



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

FRANCKSUEL BARBOSA MACHADO

**AVALIAÇÃO DE CRITÉRIOS DE MODELAGEM PARA
EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM
ESTRUTURA DE TRANSIÇÃO EM CONCRETO ARMADO**

**NATAL-RN
2020**

Francksuel Barbosa Machado

Avaliação de critérios de modelagem para edifícios de alvenaria estrutural com estrutura de transição em concreto armado

Trabalho de Conclusão de Curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Machado, Francksuel Barbosa.

Avaliação de critérios de modelagem para edifícios de alvenaria estrutural com estrutura de transição em concreto armado / Francksuel Barbosa Machado. - Natal, 2020.
66f.: il.

Monografia (Graduação) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Natal, 2020.

Orientador: Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto.

1. Alvenaria estrutural - Monografia. 2. Estruturas de transição - Monografia. 3. Modelo de barras equivalentes - Monografia. 4. Modelo de pórtico tridimensional - Monografia. 5. Diafragma rígido - Monografia. I. Nascimento Neto, Joel Araújo do. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624

Francksuel Barbosa Machado

Avaliação de critérios de modelagem para edifícios de alvenaria estrutural com estrutura de transição em concreto armado

Trabalho de conclusão de curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 07 de dezembro de 2020:

Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto – Orientador (UFRN)

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho– Examinador interno (UFRN)

Prof. Dr. Rodrigo de Azevêdo Neves – Examinador externo (IFMA)

Natal-RN

2020

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Francisco e Odete, por todo amor, compreensão, educação e apoio em todas as escolhas e etapas da minha vida.

Ao meu irmão, Franklin, cujos exemplos e conselhos ajudaram a constituir quem sou hoje.

À minha namorada e melhor amiga, Lidijane, por sempre me apoiar e compreender os períodos de ausência.

A todos os meus amigos de curso, que compartilharam comigo os momentos de dificuldades e conquistas, em especial: Francinaldo Gomes, Caique Ferreira, Karielson Medeiros, Tarsis Anaximenes e José Iagne agradeço o companheirismo e ajuda em toda a trajetória.

Ao meu professor orientador, Joel Araújo, pelos ensinamentos, orientação, paciência e apoio em diversas disciplinas do curso e para realização deste trabalho.

Aos demais colegas, professores e funcionários do departamento de Engenharia Civil da UFRN.

RESUMO

Avaliação de critérios de modelagem para edifícios de alvenaria estrutural com estrutura de transição em concreto armado

Diante do grande acréscimo de construções em alvenaria estrutural, o objetivo deste trabalho é o desenvolvimento de análises mais eficientes do sistema estrutural desse tipo de edificação. O estudo é voltado especificamente para as que utilizam estruturas de transição em concreto armado, prática cada vez mais comum devido a busca por espaços abertos abaixo dos pavimentos para diversos usos. Foram desenvolvidas duas metodologias de modelagem para um edifício de tipologia usual, a partir do acoplamento de dois modelos computacionais: o modelo de barras equivalentes para simular a interação entre as paredes estruturais e a estrutura de suporte em concreto armado; e o modelo de pórtico tridimensional para simular as paredes estruturais nos pavimentos superiores. A partir dessa modelagem o trabalho desenvolvido focou na avaliação dos efeitos causados pela consideração de diferentes critérios para simulação do efeito de diafragma rígido das lajes dos pavimentos: um critério considera a vinculação associada aos deslocamentos verticais relativos no pavimento, enquanto o outro critério libera esse vínculo. As análises também consistiram na avaliação dos momentos fletores, forças axiais e cortantes, e deslocamentos das vigas da estrutura de transição, além da distribuição das tensões na base das paredes, para painéis com diferentes tipos e disposição de aberturas. Os resultados indicaram que o modelo com liberação dos vínculos pode ser considerado como o mais adequado, entre os que foram avaliados, para a análise de estruturas semelhantes aquela utilizada no estudo de caso.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural. Estruturas de transição. Modelo de barras equivalentes. Modelo de pórtico tridimensional. Diafragma rígido.

ABSTRACT

Evaluation of modeling criteria for structural masonry buildings with reinforced concrete support structure.

In the face of the large increase in structural masonry constructions, the objective of this work is to develop more efficient analyzes of the structural system of this type of building. The study is specifically aimed at those that use reinforced concrete support structure, an increasingly common practice due to the search for open spaces below the floors for various uses. Two modeling methodologies were developed for a typical building, from the coupling of two computational models: the equivalent frame model to simulate the interaction between the structural walls and the reinforced concrete support structure; and the three-dimensional frame model to simulate the structural walls on the upper floors. Based on this modeling, the work developed focused on the evaluation of the effects caused by considering different criteria for simulating the effect of rigid diaphragm of the floor slabs: one criterion considers the link associated with the relative vertical displacements in the floor, while the other criterion releases this link. The analyzes also consisted of evaluating the bending moments, axial and shear forces, and displacements of the beams of the support structure, in addition to the distribution of stresses at the base of the walls, for panels with different types and arrangement of openings. The results indicated that the model with release of the links can be considered as the most adequate, among those evaluated, for the analysis of structures similar to the one used in the case study.

Keywords: Structural masonry. Concrete support structure. Equivalent frame model. Three-dimensional frame model. Rigid diaphragm.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Efeitos de segunda ordem global.....	14
Figura 2 - Isopletas da velocidade básica do vento V_0 (m/s)	17
Figura 3 - Fator topográfico S_1 . (a) talude; (b) morro.....	18
Figura 4 - Sistema estrutural de contraventamento dos edifícios em alvenaria.....	21
Figura 5 - Edificação em alvenaria estrutural sobre pilotis em concreto armado.....	22
Figura 6 - Tensões verticais de tração na interface parede-viga.....	22
Figura 7 - Tensões na base da parede: (a) Tensões verticais, (b) tensões cisalhantes e (c) tensões horizontais na seção.....	23
Figura 8 - Tensões verticais de tração na interface parede-viga.....	23
Figura 9 - Esforços na viga: (a) Esforços de tração na viga, (b) momento fletor na viga sem a consideração do efeito arco e (c) momento fletor na viga com a consideração do efeito arco.	24
Figura 10 - Discretização de uma parede de alvenaria pelo modelo de barras equivalentes.	25
Figura 11 - Planta baixa da modelagem tridimensional dos painéis de contraventamento.....	26
Figura 12 - Discretização de uma parede com o modelo pórtico tridimensional.	27
Figura 13 - Discretização de uma parede com abertura pelo modelo de pórtico tridimensional.....	27
Figura 14 - Graus de liberdade dos nós.	28
Figura 15 - Planta de 1º fiada do edifício com indicação dos eixos X e Y.....	30
Figura 16 - Planta de transição em concreto armado do edifício.....	30
Figura 17 - Discretização do edifício: 1º pavimento em MBEq e demais em MPT (SAP2000 v14)..	31
Figura 18 - Características e dimensões da parede 16 (em X)	33
Figura 19 - Características e dimensões da parede 63 (em Y)	33
Figura 20 - Características e dimensões da parede 74 (em Y)	34
Figura 21 - Deslocamentos horizontais ao nível dos pavimentos: (a) direção X e (b) direção Y.....	38
Figura 22 - Coeficiente γ_z nas direções X e Y para os modelos A e B.....	39
Figura 23 - Tensões normais na base da parede 16: (a) Carga vertical, (b) vento em X e (c) combinação.....	40
Figura 24 - Tensões cisalhantes na base da parede 16: (a) Carga vertical, (b) vento em X e (c) combinação.....	42
Figura 25 - Momentos fletores da viga sob a parede 16: (a) Carga vertical, (b) vento em X e (c) combinação.....	43
Figura 26 - Forças cortantes da viga sob a parede 16: (a) Carga vertical, (b) vento em X e (c) combinação.....	44

Figura 27 - Forças normais da viga sob a parede 16: (a) Carga vertical, (b) vento em X e (c) combinação.....	46
Figura 28 - Deslocamentos verticais da viga sob a parede 16.....	47
Figura 29 - Tensões normais na base da parede 63: (a) Carga vertical, (b) vento em Y e (c) combinação.....	48
Figura 30 - Tensões cisalhantes na base da parede 63: (a) Carga vertical, (b) vento em Y e (c) combinação.....	50
Figura 31 - Momentos fletores da viga sob a parede 63: (a) Carga vertical, (b) vento em Y e (c) combinação.....	51
Figura 32 - Forças cortantes da viga sob a parede 63: (a) Carga vertical, (b) vento em Y e (c) combinação.....	52
Figura 33 - Forças normais da viga sob a parede 63: (a) Carga vertical, (b) vento em Y e (c) combinação.....	54
Figura 34 - Deslocamentos verticais da viga sob a parede 63.....	55
Figura 35 - Tensões normais na base da parede 74: (a) Carga vertical, (b) vento em Y e (c) combinação.....	56
Figura 36 - Tensões cisalhantes na base da parede 74: (a) Carga vertical, (b) vento em Y e (c) combinação.....	57
Figura 37 - Momentos fletores da viga sob a parede 74: (a) Carga vertical, (b) vento em Y e (c) combinação.....	59
Figura 38 - Forças cortantes da viga sob a parede 74:(a) Carga vertical, (b) vento em Y e (c) combinação.....	60
Figura 39 - Forças normais da viga sob a parede 74:(a) Carga vertical, (b) vento em Y e (c) combinação.....	61
Figura 40 - Deslocamentos verticais da viga sob a parede 74.....	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Restrições dos nós dos pavimentos em cada modelo	32
Tabela 2 - Propriedades dos materiais para o modelo de barras equivalentes.....	35
Tabela 3 - Propriedades do concreto para análise de 2ª ordem global.	35
Tabela 4 - Propriedades dos materiais para o modelo de pórtico tridimensional.	36
Tabela 5 - Forças horizontais devidas ao vento.	36

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	11
1.2 OBJETIVOS	11
1.3 METODOLOGIA	12
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	12
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	14
2.1 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM GLOBAL	14
2.2 ESTABILIDADE GLOBAL	14
2.3 COEFICIENTE Γ_z	15
2.4 CÁLCULO DAS FORÇAS DEVIDAS AO VENTO	16
2.4.1 Cálculo forças horizontais associadas ao efeito do vento	16
2.4.2 Fatores S_1 , S_2 e S_3	17
2.4.3 Coeficiente de arrasto C_a	19
2.4.4 Força de arrasto do vento	19
2.5 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO	20
2.6 INTERAÇÃO DE SISTEMA PAREDE-VIGA	21
2.7 MODELAGEM NUMÉRICA	24
2.7.1 Modelo de barras equivalentes	25
2.7.2 Modelo de pórtico tridimensional	26
3 MATERIAIS E MÉTODOS	29
3.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS E ELEMENTOS	34
3.2 CARREGAMENTOS.....	36
4 ANÁLISE DE RESULTADOS.....	38
4.1 ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA.....	38
4.2 ANÁLISE DAS TENSÕES NAS PAREDES E DOS ESFORÇOS NAS VIGAS DE TRANSIÇÃO	39
4.2.1 Parede 16	39
4.2.2 Parede 63	47
4.2.3 Parede 74	55
5 CONCLUSÃO.....	63
REFERÊNCIAS	65

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A alvenaria estrutural é uma tecnologia construtiva tradicional que vem sendo utilizada há milhares de anos, tendo apresentado nas últimas décadas, grandes e visíveis avanços, tornando-se um processo construtivo racionalizado com normas técnicas consistentes e específicas. Torna-se uma solução bastante viável para o grande déficit habitacional do Brasil, uma vez que é mais rápida, racional e barata, quando comparada com a construção tradicional.

Porém segundo Cavalheiro (2009), a alvenaria estrutural era feita de forma intuitiva e empírica, de modo que eram utilizados blocos robustos e espessos encaixados como quebra-cabeça. Hirt & Marangoni (2013) afirmam que foi somente na década de 1940 que os arquitetos e engenheiros começaram a estudar de maneira consistente a respeito das paredes portantes de alvenaria. Silva & Costa (2007) também afirmam que apenas no final de 1940 que foi criada a normatização para calcular a resistência das alvenarias e a espessura das paredes.

A alvenaria estrutural é conceituada como um sistema construtivo que se caracteriza pelo emprego de paredes de alvenaria e lajes enrijecidas que atuam como principal estrutura de suporte das edificações (CAVALHEIRO, 2009).

A utilização deste sistema construtivo em edificações de médio e alto padrão vem se tornando prática corriqueira no Brasil. Considerando isso, é notável que há modificações consideráveis na forma de projetar, exigindo análises mais detalhadas. Em especial, os painéis de contraventamento sofrem alterações significantes nas forças cortantes e momentos fletores nessa nova prática de projeto, devendo ser analisados de forma mais criteriosa do que o usual.

1.2 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a influência de critério específico para consideração do nó mestre como artifício na simulação do efeito de diafragma rígido na modelagem do edifício.

Aspirando a consolidação de tal objetivo geral, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Avaliar a influência das restrições do nó mestre na determinação dos efeitos de 2ª ordem globais, através do coeficiente γ_z ;
- b) Verificar as alterações na mobilização da interação parede-viga por meio da análise das tensões na base das paredes e dos esforços nas vigas de transição;

1.3 Metodologia

A metodologia que conduzirá o desenvolvimento do trabalho aborda a análise numérica pelo método dos elementos finitos mediante a união de dois modelos, modelo de barras equivalentes desenvolvido por Nascimento Neto et al. (2014) na discretização do primeiro pavimento de alvenaria e da estrutura de transição; e o modelo por pórtico tridimensional apresentado em Nascimento Neto (1999) para discretizar os demais pavimentos do edifício em alvenaria estrutural, no intuito de reduzir o esforço e tempo computacional. A partir disso foram realizadas alterações nas restrições dos nós mestres, que representam as lajes agindo como diafragma rígido, utilizando do pacote de programas computacionais SAP2000 v.14.

Com base no estudo realizado na revisão, as análises consistiram na avaliação das tensões normais e de cisalhamento na base das paredes, dos esforços internos (forças cortantes e momentos fletores) e os deslocamentos verticais nas respectivas vigas de suporte em concreto armado, e na determinação do coeficiente γ_z .

1.4 Estrutura do trabalho

O trabalho está dividido em 05 capítulos.

O Capítulo 2 compreende a revisão da literatura necessária para o entendimento da problemática em estudo, contendo conceitos acerca dos efeitos de 2º ordem global, da estabilidade global da estrutura, em específico o coeficiente γ_z , assim como, o cálculo das forças horizontais provenientes do vento. Além disso, conta com conceitos sobre o comportamento de edificações de alvenaria estrutural como os sistemas de contraventamento e a interação das paredes com a estrutura de transição em concreto armado, especialmente o efeito arco. Abrange ainda uma explicação sobre os modelos numéricos utilizados: modelo de barras equivalentes desenvolvido por Nascimento Neto et al. (2014) e o modelo de pórtico tridimensional, desenvolvido por Nascimento Neto et al. (1999).

O Capítulo 3 contém a descrição das considerações adotadas para unir os dois modelos na discretização da planta de edifício tradicional em alvenaria estrutural, a descrição das paredes e elementos dos modelos, bem como o resultado da obtenção dos carregamentos que solicitam a estrutura.

O Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos com variação da consideração de diafragma rígido e traz uma análise em relação aos impactos causados por essas alterações no

parâmetro de estabilidade global. Além de integrar uma análise de tensões e esforços em alguns painéis importantes para o contraventamento e suas respectivas vigas de transição, fazendo um comparativo dos esforços para diversas situações de carregamentos.

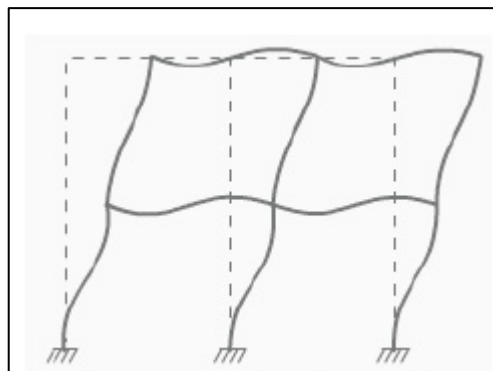
O Capítulo 5 corresponde às conclusões e considerações finais em relação ao estudo realizado.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Efeitos de segunda ordem global

Segundo Oliveira et al (2014), quando o estudo do equilíbrio da estrutura é efetuado considerando a configuração deformada, ocorre a interação entre as forças existentes e os deslocamentos, o que promove o aparecimento de esforços adicionais. Nestas condições, surgem os denominados efeitos de segunda ordem. Estes efeitos podem ser extremamente importantes e significativos em algumas estruturas; em outras, não precisam ser levados em conta. Caso os efeitos de segunda ordem sejam significativos, deve-se realizar uma análise de segunda ordem. Sendo esta análise muitas vezes incompatível com fatores limitadores como tempo e praticidade, tem-se buscado processos simplificados capazes de prever o comportamento das estruturas em segunda ordem.

Figura 1 - Efeitos de segunda ordem global



Fonte: Kirsten, 2017.

2.2 Estabilidade global

O projeto de edifícios altos e esbeltos geralmente apresenta como principal dificuldade a busca por uma solução estrutural que viabilize sua estabilização horizontal, sem comprometer a segurança, visando os aspectos arquitetônicos e ainda de forma econômica. Para formar o sistema de contraventamento desses edifícios, normalmente têm-se disponíveis a associação de vigas e pilares formando pórticos, ou a adoção de núcleos rígidos quando a estrutura de tais edifícios exige grande rigidez frente a ações horizontais. Já nos edifícios de alvenaria estrutural, as paredes estruturais são os elementos do subsistema vertical e as lajes dos pavimentos estão no subsistema horizontal atuando como diafragmas rígidos.

Quanto mais esbelta for a estrutura, maior será a necessidade da análise dos efeitos de segunda ordem, que podem ser determinados a partir de parâmetros de estabilidade práticos que

auxiliam na decisão de considerar ou não os efeitos de 2ª ordem, sendo os previstos na norma brasileira o parâmetro α (alfa) e o coeficiente γ_z . A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) dispensa o dimensionamento da estrutura considerando as solicitações de 2ª ordem, desde que estas sejam consideradas de nós fixos, ou seja, sejam menores em intensidade que 10% das solicitações de 1ª ordem; caso contrário, a estrutura é classificada como de nós móveis, sendo indispensável a consideração dos efeitos de segunda ordem. Ocorre que, para verificar esta condição, é necessária a realização de uma análise de 2ª ordem, independentemente de seus efeitos serem utilizados ou não para o dimensionamento da estrutura.

2.3 Coeficiente γ_z

A NBR 6118:2014 prescreve que o coeficiente γ_z , válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos, pode ser determinado a partir de uma análise linear de primeira ordem, reduzindo-se a rigidez dos elementos estruturais, para considerar a não-linearidade física de forma aproximada.

O parâmetro de estabilidade global γ_z é dado pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (1)$$

Sendo:

- $M_{1,tot,d}$ (momento de primeira ordem): soma dos momentos de todas as forças horizontais (com seus valores de cálculo) da combinação considerada, em relação à base da estrutura, ou seja, pode-se escrever:

$$M_{1,tot,d} = \sum F_{hor,d,i} \times h_i \quad (2)$$

Sendo que $F_{hor,d,i}$ é a força horizontal aplicada no pavimento i (com seu valor de cálculo) e h_i é a altura do pavimento i (ponto de aplicação das cargas).

- $\Delta M_{tot,d}$ (acréscimo de momentos após a análise de primeira ordem): soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura (com seus valores de cálculo), na combinação considerada, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum P_{d,i} \times u_i \quad (3)$$

Sendo que $P_{d,i}$ é a força vertical atuante no pavimento i (com seu valor de cálculo) e u_i é o deslocamento horizontal do pavimento i .

Se for satisfeita a condição $\gamma_z \leq 1,1$, a estrutura será classificada como de nós fixos, caso contrário, a estrutura será classificada como de nós móveis.

A NBR 6118:2014 estabelece que os esforços finais (primeira ordem + segunda ordem) podem ser avaliados a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$, desde que γ_z não ultrapasse 1,3.

