 1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

- Carga variável

A carga variável (Q_k) foi considerada de 1,5kN/m² de acordo com recomendado para áreas como dormitórios, sala, copo, cozinha e sanitários de edifícios residenciais de acordo com a ABNT NBR 6120:2019 e conforme indicado na Figura 27 . Cabe dizer que no caso de um projeto real seria necessário fazer diferentes considerações de carga variável adotando maiores valores para áreas comuns e varandas, por exemplo.

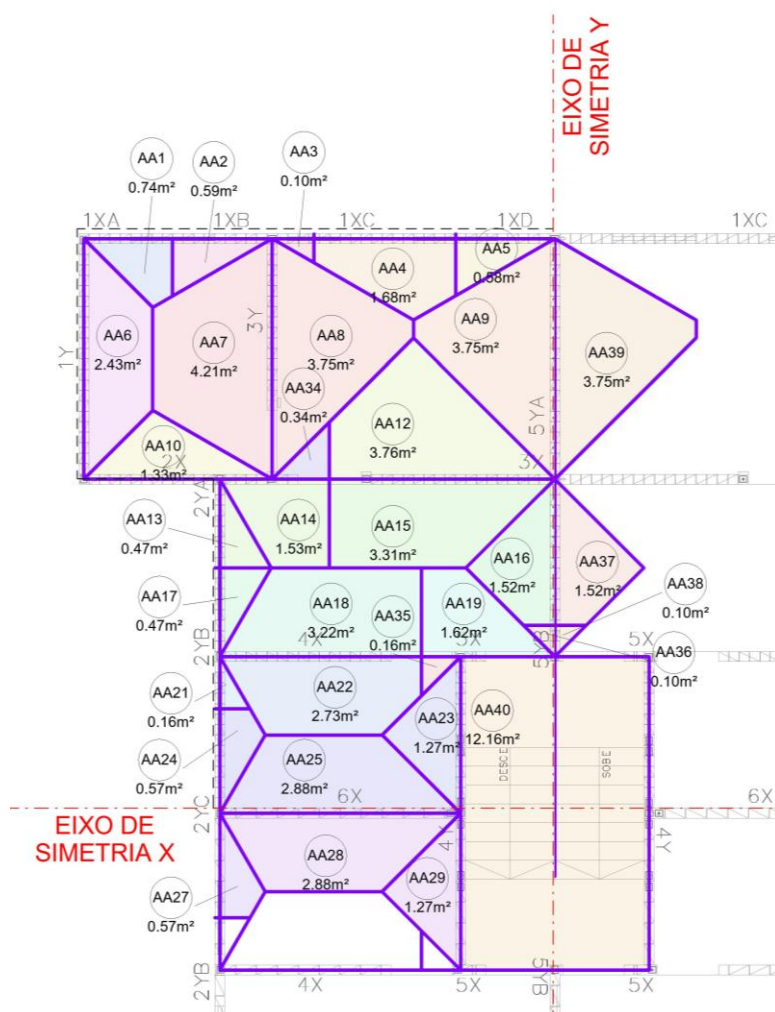
Figura 27 – Indicação de carga variável adotada

Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5	–
	Sala, copa, cozinha	1,5	–
	Sanitários	1,5	–
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2	–
	Quadras esportivas	5 ^a	–
	Salão de festas, salão de jogos	3 ^a	–
	Áreas de uso comum	3 ^a	–
	Academia	3 ^a	–
	Forro acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,1 ^{a,r}	–
	Sótão	2 ^a	–
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,5	–
	Corredores de uso comum	3	–
	Depósitos	3	–
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
	Jardins (ver item nesta Tabela)		

Fonte: ABNT NBR 6120 (2019)

Para distribuição das cargas para as paredes foi considerado o Método das Charneiras Plásticas. A aplicação deste método foi realizada considerando para divisão das áreas de influência que em casos de lados com mesmo apoio deve-se partir uma linha do vértice com inclinação de 45° e no caso de um lado apoiado e outro engastado essa divisão ocorre considerando um ângulo de 60° para o lado engastado e de 30° para o lado apoiado. Além disto, para a consideração das aberturas considerou-se uma linha perpendicular ao meio da abertura para divisão das áreas. O resultado desta divisão em áreas de influência pode ser visto na Figura 28.

Figura 28 - Áreas de distribuição de cargas (com zoom na área de simetria)



Fonte: Adaptado de Wendler Projetos (2020)

Para cada parede foi realizado o cálculo da carga permanente total multiplicando as cargas por metro pelo comprimento das paredes, no caso de aberturas o comprimento assim como a área foi dividido no meio para distribuir nas paredes.

O cálculo da carga permanente total foi realizado conforme indicado abaixo.

$$G_k = q_{parede} \cdot L + \frac{La}{2} \cdot q_{aberturaP1} + A_{laje} \cdot G_{klaje} \quad (11)$$

Onde:

q_{parede} – carga por metro de trecho sem abertura

L – Comprimento da parede

La – Comprimento da abertura

$q_{aberturaXX}$ – carga por metro de trecho com abertura XX

A_{laje} – Área de influência da parede

G_{klaje} – Carga permanente da laje

Os resultados de carga para cada uma das paredes podem ser vistos na Tabela 6.

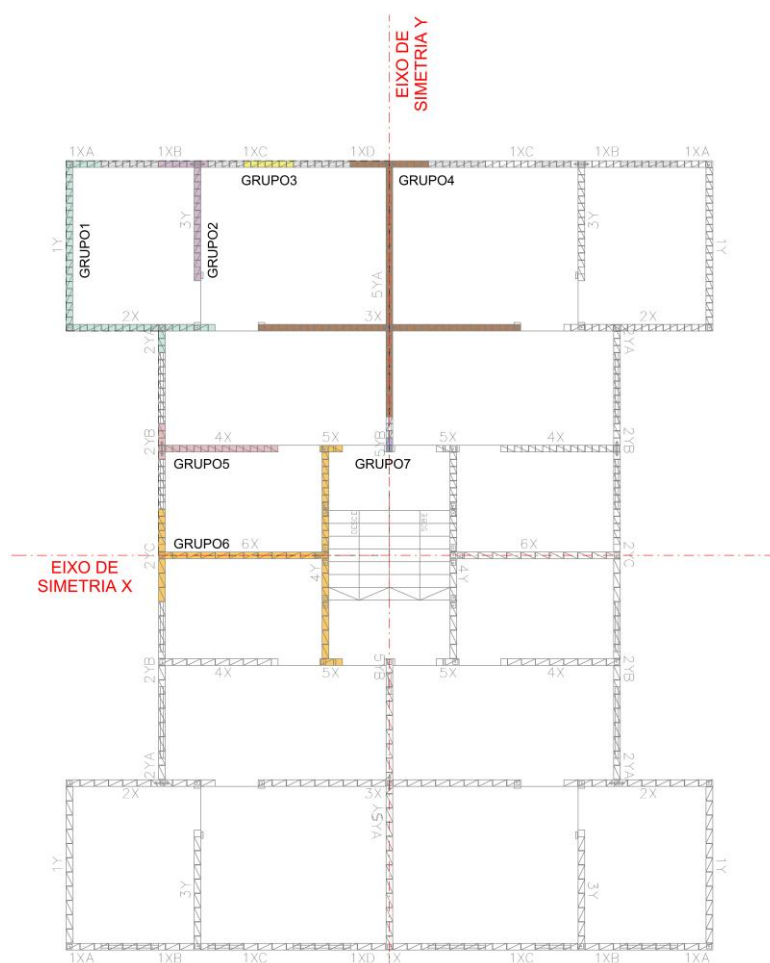
Tabela 6 - Cálculo Cargas Verticais por parede

DADOS				PAVIMENTO TIPO						
PAR	L(m)	ABERTURAS		Peso próprio - G_k		Laje - G_k e Q_k			TOTAL	
		Ha (m)	La (m) - total	PAR (kN)	Abert (kN)	Área (m ²)	G_k (kN)	$Q(kN)$	G_k (kN)	$Q(kN)$
1XA	0,74	1,21	1,21	5,39	2,43	0,74	2,59	1,11	10,42	1,1
1XB	1,04	1,21	1,21	7,58	4,37	0,69	2,42	1,04	14,37	1,0
1XC	1,04	1,21	1,21	7,58	4,37	1,68	5,88	2,52	17,83	2,5
1XD	1,64	1,21	2,42	11,96	4,87	0,58	2,03	0,87	18,85	0,9
2X	3,14	2,21	0,91	22,89	0,60	3,2	11,20	4,80	34,69	4,8
3X	5,54	2,21	0,91	40,39	0,60	7,07	24,75	10,61	65,73	10,6
4X	2,52	2,21	0,88	18,37	0,58	5,94	20,79	8,91	39,74	8,9
5X	0,48	2,21	0,88	3,50	0,58	2,69	9,42	4,04	13,50	4,0
6X	3,59	0,00	0,00	26,17	0,00	5,77	20,20	8,66	46,37	8,7
1Y	3,59	0,00	0,00	26,17	0,00	2,43	8,51	3,65	34,68	3,6
2YA	0,59	1,21	1,51	4,30	3,04	0,47	1,65	0,71	8,98	0,7
2YB	0,74	1,21	2,57	5,39	5,17	0,63	2,21	0,95	12,77	0,9
2YC	1,94	1,21	2,12	14,14	4,26	1,14	3,99	1,71	22,40	1,7

DADOS				PAVIMENTO TIPO						
PAR	L(m)	ABERTURAS		Peso próprio - G_k		Laje - G_k e Q_k			TOTAL	
		Ha (m)	La (m) - total	PAR (kN)	Abert (kN)	Área (m ²)	G_k (kN)	Q_k (kN)	G_k (kN)	Q_k (kN)
3Y	2,53	2,21	0,88	18,44	0,58	7,97	27,90	11,96	46,92	12,0
4Y	4,64	0,00	0,00	33,83	0,00	4,35	15,23	6,53	49,05	6,5
5YA	5,39	0,41	0,46	39,29	1,42	10,55	36,93	15,83	77,64	15,8
5YB	0,29	0,41	0,46	2,11	1,42	0,2	0,70	0,30	4,24	0,3

Devido a amarração entre as paredes, ocorre uma distribuição das cargas verticais entre elas e para consideração deste efeito, as paredes foram divididas em 6 grupos, conforme indicado na Figura 29.

Figura 29 – Divisão dos grupos



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

A visualização do grupo onde cada parede foi considerada pode ser observada na Tabela 7.

Tabela 7 – Divisão das paredes em grupos

PAR	GRUPO
1XA	1
1XB	2
1XC	3
1XD	4
2X	1
3X	4
4X	5
5X	6
6X	6
1Y	1
2YA	1
2YB	5
2YC	6
3Y	2
4Y	6
5YA	4
5YB	7

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Com os grupos definidos para a uniformização das cargas, foi realizada a soma das cargas da parede e esta soma foi dividida pela soma das paredes do grupo, abaixo foi exemplificado o caso do grupo 1 para carga permanente.

$$q_{G1} = \frac{G_{k,PX1} + G_{k,PX3} + G_{k,PY4} + G_{k,PY6} + G_{k,PY10}}{L_{PX1} + L_{PX3} + L_{PY4} + L_{PY6} + L_{PY10}} = 11,01 \text{ kN/m}$$

O resultado desse procedimento para cada um dos grupos é apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 – Distribuição da carga por grupos

GRUPO	L(m)	TOTAL		TOTAL	
		G _k (kN)	Q _k (kN)	G _k (kN/m)	Q _k (kN/m)
1	8,06	88,77	10,26	11,01	1,27
2	3,57	61,29	12,99	17,17	3,64
3	1,04	17,83	2,52	17,15	2,42
4	12,57	162,23	27,3	12,91	2,17
5	3,26	52,51	9,855	16,11	3,02

GRUPO	L(m)	TOTAL		TOTAL	
		G _k (kN)	Q _k (kN)	G _k (kN/m)	Q _k (kN/m)
6	10,65	142,29	27,025	13,36	2,54
7	0,29	4,24	0,3	14,61	1,03

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Considerando os grupos estabelecidos no tópico anterior para determinação da carga por pavimento multiplicou-se os valores da

Tabela 8 pelo número de pavimentos acima do pavimento que se desejava calcular, desde modo, para o cálculo do 1º pavimento os valores foram multiplicados por 5 e para o cálculo do 5º pavimento foram multiplicados por 1.

Além da carga permanente e variável descrita acima no caso do grupo central ao prédio, grupo 6, realizou-se uma aproximação para consideração de uma carga de cobertura e carga de escada. Para a primeira, adotou-se uma carga permanente de quinze tonelada aplicada na região central do prédio e uma carga acidental de 1kN/m² conforme indicado pela ABNT NBR 6120:2019 para casos de cobertura sem acesso ao público. Já para o caso da escada foi considerada uma espessura média de 18cm e com isto, considerando a carga específica do concreto armado de 25kN/m² e uma área de 2,44m² tem-se uma carga permanente de 2,55kN/m². Para a carga acidental da escada adotou-se 2,5kN/m² também de acordo com as especificações da ABNT NBR 6120:2019.

O resultado da carga por pavimento de cada grupo é apresentado no Apêndice A.

5.4 AÇÕES HORIZONTAIS

Sendo os modelos estudados de 15 andares considerou-se adequado a desconsideração do desaprumo para simplificação dos estudos. Isto porque, os efeitos do desaprumo são mais significativos em prédios baixos.

5.4.1 Vento

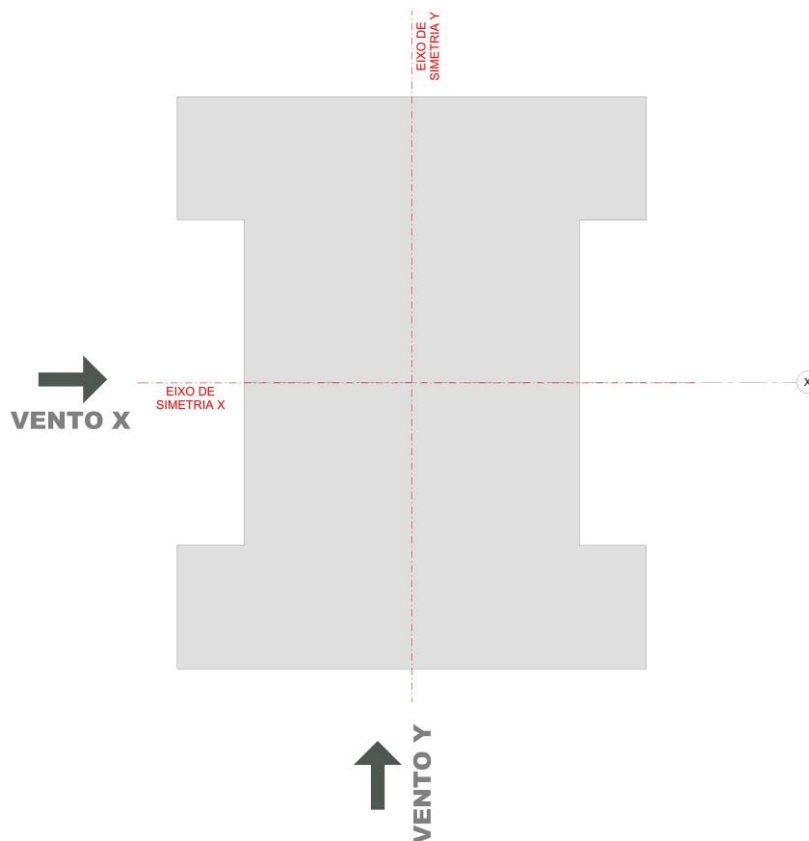
O levantamento de ações horizontais foi realizado de acordo com as formulações apresentadas na Referência Bibliográfica e conforme a ABNT NBR 6123:1988 Versão Corrigida 2:2013. Buscando uma velocidade característica razoável e que se contempla boa parte do território nacional optou-se pela utilização de 40m/s.

O fator topográfico (S_1) foi determinado considerando que os modelos elaborados se localizam em uma região de terreno plano e para determinação do fator estatístico (S_3) considerou-se que os modelos possuem uso residencial, uso real dos edifícios base dos quais foram obtidas as tipologias.

Para determinação do fator de Rugosidade do terreno, Dimensões da edificação e altura do edifício (S_2) os modelos foram considerados como pertencentes a categoria IV já em relação a classe os modelos se enquadraram na Classe B.

Em relação a turbulência, para determinação do coeficiente de arrasto, optou-se pela consideração de baixa turbulência devido ao fato de ser a situação mais crítica e, sendo assim, sua adoção é a favor da segurança. A Tabela 9 apresenta os valores do fator S_2 para cada andar, a velocidade característica (V_k) e a pressão dinâmica do vento (q). Já Tabela 10 apresenta os resultados do cálculo do vento para as direções X e Y para cada modelo. Cabe dizer que o Vento X é o nome dado ao vento paralelo ao eixo chamado de X e o mesmo ocorre com o Vento Y, a representação desta nomenclatura é apresentada na Figura 30.