Segundo Franco & Vasconcelos (1991, apud Oliveira et al, 2014), a utilização do γ_z como majorador dos momentos de primeira ordem fornece uma boa estimativa dos resultados da análise de segunda ordem; o método foi empregado com sucesso em edifícios altos com γ_z da ordem de 1,2 ou mais. Vasconcelos acrescenta que este processo é válido mesmo para valores de γ_z inferiores a 1,10, casos nos quais as normas técnicas permitem não considerar os efeitos de segunda ordem.

2.4 Cálculo das forças devidas ao vento

Segundo Carvalho & Pinheiro (2013), os ventos são deslocamentos de massas de ar decorrentes das diferenças de temperatura e pressão atmosférica. Esses efeitos em estruturas de grande porte ou em edificações em que a relação entre a altura e a maior dimensão em planta é grande, essas forças são de grande importância, podendo desencadear a instabilidade na estrutura.

As solicitações devidas ao vento devem ser determinadas pela NBR 6123:1988 (Forças devidas ao vento em edificações). Todos procedimentos a seguir descritos, encontram-se na referida norma.

2.4.1 Cálculo forças horizontais associadas ao efeito do vento

O esforço solicitante devido ao vento caracteriza-se por uma pressão dinâmica chamada pressão de obstrução (q_{vento} em N/m^2), o qual está relacionado diretamente com a velocidade característica V_k (m/s) que é a velocidade utilizada em projeto nas condições normais de temperatura ($15^\circ C$) e pressão ($1 \text{ atm} = 101320 \text{ Pa}$) obtida em referência a valores medidos próximos da região em que se construirá a edificação. Estes esforços provenientes da ação do vento podem ser considerados como concentrados ao nível de cada laje de pavimento.

$$q_{vento} = 0,613 \cdot V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (4)$$

A velocidade característica do vento depende do local da edificação, do tipo de terreno da altura da edificação e rugosidade do terreno (tipo e altura dos obstáculos nas proximidades da edificação) e da finalidade da edificação (hospital, residência, indústria etc.).

Para cada aspecto que faz alterar a velocidade característica do vento, a referida NBR 6123:1988 preconiza fatores para levar estes fenômenos em consideração. Segundo esta norma, a velocidade característica é obtida com os fatores relatados acima vezes a velocidade básica do vento (V_0):

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (5)$$

Onde:

V_k é a velocidade característica do vento;

V_0 é a velocidade básica do vento;

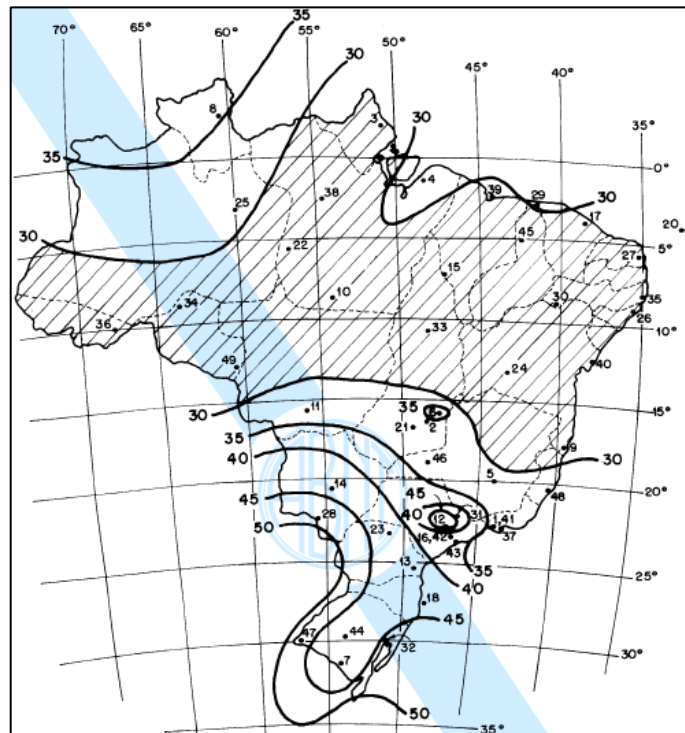
S_1 é a um fator que depende da topografia (Fator topográfico);

S_2 é um fator de rugosidade do terreno (dimensões e altura da edificação);

S_3 é um fator estatístico.

A velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. É dada pelo gráfico de isopletas (curvas que contêm pontos com mesma velocidade básica do vento) abaixo:

Figura 2 - Isopletas da velocidade básica do vento V_0 (m/s)



Fonte: NBR 6123:1988.

2.4.2 Fatores S_1 , S_2 e S_3

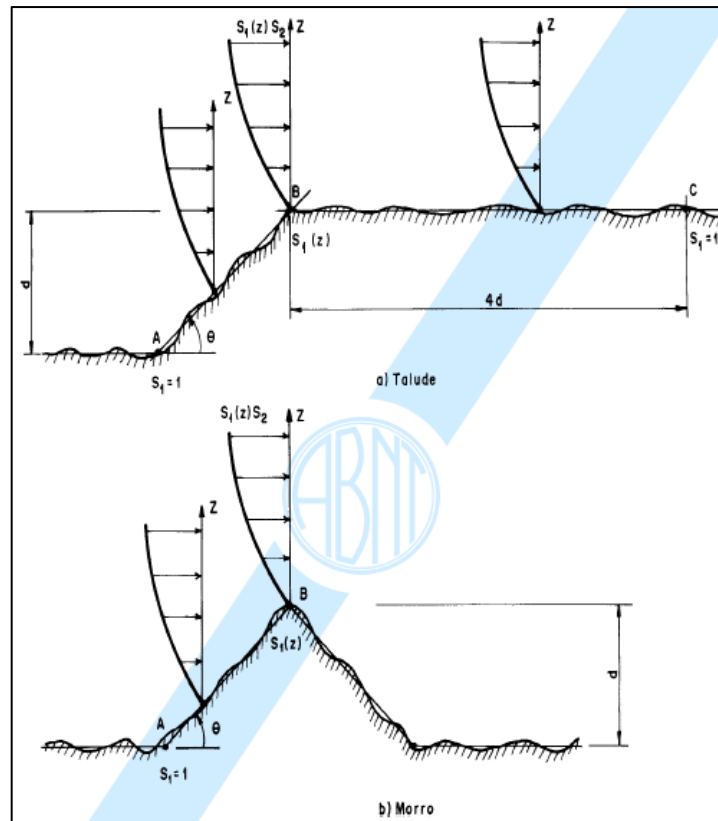
A seguir, será mostrado como obter cada um dos fatores, já citados, usados para o cálculo da velocidade característica do vento.

a) Fator topográfico S_1

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno. Para sua determinação, existem três situações:

- Terreno plano ou fracamente acidentado, onde $S_1=1,0$;
- Taludes e morros (indicados na figura 3) em que no ponto B (morros) e nos pontos A e C (taludes) $S_1=1,0$; no ponto B, S_1 é determinado em função de z (altura medida a partir da superfície).
- Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção, onde $S_1=0,9$.

Figura 3 - Fator topográfico S_1 . (a) Talude; (b) Morro



Fonte: NBR 6123:1988.

b) Fator S_2

O fator S_2 leva em consideração o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte dela.

- Rugosidade do terreno

A rugosidade do terreno é classificada em 5 categorias levando em conta a localização e à presença ou não de obstáculos ao seu redor, estas podem ser verificadas no item 5.3.1 da NBR 6123:1988.

- Dimensões da edificação

Para considerar esse aspecto, a norma classifica as edificações em classes A B e C, de acordo com a maior dimensão horizontal ou vertical para considerar o intervalo de tempo de rajada necessário para abranger a distância considerada. Tal classificação pode ser encontrada no item 5.3.2 da referida norma.

- Altura sobre o terreno

A altura sobre o terreno é levada em consideração já na equação de cálculo do fator S_2 apresentada abaixo, em que os fatores meteorológicos $b, F_r, e p$ são obtidos na tabela 1 da NBR 6123:1988 de acordo com a categoria e classe atribuídas.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (6)$$

Onde:

z é a altura acima do terreno;

F_r é o fator de rajada correspondente sempre à categoria II;

b é um parâmetro meteorológico usado na determinação do S_2 ;

p é o expoente obtido na Tabela 1 da referida norma.

c) Fator estatístico S_3

É baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Para cada grupo de edificações e ocupação, a tabela 3 da NBR 6123:1988 indica o valor mínimo para o fator S_3 .

2.4.3 Coeficiente de arrasto C_a

É um coeficiente adimensional usado na avaliação da força global na estrutura que pode variar de 0,7 a 2,2 dependendo da forma da edificação. Para edificações de seção retangular, este coeficiente é dado em função das relações h/l_1 e l_1/l_2 em que h é a altura da edificação acima do terreno, l_1 é a largura da edificação (dimensão horizontal perpendicular à direção do vento) e l_2 é a profundidade da edificação (dimensão na direção do vento).

2.4.4 Força de arrasto do vento

É a componente da força global na direção do vento. A força global da ação do vento F_g é a soma vetorial das forças do vento que atuam nas diversas superfícies que compõem a edificação. A componente da força global na direção do vento, força de arrasto F_a é obtida por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (7)$$

Onde:

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica do vento;

A_e é a área frontal efetiva, ou seja, área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento.

2.5 Sistemas de Contraventamento

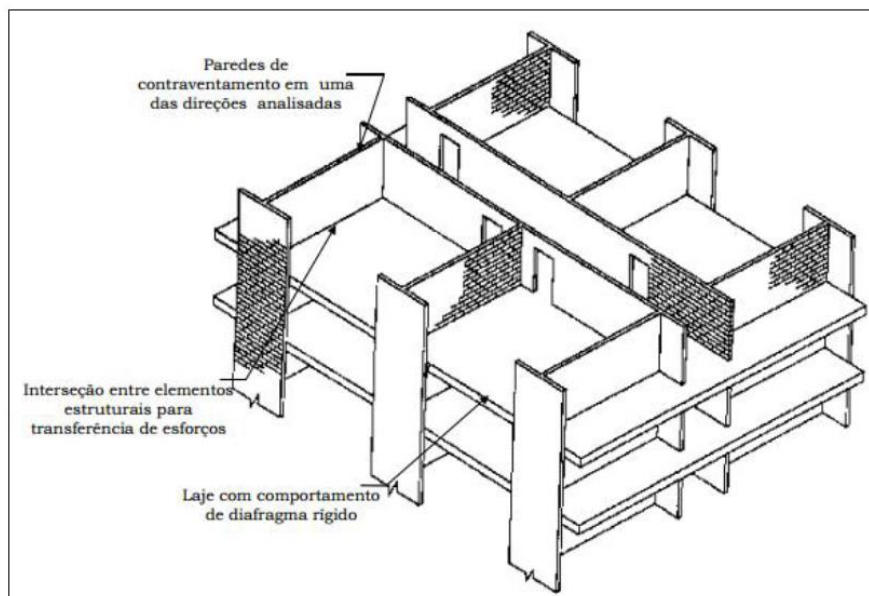
Encontram-se muitos tipos de sistemas estruturais de edifícios para resistir às ações laterais provenientes do vento e as transferir, a partir dos níveis dos pavimentos, para as fundações. Dentre os elementos estruturais verticais utilizados nesses sistemas, pode-se citar: paredes estruturais, pórticos de contraventamento, núcleos estruturais, e suas combinações. No caso dos elementos estruturais horizontais, responsáveis pela distribuição das ações laterais entre os elementos verticais, podem-se citar as lajes dos pavimentos agindo como diafragmas rígidos horizontais.

Nascimento Neto (1999) explicita que os pavimentos dos edifícios em alvenaria estrutural necessitam de paredes com comprimento suficiente para garantir suas condições de apoio, além de garantir rigidez para o sistema de contraventamento. Em alguns casos, torna-se necessário considerar a influência das paredes dispostas perpendicularmente à direção analisada para garantir a estabilidade lateral. A resistência de uma parede de contraventamento é, a priori, dependente da rigidez desenvolvida no seu plano, não se considerando, portanto, a rigidez aos deslocamentos fora desse plano.

De acordo com Paes (2008) as paredes do pavimento são divididas em dois tipos de elementos: os que contraventam e os que são contraventados. O elemento que é contraventado apesar de fazer parte da estrutura, tem participação desprezível na resistência da estrutura quando esta é solicitada por uma força horizontal. Já os painéis de contraventamento são paredes paralelas a direção de ação das forças horizontais com abas que resistem às ações horizontais. As abas são trechos de paredes transversais amarrados aos painéis, uma vez que a amarração deve garantir o desenvolvimento das forças na interação entre trechos de paredes amarrados. O sistema estrutural de contraventamento dos edifícios em alvenaria pode ser

idealizado por quatro elementos essenciais: as paredes perpendiculares à direção da carga lateral; os diafragmas rígidos horizontais ao nível das lajes; as paredes de contraventamento, também denominadas “shear walls”, paralelas à direção de atuação da carga lateral; e as interseções ou conexões entre esses elementos que garantam a transferência de esforços (NASCIMENTO NETO, 1999).

Figura 4 - Sistema estrutural de contraventamento dos edifícios em alvenaria.



Fonte: DRYSDALE et al., 1994.

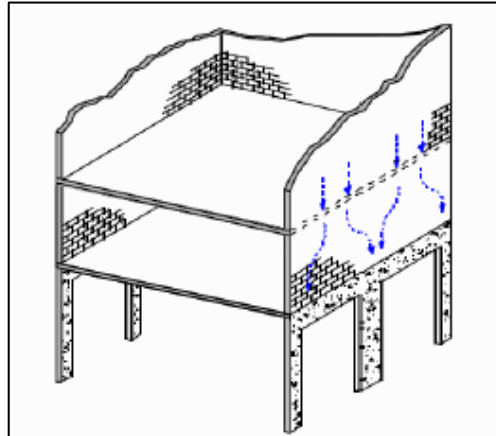
2.6 Interação de sistema Parede-Viga

Barbosa (2000) comenta que as paredes de alvenaria podem estar sobre apoios contínuos, como sapatas corridas, ou discretos, como fundações sobre estacas e estruturas de pilotis. A transferência de carga vertical da parede para a fundação depende do tipo de apoio. Nessa perspectiva, no primeiro caso, em apoio contínuo, a carga vertical se distribui de forma praticamente uniforme na sua base. Porém, em apoios discretos, a carga da parede tende a caminhar para os apoios, pois são elementos mais rígidos, elevando a concentração de tensão nestas regiões, essa ocorrência é chamada de efeito arco. Por este motivo, apoios discretos devem ser evitados, porém eles se tornam indispensáveis em casos que necessitam de grandes vãos livres no pavimento inferior para garagens e área de lazer, por exemplo.

Esse efeito ocorre em decorrência da mudança no fluxo das tensões verticais que migram da região de menor rigidez para a de maior, formando um verdadeiro arco de tensões no qual a direção principal passa a ser inclinada em relação à vertical, como ilustrado na figura 5. E em decorrência disso, surgem alterações no estado de tensões da parede e da viga que

influenciam significativamente o dimensionamento, além da mudança no comportamento conjunto do sistema parede-viga.

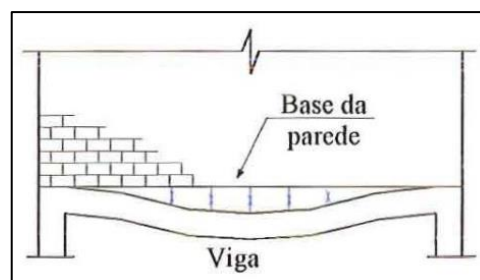
Figura 5 - Edificação em alvenaria estrutural sobre pilotis em concreto armado.



Fonte: Barbosa (2000).

Com essa alteração do fluxo de tensões para os apoios, surgem tensões normais de tração na interface parede-viga, que quando alcançam o valor máximo que o material pode resistir, pode haver uma separação entre os dois elementos. Geralmente, essa separação, quando acontece, ocorre no meio do vão onde as tensões normais verticais de tração são maiores. A perda do contato no meio do vão acentua a transferência da carga para os apoios, como elucidado por Barbosa (2000). Medeiros (2015) enfatiza a importância de atentar para esta região central, pois pode ser necessário utilizar armaduras para resistir às tensões de tração na junta de argamassa, e assim, evitar o descolamento entre a parede e a viga, prevenindo o surgimento de fissuras que podem prejudicar o desempenho do sistema como um todo.

Figura 6 - Tensões verticais de tração na interface parede-viga.

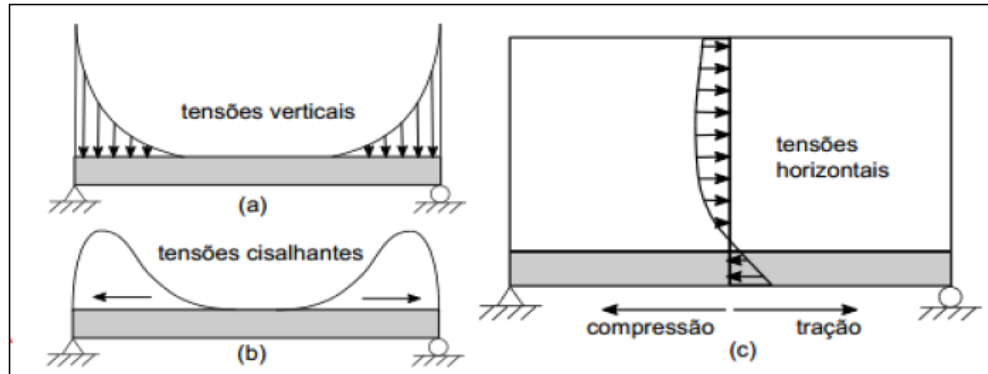


Fonte: Barbosa, 2000.

Ainda de acordo com Barbosa (2000), a transferência de carga para os apoios gera concentrações de tensões de compressão verticais e cisalhantes horizontais na parede e, em

casos usuais, tanto as tensões verticais quanto as tensões cisalhantes são nulas na região central e crescentes em direção aos apoios, conforme o ilustrado na Figura 7.

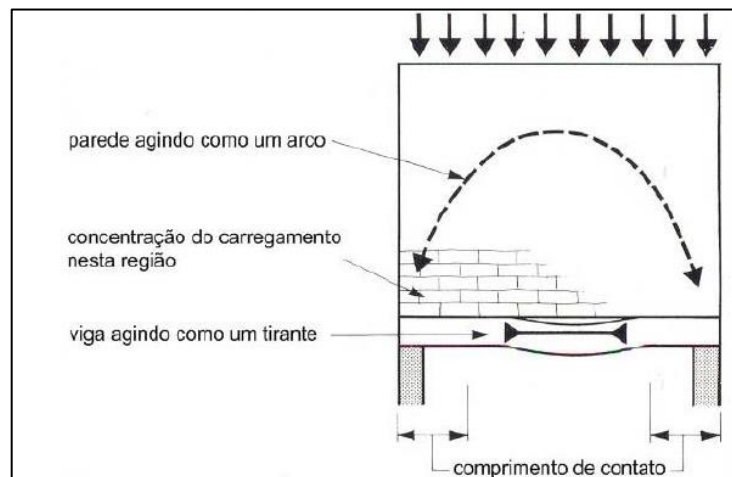
Figura 7 - Tensões na base da parede: (a) Tensões verticais, (b) tensões cisalhantes e (c) tensões horizontais na seção.



Fonte: Nascimento Neto et al., 2012.