Figura 30 – Indicação da direção do Vento X e do Vento Y



Fonte: Adaptado de Wendler Projetos (2020)

Tabela 9 - Valores de S_2 , Velocidade Característica e pressão dinâmica do vento para 15 pavimentos

Andar	z (m)	S_2	V_k (m/s)	q (kN/m ²)
1	2,8	0,71	28,42	0,50
2	5,6	0,77	30,99	0,59
3	8,4	0,82	32,60	0,65
4	11,2	0,84	33,80	0,70
5	14	0,87	34,75	0,74
6	16,8	0,89	35,55	0,77
7	19,6	0,91	36,24	0,81
8	22,4	0,92	36,85	0,83
9	25,2	0,94	37,40	0,86
10	28	0,95	37,90	0,88
11	30,8	0,959	38,35	0,90
12	33,6	0,969	38,77	0,92
13	36,4	0,979	39,16	0,94
14	39,2	0,988	39,52	0,96
15	42	0,997	39,87	0,97

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 10 - Resultados Vento X e Vento Y

		VENTO X - Paralelo ao eixo X		VENTO Y - Paralelo ao eixo y	
	l_1 (m)	16,64		l_1 (m)	13,64
	l_2 (m)	13,64		l_2 (m)	16,64
	l_1/l_2	1,22		l_1/l_2	0,82
	h/l_1	2,52		h/l_1	3,08
	Ca	1,32		Ca	1,21
Andar	z (m)	A(m ²)	F _a (kN)	A(m ²)	F _a (kN)
1	2,8	46,592	30,45	38,192	22,88
2	5,6	46,592	36,21	38,192	27,21
3	8,4	46,592	40,07	38,192	30,11
4	11,2	46,592	43,06	38,192	32,35
5	14	46,592	45,53	38,192	34,21
6	16,8	46,592	47,65	38,192	35,81

		VENTO X - Paralelo ao eixo X		VENTO Y - Paralelo ao eixo y	
7	19,6	46,592	49,52	38,192	37,21
8	22,4	46,592	51,21	38,192	38,48
9	25,2	46,592	52,74	38,192	39,63
10	28	46,592	54,14	38,192	40,68
11	30,8	46,592	55,45	38,192	41,66
12	33,6	46,592	56,67	38,192	42,58
13	36,4	46,592	57,81	38,192	43,44
14	39,2	46,592	58,89	38,192	44,25
15	42	46,592	59,92	38,192	45,02

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

5.5 DETERMINAÇÃO DOS MATERIAIS

Para determinação do bloco utilizado por andar em cada um dos casos, foi realizado o cálculo da resistência de prisma necessária por andar, considerando apenas o carregamento vertical, apresentado por andar no Apêndice A. Para tal é necessário garantir que o valor da sollicitação de cálculo (S_d) seja menor que a resistência de cálculo (R_d).

$$S_d \leq R_d$$

Esta relação é explicitada pela equação 12, apresentada abaixo:

$$\gamma_f \frac{F_k}{A} \leq \frac{1}{\gamma_m} \cdot f_k \cdot \left[1 - \left(\frac{h_e}{40 \cdot t_e} \right)^3 \right] \quad (12)$$

Onde:

F_k – Sollicitação vertical total obtida pela soma do G_k e do Q_k

γ_f – coeficiente de ponderação da sollicitação para o caso $\gamma_f = 1,4$

γ_m – Coeficiente de ponderação das resistências para o caso $\gamma_m = 2,0$

h_e – altura destravada da parede

t_e – espessura da parede

f_k – resistência característica da parede com blocos

O termo $\left[1 - \left(\frac{h_e}{40 \cdot t_e}\right)^3\right]$ corresponde ao coeficiente redutor da capacidade de carga à compressão devido a esbeltez e como todas as paredes analisadas possuem a mesma altura (2,70) e a mesma espessura (0,14m) é possível realizar este cálculo de forma geral e o resultado é apontado abaixo.

$$\left[1 - \left(\frac{h_e}{40 \cdot t_e}\right)^3\right] = \left[1 - \left(\frac{2,7}{40 \cdot 0,14}\right)^3\right] = 0,89$$

Abaixo é indicado o cálculo da solicitação de cálculo para o grupo 1 no primeiro andar para o caso de 15 andares.

$$S_d = \gamma_f \frac{F_k}{A} = 1,4 \cdot \frac{165,21 + 19,09}{0,14} = 1843 \text{ kN}$$

Cabe dizer que no caso do F_k estar em kN/m para obtenção do valor é kN é necessário a divisão pela espessura da parede no lugar da área. A Tabela 11 indica o resultado da solicitação de cálculo para cada grupo por andar para os casos estudados

Tabela 11 – Solicitação de cálculo para cada grupo no caso de 15 andares

GRUPO	S _d (kN/m)														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	1843	1720	1597	1474	1352	1229	1106	983	860	737	614	491	369	246	123
2	3121	2913	2705	2497	2289	2081	1873	1665	1456	1248	1040	832	624	416	208
3	2936	2740	2544	2349	2153	1957	1761	1566	1370	1174	979	783	587	391	196
4	2262	2111	1960	1809	1659	1508	1357	1206	1055	905	754	603	452	302	151
5	2870	2678	2487	2296	2104	1913	1722	1530	1339	1148	957	765	574	383	191
6	2385	2226	2067	1908	1749	1590	1431	1272	1113	954	795	636	477	318	159
7	2346	2190	2033	1877	1721	1564	1408	1251	1095	939	782	626	469	313	156

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para o caso de paredes com blocos, como o caso estudado, tem-se:

$$f_k = 0,7f_{pk} \quad (13)$$

Onde:

f_{pk} – Resistência característica de prisma

Substituindo a relação acima na equação 12, obtém-se:

$$\gamma_f \frac{F_k}{A} \leq \frac{1}{\gamma_m} \cdot 0,7 f_{pk} \cdot \left[1 - \left(\frac{h_e}{40 \cdot t_e} \right)^3 \right]$$

$$S_d \leq \frac{1}{\gamma_m} \cdot 0,7 f_{pk} \cdot 0,89$$

$$f_{pk} \geq \frac{2,0 \cdot S_d}{0,7 \cdot 0,89}$$

Substituindo-se pelo valor de S_d do grupo 1 no primeiro andar, tem-se:

$$f_{pk1,1} \geq \frac{2,0 \cdot 1843}{0,7 \cdot 0,89} = 5,93 \text{ MPa}$$

Logo para paredes do grupo 1 no primeiro pavimento (no caso de 15 pavimentos) a resistência característica do prisma deve ser no mínimo igual a 5,93MPa. Cabe destacar que o resultado obtido considera a aplicação de argamassamento completo. A Tabela 12 apresenta as resistências de prismas necessárias por andar para cada um dos casos.


Tabela 12 – Resistência de prima necessária para o caso de 15 andares

GRUPO	f_{pk} necessário/andar (MPa)														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	5,93	5,54	5,14	4,74	4,35	3,95	3,56	3,16	2,77	2,37	1,98	1,58	1,19	0,79	0,40
2	10,04	9,37	8,70	8,03	7,36	6,70	6,03	5,36	4,69	4,02	3,35	2,68	2,01	1,34	0,67
3	9,45	8,82	8,19	7,56	6,93	6,30	5,67	5,04	4,41	3,78	3,15	2,52	1,89	1,26	0,63
4	7,28	6,79	6,31	5,82	5,34	4,85	4,37	3,88	3,40	2,91	2,43	1,94	1,46	0,97	0,49
5	9,23	8,62	8,00	7,39	6,77	6,16	5,54	4,92	4,31	3,69	3,08	2,46	1,85	1,23	0,62
6	7,67	7,16	6,65	6,14	5,63	5,12	4,60	4,09	3,58	3,07	2,56	2,05	1,53	1,02	1,00
7	7,55	7,05	6,54	6,04	5,54	5,03	4,53	4,03	3,52	3,02	2,52	2,01	1,51	1,01	0,50

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Com o resultado da Tabela 12 e de acordo com os valores da Tabela 13 retirada do anexo F da ABNT NBR 16868-1:2020 foi possível a avaliação dos materiais a serem utilizados apresentados na Tabela 14.

Tabela 13 - Recomendação para especificação dos materiais da alvenaria estrutural

Tipo de bloco	f_{bk}	f_a	f_{gk}	f_{pk}/f_{bk}	f_{pk}^*/f_{pk}	f_{pk}	f_{pk}^*	Espessura mínima de parede do bloco mm
Bloco vazado de concreto, conforme a ABNT NBR 6136 (ref. 14 ´ 39 cm) 	3,0	4,0	15,0	0,80	2,00	2,4	4,8	25
	4,0	4,0	15,0	0,80	2,00	3,2	6,4	25
	6,0	6,0	15,0	0,75	1,75	4,5	7,9	25
	8,0	6,0	20,0	0,75	1,75	6,0	10,5	25
	10,0	8,0	20,0	0,70	1,75	7,0	12,3	25
	12,0	8,0	25,0	0,70	1,60	8,4	13,4	25
	14,0	12,0	25,0	0,70	1,60	9,8	15,7	25
	16,0	12,0	30,0	0,65	1,60	10,4	16,6	25
	18,0	14,0	30,0	0,65	1,60	11,7	18,7	25
	20,0	14,0	35,0	0,60	1,60	12,0	19,2	25
	22,0	18,0	35,0	0,55	1,60	12,1	19,4	25
	24,0	18,0	40,0	0,55	1,60	13,2	21,1	25

f_{bk} – Resistência Característica à compressão do bloco

f_a – Resistência característica à compressão da argamassa

f_{gk} – Resistência característica à compressão do graute

f_{pk} – Resistência característica à compressão do prisma

f_{pk}^* – Resistência característica à compressão do prisma cheio (2 furos grauteados)

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020)

Tabela 14 - Características dos materiais adotados

Pavimento	f_{bk} (MPa)	f_{pk}^* (MPa)	f_a (MPa)	E (GPa)
1	16	10,4	12	8,32
2	14	9,8	12	7,84
3	14	9,8	12	7,84
4	12	8,4	8	6,72
5	12	8,4	8	6,72
6	10	7	8	5,6
7	10	7	8	5,6
8	8	6	6	4,8
9	8	6	6	4,8
10	6	4,5	6	3,6
11	6	4,5	6	3,6
12	4	3,2	4	2,56
13	4	3,2	4	2,56
14	4	3,2	4	2,56
15	4	3,2	4	2,56

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para a determinação do Módulo de deformação longitudinal de blocos de concreto a ABNT NBR 16868-1:2020 apresenta a seguinte relação expressa pela equação com a resistência característica de prisma (f_{pk}):

$$E = 800f_{pk} \text{ se } f_{pk} \leq 20MPa$$

$$E = 750f_{pk} \text{ se } f_{pk} = 22 \text{ e } 24MPa$$

Esta relação foi utilizada para obtenção do módulo de deformação longitudinal apresentando na Tabela 14.

6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

6.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A ABNT NBR 16868:2020 estabelece que as combinações últimas para carregamentos permanentes e variáveis devem ser obtidas de acordo com a equação 14, apresentada a seguir:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{Gi,k} + \gamma_0 \cdot [F_{Q1,k} + \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}] \quad (14)$$

Onde:

F_d : Valor de cálculo para a combinação última

γ_g : Ponderador das ações permanentes

$F_{Gi,k}$: Valor Característico das ações permanentes

γ_0 : Ponderador das ações variáveis

$F_{Gi,k}$: Valor Característico das ações variáveis

$\Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$: Representa os valores característicos reduzidos das demais ações variáveis

A edificação estudada é do Tipo 2, os valores das cargas acidentais não superam 5kN/m², com isto o ponderador de ações variáveis assume o valor de 1,4. ($\gamma_g = 1,4$) conforme a ABNT NBR 8681:2003.

Devido à baixa probabilidade de duas ou mais ações variáveis ocorrerem em seus valores característicos simultaneamente, a ABNT NBR 8681:2003 define os coeficientes de redução de ação variável (Ψ_{0j}). No caso de um projeto real seria necessário realizar uma análise considerando o vento como carga variável principal e a sobrecarga como secundária e uma considerando a sobrecarga como principal e o

vento como secundária, sendo para o caso analisado o vento como principal mais crítico apenas este caso foi analisado.

Com o vento sendo considerada como variável principal, tem-se que o coeficiente para redução de ação variável assume o valor de 0,5 ($\Psi_{0j} = 0,5$) conforme indicado na ABNT NBR 8681:2003.

Considerando que os modelos foram analisados para o vento na direção x e na direção y tem-se as seguintes combinações para Estado Limite Último (ELU):

$$ELUx = 1,4 \cdot F_{G,k} + 1,4 \cdot V_x + 0,5 \cdot F_{Q,k}$$

$$ELUy = 1,4 \cdot F_{G,k} + 1,4 \cdot V_y + 0,5 \cdot F_{Q,k}$$

6.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

A ABNT NBR 8681:2003 define três tipos de combinações para estado limite de serviço sendo elas: Combinação Quase Permanente de serviço, Combinação Frequente de Serviço e Combinação Raras de Serviço. No caso de um projeto real seria necessário verificar cada uma destas combinações, porém para este estudo optou-se por considerar apenas o caso mais crítico sendo este a Combinação Quase Permanente, apresentada na equação 15.

$$F_{d,qp} = F_{Gi,k} + \sum \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (15)$$

Onde:

F_d : Valor de cálculo para a quase permanente

$F_{Gi,k}$: Valor Característico das ações permanentes

$F_{Gi,k}$: Valor Característico das ações variáveis

$\Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$: Representa os valores característicos reduzidos das demais ações variáveis

Para o caso de ação do vento ABNT NBR 8681:2003 define que o coeficiente Ψ_2 é de 0,3 além disto, sendo a carga variável uma ação favorável nesta análise seu coeficiente foi considerado igual a zero.

Considerando isto é que os modelos foram analisados para o vento na direção x e na direção y tem-se as seguintes combinações para Estado de Serviço (ELS):

$$ELSx = F_{G,k} + 0,3 \cdot V_x$$

$$ELSy = F_{G,k} + 0,3 \cdot V_y$$

7 NÃO LINEARIDADE FÍSICA APROXIMADA

Para consideração da não linearidade física de modo aproximado foi necessário inserir no software utilizado, SAP200, alguns pontos da curva de tensão por deformação.

A determinação desta curva foi realizada com base em informações obtidas na literatura. O limite da compressão do material foi considerado como igual a resistência de prisma apresentada na Tabela 14, cabendo dizer que se utilizou a resistência de prisma (f_{pk}) e não a da parede ($f_k = 0,7f_{pk}$) por se tratar de uma análise da característica do material e não da parede como um todo.

De acordo com Parsekian e Medeiros (2021) na resistência a tração é influenciada principalmente do tipo de argamassa utilizado, isto porque a alvenaria é um material com baixa resistência a tração. Além disto, esta resistência terá influência da direção em que a tração é aplicada em relação à fiada. No caso analisado, paredes de edifício, a tração é normal a fiada. Assim, a resistência à tração foi utilizada conforme apresentado na Tabela 15.

Tabela 15 - Valores da resistência a tração na flexão

Resistência média à compressão da argamassa - f_a (MPa)		f_{tk} (MPa)	
Limite inferior	Limite Superior	Direção da tração normal à fiada (MPa)	Direção da tração paralela à fiada (MPa)
1,5	3,4	0,1	0,2
3,5	7	0,2	0,4
7	-	0,25	0,5

Fonte: PARSEKAN E MEDEIROS (2021)

Em relação aos limites de deformação, de acordo com (Parsekian; Hamid e Drysdale (2012) a não linearidade física é evidente a partir de 60% da carga de ruptura e as deformações máximas na ruptura para blocos de concreto são de 0,18%. As características de cada bloco citadas estão apresentadas na Tabela 14 e partindo disto foi possível chegar aos pontos para cada bloco apresentados na Tabela 17

Tabela 16 – Síntese das características dos blocos utilizados

	$f_{bk}=4\text{Mpa}$	$f_{bk}=8\text{Mpa}$	$f_{bk}=10\text{Mpa}$	$f_{bk}=12\text{Mpa}$	$f_{bk}=14\text{Mpa}$	$f_{bk}=16\text{Mpa}$
f_a (MPa)	4	6	8	8	12	12
f_{tk} (MPa)	0,2	0,2	0,25	0,25	0,25	0,25
f_{pk} (MPa)	3,2	6	7	8,4	9,8	10,4
E (MPa)	2560	4800	5600	6720	7840	8320
Deformação máxima da ruptura (%)	0,18%	0,18%	0,18%	0,18%	0,18%	0,18%

f_{bk} – Resistência Característica à compressão do bloco

f_a – Resistência característica à compressão da argamassa

f_{pk} – Resistência característica à compressão do prisma

E - Modulo de elasticidade

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

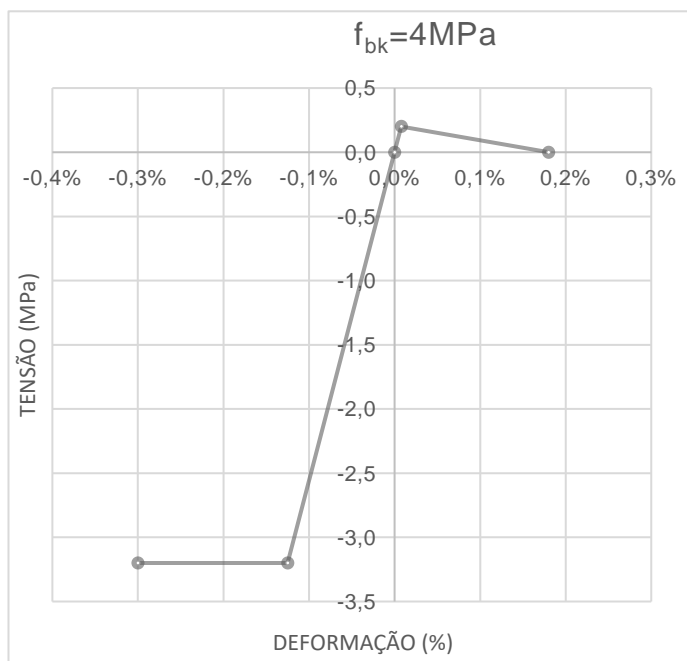
Tabela 17 – Pontos para determinação das curvas de tensão versus deformação

$f_{bk}=4\text{MPa}$		$f_{bk}=6\text{MPa}$		$f_{bk}=8\text{MPa}$	
Tensão (MPa)	Deformação (%)	Tensão (MPa)	Deformação	Tensão (MPa)	Deformação
-3,2	-0,300%	-4,5	-0,300%	-6,0	-0,300%
-3,2	-0,125%	-4,5	-0,125%	-6,0	-0,125%
0,0	0,000%	0,0	0,000%	0,0	0,000%
0,2	0,008%	0,2	0,006%	0,2	0,004%
0	0,180%	0	0,180%	0	0,180%
$f_{bk}=10\text{MPa}$		$f_{bk}=12\text{MPa}$		$f_{bk}=14\text{MPa}$	
Tensão (MPa)	Deformação	Tensão (MPa)	Deformação	Tensão (MPa)	Deformação
-7,0	-0,300%	-8,4	-0,300%	-9,8	-0,300%
-7,0	-0,125%	-8,4	-0,125%	-9,8	-0,125%
0,0	0,000%	0,0	0,000%	0,0	0,000%
0,3	0,004%	0,3	0,004%	0,3	0,003%
0	0,180%	0	0,180%	0	0,180%
$f_{bk}=16\text{MPa}$					
Tensão (MPa)	Deformação				
-10,4	-0,300%				
-10,4	-0,125%				
0,0	0,000%				
0,3	0,003%				
0	0,180%				

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

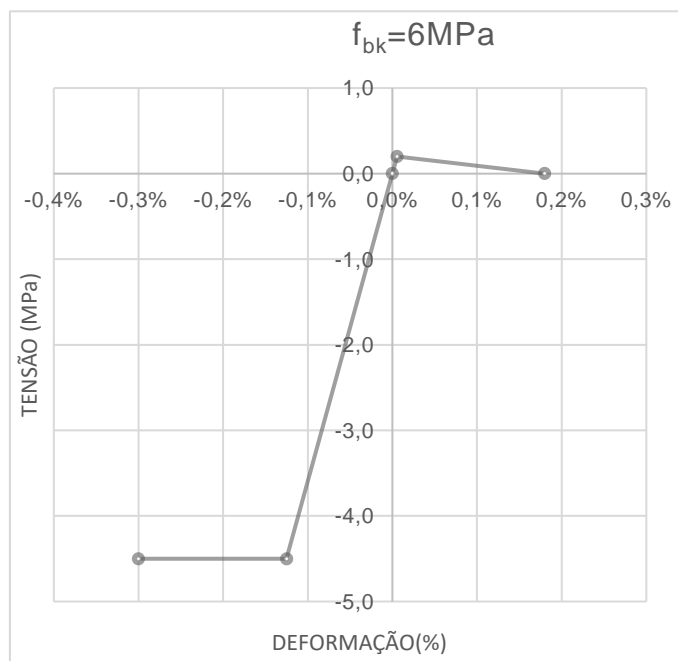
E com isto obteve-se os gráficos tensão versus deformação para cada um dos blocos utilizados nos modelos, que são apresentados nas Figuras 34 a 37

Figura 31 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 4Mpa



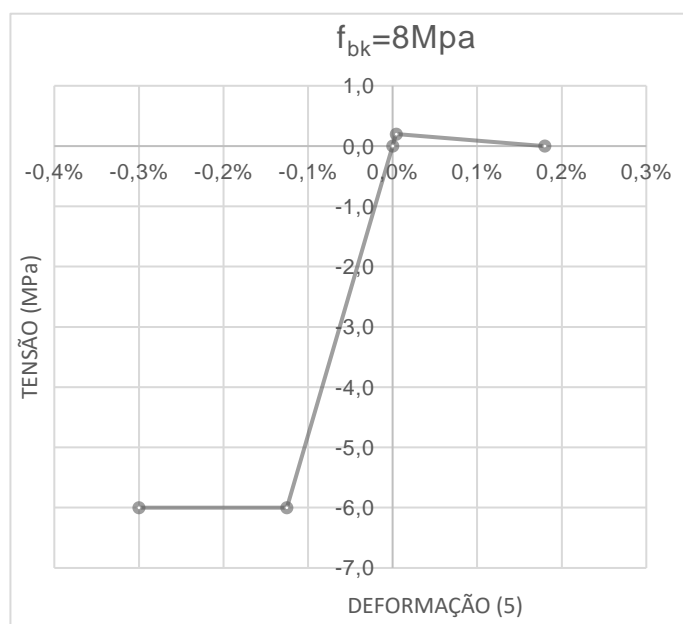
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 32 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 6MPa



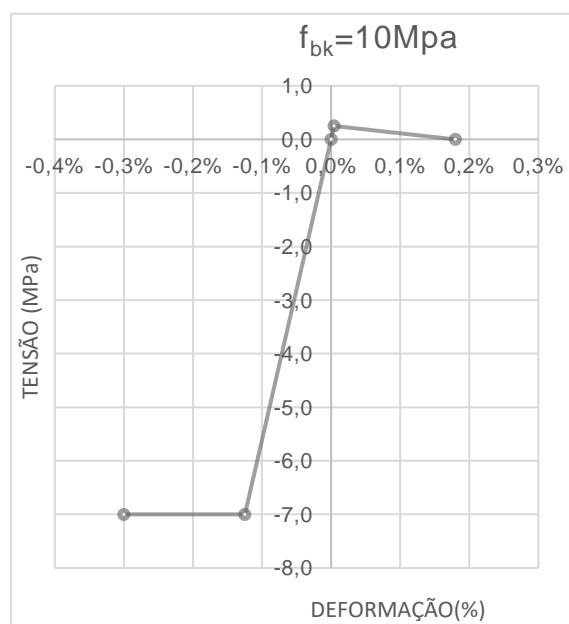
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 33 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 8Mpa



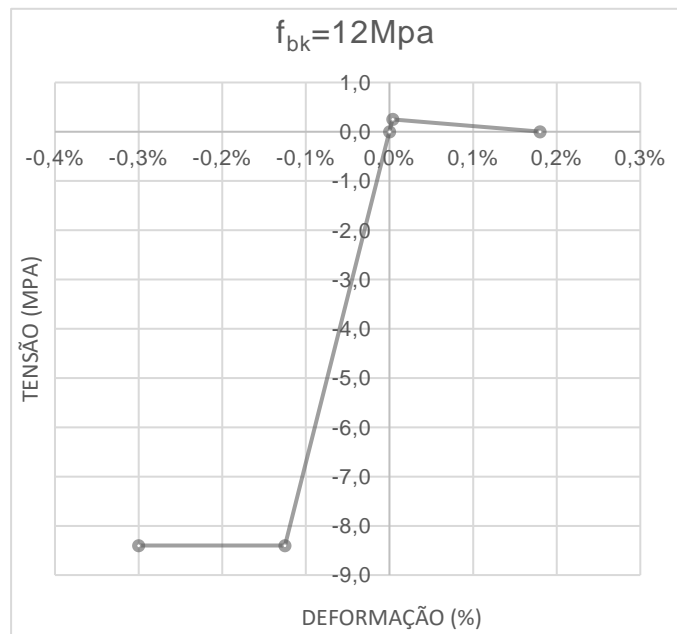
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 34 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 10Mpa



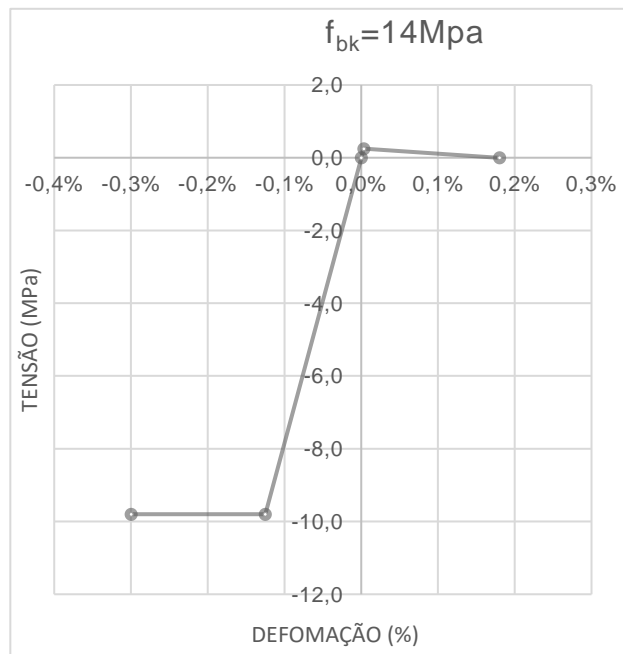
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 35 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 12Mpa



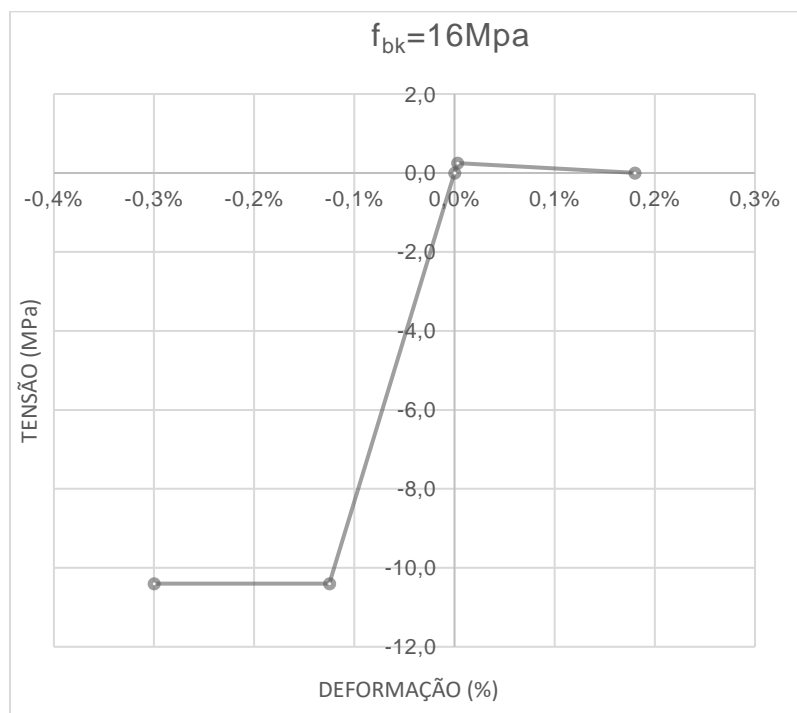
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 36 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 14Mpa



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 37 - Curva tensão versus deformação para bloco de f_{bk} 16Mpa



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

8 MODELOS UTILIZADOS

8.1 CONDIÇÕES DE CONTORNO

A tipologia estudada possui simetria nos eixos X e Y, conforme pode ser visto na Figura 24. Com isto, de modo a simplificar os modelos e permitir um processamento mais rápido, foram utilizadas condições de contorno para a imposição desta simetria no modelo, de modo que o modelo de um quarto do prédio produzisse resultados representativos do prédio inteiro.

Para isto, as forças de vento aplicadas no modelo foram divididas por 4, valores apresentados na Tabela 16 e foram aplicadas nos pontos do modelo uma restrição que impedisse o giro, pois o prédio sendo simétrico, o giro não ocorre.

Tabela 18 - Resultados Vento X e Vento Y considerando a simetria

VENTO X - Paralelo ao eixo X		VENTO Y - Paralelo ao eixo y	
A(m ²)	F _a (kN)	A(m ²)	F _a (kN)
46,592	7,612	38,192	5,719
46,592	9,052	38,192	6,802
46,592	10,018	38,192	7,527
46,592	10,765	38,192	8,089
46,592	11,382	38,192	8,553
46,592	11,913	38,192	8,951
46,592	12,381	38,192	9,303
46,592	12,801	38,192	9,619
46,592	13,184	38,192	9,906
46,592	13,536	38,192	10,171
46,592	13,862	38,192	10,416
46,592	14,167	38,192	10,645
46,592	14,453	38,192	10,860
46,592	14,724	38,192	11,063
46,592	14,980	38,192	11,256

Além disso, para consideração da laje agindo como diafragma rígido foi aplicado em todos restrição do tipo diafragma (*Diaphragm Constraint*) de modo que assim todos os pontos de um mesmo nível deslocassem igualmente.

8.2 APRESENTAÇÃO DOS MODELOS

Para a apresentação dos resultados para cada um dos modelos observados se definiu uma nomenclatura conforme apresentado na Tabela 19.

Tabela 19 – Nomenclatura dos modelos

Método de análise	Consideração da não linearidade	Nomenclatura
MPB	P	MPB-P
MPB	S	MPB-S
MPE	P	MPE-P
MPE	S	MPE-S
MEF	P	MEF-P
MEF	S	MEF-S
MEF	A	MEF-A

MPB - Método de paredes em balanço

MPE - Método de Pórticos Espaciais (Yagui adaptado por Nascimento Neto)

MEF - Método dos Elementos Finitos

P - Modelo sem consideração da não linearidade física

S - Modelo com consideração simplificada da não linearidade física, utilizando coeficientes de minoração da ABNT NBR 16868-1:2020

A - Modelo com consideração da não-linearidade física aproximada

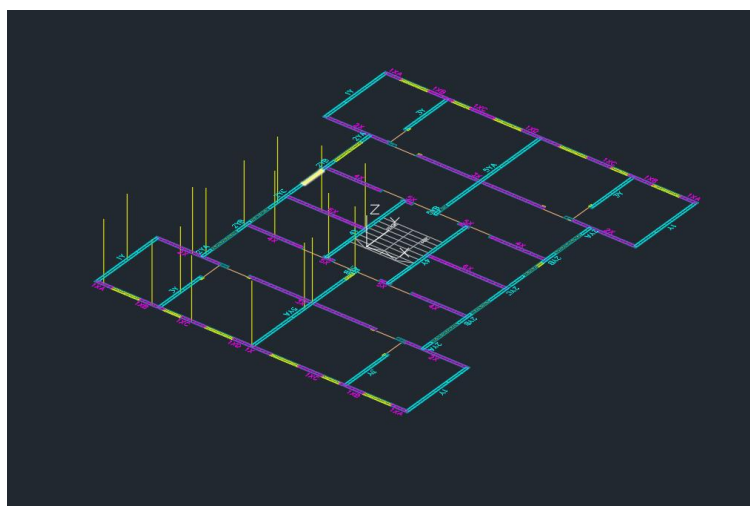
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

8.2.1 MODELOS UTILIZANDO O MÉTODO DE PAREDES EM BALANÇO

O primeiro passo para o desenvolvimento de todos os modelos foi a utilização do software de desenho AutoCad para o lançamento da geometria da tipologia estudada em 3d. A

Figura 38 mostra este modelo de lançamento para o Método de Paredes em Balanço. A partir deste modelo um arquivo de extensão dxf. foi exportado do Autocad e importado no Software SAP2000.

Figura 38 – Lançamento da geometria do MPB do software Autocad

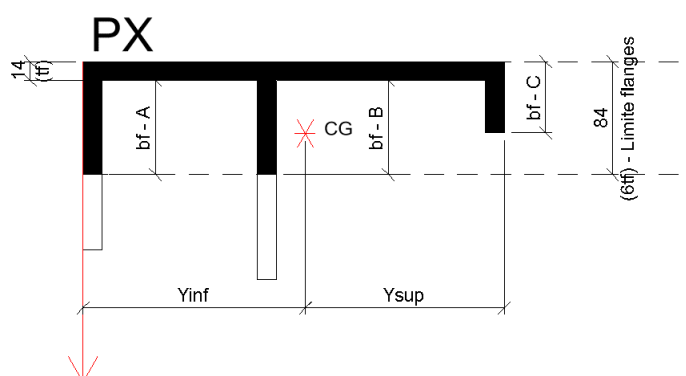


Fonte: Elaborado pela autora, 2022

O layer utilizado como linha no Autocad foi convertido em elemento de barra (*frame*) na importação para o SAP e este representa neste modelo cada uma das paredes consideradas.

Como este modelo não considera o acoplamento de paredes a determinação da inércia foi realizada com consideração de flanges (trecho fora do plano da seção e amarrado ao elemento) respeitando o limite de seis vezes a espessura da parede, de acordo com a ABNT NBR 16868-1:2020 e conforme ilustrado para uma parede em na direção X na Figura 39. Com isto as Tabela 4 e Tabela 5 apresentam respectivamente as características geométricas das paredes x e y do modelo.

Figura 39 – Ilustração da consideração das abas



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 20 – Inércia das paredes em X – Considerando as abas

Parede	Inércia (mm ⁴)
1XA	9,88E+09
1XB	1,92E+10
1XC	1,31E+10
1XD	2,58E+10
2X	6,04E+11
3X	9,92E+11
4X	2,83E+11
5X	2,10E+09
6X	9,70E+11
	2,92E+12

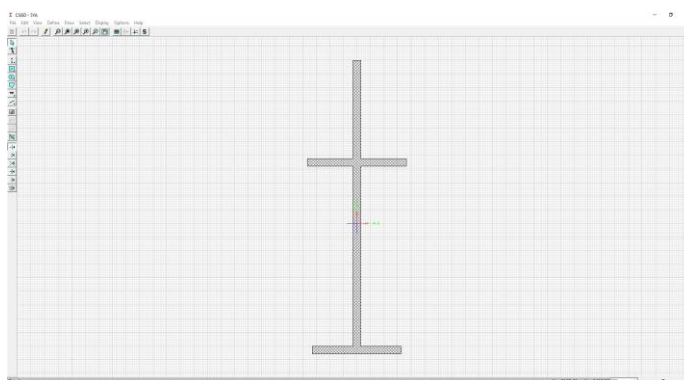
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 21 - Inércia das paredes em y – Considerando as abas

Parede	Inércia (mm ⁴)
1Y	1,14E+12
2YA	5,88E+09
2YB	6,16E+09
2YC	4,27E+10
3Y	3,22E+11
4Y	8,24E+11
5YA	1,66E+12
5YB	1,42E+08
	4,00E+12

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Estas seções foram incorporadas as barras do modelo com auxílio da ferramenta *Section Designer* do SAP 2000 e a Figura 40 a seção para a parede 5YA.

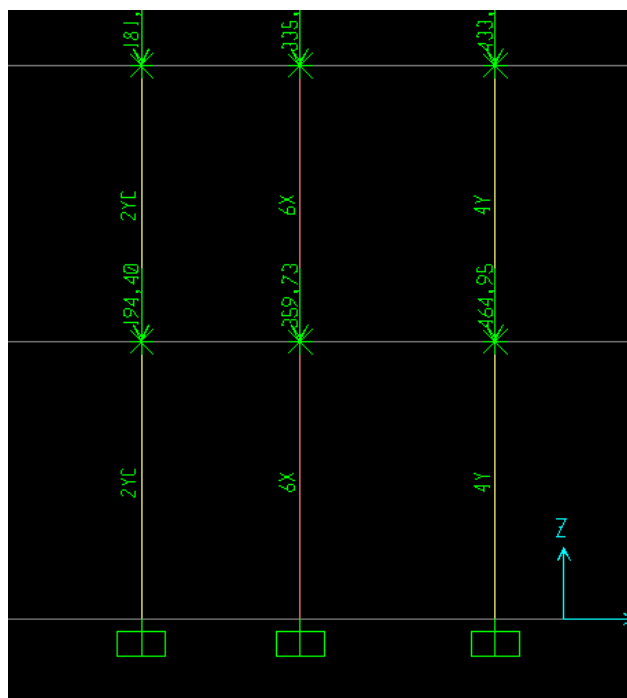
Figura 40 – Seção da parede 5YA no *Section Designer*

Fonte: SAP2000

As cargas verticais foram aplicadas ao modelo como forma de cargas pontuais no topo de cada barra, conforme Figura 41. Para isto os valores da

Tabela 8 foram convertidos em kN pela multiplicação do comprimento da seção conforme apresentado na Tabela 22.

Figura 41 – Aplicação de cargas nos modelos MPB



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 22 – Cargas para aplicação pontual

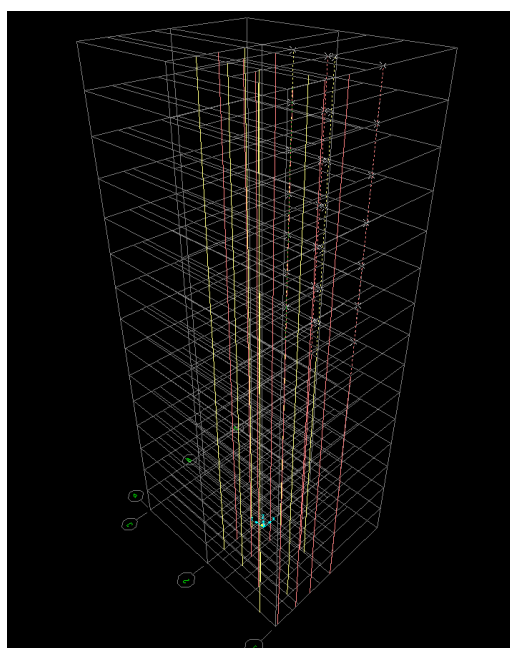
PAR	COMPRIMENTO	Gk (kN)	Qk (kN)	Último pavimento	
				Gk (kN)	Qk (kN)
1XA	0,74	8,15	0,94	-	-
1XB	1,04	17,85	3,78	-	-
1XC	1,04	17,83	2,52	-	-
1XD	1,64	21,17	3,56	-	-
2X	3,14	34,58	4,00	-	-
3X	5,54	71,50	12,03	-	-
4X	2,52	40,59	7,62	-	-
5X	0,48	6,41	1,22	13,17	1,77
6X	3,59	23,98	4,55	98,53	13,21
1Y	3,59	39,54	4,57	-	-
2YA	0,59	6,50	0,75	-	-
2YB	0,74	11,92	2,24	-	-
2YC	1,94	25,92	4,92	53,24	7,14
3Y	2,53	43,44	9,21	-	-
4Y	4,64	61,99	11,77	127,35	17,07
5YA	5,39	34,78	5,85	-	-
5YB	0,29	2,12	0,15	-	-

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

A Figura 42 e a Figura 43 apresentam um dos modelos que utilizou este método, sendo a primeira com representação apenas das barras e a segunda com a representação das seções através de uma extrusão. As barras em vermelho representam as paredes em X e as em amarela as paredes em Y.

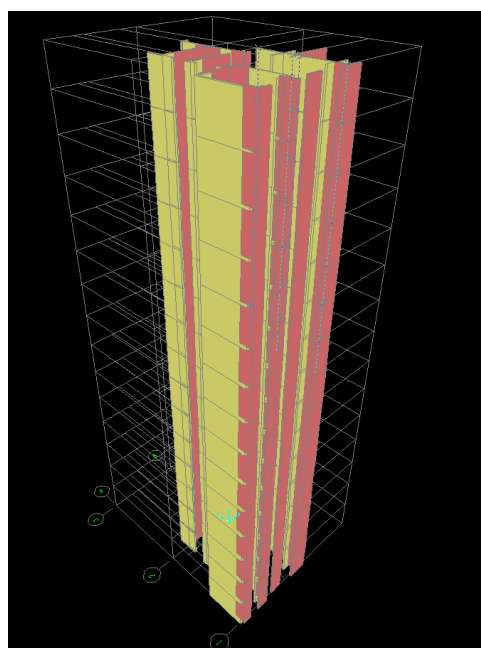
As variações de material por andar foram incorporadas no modelo variando o material aplicado nas barras. Cabe dizer que neste método a diferenciação da consideração pura e da consideração simplificada foi realizada apenas com a alteração do módulo de elasticidade (multiplicado por 0,8) nas definições do material no software.