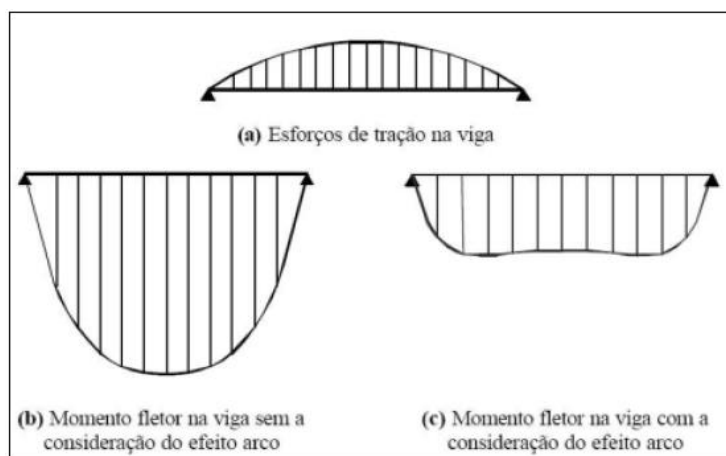
Nesse sistema parede-viga, Paes (2008) interpreta que uma parede estrutural apoiada sobre uma viga em concreto armado comporta-se como um arco atirantado. O arco forma-se na parede e a viga, devido aos esforços de tração, comporta-se como um tirante, como ilustrado na Figura 8. Esse comportamento influencia a transferência de carga do centro da viga para a região dos apoios e, dessa forma, os esforços solicitantes da viga, em especial os momentos fletores, tendem a serem diminuídos, como mostrado na Figura 9.

Figura 8 - Tensões verticais de tração na interface parede-viga



Fonte: Haseltine & Moore, 1981.

Figura 9 - Esforços na viga: (a) Esforços de tração na viga, (b) Momento fletor na viga sem a consideração do efeito arco e (c) Momento fletor na viga com a consideração do efeito arco.



Fonte: Barbosa, 2000.

Em virtude da interação da parede com a viga, as flechas obtidas nestes sistemas costumam ser muito pequenas. LU et al. (1985, apud Barbosa, 2000), após 69 ensaios experimentais em paredes de alvenaria sobre vigas de concreto armado, afirmam que os valores das flechas, no momento da ruína, são da ordem de $L/500$ a $L/1000$.

2.7 Modelagem numérica

Na bibliografia é existente uma grande variedade de pesquisas e estudos realizados objetivando criar e aprovar modelos adequados para o dimensionamento de vigas, considerando corretamente a interação entre painéis de alvenaria e estrutura de transição. Dentre esses modelos, uma variação da modelagem em elementos finitos compreende em discretizar tanto a parede quanto a viga de suporte e pilar em elementos reticulados do tipo barra, tornando-se uma alternativa no ajuste da discretização de estruturas de transição, uma vez que além de vencer as limitações dos modelos matemáticos simplificados, produz uma redução do esforço computacional que os modelos numéricos em elementos finitos de casca geram.

Por conseguinte, para possibilitar as análises da estabilidade e esforços nas estruturas propostas nesse estudo são necessários modelos capazes de representar confiavelmente as características e comportamentos da alvenaria estrutural quando submetida a esforços devido às cargas solicitantes. Assim, o modelo proposto por Nascimento Neto et al. (2014) e ratificado por Medeiros (2015), Modelo de barras equivalentes, e o modelo proposto por Nascimento Neto (1999), Modelo de pórtico tridimensional se mostram eficientes para o desenvolvimento deste estudo.

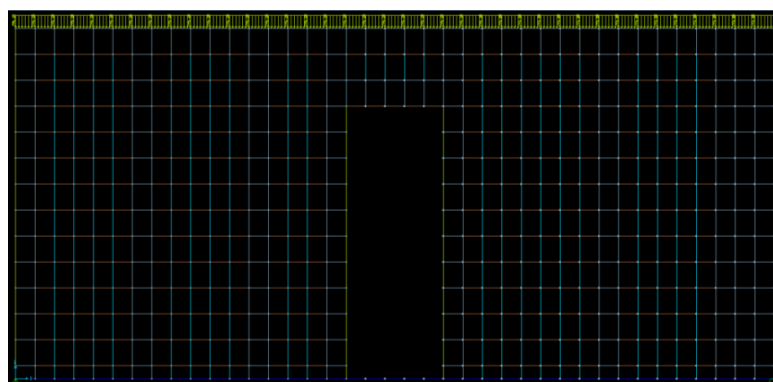
2.7.1 Modelo de barras equivalentes

O modelo de barras equivalentes estudado por Medeiros (2015), possui as características do modelo idealizado por Nascimento Neto et al. (2014), consistindo na discretização da parede utilizando elementos de barra para simular a rigidez do painel de alvenaria em seu próprio plano. A discretização consistiu na disposição de barras verticais espaçadas a cada 15 cm e barras horizontais a cada 20 cm, com seções transversais medindo $(14 \times 15) \text{ cm}^2$ e $(14 \times 20) \text{ cm}^2$, respectivamente. Com exceção da Parede 74, que fará parte da análise, que foi discretizada dispondo barras verticais e horizontais a cada 20 cm com seções transversais de $(19 \times 20) \text{ cm}^2$.

Para as barras verticais dispostas nos furos de blocos preenchidos com graute e as barras horizontais que representam as cintas, vergas e contravergas foram adotadas as propriedades de alvenaria grauteada, para as demais barras foram adotadas propriedades de alvenaria não grauteada. As barras verticais possuem a extremidade articulada na interseção com as barras que simulam a viga de concreto armado e com as barras rígidas horizontais do modelo de pórtico tridimensional, que será explicado posteriormente. Essa disposição de barras foi escolhida de modo a se aproximar o máximo possível da discretização com elementos finitos de casca pela coincidência de cada uma das barras com as faces desses elementos.

A Figura 10 mostra a parede com abertura de porta centralizada com a distribuição das barras, sendo possível observar também o carregamento distribuído no topo, os vínculos nas extremidades e as barras da viga de apoio na base da parede.

Figura 10 - Discretização de uma parede de alvenaria pelo Modelo de barras equivalentes.



Fonte: Medeiros, 2015.

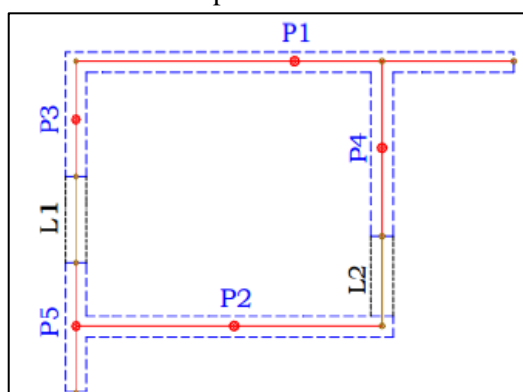
Tanto para a alvenaria não grauteada quanto para a grauteada foi considerado material isotrópico, atribuindo para o módulo de deformação longitudinal horizontal metade do valor daquele na direção vertical.

Constatado por Medeiros (2015), após a realização de testes em inúmeras outras disposições de barras, cujos resultados apresentaram variações consideráveis, especialmente no que se refere aos esforços na viga de suporte, o modelo de barras equivalentes se mostrou muito sensível à discretização efetuada.

2.7.2 Modelo de pórtico tridimensional

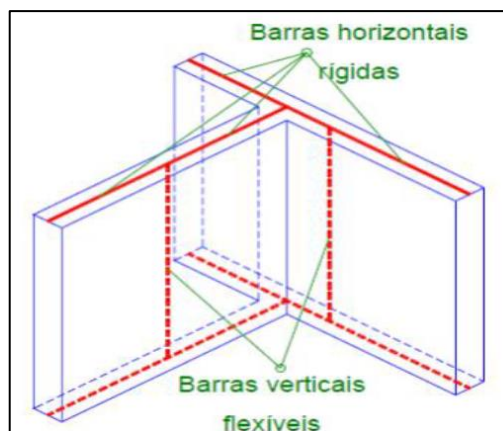
Nascimento Neto (1999) utilizou o modelo de pórtico tridimensional para estudar os efeitos causados pela deformação de cisalhamento e pela torção global do edifício nas paredes de contraventamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos à ação do vento. O modelo consiste em paredes de contraventamento discretizadas por elementos de barra com seis graus de liberdade em cada extremidade. Essas barras devem possuir as mesmas características geométricas das respectivas paredes que representam, bem como devem ser posicionadas no centro de gravidade da seção destas. As paredes que se interceptam são conectadas por barras horizontais rígidas, de modo a se considerar a interação que efetivamente se desenvolve entre as paredes, sendo as extremidades comuns a duas paredes consideradas articuladas. As barras verticais flexíveis possuem suas extremidades ligadas monoliticamente às barras rígidas horizontais, que por sua vez são dispostas ao nível dos pavimentos e têm por objetivo simular o efeito do comprimento das paredes e a interação que se desenvolve entre elas, sendo que o comprimento e o número de barras rígidas na modelagem dependem das interseções que ocorrem entre essas paredes e da inclusão ou não dos lintéis, como ilustra as figuras 11 e 12.

Figura 11 - Planta baixa da modelagem tridimensional dos painéis de contraventamento.



Fonte: Nascimento Neto, 1999.

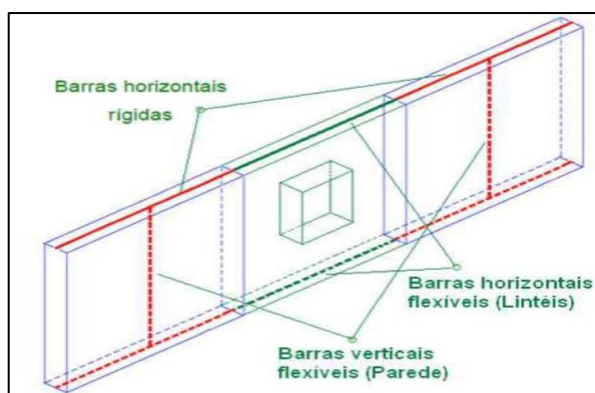
Figura 12 - Discretização de uma parede com o Modelo Pórtico Tridimensional.



Fonte: Nascimento Neto, 1999.

Segundo Nascimento Neto (1999), também verificado por Nunes (2011) no caso de edifícios de parede de concreto, para a representação das faixas de paredes acima e abaixo de portas e janelas são utilizados os lintéis, discretizados como barras horizontais flexíveis, conforme representado na Figura 13. As extremidades das barras rígidas que se interceptem com esses lintéis não podem ser articuladas, caso contrário a efetiva contribuição dos mesmos não seria levada em consideração no modelo. De acordo com Corrêa (1991, apud Nunes, 2011), as barras rígidas horizontais, referidas em seu trabalho como “elementos de grande rigidez”, devem ser atribuídas com a rigidez equivalente à de uma parede da edificação, ou seja, com dimensões de seção iguais à espessura e ao pé-direito.

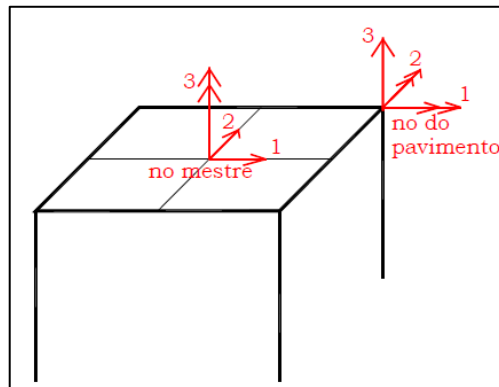
Figura 13 - Discretização de uma parede com abertura pelo Modelo de Pórtico Tridimensional.



Fonte: Nunes, 2011.

Quanto à modelagem da laje, ela é idealizada como um diafragma rígido em seu plano, segundo Corrêa & Ramalho (1996) é suficiente a utilização de um programa que modele as paredes com elementos barra tridimensionais e que possua o recurso do nó mestre. O elemento de barra simula o tramo de parede situado entre lajes adjacentes, onde os deslocamentos desses pavimentos são relacionados com seus respectivos nós mestres, para a compatibilização dos deslocamentos ao nível dos pavimentos. Esses deslocamentos são associados às duas translações independentes no plano do pavimento e uma rotação em torno do eixo normal a esse plano. O comportamento de diafragma rígido é garantido na modelagem no instante em que se associam os deslocamentos no plano do pavimento aos deslocamentos do nó mestre, compatibilizando-os e diminuindo o número de graus de liberdade associados aos nós do pavimento. Os deslocamentos de cada nó são dependentes dos do nó mestre que podem ser definidos como duas translações no plano do pavimento e uma rotação em torno do eixo normal ao mesmo plano. Para os demais nós consideram-se os graus de liberdade relativos a duas rotações segundo os eixos contidos no plano do pavimento e uma translação na direção do eixo normal a esse plano, Figura 14.

Figura 14 - Graus de liberdade dos nós.



Fonte: Nascimento Neto, 1999.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

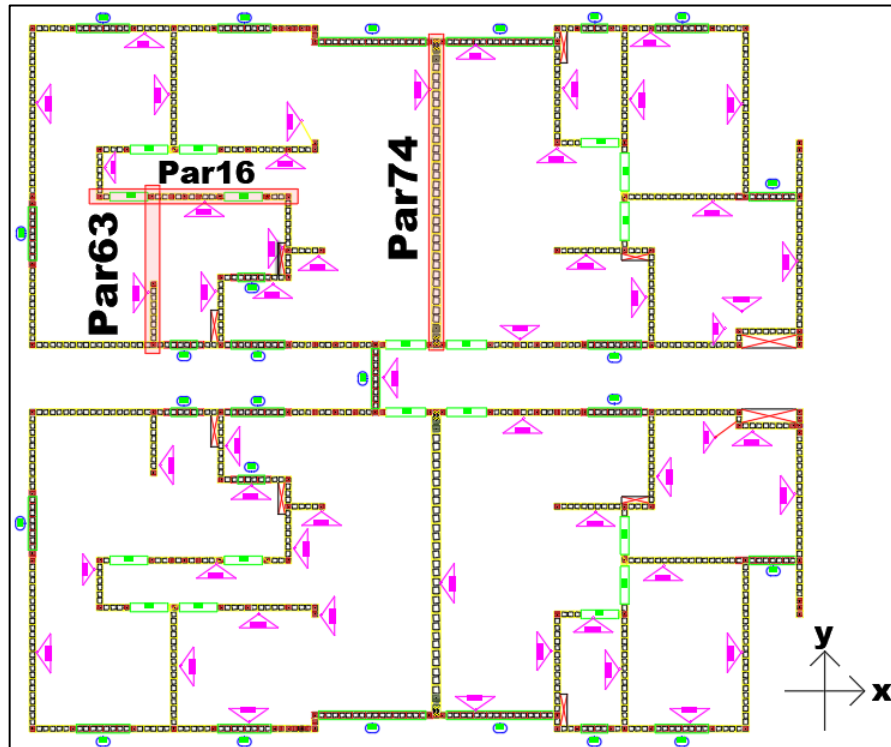
O trabalho será desenvolvido com base no emprego simultâneo de dois modelos computacionais para discretização de alvenaria estrutural: modelo de barras equivalentes (MBEq), proposto por Nascimento Neto (2014), calibrado por Medeiros (2015) e Lopes (2016); e modelo de pórtico tridimensional (MPT), estudado por Nascimento Neto (1999). Foi elaborada a modelagem de um edifício de 15 pavimentos com estrutura de transição de 1,50 metros, cujos modelos se distinguiram pela forma de consideração do recurso do nó mestre na simulação do diafragma rígido:

- Modelo A com liberação dos vínculos correspondentes à translação segundo eixo vertical z e às rotações segundo os eixos x e y contidos no plano do pavimento;
- Modelo B com liberação dos vínculos correspondentes apenas às rotações segundo os eixos x e y no plano do pavimento.

A variação na modelagem foi assim definida por ser um ponto crítico que pode alterar significativamente os resultados obtidos com a análise estrutural, e por ser um aspecto ainda passível de dúvida entre alguns engenheiros estruturais.

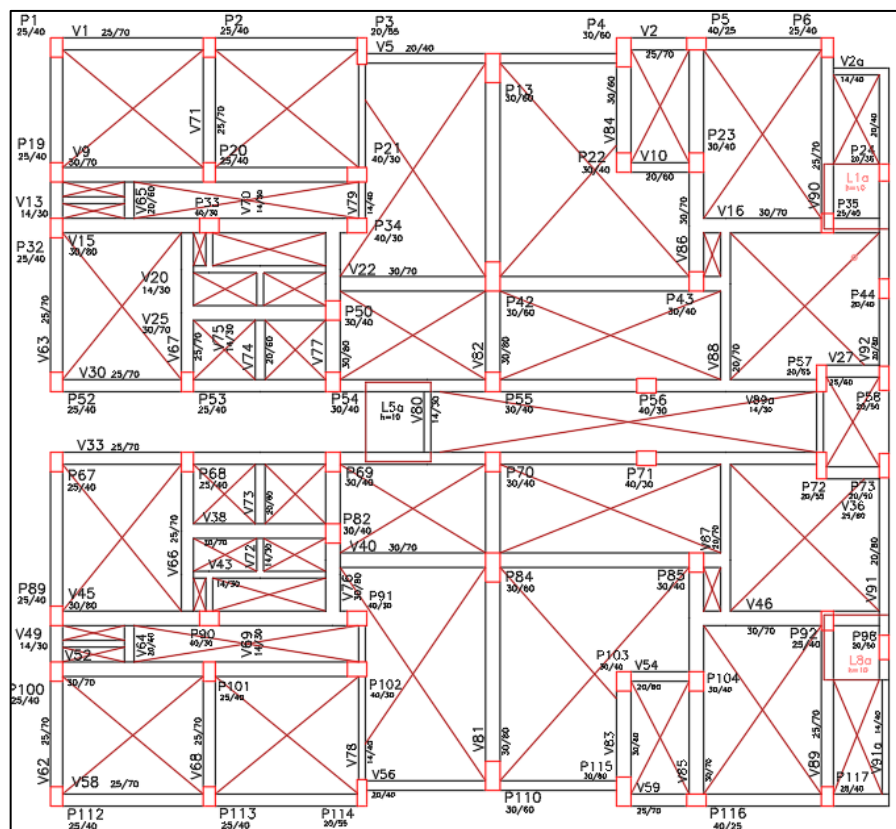
O edifício em estudo apresenta uma junta vertical, cuja metade esquerda da planta de primeira fiada do pavimento térreo está ilustrada pela Figura 15, e a correspondente parte da estrutura de transição em concreto armado pela Figura 16.

Figura 15 - Planta de 1º fiada do edifício com indicação dos eixos X e Y.



Fonte: Autor, 2020.

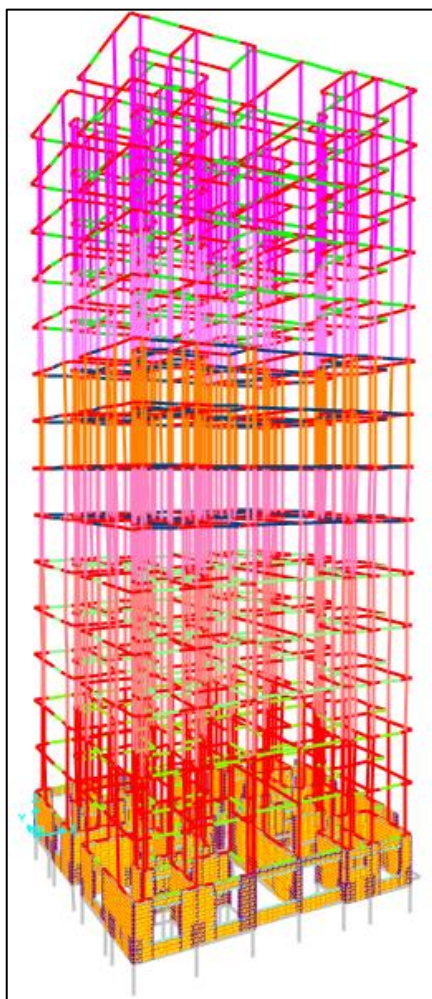
Figura 16 - Planta de transição em concreto armado do edifício.



Fonte: Autor, 2020.

A junção dos dois modelos citados anteriormente (MBEq e MPT) foi desenvolvida da seguinte forma: o pavimento térreo foi discretizado com o modelo de barras equivalentes e os demais foram discretizados em modelo de pórtico tridimensional para reduzir o esforço computacional, como ilustrado na Figura 17.

Figura 17 - Discretização do edifício: 1º pavimento em MBEq e demais em MPT (SAP2000 v14).



Fonte: Autor, 2020.