Figura 42 – Apresentação do modelo de paredes em balanço



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 43 - Apresentação do modelo de paredes em balanço com extrusão das seções



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

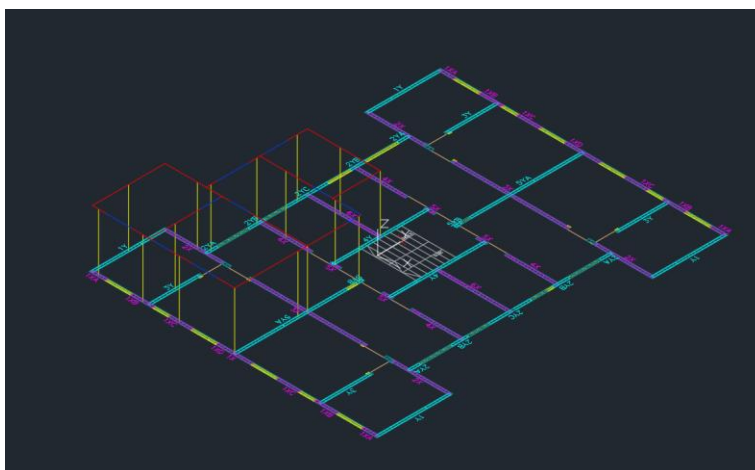
8.2.2 MODELOS UTILIZANDO O MÉTODO DOS PÓRTICOS ESPACIAIS

O lançamento da geometria no AutoCad 3d também foi o primeiro passo para o desenvolvimento deste modelo e é ilustrado na Figura 44. As cargas verticais e

horizontais foram lançadas do mesmo modo realizado no método das Paredes em Balanço.

Em relação a seção das barras verticais, como este modelo já incorpora o acoplamento das paredes, foi lançado apenas a seção da própria parede (desconsiderando as abas adicionadas para o MPB).

Figura 44 - Lançamento da geometria do MPE do software Autocad



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

As vigas de alvenaria (apresentadas em azul na Figura 44) foram lançadas com suas respectivas seções e a ligação entre as paredes e entre as vigas foi realizada com o auxílio de barras rígidas (apresentadas em vermelho na Figura 44)

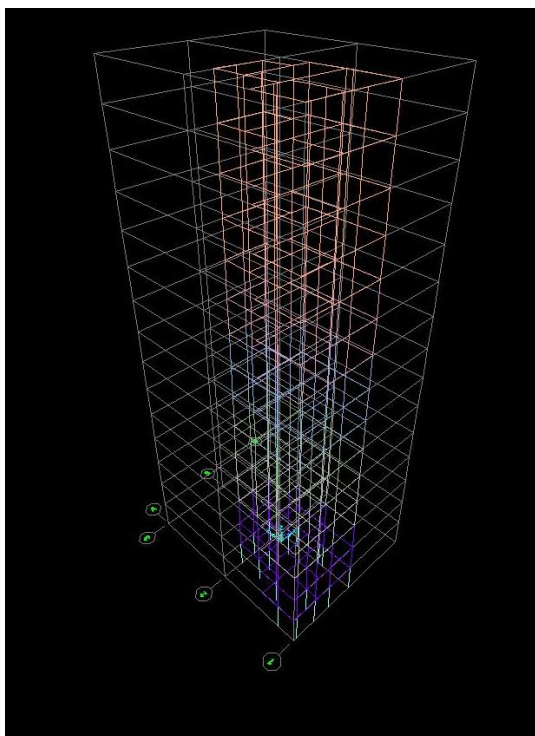
A características dos diferentes blocos adotados por andar, conforme pode ser visto na que realiza a representação dos diferentes materiais de acordo com o padrão estabelecido na. Figura 45 e o modelo utilizado neste método é apresentado na Figura 46 no formato de barras e na Figura 47 na forma de extrusão das seções das barras.

Figura 45 – Variação de material por pavimento (padrão de cores)

Pavimento	f_{bk} (MPa)
15	4
14	4
13	4
12	4
11	6
10	6
9	8
8	8
7	10
6	10
5	12
4	12
3	14
2	14
1	16

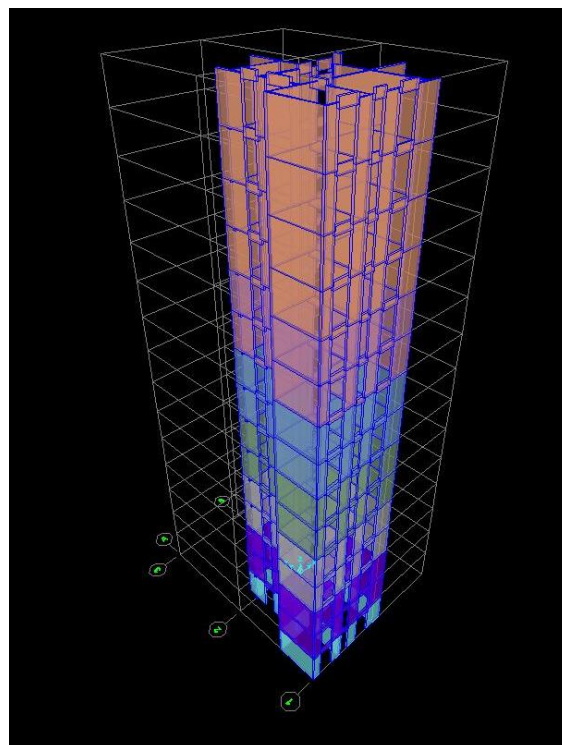
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 46 – Modelo MPE representado por barras



Fonte: Elaborado pela autora,
2022

Figura 47 - Modelo MPE representado por extrusão das seções



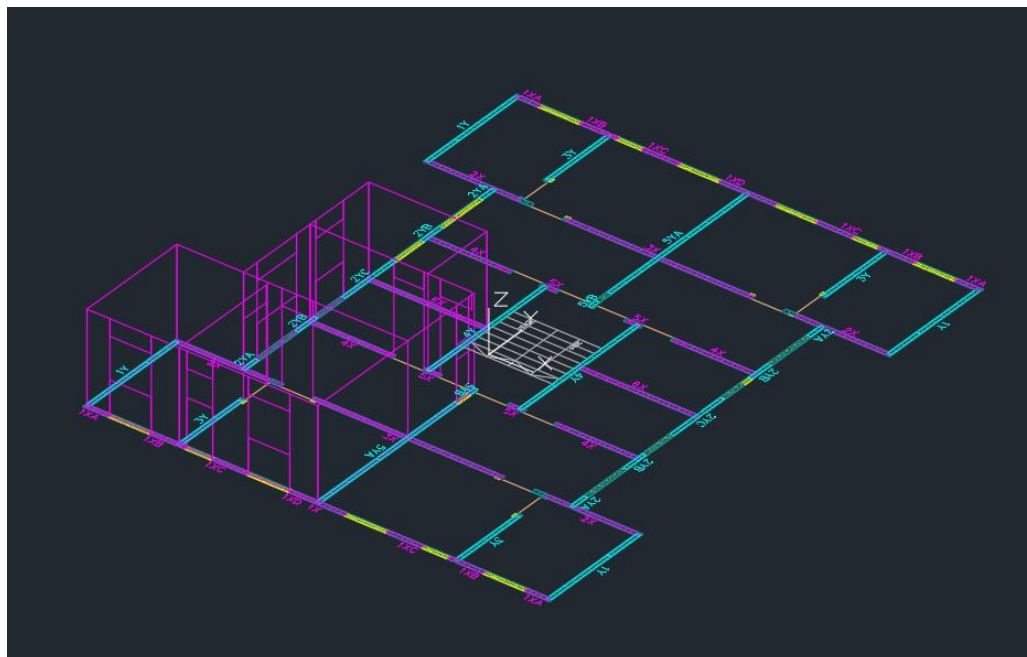
Fonte: Elaborado pela autora,
2022

8.2.3 MODELOS UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Analogamente ao desenvolvido nos modelos de MPB e de MPE o primeiro passo do desenvolvimento deste modelo foi o desenho com auxílio do software AutoCad. Neste se utilizou o elemento *3dface* para representação das paredes e ao realizar a importação para o SAP2000 o *layer* destas foi configurado para que estes elementos fossem convertidos em Shell.

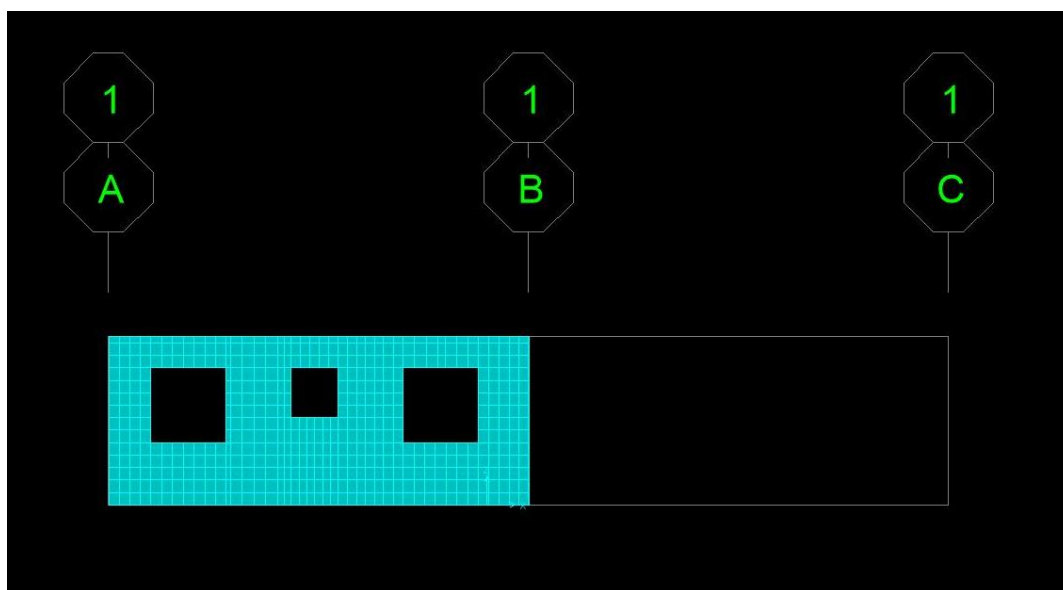
Com os elementos de casca (Shell) inseridos no SAP2000 utilizou-se a ferramenta *Automatic Area Mesh* para gerar a malha apresentada na Figura 49. Devido ao pé direito do caso estudado ser de 2,7m, optou-se por configurar a malha de forma que houvesse uma primeira linha de 10cm para representar o compensador e o restante fosse dividido em quadrados de 20x20cm. Para evitar problemas de transferência entre pontos da malha, foi atribuído a todas elas a condição de conectar as malhas com restrições de borda (*Create Constraints Around Area Object Edges*).

Figura 48 – Lançamento da Geometria do Modelo



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 49 – Apresentação da malha aplicado na casca



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

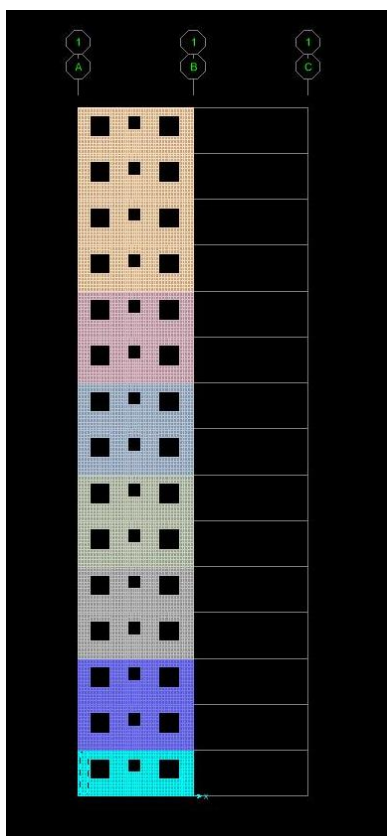
Com a malha criada, o pavimento foi replicado por 14 andares e se aplicou as características dos diferentes blocos adotados por andar, conforme pode ser visto na Figura 51 que realiza a representação dos diferentes materiais de acordo com o padrão estabelecido na Figura 50.

Figura 50 – Variação de material por pavimento (padrão de cores)

Pavimento	f_{bk} (MPa)
15	4
14	4
13	4
12	4
11	6
10	6
9	8
8	8
7	10
6	10
5	12
4	12
3	14
2	14
1	16

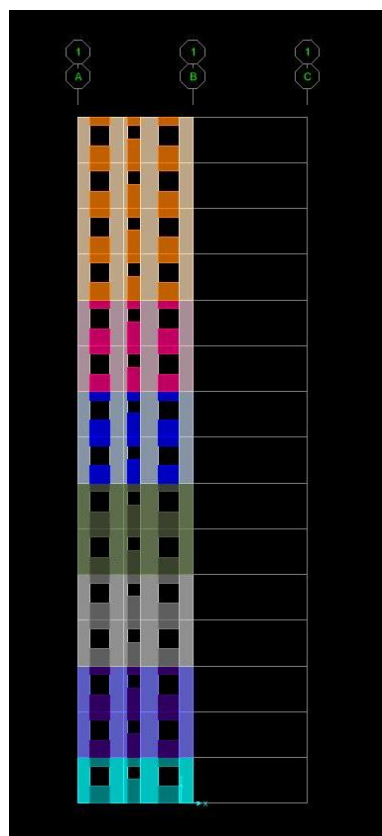
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 51 – Ilustração da variação de material por pavimento modelos MEF-P e MEF-A



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 52 - Ilustração da variação de material por pavimento modelo MEF-S



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Já para o modelo MEF-S, a aplicação de materiais respeitou a divisão estabelecida pela ABNT NBR 16868-1:2020 de modo que na região de vigas aplicou-se um coeficiente de redução de 0,4 e nas paredes um coeficiente de 0,8. A Figura 52 ilustra a divisão na aplicação de materiais sendo seguido o mesmo padrão da Figura 50 porém aplicando um tom mais escuro na região onde o coeficiente de 0,4 foi aplicado.

Em relação a aplicação de carga, o vento foi inserido de maneira análoga ao do MPB e as cargas verticais foram inseridas utilizando a aplicação de carga do tipo *Uniform to frame (Shell)* que aplica uma carga vertical distribuída na parede multiplicando esta carga por toda a área superficial da parede. Para que esta utilização fosse coerente, foi necessária a divisão das cargas lineares encontradas por parede pelo pé direito da parede (2,7m) e os valores de cargas obtidos com isto são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Cargas verticais adaptadas para aplicação no MEF

PAR	GRUPO	G _k (N/mm ²)	Q _k (N/mm ²)	Último pavimento	
				G _k (kN/mm ²)	Q _k (kN/mm ²)
1XA	1	4,08E-03	4,71E-04	4,08E-03	4,71E-04
1XB	2	6,36E-03	1,35E-03	6,36E-03	1,35E-03
1XC	3	6,35E-03	8,97E-04	6,35E-03	8,97E-04
1XD	4	4,78E-03	8,04E-04	4,78E-03	8,04E-04
2X	1	4,08E-03	4,71E-04	4,08E-03	4,71E-04
3X	4	4,78E-03	8,04E-04	4,78E-03	8,04E-04
4X	5	5,97E-03	1,12E-03	5,97E-03	1,12E-03
5X	6	4,95E-03	9,40E-04	1,02E-02	9,40E-04
6X	6	2,47E-03	4,70E-04	1,02E-02	4,70E-04
1Y	1	4,08E-03	4,71E-04	4,08E-03	4,71E-04
2YA	1	4,08E-03	4,71E-04	4,08E-03	4,71E-04
2YB	5	5,97E-03	1,12E-03	5,97E-03	1,12E-03
2YC	6	4,95E-03	9,40E-04	1,02E-02	9,40E-04
3Y	2	6,36E-03	1,35E-03	6,36E-03	1,35E-03
4Y	6	4,95E-03	9,40E-04	1,02E-02	9,40E-04
5YA	4	2,39E-03	4,02E-04	2,39E-03	4,02E-04
5YB	7	2,71E-03	1,92E-04	2,71E-03	1,92E-04

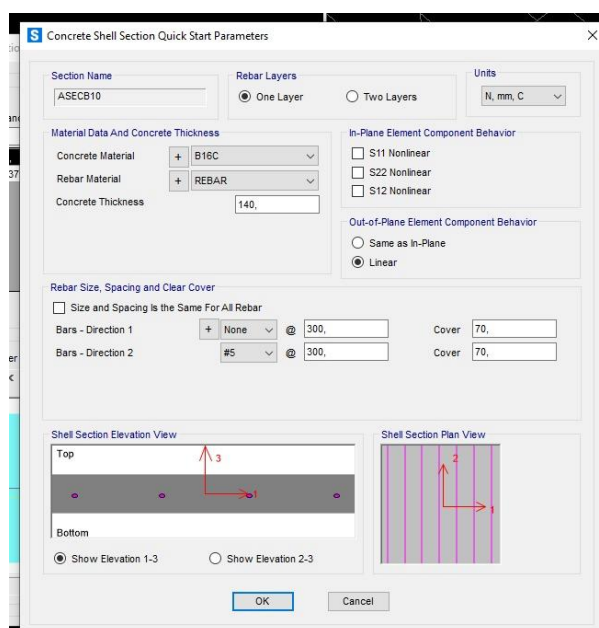
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para realização do processamento não linear (MEF-A) foi aplicada a casca (*shell*) uma seção do tipo *layered* que consiste em uma seção que é composta por camadas e que aceita o processamento não-linear das características do material.

Devido ao impacto da fissuração neste modelo para simplificar o processamento, retardando o início do comportamento não-linear no carregamento vertical, e assim diminuir o tempo da análise foi adotada uma camada de aço. É coerente admitir a presença de aço pois em um caso real haveria ao menos a consideração de ferros construtivos. Cabe dizer que com esta consideração o modelo MEF-NLF-A demorou mais de 8 horas para completar seu processamento.

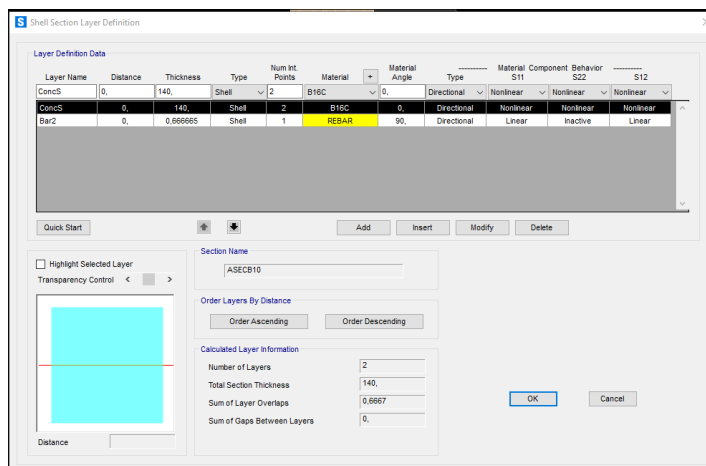
A camada de aço adotada possui 0,66mm com rigidez apenas na vertical e suas características podem ser observadas na Figura 53 e na Figura 54.