Para o modelo A foi adotado a seguinte metodologia: aos nós de cada pavimento atribuiu-se a restrição das translações segundo os eixos x e y , e a rotação em torno do eixo z , representando assim o efeito do diafragma rígido. Para o Modelo B, além das restrições do modelo A, adicionou-se a restrição da translação no eixo z , cuja configuração foi atribuída apenas a partir do terceiro pavimento, já para o primeiro e segundo pavimento não foi imposta nenhuma restrição. A tabela a seguir ilustra as duas configurações.

Tabela 1 - Restrições dos nós dos pavimentos em cada modelo

Restrições	Modelo A	Modelo B
Translação eixo x	X	X
Translação eixo y	X	X
Translação eixo z		X
Rotação eixo x		
Rotação eixo y		
Rotação eixo z	X	X

Fonte: Autor, 2020.

Com o objetivo de verificar a influência dessas alterações nos efeitos de segunda ordem global por meio do coeficiente γ_z , foram obtidos os deslocamentos horizontais nos nós mestres em cada uma das direções.

Para a realização das análises das tensões na base das paredes e dos esforços na viga de transição foram escolhidas as três paredes destacadas na planta de 1ª fiada do pavimento (Figura 15).

As paredes escolhidas apresentam as seguintes características geométricas:

- Parede 16 (em X)
- Espessura igual a 14 cm, comprimento de parede igual a 4,35 m apoiada na viga V15 com seção 35cm x 80cm e vão igual a 6,53m.

- Parede 63 (em Y)

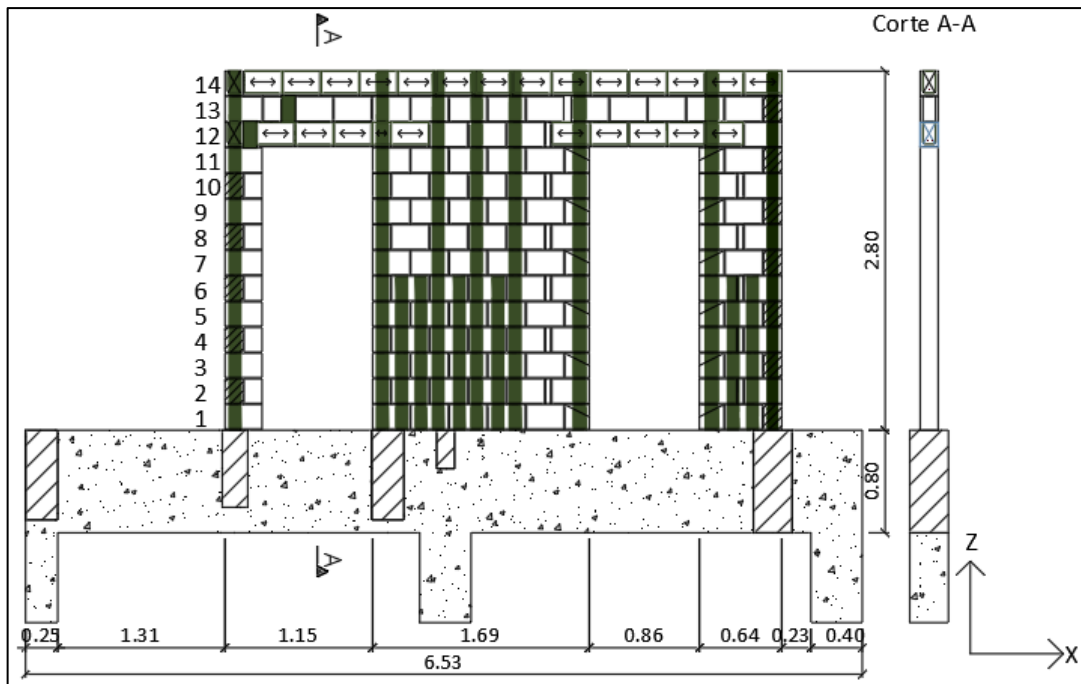
Espessura igual a 14 cm, comprimento de parede igual a 3,45 m apoiada na viga V67 de seção 25cm x 70cm.

- Parede 74 (em Y)

Espessura igual a 20 cm, comprimento de parede igual a 6,70 m apoiada na viga V82 de seção 30cm x 80cm.

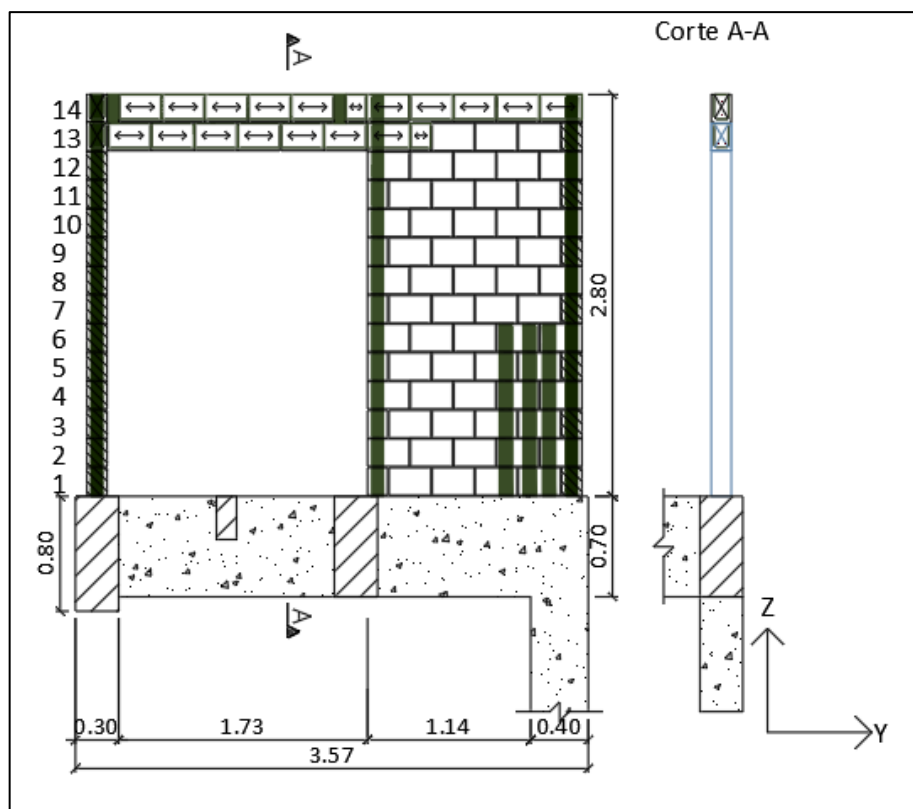
As Figuras 18, 19, e 20 ilustram as elevações dessas paredes, a distribuição do grauteamento vertical e da cinta de respaldo e, as correspondentes estruturas de transição em concreto armado.

Figura 18 - Características e dimensões da parede 16 (em X)



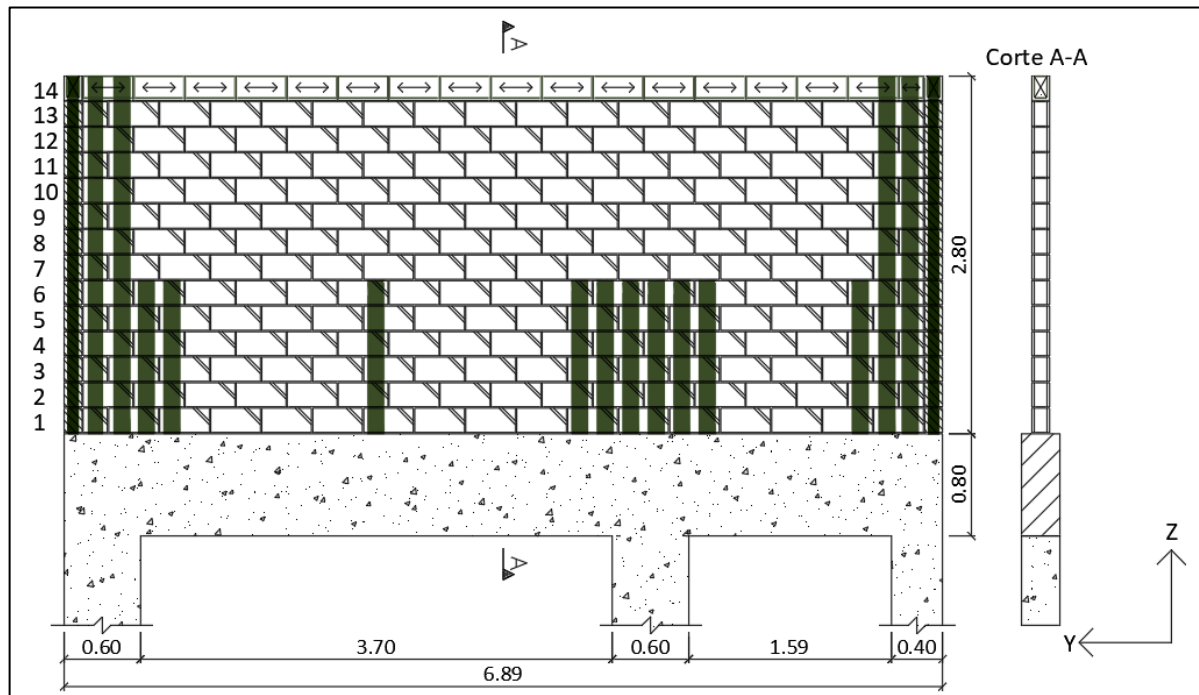
Fonte: Autor, 2020.

Figura 19 - Características e dimensões da parede 63 (em Y)



Fonte: Autor, 2020.

Figura 20 - Características e dimensões da parede 74 (em Y)



Fonte: Autor, 2020.

3.1 Propriedades dos materiais e elementos

As características dos materiais e elementos empregados seguiram a configuração proposta por Nascimento Neto et al. (2014) para o modelo de barras equivalentes, foram analisados também as calibrações de Medeiros (2015) e Lopes (2016), que consistiram numa alteração das seções da alvenaria não-grauteada e grauteada com objetivo de computar a relação de rigidez entre os dois materiais de maneira mais realista, entretanto foi desconsiderado, pois os módulos de elasticidade já compreendem essa alteração na rigidez.

Dessa forma, utilizou-se a área bruta dos blocos de alvenaria grauteada e não-grauteada, ou seja, com 20 cm de altura por 19 cm de espessura para a parede 74 e 14 cm para as demais, e módulos de elasticidade que visam considerar a rigidez e, para isso, foi dobrado (vertical e horizontal) nos trechos de alvenaria grauteada.

Os módulos de deformação longitudinal e transversal do concreto e da alvenaria foram determinados com base nas prescrições da NBR 6118 e NBR 16868-1, para um concreto com $f_{ck}=25\text{MPa}$ e blocos de concreto com $f_{bk}=14\text{MPa}$ para o modelo de barras equivalentes, ou seja, para o 1° pavimento (Tabela 2). Além disso, a relação entre as resistências características

à compressão simples do prisma e do bloco (f_{pk}/f_{bk}) foi adotada em 75% e a relação entre as resistências de prisma grauteado e prisma oco é de 1,7.

A NBR 6118 (2014) preconiza que para a análise dos esforços globais de 2ª ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes (Tabela 3):

$$(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \text{ (Vigas)} \quad (8)$$

$$(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} I_c \text{ (Pilares)} \quad (9)$$

Vale destacar que foi utilizado as seguintes equações para o cálculo dos módulos de elasticidade da alvenaria conforme a NBR 16868-1 (2020):

$$E_a = 800 \cdot f_{pk} \text{ para } f_{bk} \leq 20 \text{ MPa} \quad (10)$$

$$E_a = 750 \cdot f_{pk} \text{ para } f_{bk} = 22 \text{ e } 24 \text{ MPa} \quad (11)$$

$$E_a = 700 \cdot f_{pk} \text{ para } f_{bk} \geq 26 \text{ MPa} \quad (12)$$

Tabela 2 - Propriedades dos materiais para o Modelo de barras equivalentes.

Material	Peso específico (kN/m ³)	Módulo de deformação (MPa)	
		Longitudinal	Transversal
Concreto	25,0	23800	9917
Alvenaria grauteada	22,0	16640	8320
Alvenaria não-grauteada	14,0	8320	4160

Fonte: Autor, 2020.

Tabela 3 - Propriedades do concreto para análise de 2ª ordem global.

Material	Peso específico (kN/m ³)	Módulo de deformação (MPa)	
		Longitudinal	Transversal
Concreto (Vigas)	25,0	9600	4800
Concreto (Pilares)	25,0	19040	9520

Fonte: Autor, 2020.

Os demais pavimentos, discretizados em modelo pórtico tridimensional, seguiram a evolução dos valores de f_{pk} para cada pavimento na definição das propriedades das barras que representam as paredes e os lintéis, conforme apresentado na tabela 4. Já nas barras rígidas foram atribuídos com as mesmas propriedades da alvenaria grauteada do 1º pavimento.

Tabela 4 - Propriedades dos materiais para o Modelo de pórtico tridimensional.

Pavimento	Resistência característica de prisma f_{pk} (MPa)	Módulo de deformação longitudinal E_a (MPa)
2	10,4	8320
3	10,4	8320
4	9,1	7280
5	9,1	7280
6	9,1	7280
7	7,8	6240
8	7,8	6240
9	6,5	5200
10	6,5	5200
11	5,2	4160
12	5,2	4160
13	3,9	3120
14	3,9	3120
Cobert.	2,6	2080

Fonte: Autor, 2020.

3.2 Carregamentos

As cargas horizontais e verticais foram calculadas e aplicadas seguindo a recomendação da NBR 6123:1988 (Forças devidas ao vento em edificações) e a NBR 6118:2014, levando em consideração as seguintes características:

- Velocidade básica do vento igual a 30 m/s;
- Altura entre pavimentos igual a 2,8 m;
- Terreno aberto com poucos obstáculos;
- Dimensões da planta considerando a junta: 15,75 m x 17,25 m;
- Peso total por pavimento: 3714 kN;
- Utilização da combinação última normal para o vento como variável secundária;
- Vento incidindo no sentido positivo das direções X e Y.

As análises foram efetuadas considerando três casos de carregamento: cargas verticais apenas, força horizontal apenas e a atuação simultânea dos dois. Dessa forma, foi utilizado a combinação última normal com o vento atuando de variável secundária, sendo a configuração mais desfavorável para essa situação, conforme Pinheiro e Carvalho (2013), para a análise dos

efeitos de segunda ordem globais. A Tabela 5 apresenta as forças horizontais representativas da ação do vento obtidas.

Tabela 5 - Forças horizontais devidas ao vento.

Pavimento	Em X $f_x(kN)$	Em Y $f_y(kN)$
1	12,3	19,40
2	15,6	24,44
3	17,3	27,23
4	18,6	29,21
5	19,6	30,78
6	20,4	32,13
7	21,2	33,26
8	21,8	34,29
9	22,4	35,19
10	22,9	36,00
11	23,4	36,77
12	23,9	37,49
13	24,3	38,16
14	24,7	38,79
Cobert.	25,0	41,85

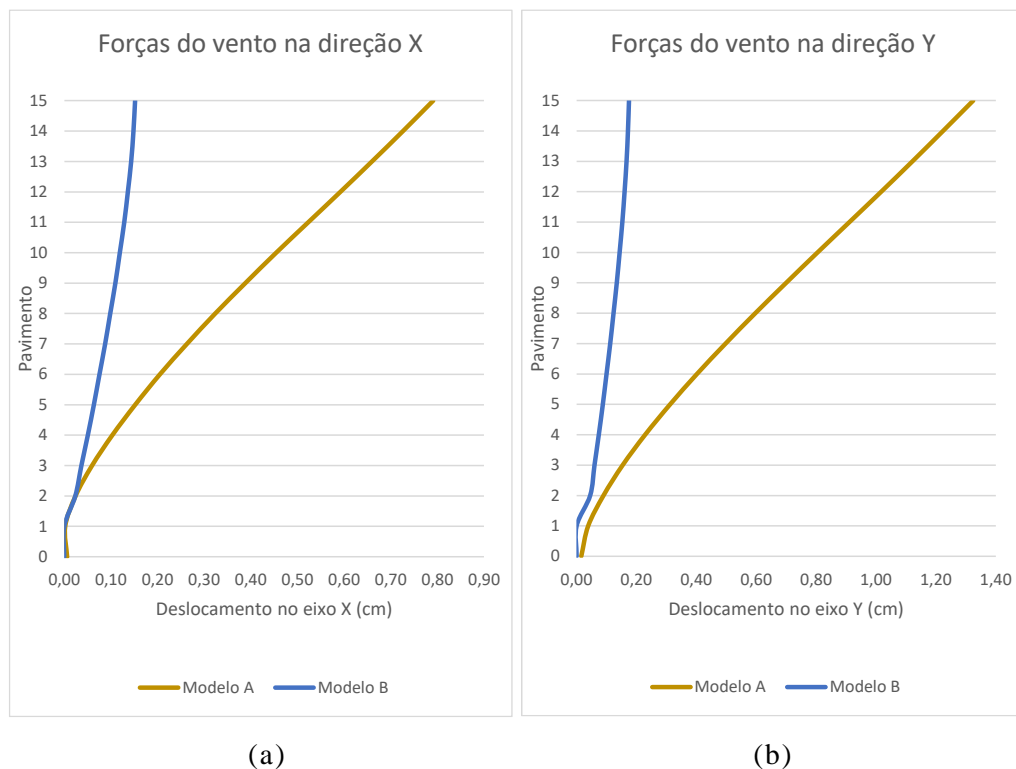
Fonte: Autor, 2020.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Estabilidade global da estrutura

Mediante as variações propostas para as configurações de restrições dos nós dos pavimentos, as Figuras 21a e 21b representam os gráficos de comparação dos deslocamentos horizontais dos dois modelos. A partir dos resultados observa-se que na direção X foram obtidos deslocamentos no topo iguais a 7,91 mm e 1,52 mm, segundo os Modelos A e B, respectivamente, e correspondentes à diferença de 4,20 vezes. Em relação à direção Y, os deslocamentos resultaram 13,24 mm e 1,75 mm, segundo os Modelos A e B, respectivamente, correspondendo à diferença de 5,56 vezes. Esses resultados devem ser interpretados além das diferenças percentuais, uma vez que variações de baixos valores podem implicar em elevadas diferenças percentuais mesmo não apresentando impacto relevante no objeto de estudo. Neste caso específico, a elevada diferença percentual realça a inadequação da utilização do Modelo B, uma vez que aumenta demasiadamente e de forma artificial a rigidez da estrutura do edifício. Vale ressaltar, que o modelo de pórtico tridimensional utilizado já apresenta rigidez maior que os modelos convencionalmente adotados em projeto, uma vez que leva em consideração a participação dos lintéis.

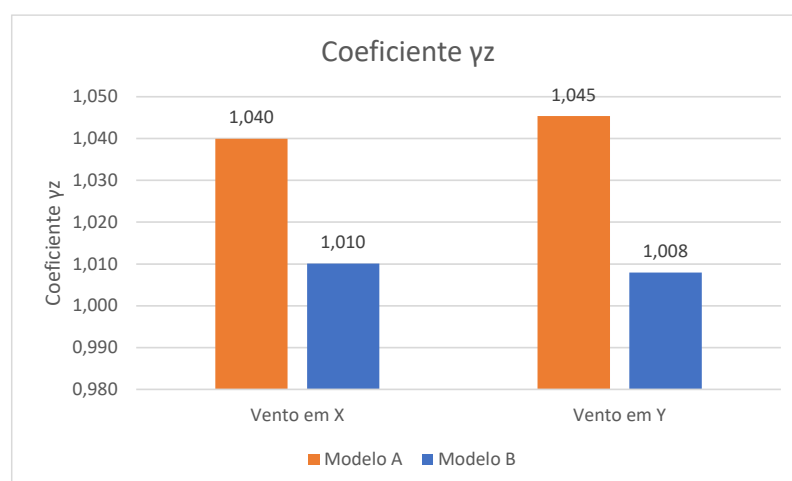
Figura 21 - Deslocamentos horizontais ao nível dos pavimentos: (a) Direção X e (b) direção Y.



Fonte: Autor, 2020.

Os resultados do cálculo do γ_z , ilustrados pela Figura 22, confirmam a argumentação anterior de que o impacto gerado pela grande diferença percentual entre os deslocamentos, não implicaram em alterações substanciais no comportamento da estrutura. Além das diferenças para esse parâmetro não terem sido relevantes, iguais 2,98% e 3,54% para as direções X e Y, respectivamente, o comportamento resultante não foi alterado uma vez que os efeitos de 2ª ordem globais não foram relevantes nos dois tipos de modelagem. Entretanto, é importante mencionar que esse resultado diz respeito ao edifício aqui avaliado, sendo necessário, portanto, a realização de novas análises com outras tipologias de edifício para se tentar generalizar uma tendência de resultado.

Figura 22 - Coeficiente γ_z nas direções x e y para os modelos A e B.



Fonte: Autor, 2020.

4.2 Análise das tensões nas paredes e dos esforços nas vigas de transição

4.2.1 Parede 16

4.2.1.1 Tensões normais na base da parede 16

A distribuição de tensões normais na base da parede 16 está ilustrada pela Figura 23. Percebe-se inicialmente que não ocorreram alterações significativas no aspecto da distribuição das tensões, sendo as diferenças associadas tão somente ao acréscimo nos valores de pico.

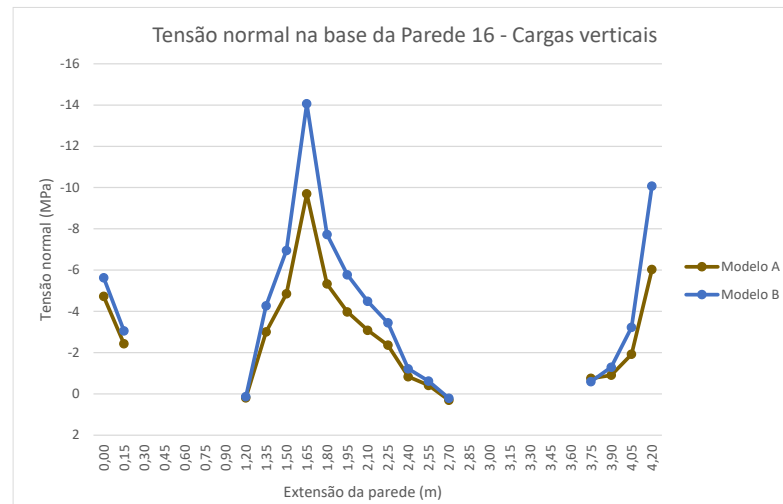
Considerando a atuação de apenas as cargas verticais, conforme ilustrado pela Figura 23a, evidencia-se um dos aspectos da interação parede-viga que a concentração das tensões normais nas proximidades dos apoios da viga de suporte. O maior acréscimo no pico

de tensões foi igual a 44,9%, associado a intensidades de tensões iguais a 9,70 MPa e 14,06 MPa, obtidas segundo os modelos A e B, respectivamente.

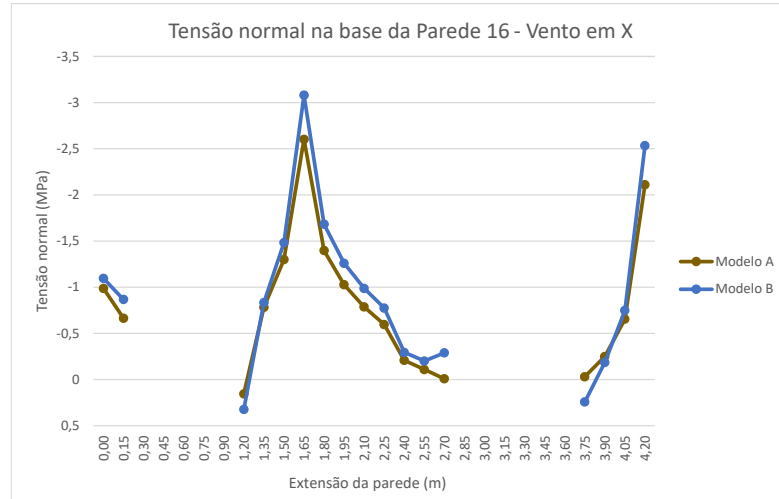
Ao serem analisadas as tensões correspondentes ao efeito do vento, Figura 23b, verifica-se que houve redução nas diferenças dos resultados. Percebe-se também que o Modelo B ficou mais susceptível ao surgimento de tensões de tração, assim como a ocorrência de picos de compressão mais intensos. Na extremidade esquerda do segundo trecho de parede os valores máximos de tração foram iguais a 0,16 MPa e 0,33 MPa, para os Modelos A e B respectivamente. No caso da região do pilar central os máximos de compressão foram iguais a -1,68 MPa e -3,08 MPa, para os Modelos A e B respectivamente, indicando redução de 45,5% ao se utilizar o modelo A.

Os resultados obtidos com as combinações das ações estão ilustrados pela Figura 23c, a partir dos quais se percebe que as diferenças praticamente se anularam, indicando pequena influência do tipo de modelagem realizada. Os maiores valores de tensão de tração foram iguais a 0,42 MPa (Modelo A) e 0,34 MPa (Modelo B), e as tensões de compressão na região do pilar intermediário apresentaram intensidades iguais a -15,76 MPa e -15,91 MPa, segundo os modelos A e B respectivamente.

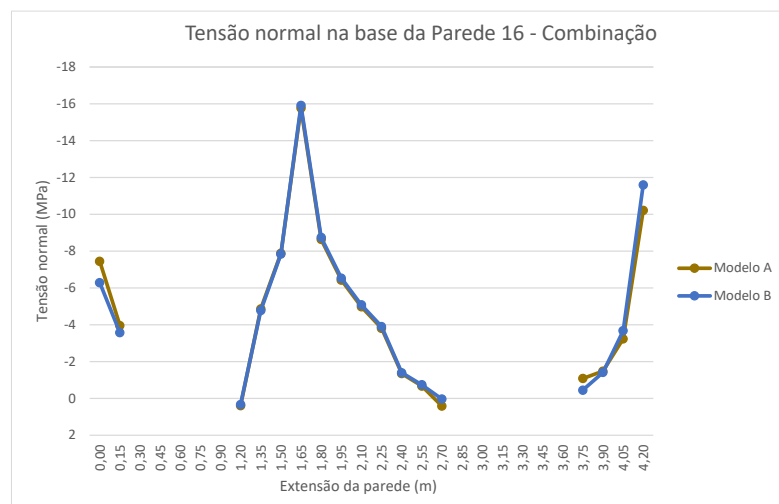
Figura 23 - Tensões normais na base da parede 16: (a) Carga vertical, (b) Vento em X e (c) Combinação



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autor, 2020.

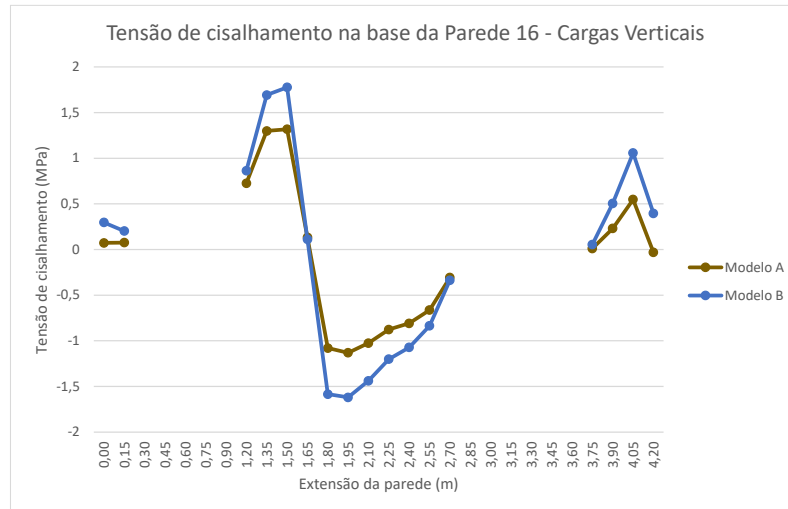
4.2.1.2 Tensões cisalhantes na base da parede 16

A distribuição de tensões de cisalhamento na base da parede 16 está ilustrada pela Figura 24.

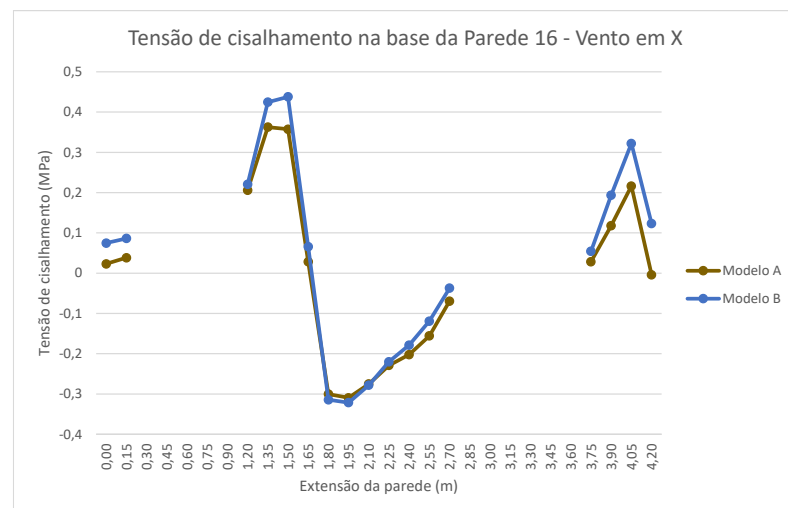
Observando os resultados associados apenas a atuação das cargas verticais, os dois modelos apresentam comportamentos bastante semelhantes, com a localização das máximas intensidades e a inversão no fluxo de tensões na região do pilar intermediário, tendo sido obtidos valores máximos iguais a 1,13 MPa e 1,78 MPa para os modelos A e B, nessa ordem.

Considerando a atuação exclusiva do vento, as diferenças entre os resultados dos modelos foram atenuadas, tornando-se, assim como no caso das tensões normais, praticamente nulas com os resultados da combinação, em que a maior diferença no trecho central da parede foi igual a 5,1%.

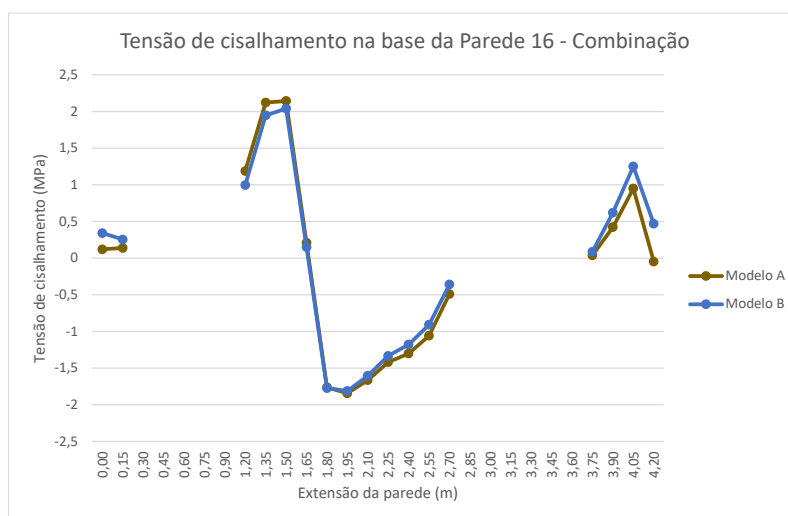
Figura 24 - Tensões cisalhantes na base da parede 16: (a) Carga vertical, (b) Vento em X e (c) Combinação.



(a)



(b)



(c)

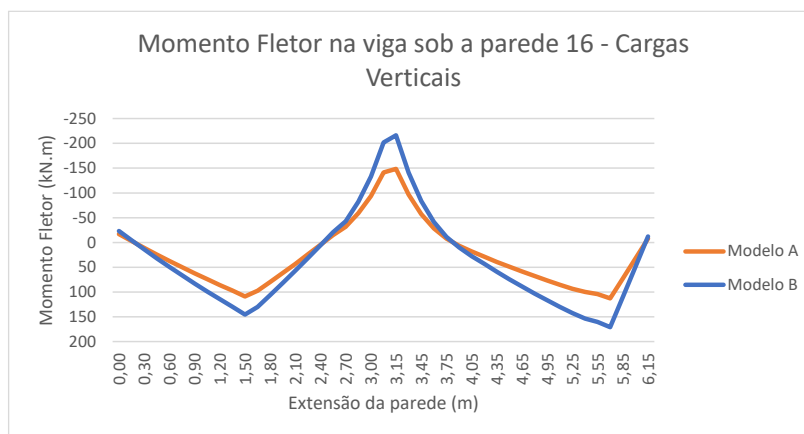
Fonte: Autor, 2020.

4.2.1.3 Momento fletor da viga sob a parede 16

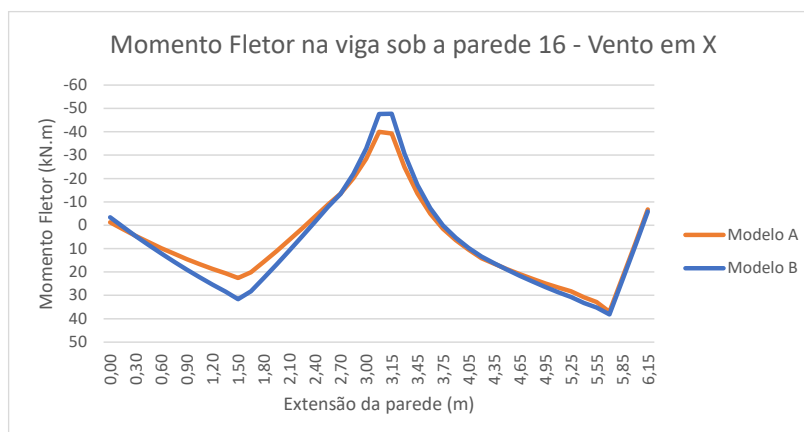
A Figura 25 apresenta os momentos fletores da viga de transição para a parede 16 para as três situações de atuação do carregamento: carga vertical apenas, ação do vento apenas, e combinação em E.L.U. considerando o vento como ação secundária.

Verifica-se a mesma tendência de comportamento que no caso das tensões na base da parede, em que as maiores diferenças estão associadas a atuação exclusiva da carga vertical, reduzem-se bastante no caso da atuação exclusiva do vento, e praticamente se anulam ao se considerar a combinação de ações. As diferenças no caso da carga vertical corresponderam às reduções de 34% e 31%, relativamente ao máximo momento fletor positivo no vão à direita e ao máximo momento fletor negativo.

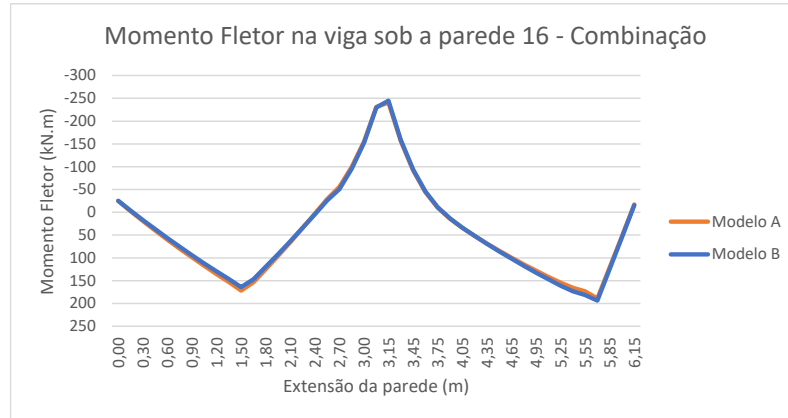
Figura 25 - Momentos fletores da viga sob a parede 16: (a) Carga vertical, (b) Vento em X e (c) Combinação



(a)



(b)



(c)

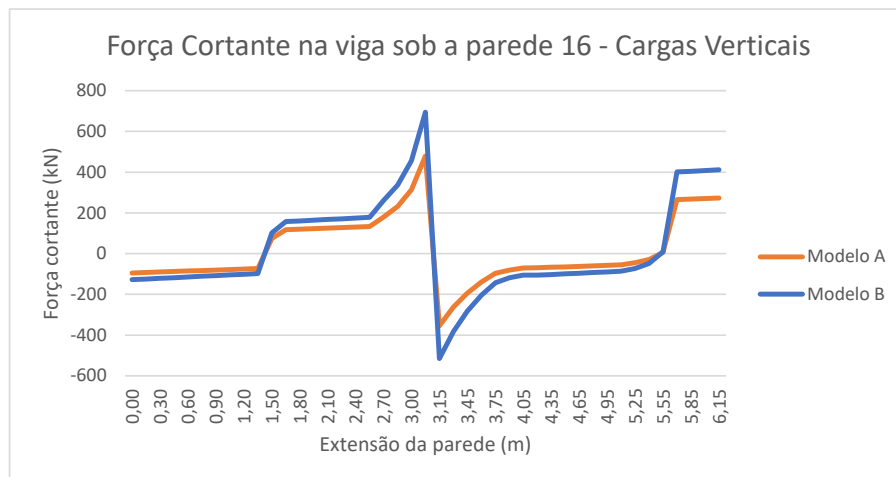
Fonte: Autor, 2020.

4.2.1.4 Força cortante da viga sob a parede 16

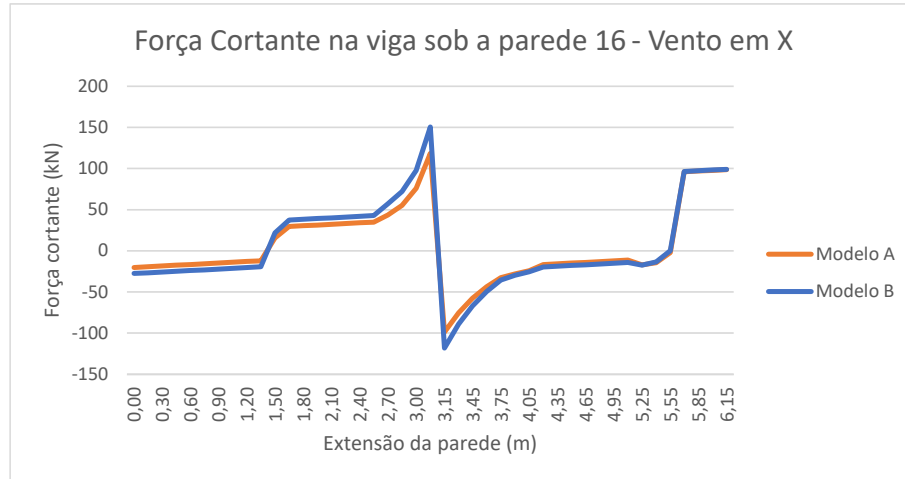
A Figura 26 ilustra o diagrama de forças cortantes da viga de suporte da parede 16.

Um pouco diferente do verificado no caso do diagrama de momentos fletores, as maiores diferenças ficaram associadas aos resultados de atuação da carga vertical apenas, entretanto já no caso da atuação do vento as diferenças praticamente se anularam.

Figura 26 - Forças cortantes da viga sob a parede 16: (a) Carga vertical, (b) Vento em X e (c) Combinação



(a)



(b)



(c)

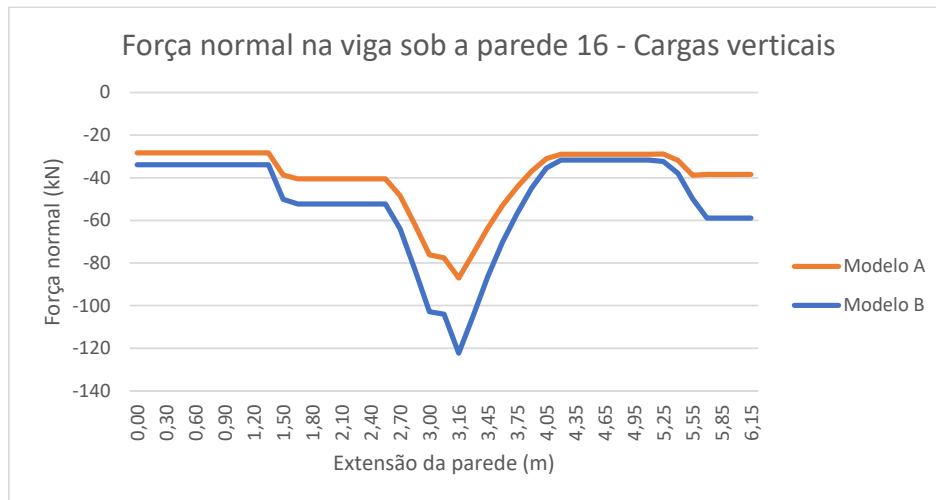
Fonte: Autor, 2020.