Figura 53 – Características da camada de aço



Fonte: SAP2000

Figura 54 - Características da seção *layered*

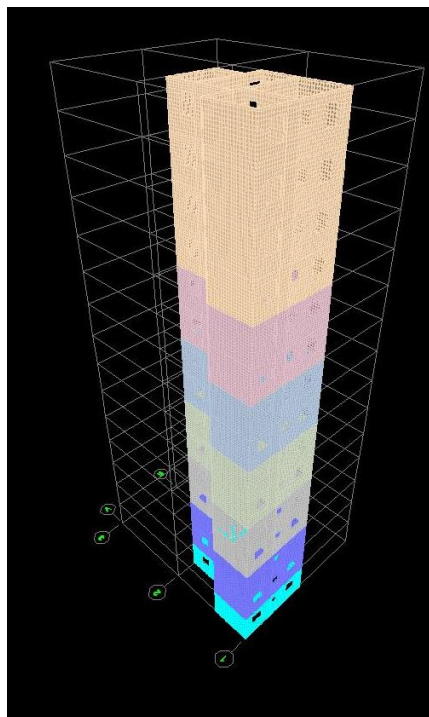


Fonte: SAP2000

A aplicação de carga para o MEF-A, não linear, foi realizada em duas etapas. Primeiramente aplicou-se a carga vertical de forma realizando a análise não linear e em seguida realizou-se a aplicação da carga de vento de forma incremental e salvando a deformação em alguns passos. Adotou-se este modo para facilitar a visualização do efeito da aplicação incremental do Vento na estrutura.

Por fim, a Figura 55 apresenta uma representação em 3d em um dos modelos utilizados para análise através do método dos elementos finitos.

Figura 55 – Representação em 3D do modelo MEF.



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

9 RESULTADOS

Mesmo sendo o mesmo modelo para ambos os ventos, a análise foi feita de forma separada conforme detalhado no tópico das combinações. A seguir, são apresentadas nas Tabela 24

Tabela 27 a 27, respectivamente os resultados de deslocamento máximo para Vento X em ELU, Vento X em ELS, Vento Y em ELU e Vento Y em ELS. Como a ideia dos modelos com não-linearidade física considerada de modo simplificado é fazer considerações de acordo com o estabelecido pela ABNT NBR 16868-1:2020 não é

coerente o cálculo dos modelos simplificados para ELS, pois a norma estabelece o uso dos coeficientes apenas para o ELU.

Tabela 24 - Deslocamento máximo para Vento X em ELU

VENTO X - ELU	
MODELOS	DESLOCAMENTO MÁXIMO (mm)
MPB-P	125,58
MPB-S	156,97
MPE-P	99,04
MPE-S	122,92
MEF-P	18,86
MEF-S	22,61
MEF-A	36,81

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 25 - Deslocamento máximo para Vento X em ELS

VENTO X - ELS	
MODELOS	DESLOCAMENTO MÁXIMO (mm)
MPB-P	53,82
MPE-P	42,22
MEF-P	4,80
MEF-A	4,86

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 26 -- Deslocamento máximo para Vento Y em ELU

VENTO Y - ELU	
MODELOS	DESLOCAMENTO MÁXIMO (mm)
MPB-P	80,01
MPB-S	100,07
MPE-P	61,92
MPE-S	77,06
MEF-P	13,46
MEF-S	16,27
MEF-A	14,32

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 27 - Deslocamento máximo para Vento X em ELS

VENTO Y - ELS	
MODELOS	DESLOCAMENTO MÁXIMO (mm)
MPB-P	34,31
MPE-P	26,48
MEF-P	3,65
MEF-A	3,66

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Para os modelos desenvolvidos pelo método dos elementos finitos e com consideração de não-linearidade física aproximada o carregamento foi feito por incrementos de modo que o comportamento não-linear ficasse mais evidente. Os resultados dos deslocamentos a cada passo (incremento de carga) são apresentados nas Tabela 28 e Tabela 29 para o caso de ELU.

Tabela 28 – Deslocamento máximo em x de acordo com o incremento de carga aplicado.

Passos	Porcentagem da força aplicada	V _x (kN)	Deslocamento máximo (mm)
0	0	0	0,000
1	10,00%	25,88	1,713
2	17,46%	45,17	2,996
3	31,04%	80,32	5,414
4	42,58%	110,19	8,274
5	54,88%	142,01	12,270
6	65,17%	168,64	16,591
7	75,52%	195,42	21,854
8	86,31%	223,33	28,304
9	97,14%	251,35	34,845
10	100,00%	258,76	36,730

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Tabela 29 - Deslocamento máximo em y de acordo com o incremento de carga aplicado.

Passos	Porcentagem da força aplicada	V_y (kN)	Deslocamento (mm)
0	0	0	0
1	10,00%	19,44	0,9885
2	20,00%	38,89	1,9771
3	29,12%	56,62	2,8754
4	41,21%	80,12	4,1665
5	52,03%	101,17	5,5478
6	69,64%	135,41	8,3028
7	83,69%	162,72	10,8734
8	99,83%	194,10	14,2714
9	100,00%	194,43	14,3094

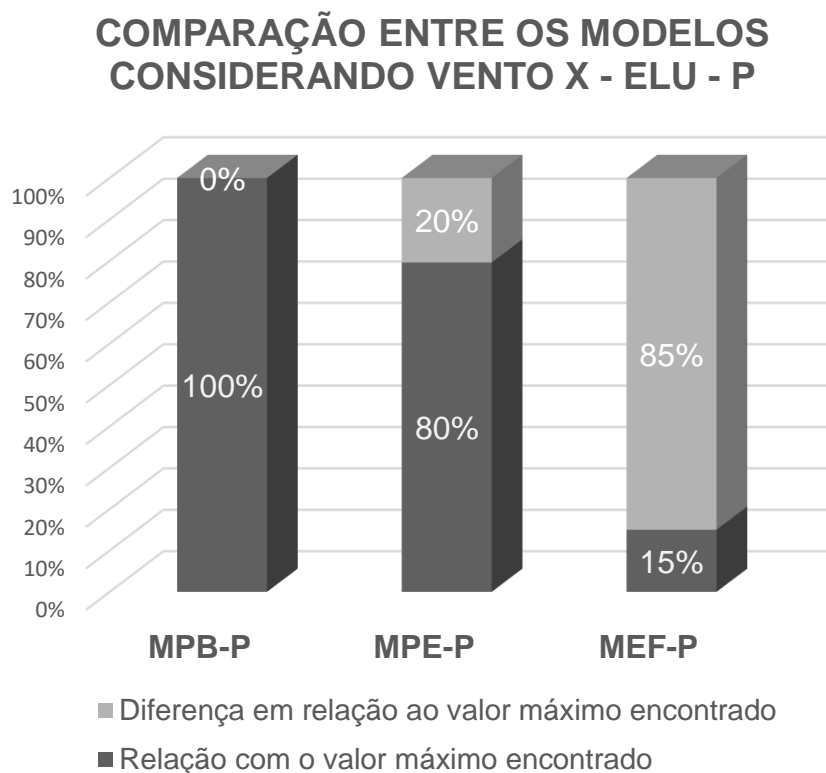
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

10 ANÁLISE DOS RESULTADOS

10.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS UTILIZADOS

Para comparação entre os métodos utilizados optou-se por realizar comparações fixando o vento, a combinação e a consideração de Não-linearidade física e variando apenas os modelos. Como artifício de comparação considerou-se o valor máximo obtido entre os modelos como 100% e calculou-se a relação entre cada um dos outros modelos e este valor máximo, através da divisão do deslocamento do modelo pelo deslocamento máximo. Além disso, também se calculou a porcentagem da diferença entre cada um dos modelos e o valor máximo obtido. Com isto, obtiveram-se os gráficos apresentados nas Figura 56, Figura 57, Figura 58 e Figura 59.

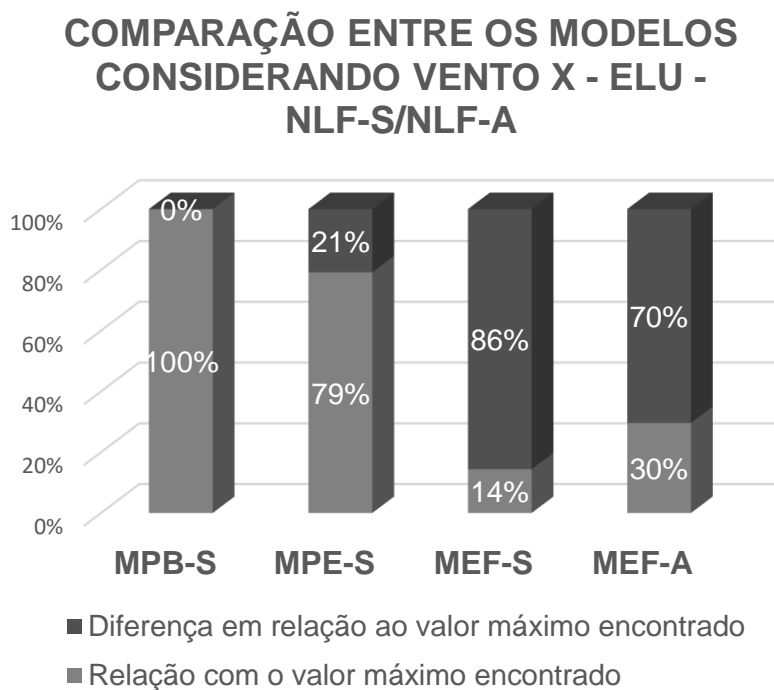
Figura 56 – Comparação entre modelos considerando Vento X – ELU - P



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

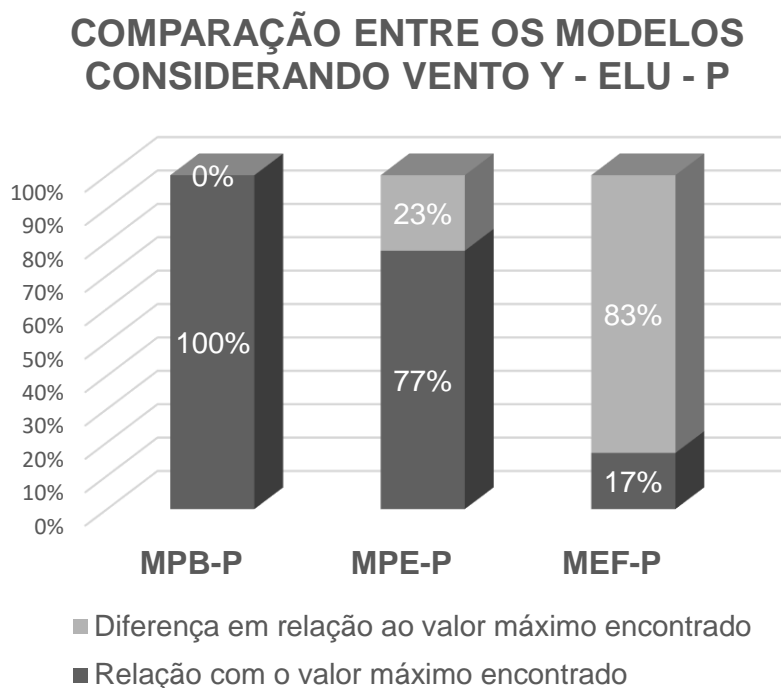
Figura 57 - Comparação entre modelos considerando Vento X – ELU – NFT-S/NLF-

A



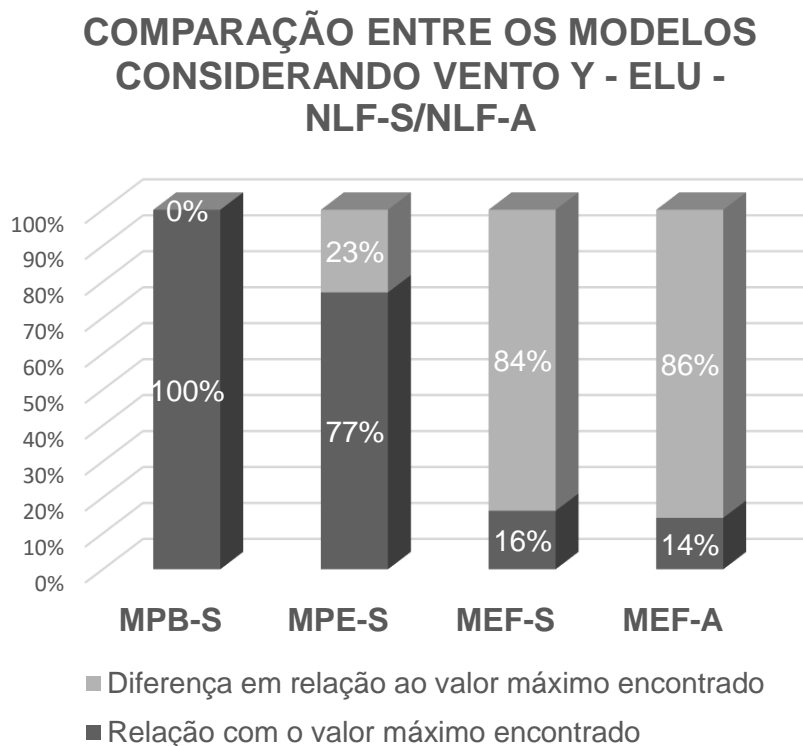
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 58 - Comparação entre modelos considerando Vento Y – ELU – P



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 59 - Comparação entre modelos considerando Vento Y – ELU – NFT-S e NLF-A



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Sendo as combinações de serviço uma porcentagem da combinação de estado limite útil, para se evitar a repetição optou-se por apresentar apenas as comparações em ELU.

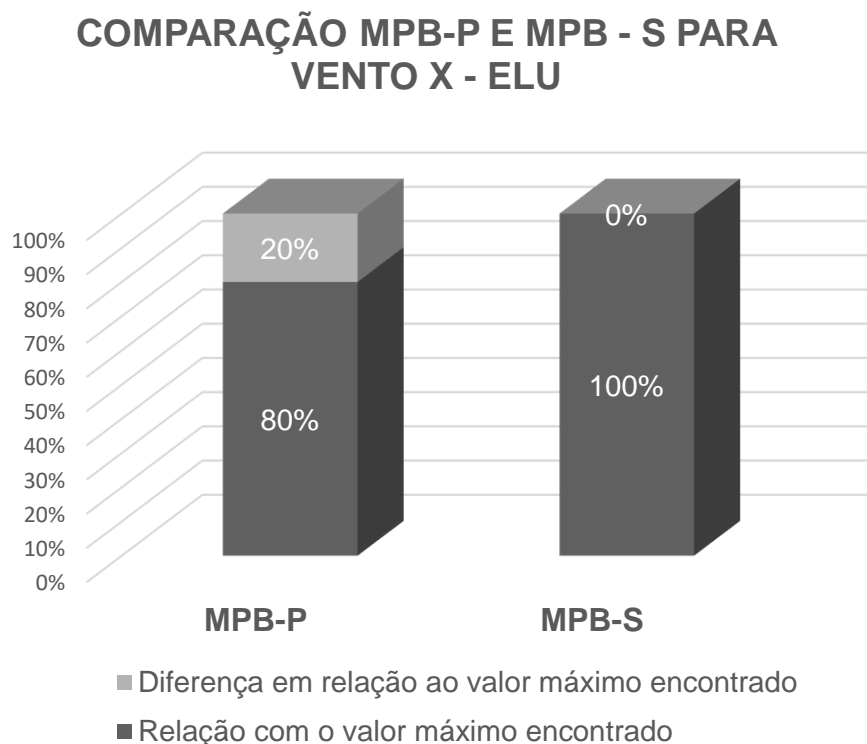
Tanto no Vento X como no Vento Y observa-se que o maior valor encontrado ocorre no método de paredes em balanço, o que é esperado, pois se trata do modelo mais simplificado e que não leva em conta o acoplamento das paredes. Observa-se uma diferença de 85% entre o valor obtido através do método dos elementos finitos e o método de paredes em balanço tanto na consideração que não se considera a não-linearidade física (NLF-P - Figura 56) quanto no caso onde está consideração é realizada de modo simplificado de acordo com os coeficientes determinados pela ABNT NBR 16868-1:2020 (NLF-S - Figura 57). No caso em que a Não-Linearidade Física é considerada de modo aproximado observa-se conforme Figura 57 que ocorre uma diminuição da diferença entra a consideração dos modelos simplificados e do método dos elementos finitos, porém nesta o MEF-A ainda produz resultado 74% menores que o MPB.

10.2 COMPARAÇÃO ENTRE AS CONSIDERAÇÕES DE NÃO-LINEARIDADE FÍSICA

10.2.1 Método das Paredes em Balanço

A comparação entre a consideração de NLF-P e a NLF-S se fez de modo análogo ao descrito no tópico anterior, fixando os outros parâmetros e avaliando os resultados considerando apenas esta variação. A Figura 60 e Figura 61 apresentam esta comparação para o ELU no vento X e no Vento Y considerando o MPB. Conforme o esperado a relação entre o valor encontrado pela consideração da NLF-P e da NLF-S foi de 80%, este valor era esperado pois o coeficiente utilizado para o MPB-S foi de 0,8.