4.2.1.5 Força normal da viga sob a parede 16

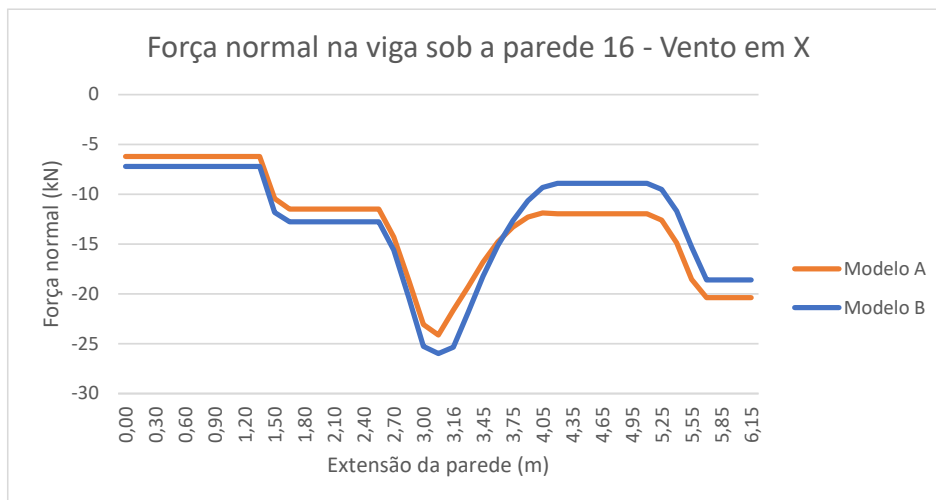
A Figura 27 ilustra o diagrama de forças normais da viga de suporte da parede 16.

Semelhante ao verificado no caso do diagrama de momentos fletores, as maiores diferenças ficaram associadas aos resultados de atuação da carga vertical apenas, reduzem-se bastante no caso da atuação exclusiva do vento, e praticamente se anulam ao se considerar a combinação de ações, entretanto com valores maiores para o Modelo A. A diferença no caso da carga vertical correspondeu à redução de 28%.

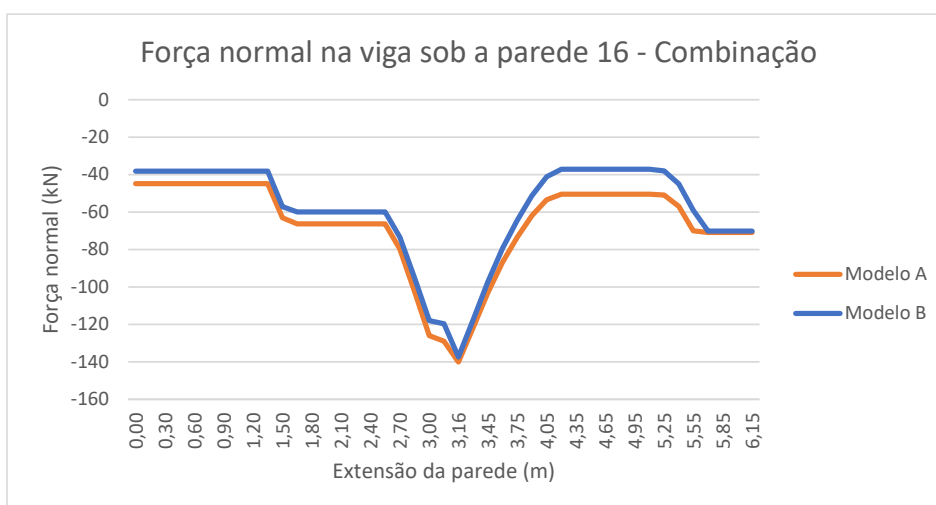
Figura 27 - Forças normais da viga sob a parede 16: (a) Carga vertical, (b) Vento em X e (c) Combinação



(a)



(b)



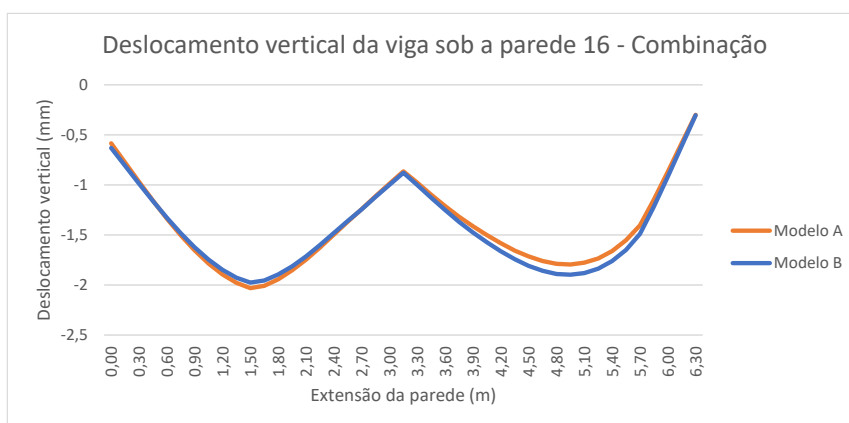
(c)

Fonte: Autor, 2020.

4.2.1.6 Deslocamento vertical da viga sob a parede 16

Com relação aos deslocamentos, não há diferenças entre os resultados dos dois modelos, ficando evidenciado, entretanto, os baixos valores obtidos, indicando que os E.L.S. devem ser plenamente atendidos.

Figura 28 - Deslocamentos verticais da viga sob a parede 16



Fonte: Autor, 2020.

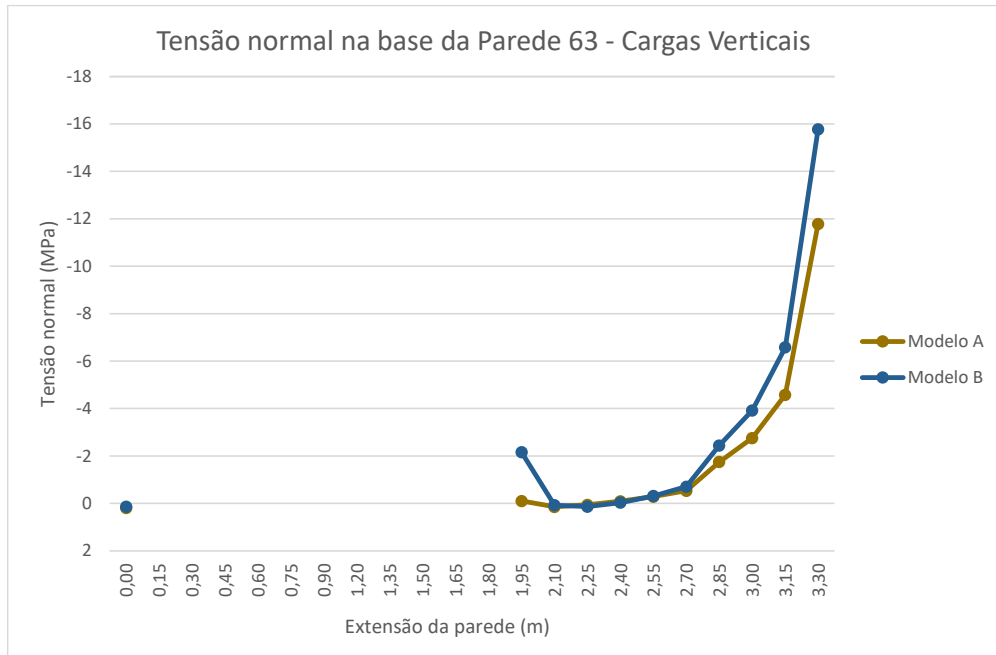
4.2.2 Parede 63

4.2.2.1 Tensões normais na base da parede 63

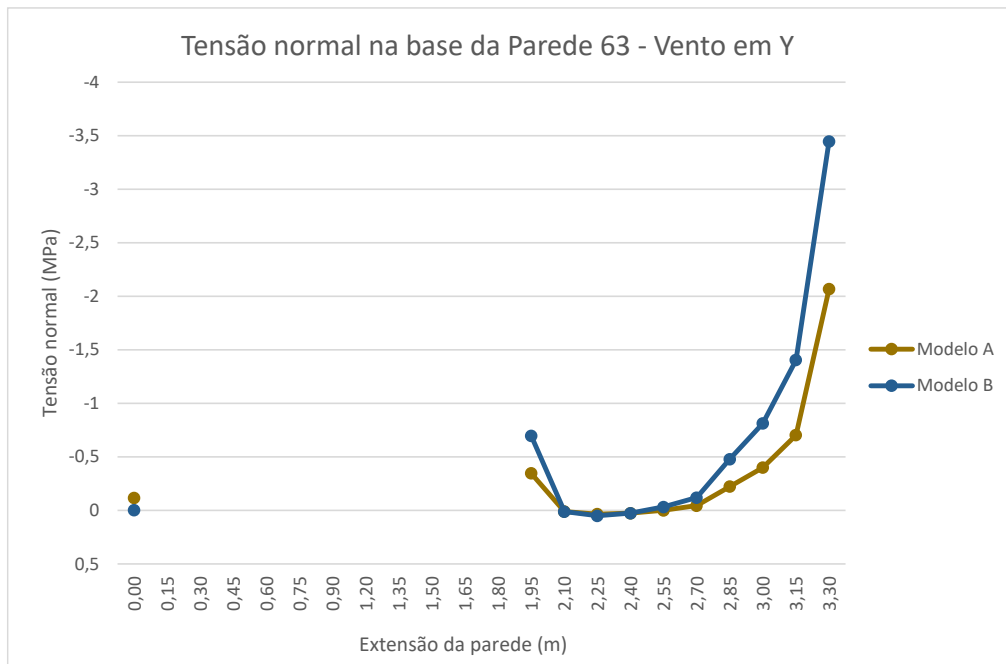
A distribuição de tensões normais na base da parede 63 é ilustrada pela Figura 29. Avaliando a tendência de comportamento, verifica-se que as maiores diferenças ficaram associadas à atuação exclusiva do vento, diferentemente do ocorrido com a parede 16. Apesar disso, e uma vez as maiores intensidades das tensões correspondem ao carregamento vertical, as curvas praticamente coincidiram nos resultados da combinação.

Sobre o aspecto da avaliação do comportamento, é importante destacar a diferença entre os valores dos picos nas extremidades do trecho de parede disposto à direita da abertura de porta. Observando a Figura 19, verifica-se que a extremidade esquerda fica situada no vão da viga enquanto a direita numa região do pilar, cuja rigidez desvia o fluxo de tensões no interior da parede fazendo surgir maiores concentrações de tensões na base.

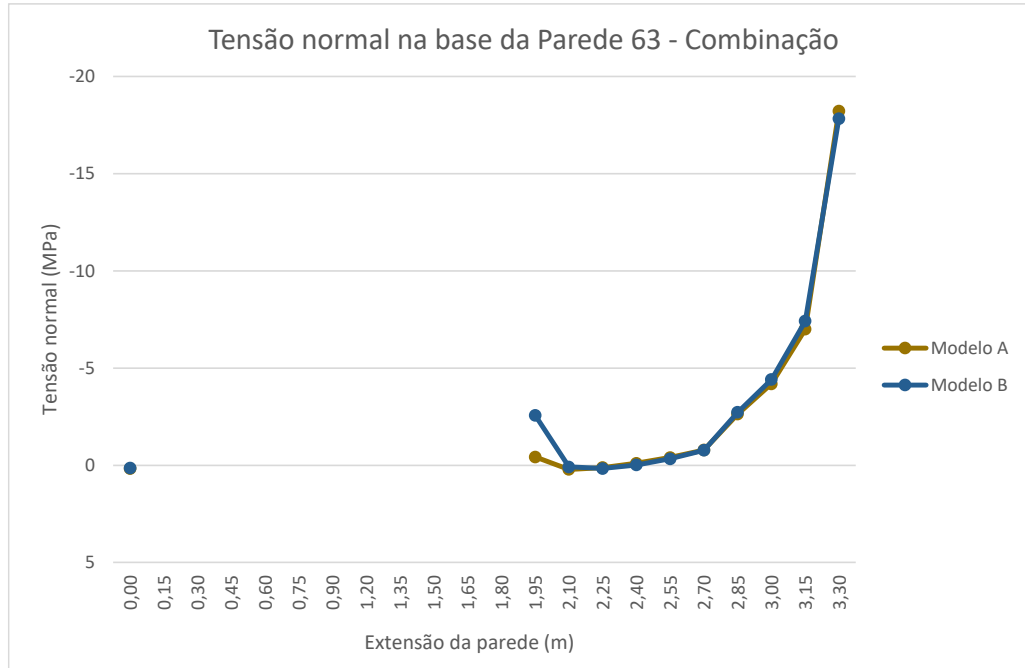
Figura 29 - Tensões normais na base da parede 63: (a) Carga vertical, (b) Vento em Y e (c) Combinação



(a)



(b)



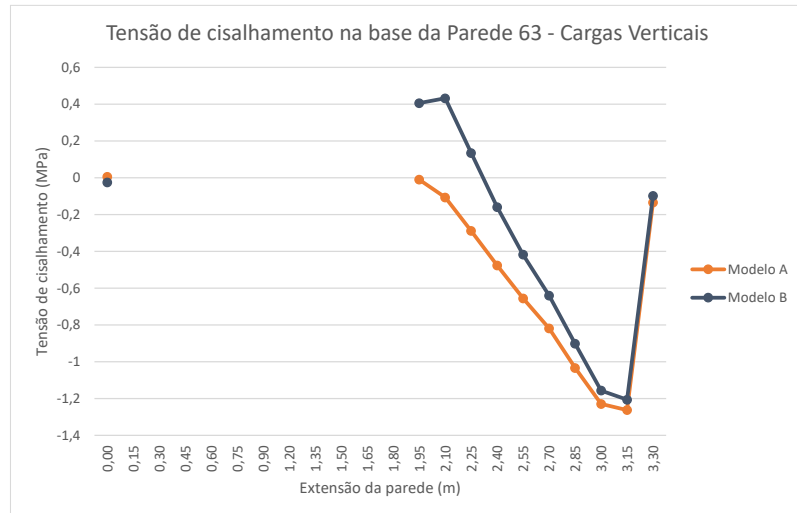
(c)

Fonte: Autor, 2020.

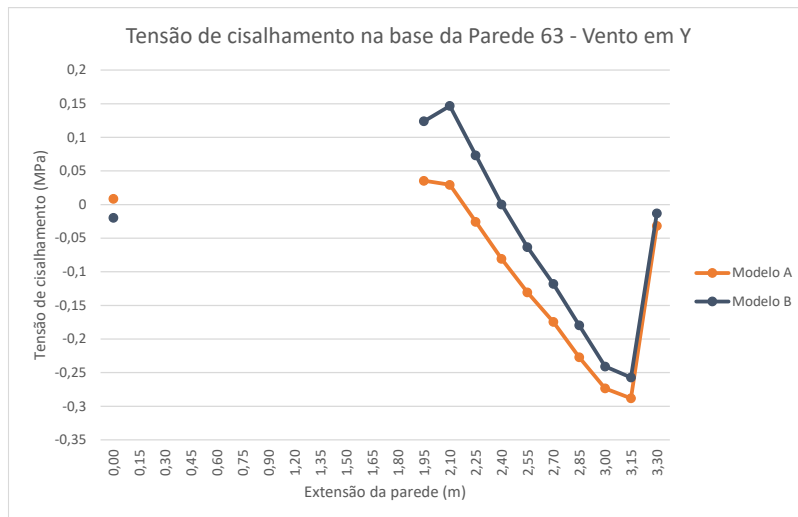
4.2.2.2 Tensões cisalhantes na base da parede 63

A condição diferenciada da parede 63 em relação à disposição das extremidades da parede e o posicionamento dos pilares de apoio da viga de transição, modificaram a tendência de comportamento para a distribuição das tensões de cisalhamento na base da parede. Verifica-se, a partir da Figura 30, que há diferenças entre os resultados para as três situações de atuação do carregamento, e que em todas elas, diferentemente do verificado até aqui, o Modelo B resultou em intensidades sempre maiores que o Modelo A. O resultado associado à combinação de ação indicou acréscimo de 47% na máxima intensidade.

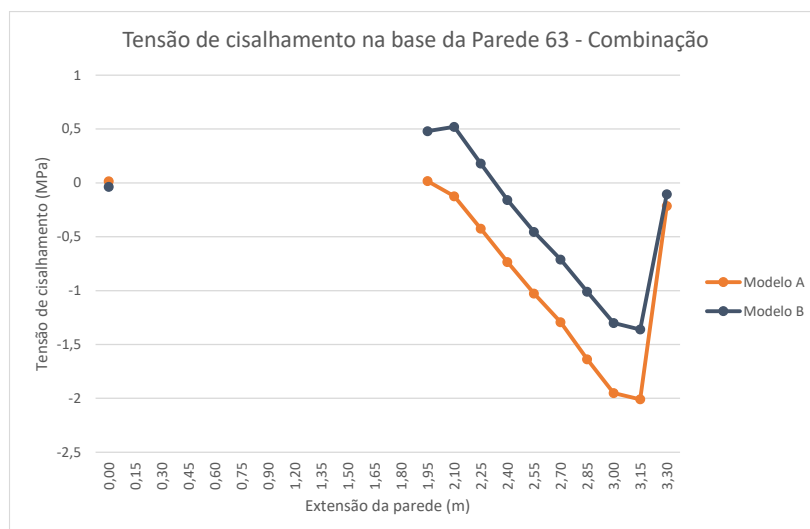
Figura 30 - Tensões cisalhantes na base da parede 63: (a) Carga vertical, (b) Vento em Y e (c) Combinação



(a)



(b)



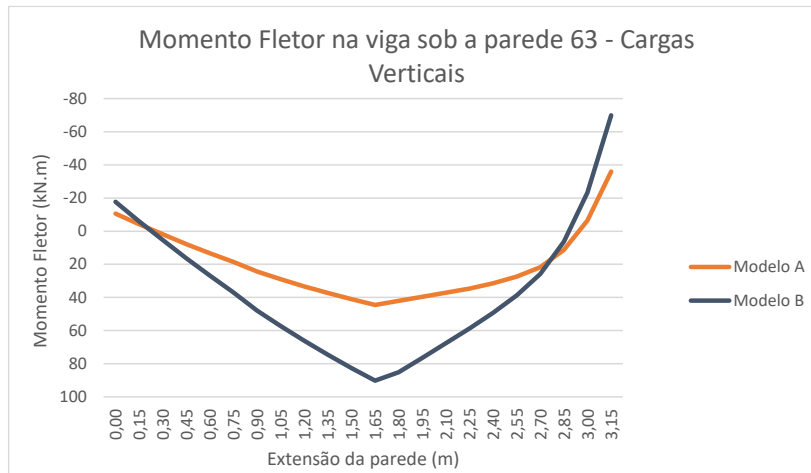
(c)

Fonte: Autor, 2020.