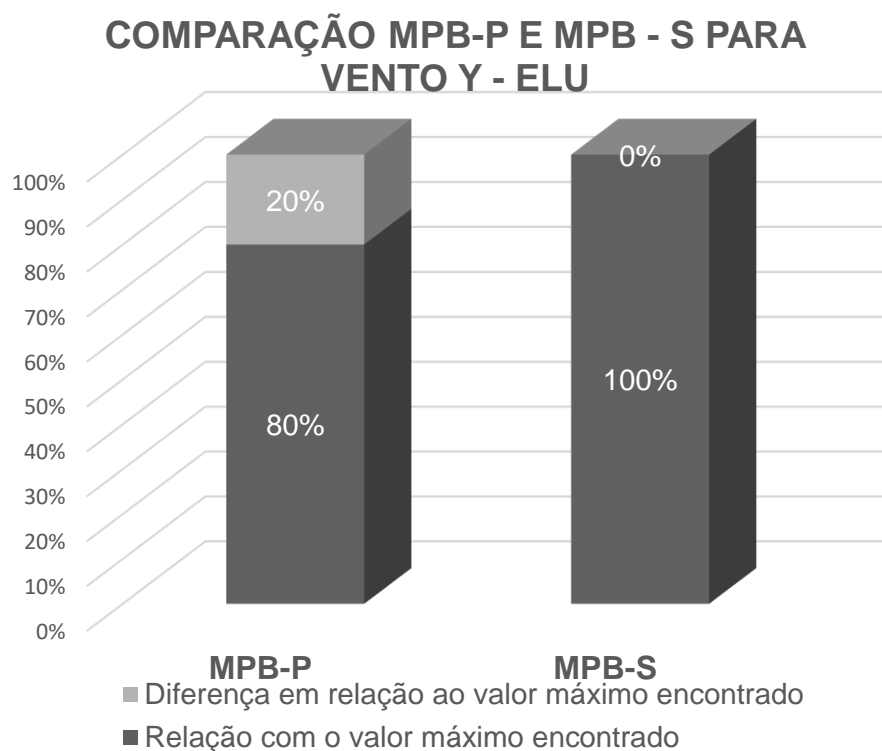
Figura 60 – Comparação MPB-P e MPB-S para Vento X e considerando ELU



b

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 61 - Comparação MPB-P e MPB-S para Vento Y e considerando ELU

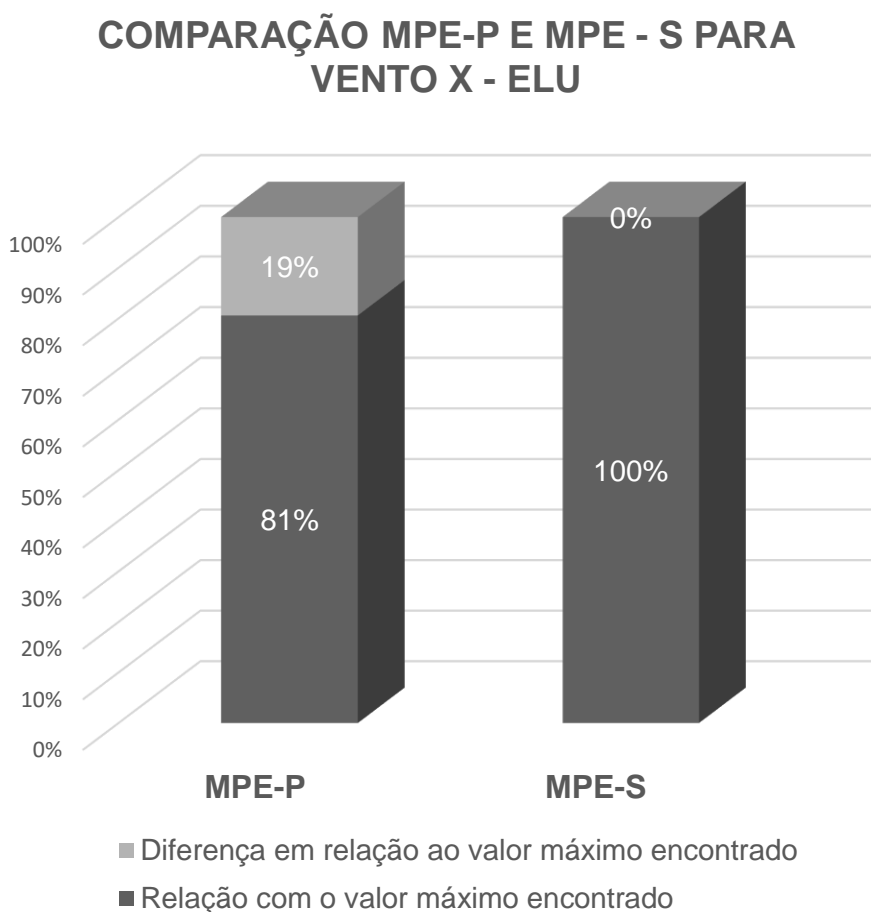


Fonte: Elaborado pela autora, 2022

10.2.2 Método dos Pórticos Espaciais

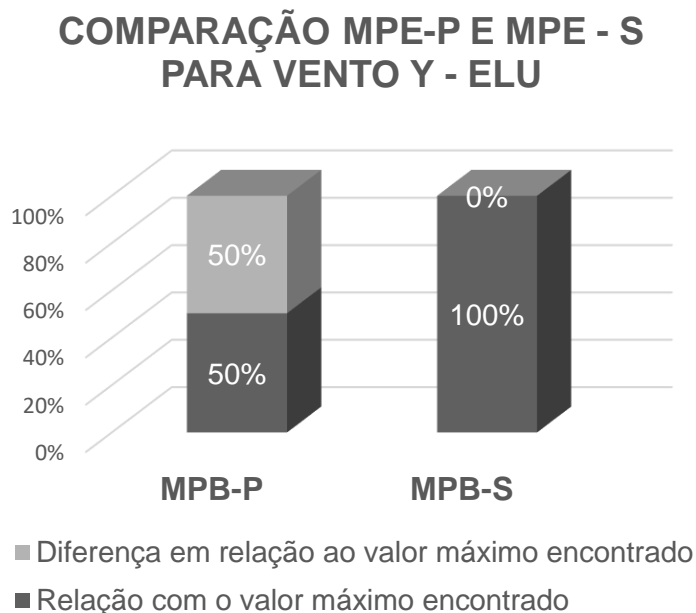
Os Figura 62 e Figura 63 apresentam esta comparação para o ELU no vento X e no Vento Y considerando o MPE. Como neste caso foi utilizado o coeficiente de redução da rigidez de 0,8 para paredes e de 0,4 para vigas, a relação entre estas duas não é direta como no método anterior. Os resultados mostram que as vigas apresentam maior influência no vento Y do que no vento X pois o impacto da redução foi maior no primeiro. Isto provavelmente se dá pelo fato de que as vigas consideradas no Vento Y possuem maior altura, sendo estas de 590mm e 1090mm enquanto todas as que atuam no Vento X apresentam uma altura de 490mm.

Figura 62 - Comparação MPE-P e MPE-S para Vento X e considerando ELU



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 63 - Comparação MPB-P e MPB-S para Vento Y e considerando ELU



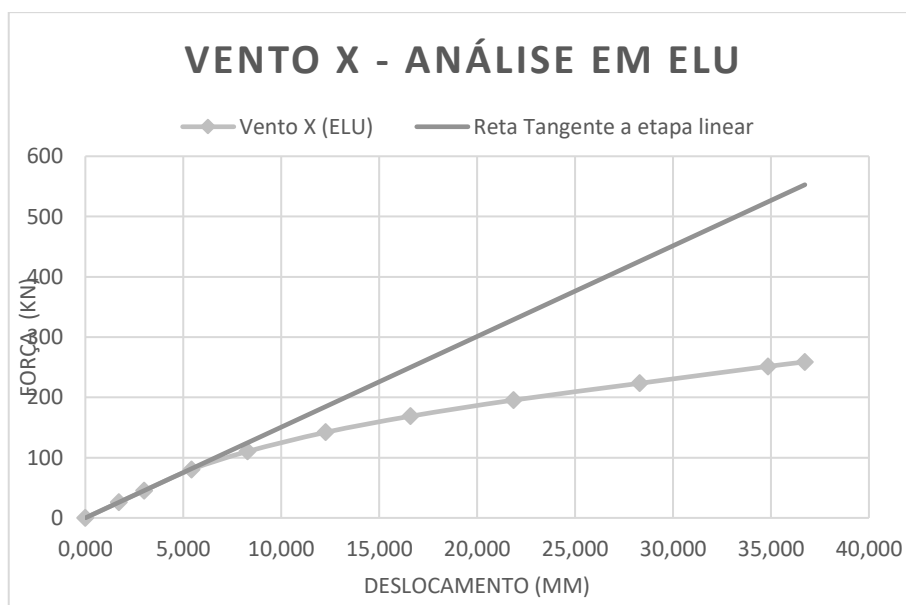
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

10.2.3 Método dos Elementos Finitos

- **Estado Limite Último**

Conforme citado no tópico de apresentação de resultados no modelo utilizando o método dos Elementos Finitos a carga foi aplicada através de incrementos (valores apresentados nas Tabela 28 e Tabela 29) e com estes foi possível a elaboração dos gráficos de Força versus Deslocamentos apresentado nas Figura 64 e Figura 72.

Figura 64 - Gráfico Força versus descolamento para o vento X (ELU)

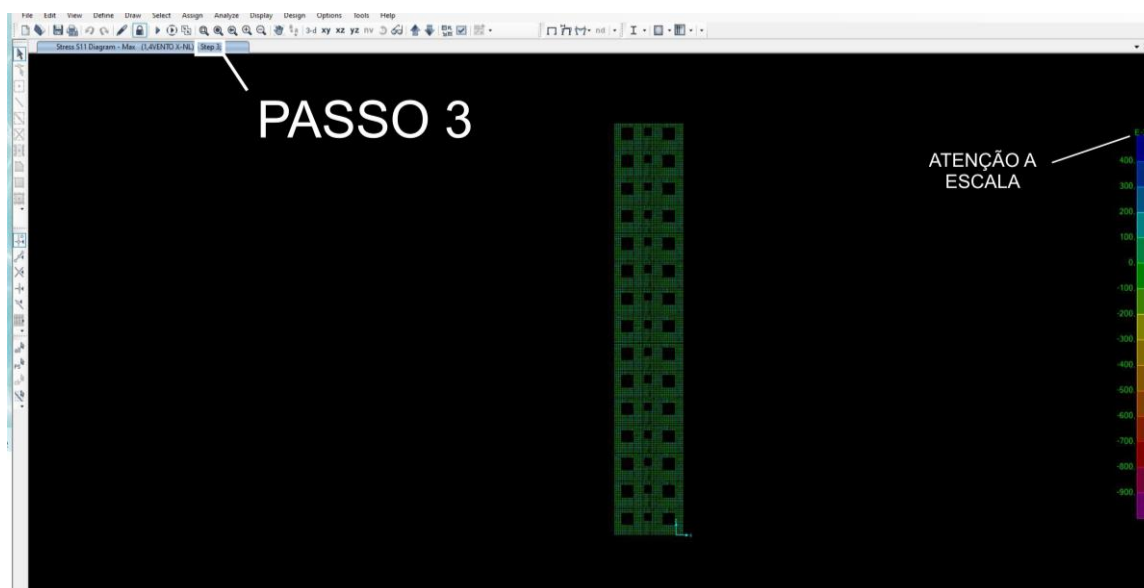


Fonte Elaborado pela autora, 2022

É possível observar na Figura 64 que para o Vento X a relação Força versus deslocamento deixa de ser linear no quarto ponto do incremento de carga, o que corresponde a 41,21% de $1,4V_x$ (V_{xd}) que equivale a 80,12kN. Cabe ressaltar que este valor é distribuído pelos andares de acordo com a altura de cada um deles e só é apresentado somado aqui para facilitar a apresentação dos dados.

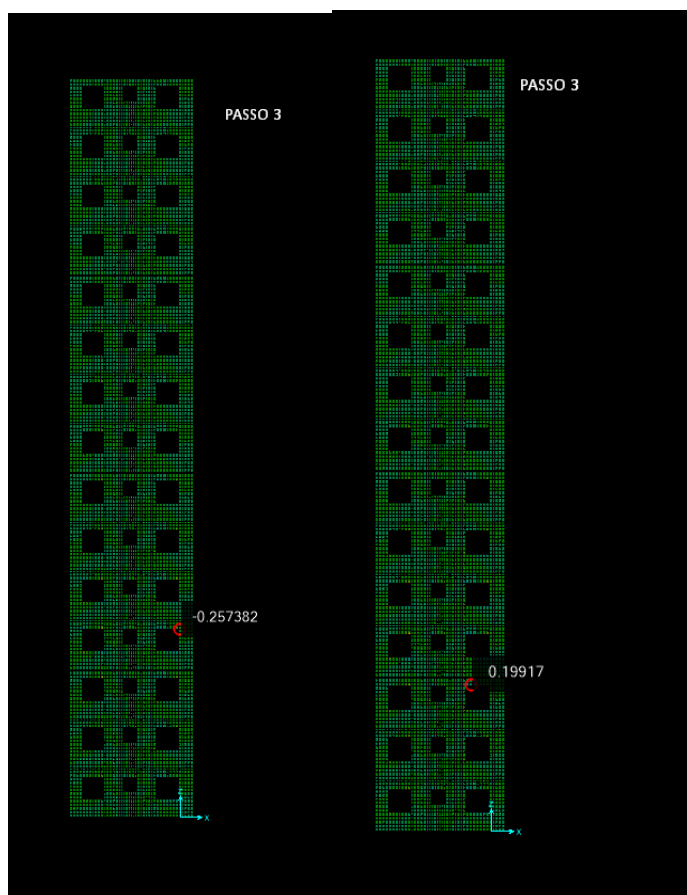
A Figura 65, a Figura 67 e a Figura 69 apresentam respectivamente os diagramas de tensão para os passos 3,4 e 5 de aplicação de $1,4V_x$ no modelo. E as figuras Figura 66, Figura 68 e Figura 70 os valores máximos de compressão e tração obtidos por observação dos diagramas. Com isto, tem-se que é coerente assumir que com esta porcentagem de força de Vento x aplicada, as tensões na parede ultrapassam o 0,2 MPa (limite de resistência a tração na maioria dos blocos utilizados, conforme foi apresentado na Tabela 16) e com isto iniciou-se o processo de fissuração e por consequência, a relação força e deslocamento deixou de ser linear.

Figura 65 – Diagrama de tensão na parede da direção S11 no passo 3 de incremento de carga (Parede 1X)



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 66 – Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1X – Passo 3) – Valores em MPa



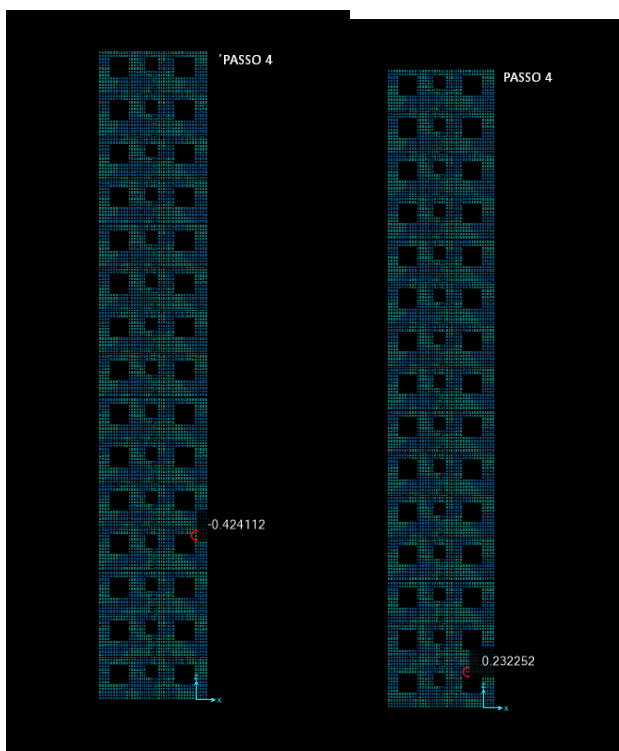
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 67 - Diagrama de tensão na parede da direção S11 no passo 4 de incremento de carga - Valores em MPa



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 68 - Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1X – Passo 4) - Valores em MPa



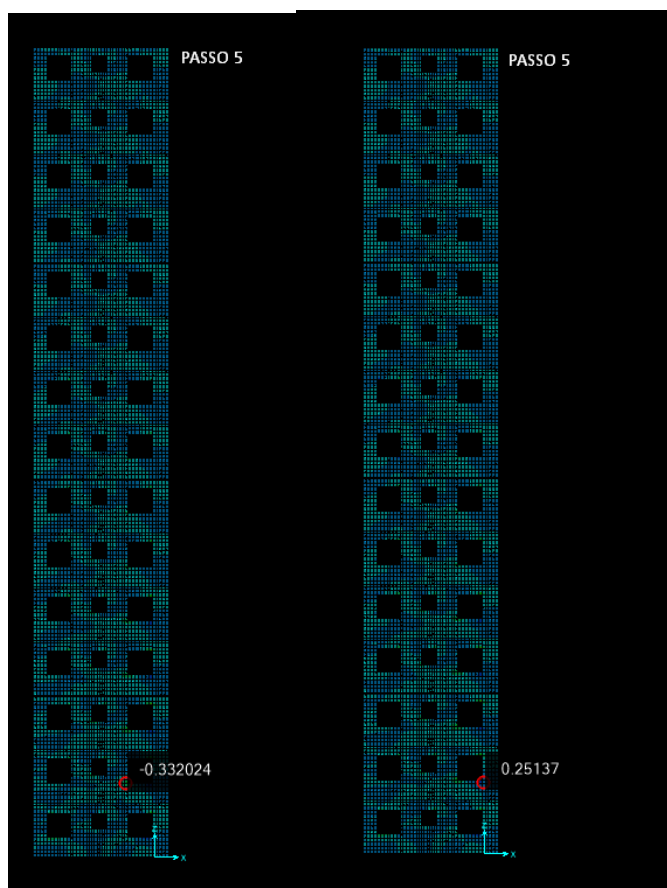
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 69 - Diagrama de tensão na parede da direção S11 devido no passo 5 de incremento de carga



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

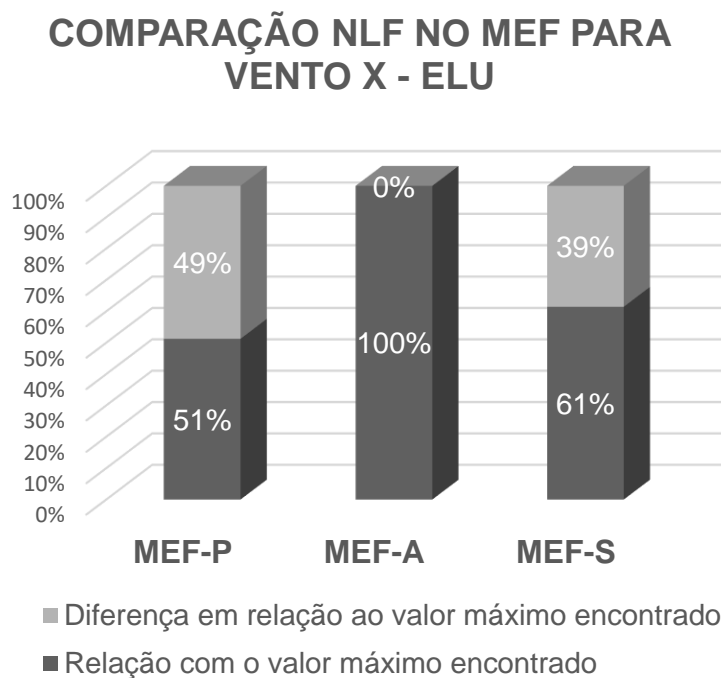
Figura 70 – Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1X – Passo 5) - Valores em MPa



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

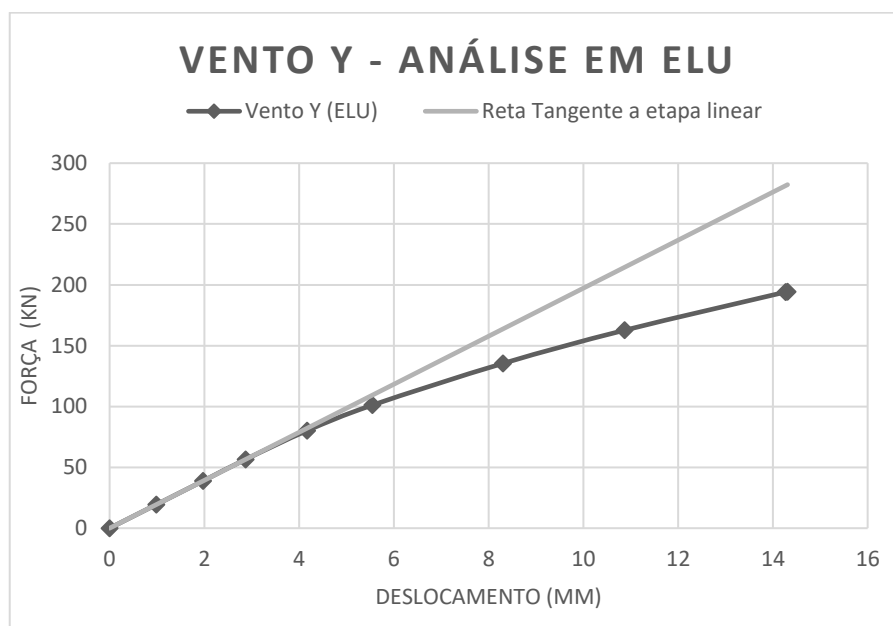
A Figura 71 apresenta uma comparação dos valores do deslocamento máximo para cada uma das considerações de Não-Linearidade física apresentadas no modelo. É possível observar que a relação entre o cálculo aproximado e o puro é de 51%, valor este que mostra que para este caso a consideração de 80% da rigidez em paredes e 40% em vigas apresentada pela ABNT NBR 16868-1:2020 pode não ser representativo. O resultado do modelo utilizando os coeficientes da norma corrobora para esta conclusão, pois vemos que embora este esteja 10% mais próximo do que o resultado do MEF-P a diferença de 39% ainda é significativa.