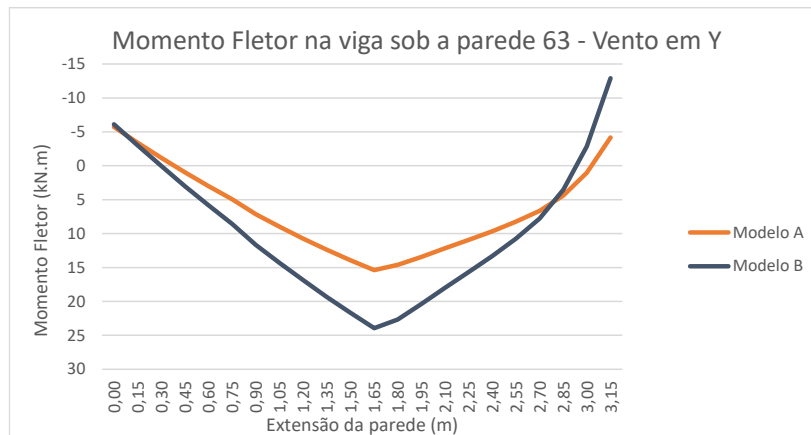
4.2.2.3 Momento fletor da viga sob a parede 63

Relativamente aos momentos fletores na viga, foi mantida a tendência de redução das diferenças para as três condições de atuação do carregamento. Apesar disso, verifica-se uma pequena alteração dessa tendência pela ocorrência de diferenças de intensidades para a combinação de ações, cujo valor associado à máxima sollicitação resultou em redução de 18% em relação ao Modelo B.

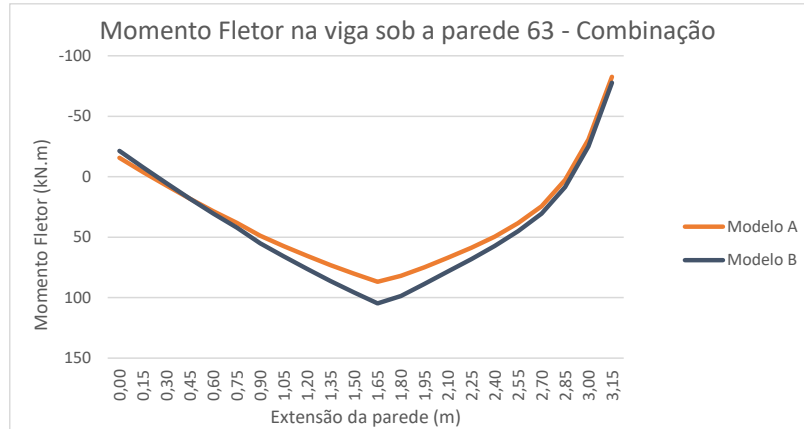
Figura 31 - Momentos fletores da viga sob a parede 63: (a) Carga vertical, (b) Vento em Y e (c) Combinação



(a)



(b)



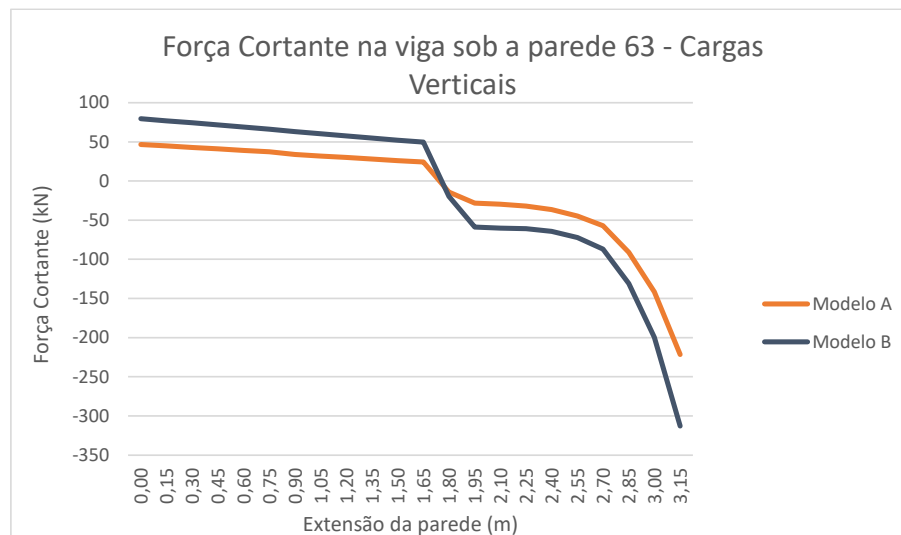
(c)

Fonte: Autor, 2020.

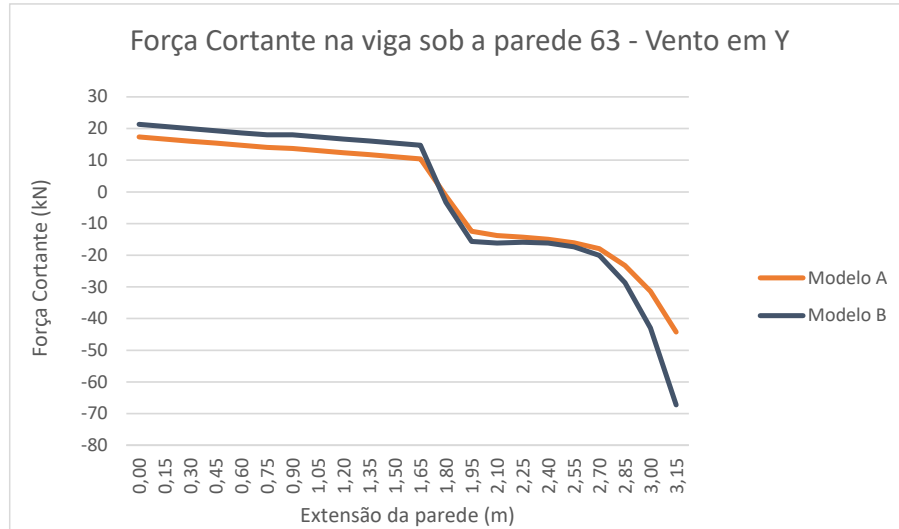
4.2.2.4 Força cortante da viga sob a parede 63

Em relação às forças cortantes, nada foi alterado em relação à tendência de comportamento verificada para a viga da parede 16, apesar das diferentes condições de interação da alvenaria estrutural com a viga de transição.

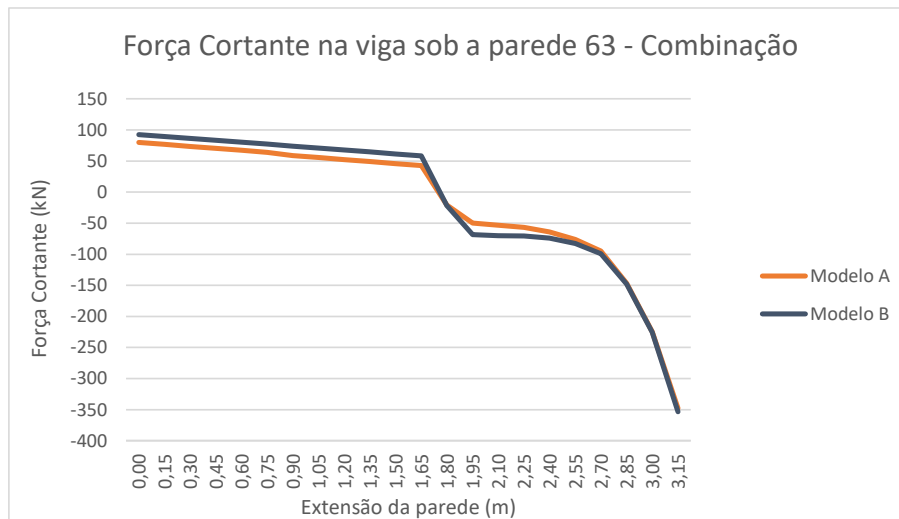
Figura 32 - Forças cortantes da viga sob a parede 63: (a) Carga vertical, (b) Vento em Y e (c) Combinação



(a)



(b)



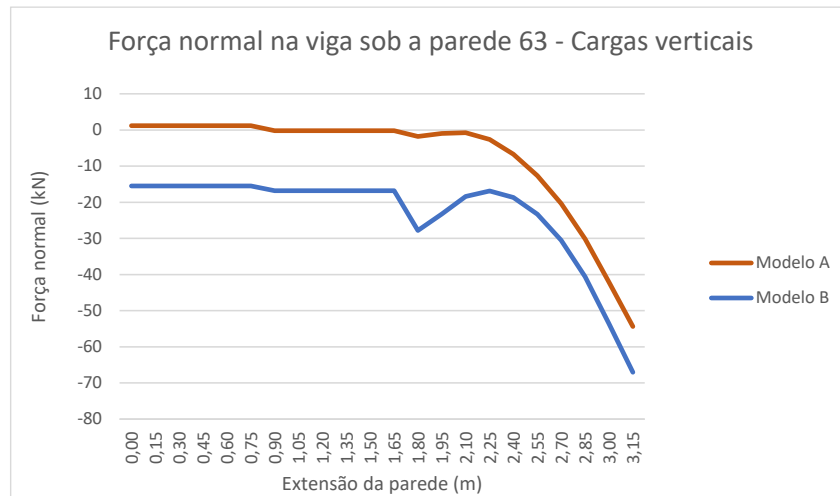
(c)

Fonte: Autor, 2020.

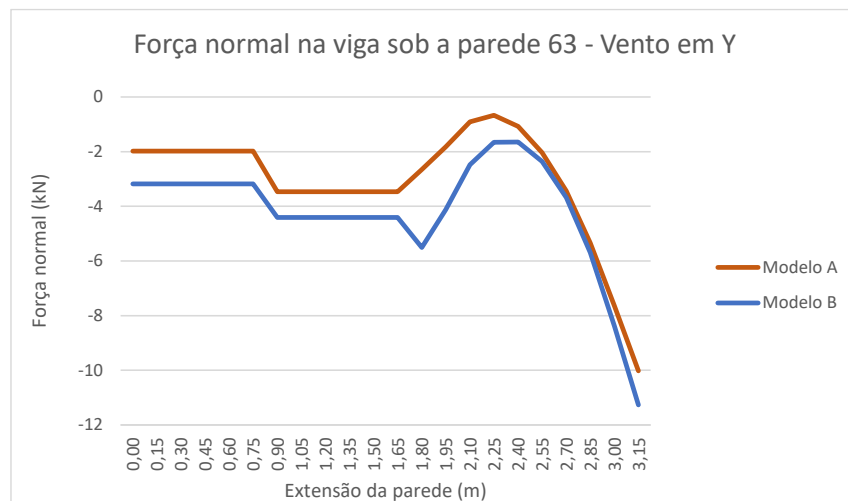
4.2.2.5 Força normal da viga sob a parede 63

Em relação às forças normais, não houve alteração em relação à tendência de comportamento verificada para a viga da parede 16, ainda assim, como na força cortante, verifica-se uma alteração desse comportamento pela ocorrência de diferenças de intensidades para a combinação de ações, cujo valor associado à máxima solicitação resultou em redução de 13% em relação ao Modelo A.

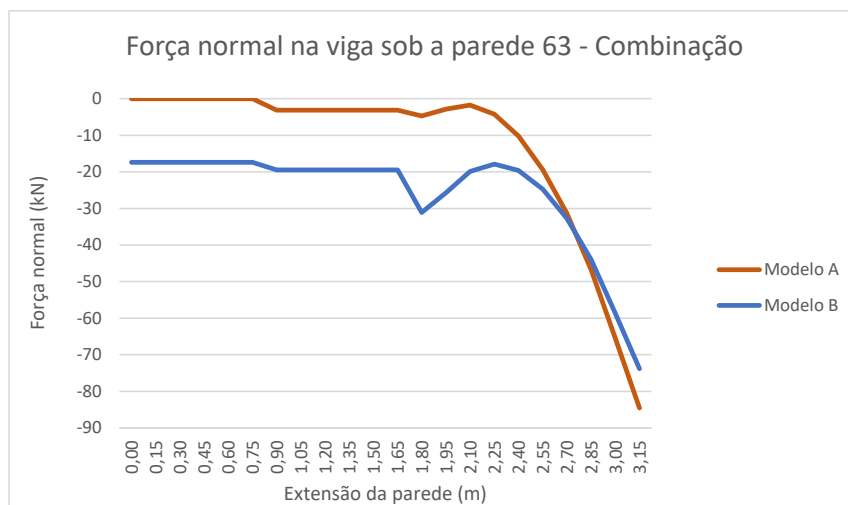
Figura 33 - Forças normais da viga sob a parede 63: (a) Carga vertical, (b) Vento em Y e (c) Combinação.



(a)



(b)



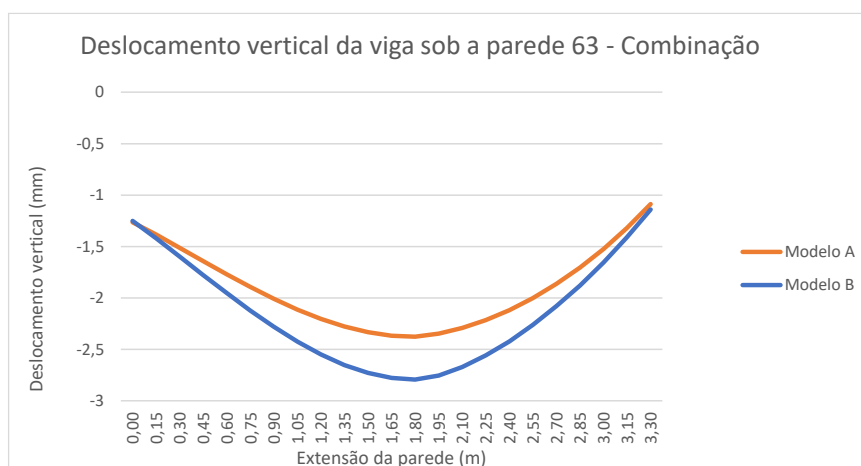
(c)

Fonte: Autor, 2020.

4.2.2.6 Deslocamento vertical da viga sob a parede 63

Da mesma forma, verifica-se que foi mantida a tendência de comportamento em relação aos deslocamentos da viga, com o Modelo A apresentando valores inferiores aos do Modelo B, em que ambos atendem com folga o E.L.S. em função dos baixos valores.

Figura 34 - Deslocamentos verticais da viga sob a parede 63



Fonte: Autor, 2020.

Como comentários finais em relação às análises, ressalta-se que na distribuição das paredes em planta, a parede 63 está orientada segunda a direção perpendicular à parede 16, além das diferenças já mencionadas em relação às condições de interação com a viga de transição. Tal aspecto é importante de ser ressaltado uma vez que caracteriza condições muito distintas de solicitação em relação às cargas verticais, assim como em relação a ação do vento, e, que mesmo assim, apresentaram tendências de comportamento muito similares, exceto pelas tensões de cisalhamento na base da parede.

4.2.3 Parede 74

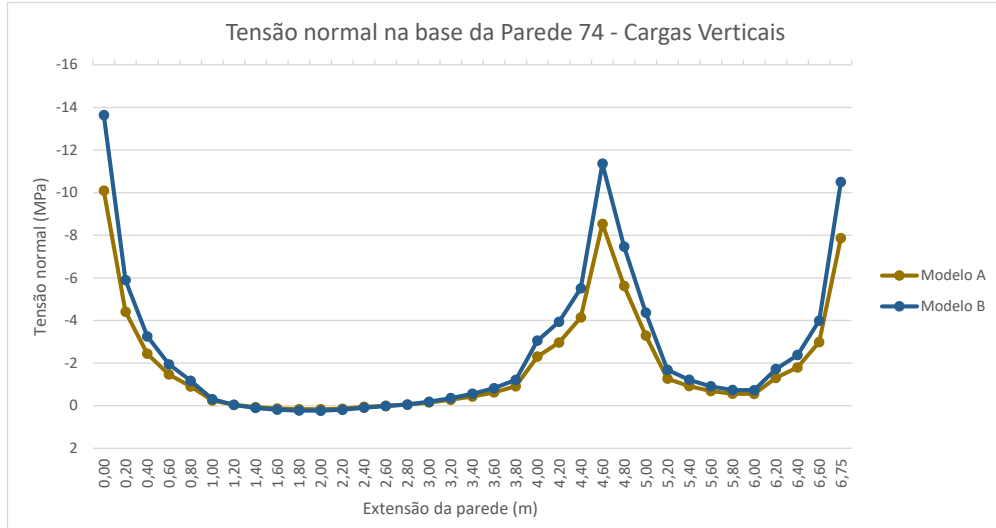
4.2.3.1 Tensões normais na base da parede 74

Esta é a parede principal do contraventamento na direção do eixo Y. A estrutura de transição abaixo da parede 74 é composta por uma viga contínua apoiada em três pilares.

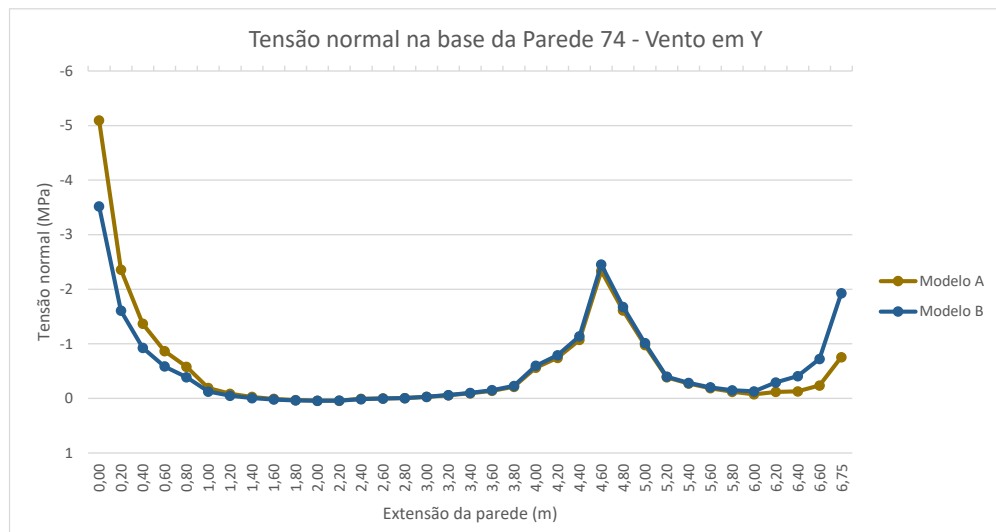
Diferentemente das paredes analisadas anteriormente, os resultados das tensões normais na base dessa parede indicam que o Modelo A apresentou intensidades menores que o Modelo B na condição de atuação de carregamento vertical apenas. Apesar disso, foi mantida a tendência dos resultados associados à combinação apresentarem menores diferenças, sendo, entretanto, o Modelo A com maiores intensidades de pico. A máxima intensidade junto ao apoio

à esquerda resultou em acréscimo igual a 16,8% ao se utilizar o Modelo A, como resultado da diferença entre os valores de 18,4 MPa e 15,8 MPa, conforme ilustrado pela Figura 35(c).

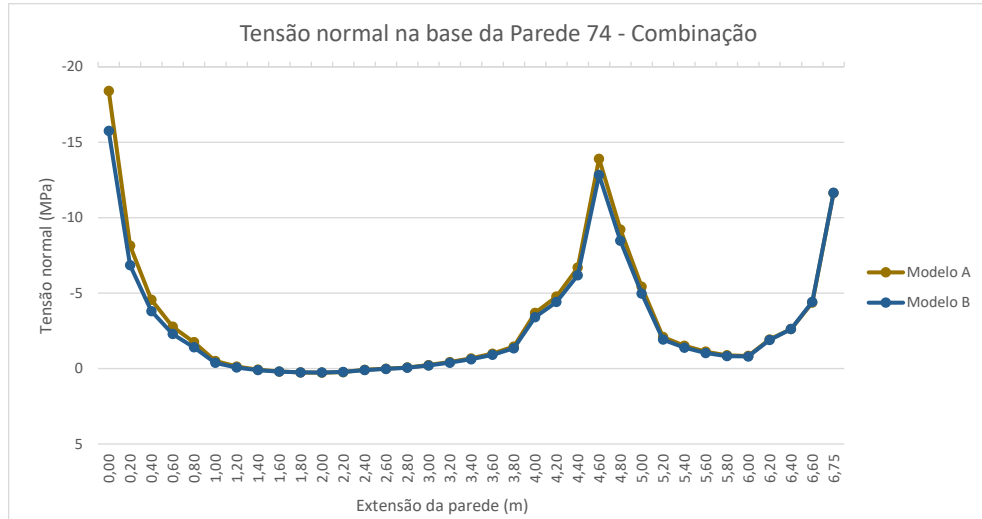
Figura 35 - Tensões normais na base da parede 74: (a) Carga vertical, (b) Vento em Y e (c) Combinação.