Figura 71 - Comparação NLF No MEF Para Vento X - ELU



Fonte Elaborado pela autora, 2022

Figura 72 - Gráfico Força x deslocamento para o vento Y (ELU)

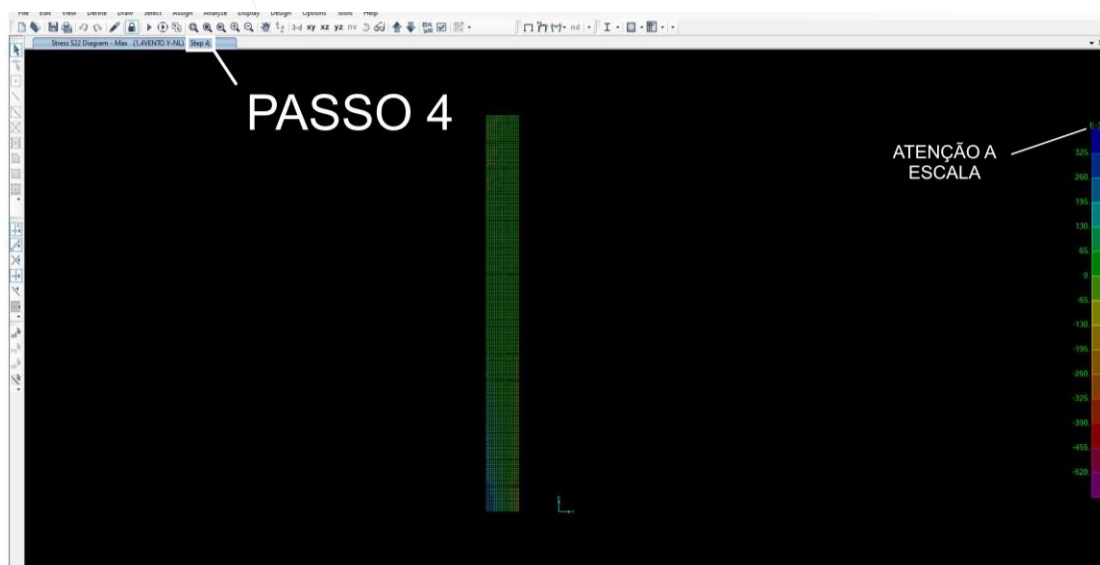


Fonte Elaborado pela autora, 2022

A Figura 72 mostra que no caso do Vento Y a os efeitos da Não-Linearidade física começam a ser observados a partir do passo 5, que corresponde a 52,03% de $1,4V_y$ (V_{yd}) que equivale a 101,17kN, valor distribuído entre os pavimentos. A Figura 73, Figura 75 e Figura 77 apresentam a tensão para este vento nos passos 4, 5 e 6. E as figuras

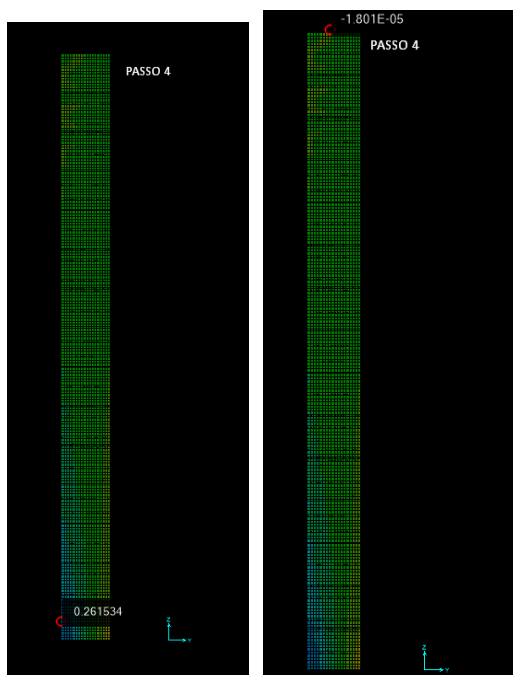
Figura 74, Figura 76, Figura 78 os valores máximos de compressão e tração obtidos por observação dos diagramas. É possível observar que nesta direção também ocorrem tensões de tração superiores a 0,2MPa e 0,25MPa (limites de resistência a tração dos blocos utilizado, conforme Tabela 16). Além da variação dos valores máximos, foi observado que a área tracionada é maior a cada passo.

Figura 73 - Diagrama de tensão na parede da direção S22 devido no passo 4 de incremento de carga (Parede 1Y)



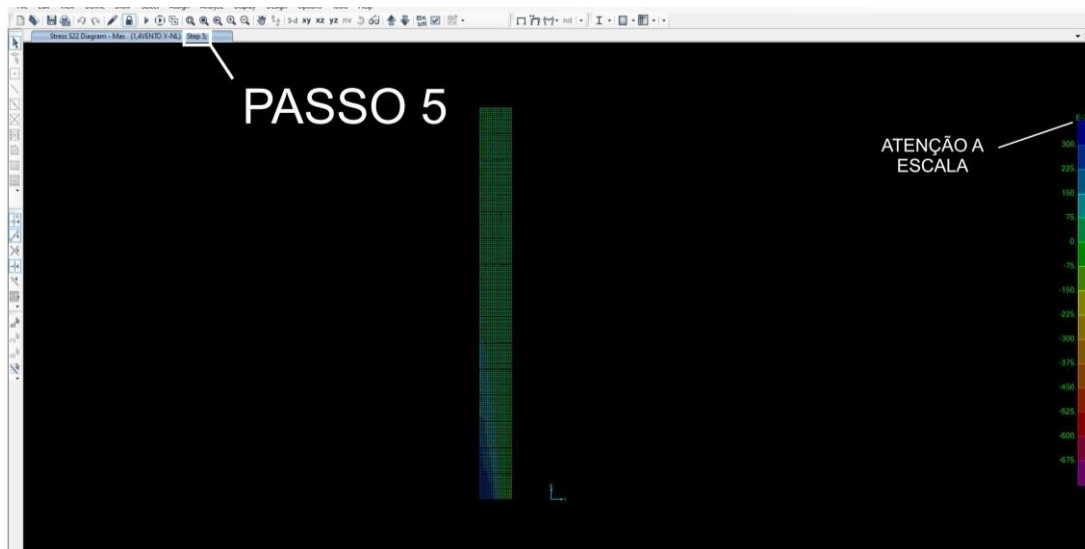
Fonte Elaborado pela autora, 2022

Figura 74 - Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1Y – Passo 4) - Valores em MPa



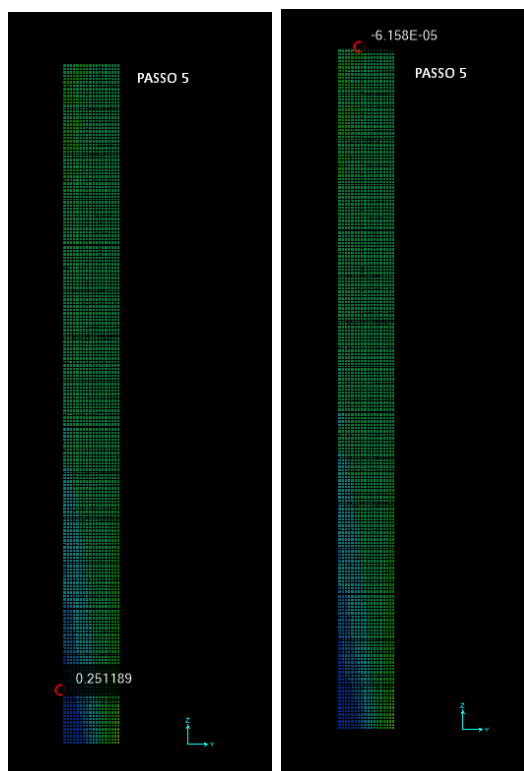
Fonte Elaborado pela autora, 2022

Figura 75 - Diagrama de tensão na parede da direção S22 devido no passo 5 de incremento de carga



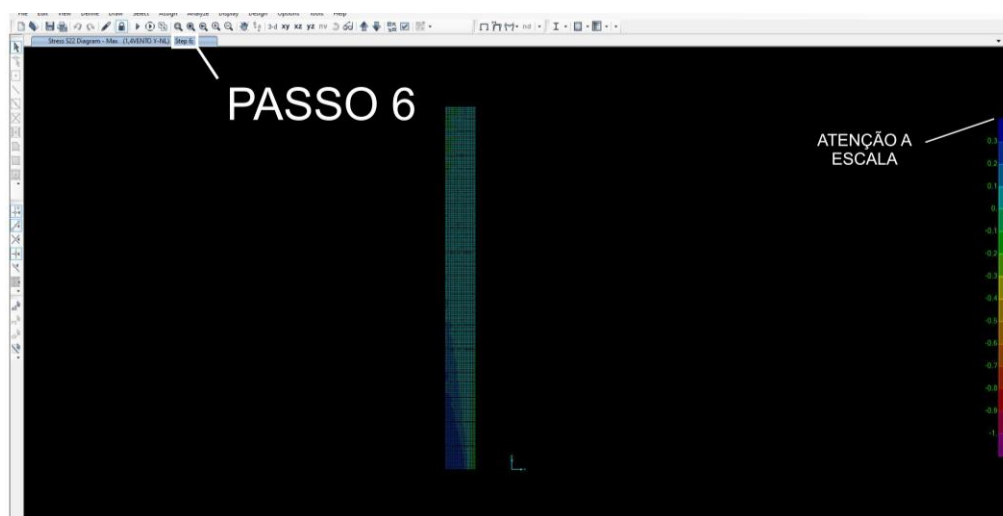
Fonte Elaborado pela autora, 2022

Figura 76 - Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1Y – Passo 5) - Valores em MPa



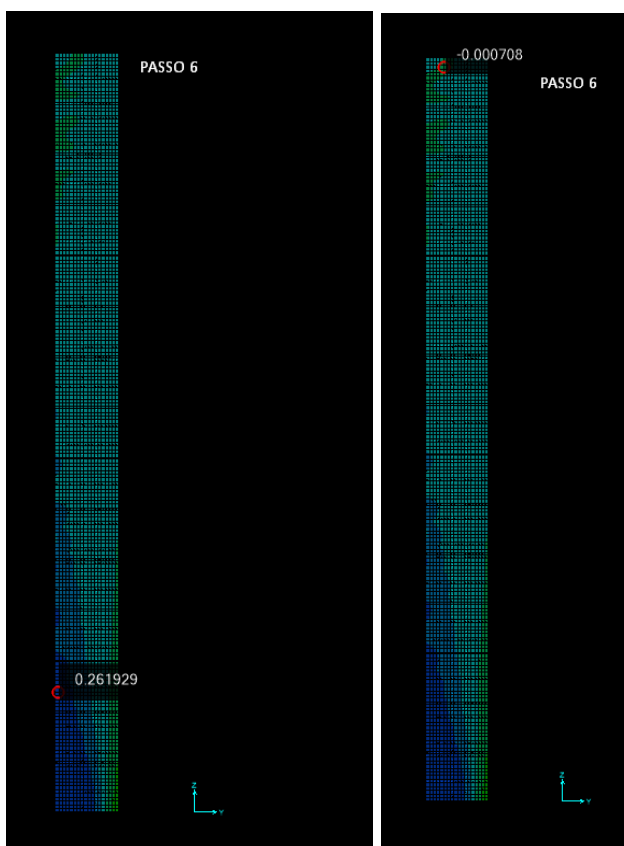
Fonte Elaborado pela autora, 2022

Figura 77 - Diagrama de tensão na parede da direção S22 devido no passo 5 de incremento de carga



Fonte Elaborado pela autora, 2022

Figura 78 - Indicação da máxima tensão de tração e de compressão localizada (Parede 1Y – Passo 6) - Valores em MPa

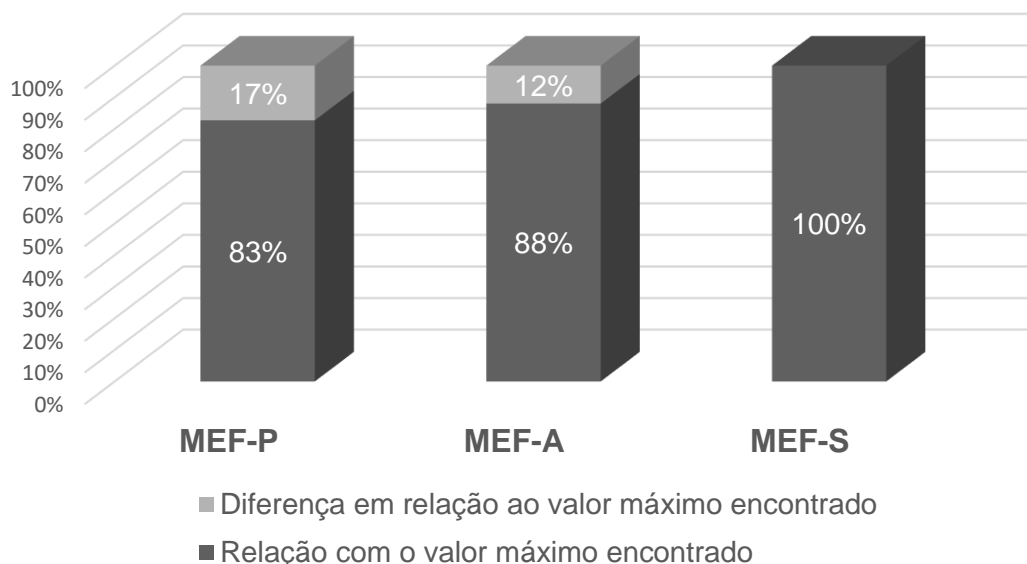


Fonte Elaborado pela autora, 2022

A Figura 79 indica a comparação entre os três modelos no ELU para o Vento Y, nela é possível observar que nesta o MEF-S, que é o modelo que utiliza os coeficientes da norma se mostra como o maior valor. Além disso, sendo o deslocamento máximo no MEF-A de 14,32mm e MEF-P de 13,46, pode-se observar que a o segundo é 6% menor que o aproximado.

Figura 79 - Comparação NLF No MEF Para Vento Y - ELU

COMPARAÇÃO NLF NO MEF PARA VENTO Y - ELU



Fonte Elaborado pela autora, 2022

Analisando a Figura 64 é possível observar que no Vento X o deslocamento máximo observado, que corresponde ao obtido com a aplicação de 100% da força de vento de cálculo, seria alcançado com uma força de 550kN, que é 53% maior do que a força que levou a este carregamento no regime não linear (258,76kN). Já no Vento Y, observa-se que a força correspondente ao deslocamento máximo no regime linear é 282kN, que é 31% maior que 194,43kN, valor de cálculo do Vento Y. Para a aplicação total da carga foi possível a obtenção por tabelas geradas pelo SAP2000 dos valores máximos de tração, sendo para o vento X de 0,852 MPa e para o Vento Y de 0,548 Mpa, conforme apresentado na Figura 80 e na Figura 82. Além disso, a Figura 81 e Figura 83 representam a área onde estes valores máximos são apontados.

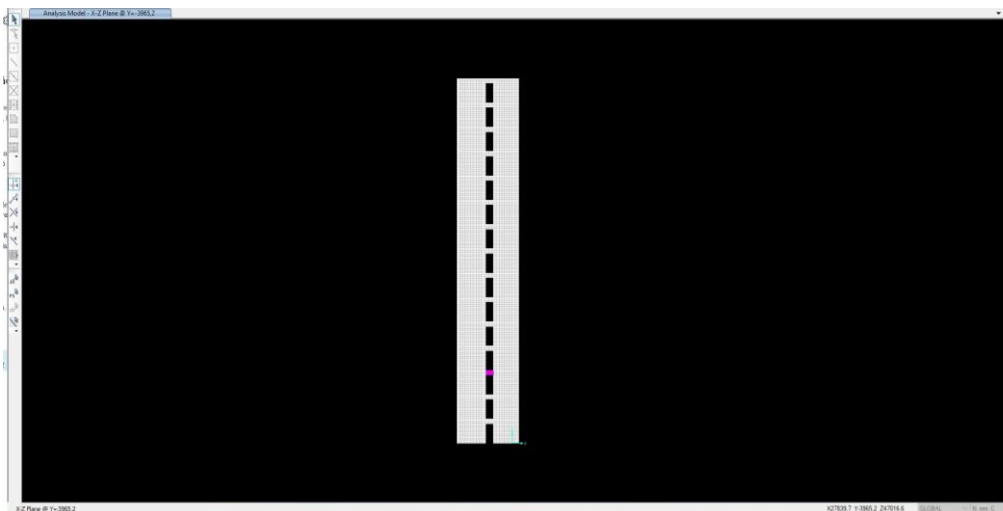
Com isto é possível apontar que a tração resultante do Vento X é 35% maior do que a obtida com o Vento Y e com isto é razoável concluir que a fissuração em X é maior.

Figura 80 – Representação da tabela com valores máximos de tensão para o ELU do Vento X

Area Text	AreaElem	ShellType	Joint Text	OutputCase Text	CaseType	StepType	S11Top N/mm2	S22Top N/mm2	S12Top N/mm2	SMaxTop N/mm2	SMinTop N/mm2
61	61-1	Shell-La...	~7910	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,852	0	0	0	0
61	61-1	Shell-La...	~7911	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,852	0	0	0	0
98	98-1	Shell-La...	~11067	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,824	0	0	0	0
98	98-1	Shell-La...	~11068	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,824	0	0	0	0
24	24-1	Shell-La...	~4741	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,811	0	0	0	0
24	24-1	Shell-La...	~4742	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,811	0	0	0	0
135	135-1	Shell-La...	~14224	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,774	0	0	0	0
135	135-1	Shell-La...	~14225	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,774	0	0	0	0
172	172-1	Shell-La...	~17381	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,712	0	0	0	0
172	172-1	Shell-La...	~17382	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,712	0	0	0	0
209	209-1	Shell-La...	~20538	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,612	0	0	0	0
209	209-1	Shell-La...	~20539	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,612	0	0	0	0
524	524-1	Shell-La...	~1475	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,57	0	0	0	0
524	524-1	Shell-La...	~1476	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,57	0	0	0	0
1Y	1Y-2	Shell-La...	~557	1,4VENTO X-NL	NonStatic	Max	0,503	0,244	0	0	0

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 81 – Representação da área 61 destacada (apresentada na tabela como onde ocorre a máxima tração) – Região entre as paredes 2x e 3x



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 82 - Representação da tabela com valores máximos de tensão para o ELU do Vento Y

Area Text	AreaElem	ShellType	Joint Text	OutputCase Text	CaseType	StepType	S11Top N/mm2	S22Top N/mm2	S12Top N/mm2	SMaxTop N/mm2	SMinT N/mm2
73	73-24	Shell-La...	~9387	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0	0,548	0,081	0	0
73	73-24	Shell-La...	~9389	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0	0,548	0	0	0
506	506-14	Shell-La...	~246	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0,137	0,472	0	0	0
506	506-14	Shell-La...	~247	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0	0,472	0	0	0
110	110-24	Shell-La...	~12544	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0	0,457	0,122	0	0
110	110-24	Shell-La...	~12546	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0	0,457	0	0	0
36	36-11	Shell-La...	~6231	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0,159	0,438	0,008584	0	0
36	36-11	Shell-La...	~6233	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0,259	0,438	0	0	0
147	147-24	Shell-La...	~15701	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0	0,414	0,131	0	0
147	147-24	Shell-La...	~15703	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0	0,414	0	0	0
73	73-11	Shell-La...	~9387	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0,207	0,411	0,092	0	0
73	73-11	Shell-La...	~9389	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0,327	0,411	0	0	0
503	503-5	Shell-La...	~58	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0	0,401	0	0	0
503	503-5	Shell-La...	1013	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0,008964	0,401	0	0	0
184	184-24	Shell-La...	~18858	1,4VENTO Y-NL	NonStatic	Max	0	0,397	0,124	0	0

Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 83 - Representação da área 73 destacada (apresentada na tabela como onde ocorre a máxima tração) – Região entre da parede 5y



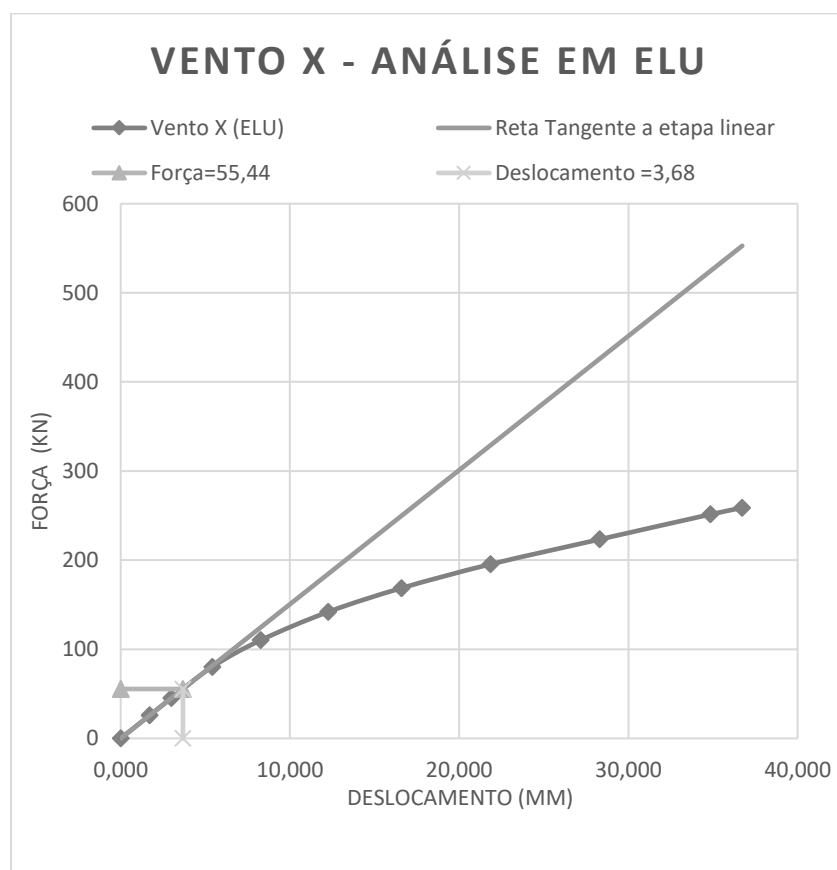
Fonte: Elaborado pela autora, 2022

- **Estado Limite de Serviço**

Sendo o Estado Limite de Serviço correspondente a uma porcentagem da carga aplicada no Estado Limite Último apenas a partir da observação dos gráficos apresentados na seção anterior (Figura 72 e Figura 64) seria possível concluir que a tipologia estudada não fissa no ELS.

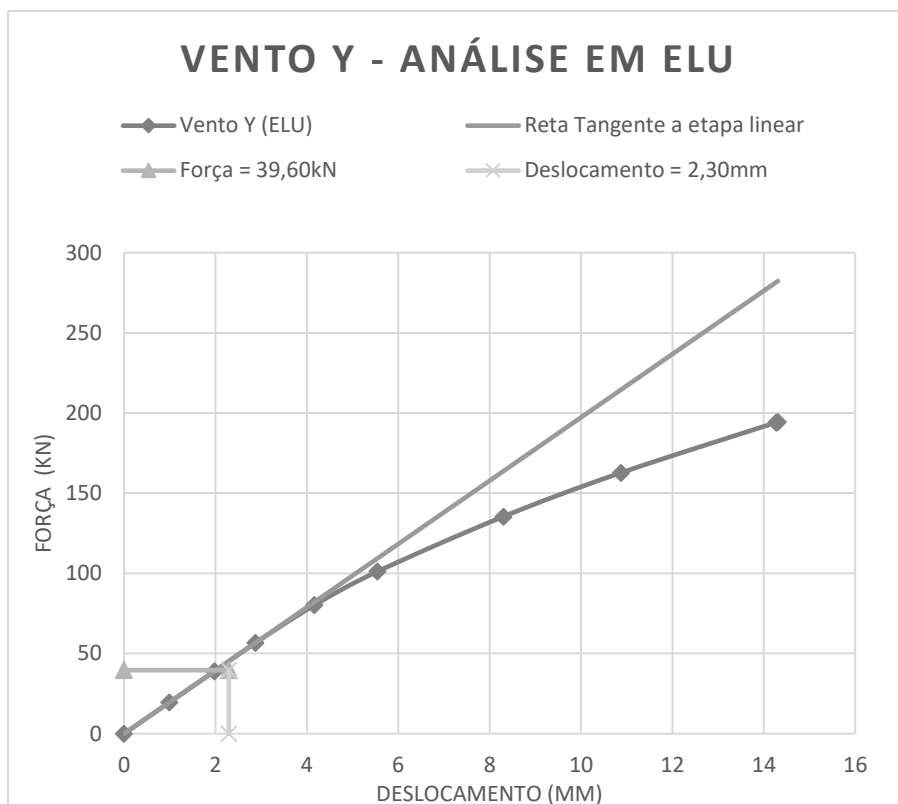
Isto pode ser aferido dos gráficos ao se considerar que considerando a razão entre os coeficientes da força de vento nas duas combinações (0,3 e 1,4) tem-se que para X a força aplicada em ELS seria de 41,7kN e para Y de 39,6kN. Observando nas curvas é possível observar que em ambos os casos o ELU ocorre no trecho linear do gráfico. Conforme indicado Figura 84 e na Figura 85.

Figura 84 – Estimativa de ELS apresentada no gráfico do Vento X em ELU



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

Figura 85 - Estimativa de ELU apresentada no gráfico do Vento Y em ELU



Fonte: Elaborado pela autora, 2022

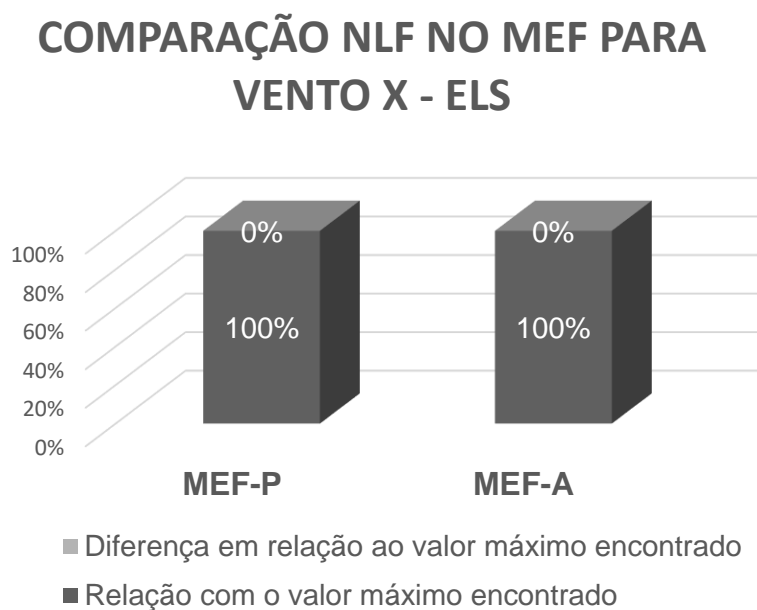
Cabe dizer que esta consideração desconsidera o coeficiente de 1,4 aplicado na carga permanente no ELU e presença da carga variável no ELU. Esta aproximação nos leva a estimar que o deslocamento no ELS em X é 3,68 mm e em Y de 2,11mm. Os resultados obtidos na análise desta combinação são retomados na Tabela 30 e na Tabela 31, além de serem apresentados nos gráficos da Figura 86 e na Figura 87. E se mostram relativamente maiores que as estimativas, sendo para o caso do Vento X, 55% maior e para o caso do Vento Y, 37% maior. O que provavelmente leva a esta diferença é a carga vertical que contribui para adiar o início da fissuração.

Tabela 30 – Deslocamento Máximo – Vento X - ELS

VENTO X - ELS	
Modelos	Deslocamento máximo (mm)
MEF-P	4,80
MEF-A	4,86

Fonte Elaborado pela autora, 2022

Figura 86 - Comparação NLF No MEF Para Vento X - ELS



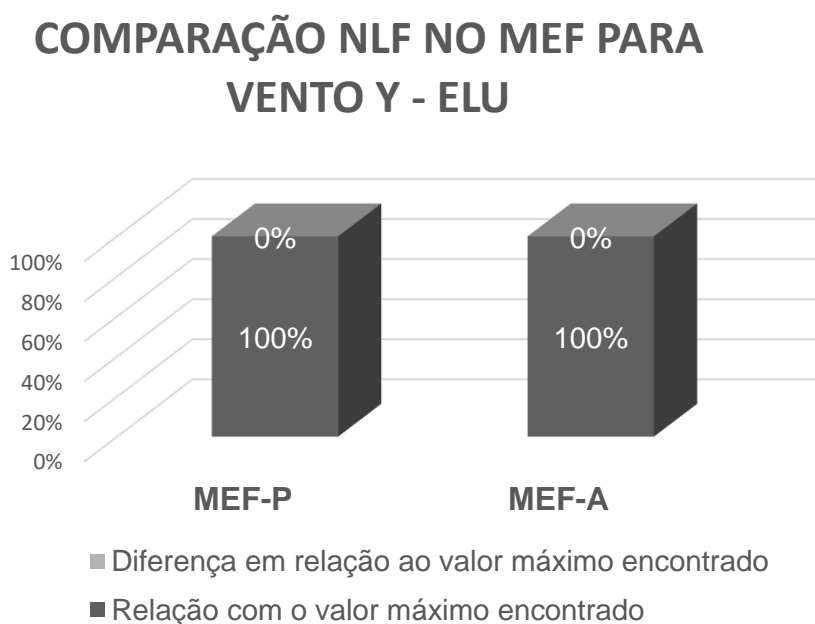
Fonte Elaborado pela autora, 2022

Tabela 31 - Deslocamento Máximo –Vento X - ELS

VENTO Y - ELU	
Modelos	Deslocamento máximo (mm)
MEF-P	3,65
MEF-A	3,66

Fonte Elaborado pela autora, 2022

Figura 87 - Comparação NLF No MEF Para Vento Y - ELS



Fonte Elaborado pela autora, 2022

Ao se estimar o deslocamento em ELS partindo do gráfico de ELU os resultados para o Vento X e Vento Y foram respectivamente de 3,68mm e 2,11mm enquanto os resultados fornecidos pela análise do SAP2000 foram de 4,8mm e 3,65mm. Considerando que a estimativa não abrange apenas a diferença de carregamento vertical nas duas combinações a aproximação, o resultado é razoável. Além disso, a observação da Figura 86 e da Figura 87 mostra que a diferença entre a análise aproximada e pura é mínima, o que também indica que não ocorre fissuração no Estado Limite de Serviço.

CONCLUSÃO

Neste trabalho foram elaborados modelos no software SAP 2000 de um edifício residencial de 15 andares com base em três métodos, sendo eles: o Método das Paredes em Balanço (MPB), o Método dos Pórticos Espaciais (MPE) e o Método dos Elementos Finitos (MEF). Para os dois primeiros métodos utilizou-se duas considerações de Não-Linearidade Física, sendo a primeira chamada de Pura (P) e consistindo em nenhuma consideração de Não-Linearidade Física e a segunda chamada de Simplificada (S) na qual adotou-se os coeficientes de minoração de rigidez estabelecidos pela ABNT NBR 16868-1:2020. No caso do Método dos Elementos Finitos (MEF) foi adicionada uma consideração Aproximada (A) da Não-Linearidade Física através de curvas de tensão deformação simplificadas. Com isto o objetivo era comparar os métodos adotados, verificar a coerência da adoção dos coeficientes de minoração estabelecidos pela ABNT NBR 16868-1:2020 para casos de Estado Limite Último e da dispensa de coeficientes de minoração para Estado Limite de Serviço.

A análise entre os três métodos utilizados nos modelos e sua comparação demonstrou que conforme apresentado na literatura por Hendry, Sinha e Davies (2004). Vieira e Veríssimo (2014) e Silva (2017), a utilização do método das paredes em balanço é extremamente conservadora, apresentando resultados cerca de 20% maiores que o Método dos Pórticos Equivalente e até 85% maiores que o Método dos Elementos Finitos. Ao observar a comparação dos modelos com as considerações de Não-Linearidade Física, observa-se que a diferença entre os resultados dos modelos diminui, porém o MEF ainda produz resultados 74% menores que o MPB.

Em relação aos coeficientes impostos pela norma, observou-se que através da comparação do modelo de MEF-A e MEF-P que a relação entre o deslocamento e a fissuração dependerá não apenas da altura do prédio como também da direção do vento considerada, pois os resultados obtidos para o Vento X, que possui maior intensidade e paredes de contraventamento com menor inércia, mostra que a relação entre o modelo fissurado e o não fissurado é 50%, o que faz com que o coeficiente de 0,8 utilizado para paredes não esteja a favor da segurança neste caso enquanto o coeficiente para as vigas, de 0,4 esteja. Porém para o mesmo prédio com a mesma altura ao observar os resultados do Vento Y, é possível ver que a utilização dos coeficientes da norma se mostram 12% acima do valor obtido através da análise não

linear, ou seja, a favor da segurança. Isto ocorre pois embora a fissuração ocorra em ambos os casos, é mais acentuada no caso do Vento X.

Como observado ao citar a comparação de modelos em casos simplificados como o MPB e o MPE, mesmo que os coeficientes da norma sejam menores que a relação estabelecida entre o MEF-A e o MEF-P o fato destes modelos já serem conversadores na análise linear faz com que o uso dos coeficientes não seja prejudicial a segurança.

Um fato que deve ser apontado é que a análise não linear com carga incremental do Método dos Elementos Finitos demorou cerca de oito horas para ser concluída, o que mostra que embora o método seja refinado e apresente resultados mais próximo do real a sua utilização em massa não é viável, o que indica a importância da norma apresentar modos simplificados de consideração da não linearidade física.

Em relação ao estabelecido pela ABNT NBR 16868-1:2020 para o Estado Limite de Serviço os resultados deste trabalho para as duas direções do Vento mostraram que para o caso estudado é coerente não se considerar a fissuração no Estado Limite de Serviço pois em nenhum dos modelos não-lineares se atingiu a fissuração com a combinação ELS.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2020) **NBR 16868-1**. Alvenaria estrutural – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas** - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 15 p.

FREIRE, F.; FILHO, P. P.; ALBESSO, N. Alvenaria estrutural em edifício de 24 pavimentos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 7, n. 90, p. 34–37, 2018.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. **Design of Masonry Structures**. 3 ed. Reino Unido: E & FN SPON, 2004. 279 p

ITAJAHY SASAKI, D. **Análise não-linear física simplificada de estruturas de contraventamento de edifícios de alvenaria estrutural**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2010.

MOHAMAD, G. **Construções em Alvenaria Estrutural - Materiais, projeto e desempenho**. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2020.

PARSEKIAN, G. A. Edificações em Alvenaria Estrutural: prática, pesquisa e desafios. **Revista Concreto & Construções - Instituto Brasileiro de Concreto (IBRACON)**, v. XLII, n. 76, p. 92–97, 2014.

PARSEKIAN, G. A. Manual de Parâmetros e detalhes para projeto de edifícios de alvenaria estrutural com blocos de concreto. 1. ed. **São Carlos: EdUFSCar, 2012**.

PARSEKIAN, G. A.; MEDEIROS, W. A. **Parâmetros de Projeto de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto**. 2. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2021

SILVA, L. C. DA. **Estudo comparativo orçamentário de um edifício residencial analisando sistemas estruturais distintos: concreto armado e alvenaria**. 2020.

SILVA, Matheus Redigolo da. **Análise Simplificada Da Não Linearidade Física Em Modelos De Estruturas De Contraventamento Em Alvenaria Estrutural: Verificação Da Proposta De Revisão De Norma.** 2017. 94 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2017.

TAUIL, C. A. História da alvenaria estrutural no Brasil. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 7, n. 90, p. 34–37, 2018.

APÊNDICE A - Carga permanente e variável por grupo e por andar

GRUPO	1,0	PAV	2,0	PAV	3,0	PAV	4,0	PAV	5,0	PAV	6,0	PAV	7,0	PAV	8,0	PAV
	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)
1	165,21	19,09	154,19	17,82	143,18	16,55	132,16	15,28	121,15	14,00	110,14	12,73	99,12	11,46	88,11	10,18
2	257,52	54,58	240,35	50,94	223,19	47,30	206,02	43,66	188,85	40,03	171,68	36,39	154,51	32,75	137,35	29,11
3	257,23	36,35	240,08	33,92	222,93	31,50	205,78	29,08	188,64	26,65	171,49	24,23	154,34	21,81	137,19	19,38
4	193,59	32,58	180,68	30,41	167,78	28,23	154,87	26,06	141,96	23,89	129,06	21,72	116,15	19,55	103,25	17,37
5	241,62	45,35	225,51	42,32	209,40	39,30	193,30	36,28	177,19	33,25	161,08	30,23	144,97	27,21	128,86	24,18
6	200,41	38,06	187,05	35,53	173,69	32,99	160,33	30,45	146,97	27,91	133,61	25,38	120,25	22,84	106,88	20,30
7	219,11	15,52	204,51	14,48	189,90	13,45	175,29	12,41	160,68	11,38	146,08	10,34	131,47	9,31	116,86	8,28

GRUPO	9,0	10,0	11,0	PAV	12,0	PAV	13,0	PAV	14,0	PAV	15,0	PAV
	Gk (kN/m)	Gk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)	Gk (kN/m)	Qk (kN/m)
1	77,10	66,08	55,07	6,36	44,05	5,09	33,04	3,82	22,03	2,55	11,01	1,27
2	120,18	103,01	85,84	18,19	68,67	14,55	51,50	10,92	34,34	7,28	17,17	3,64
3	120,04	102,89	85,74	12,12	68,59	9,69	51,45	7,27	34,30	4,85	17,15	2,42
4	90,34	77,44	64,53	10,86	51,62	8,69	38,72	6,52	25,81	4,34	12,91	2,17
5	112,76	96,65	80,54	15,12	64,43	12,09	48,32	9,07	32,22	6,05	16,11	3,02
6	93,52	80,16	66,80	12,69	53,44	10,15	40,08	7,61	26,72	5,08	27,45	3,68
7	102,25	87,65	73,04	5,17	58,43	4,14	43,82	3,10	29,22	2,07	14,61	1,03