(a)



(b)



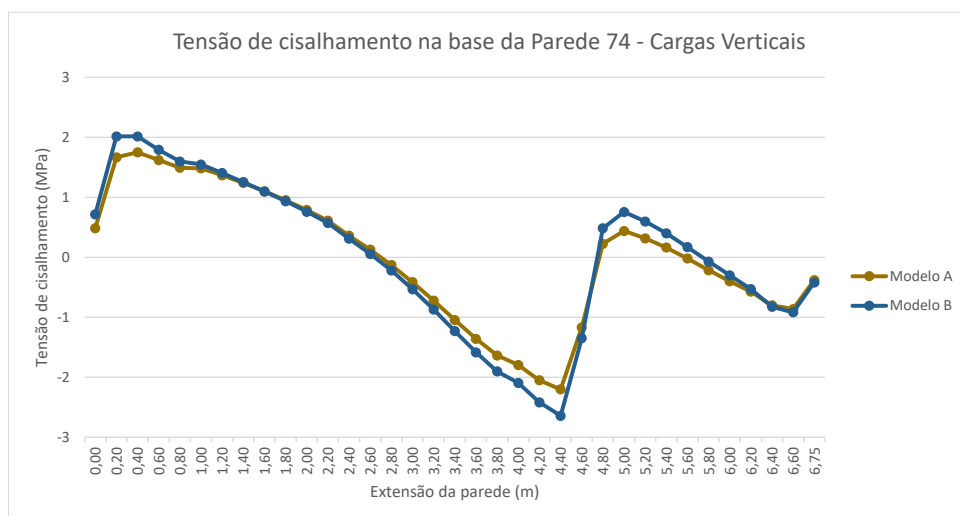
(c)

Fonte: Autor, 2020.

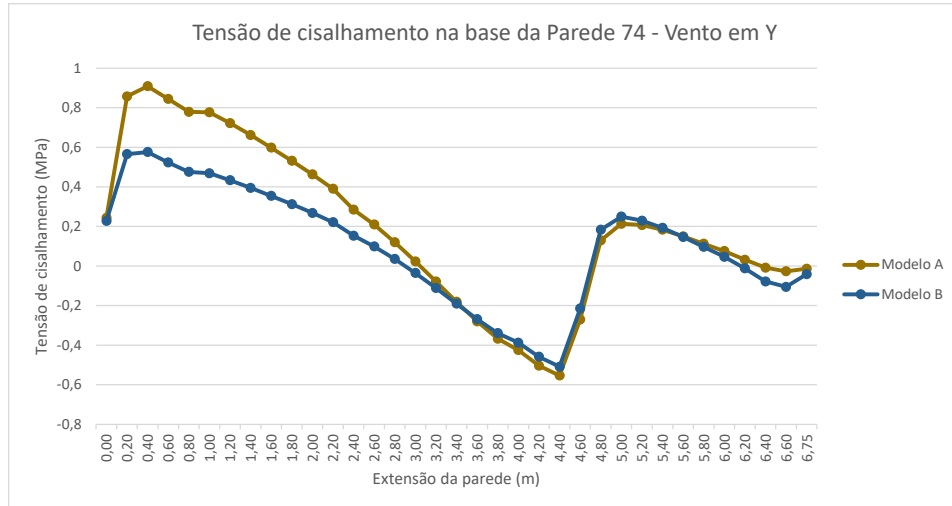
4.2.3.2 Tensões cisalhantes na base da parede 74

Exceto pelos resultados correspondentes à atuação apenas do carregamento vertical, as tensões de cisalhamento na base dessa parede apresentaram comportamento semelhante ao da parede 63, em que ao Modelo A são associadas as maiores intensidades. Por exemplo, no apoio intermediário da viga, a máxima tensão de cisalhamento obtida a partir do Modelo A resultou 16,6% maior que aquela do Modelo B.

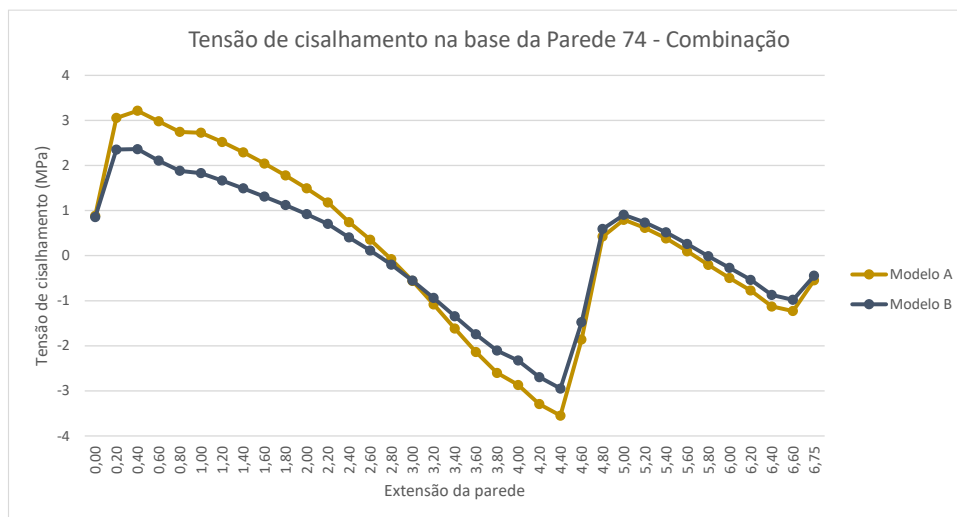
Figura 36 - Tensões cisalhantes na base da parede 74: (a) Carga vertical, (b) Vento em Y e (c) Combinação



(a)



(b)



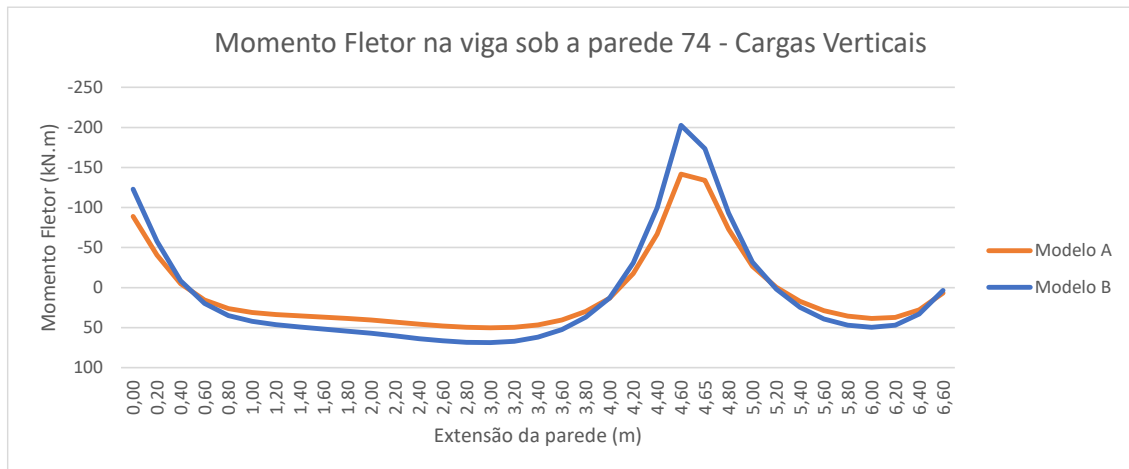
(c)

Fonte: Autor, 2020.

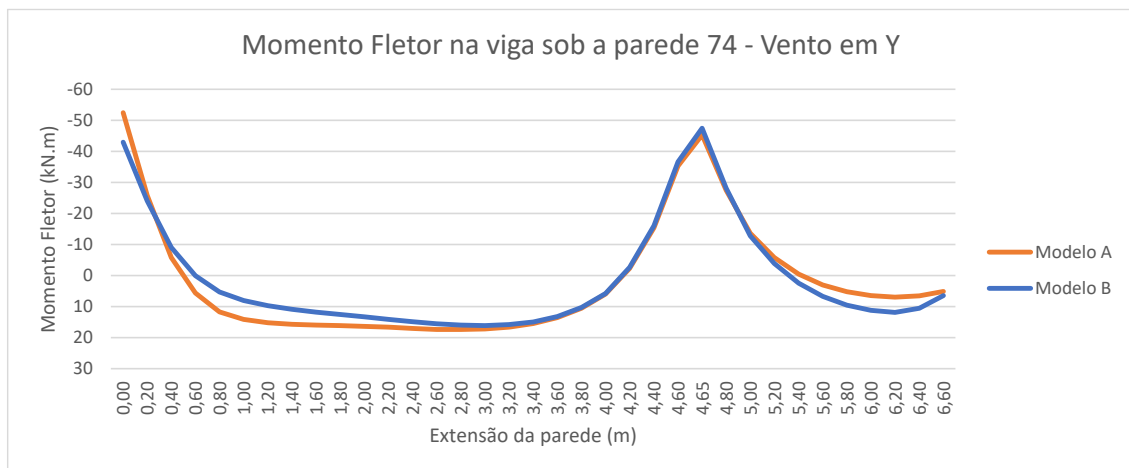
4.2.3.3 Momento fletor da viga sob a parede 74

A mesma tendência observada na distribuição de tensões foi mantida para o diagrama de momentos, com o Modelo A resultando em intensidades menores somente no caso de consideração apenas de carregamento vertical, correspondendo também as maiores diferenças percentuais.

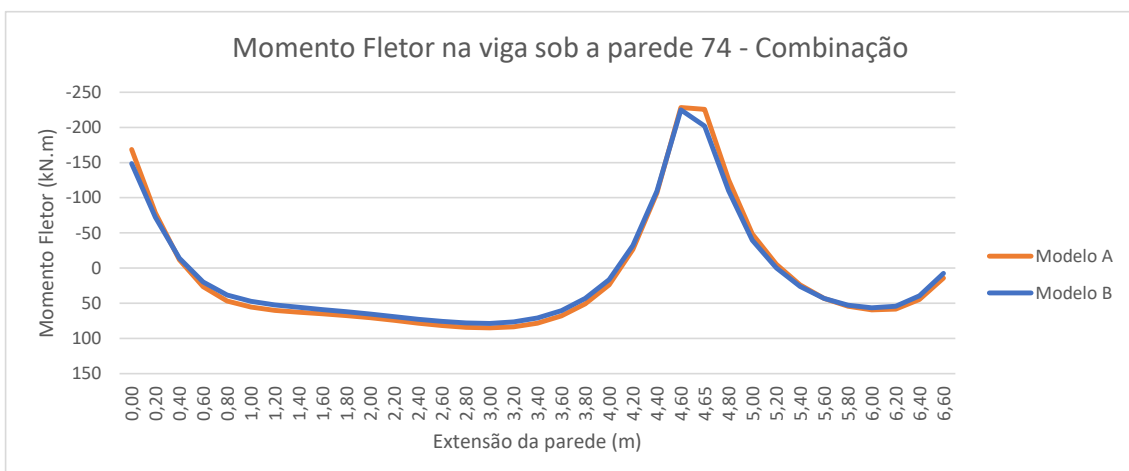
Figura 37 - Momentos fletores da viga sob a parede 74: (a) Carga vertical, (b) Vento em Y e (c) Combinação



(a)



(b)



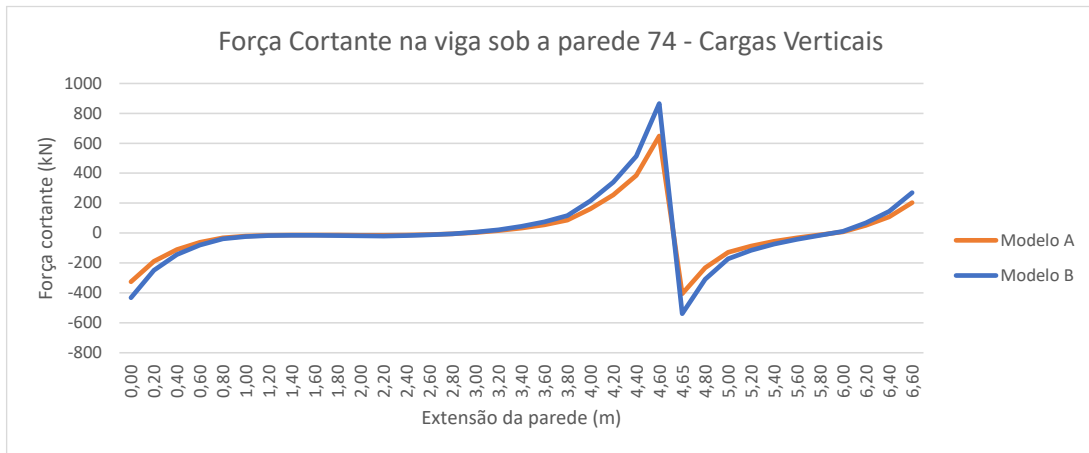
(c)

Fonte: Autor, 2020.

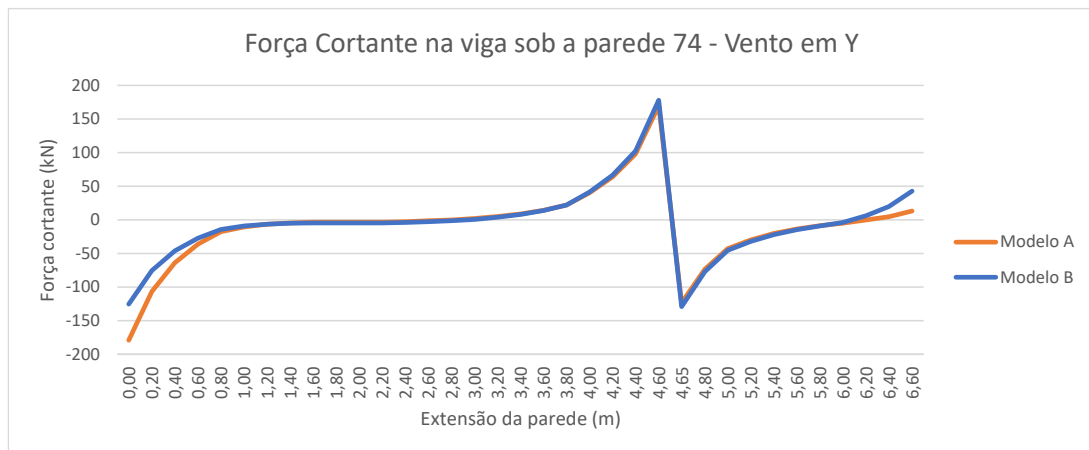
4.2.3.4 Força cortante da viga sob a parede 74

No caso das forças cortantes, é perceptível que as diferenças significativas correspondem às seções nas proximidades dos apoios, sendo igual a um acréscimo de 37% no apoio central para a condição de carregamento vertical apenas e associado ao Modelo B, e igual a um acréscimo 40% no apoio à esquerda para a condição de atuação do vento apenas sendo, dessa vez, associado ao Modelo A.

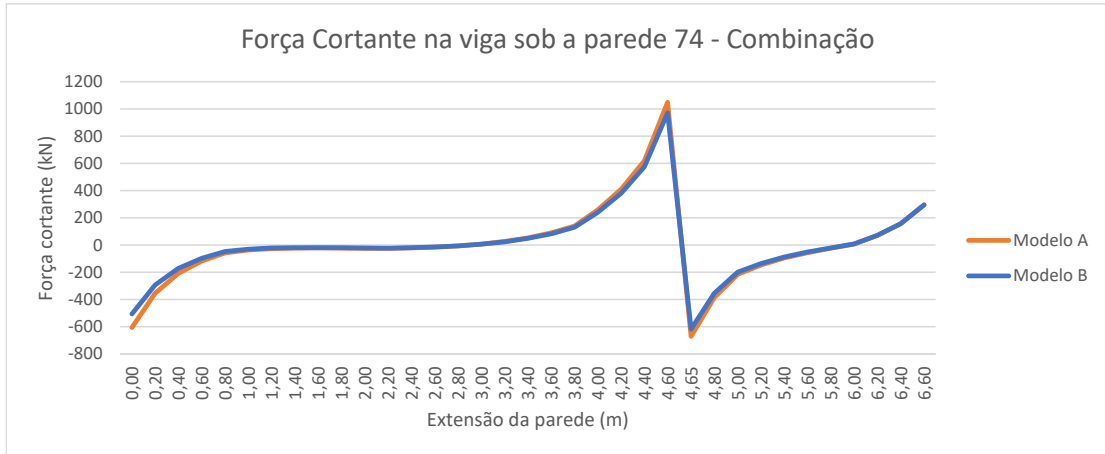
Figura 38 - Forças cortantes da viga sob a parede 74:(a) Carga vertical, (b) Vento em Y e (c) Combinação.



(a)



(b)



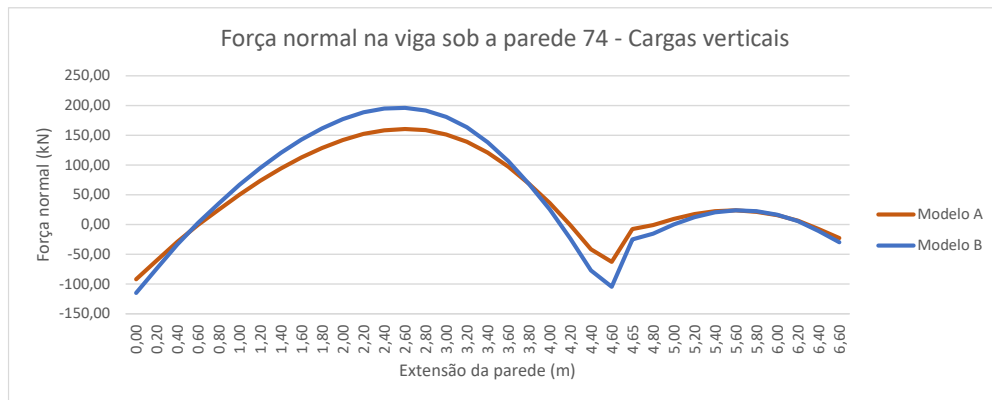
(c)

Fonte: Autor, 2020.

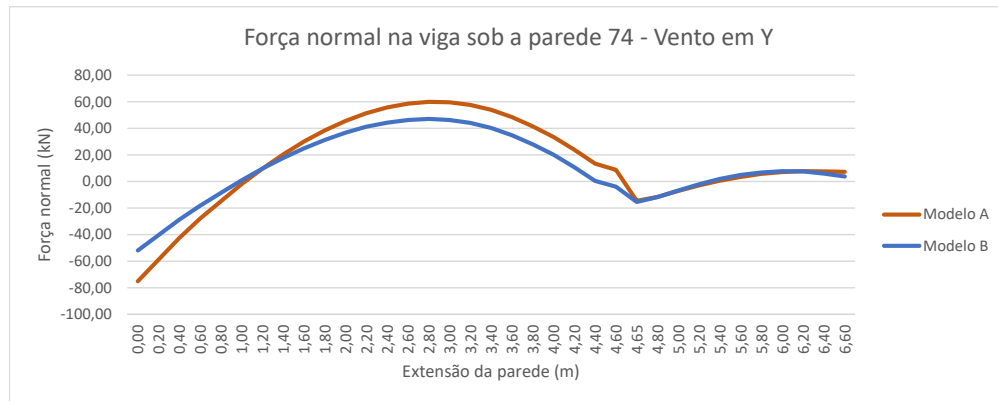
4.2.3.5 Força normal da viga sob a parede 74

Em relação às forças normais, é notável as diferenças significativas correspondentes à região central da viga, sendo igual a um acréscimo de 23,8% para a condição de carregamento vertical apenas e associado ao Modelo B, e igual a um acréscimo 23% para a condição de combinação de ações, dessa vez, associado ao Modelo A.

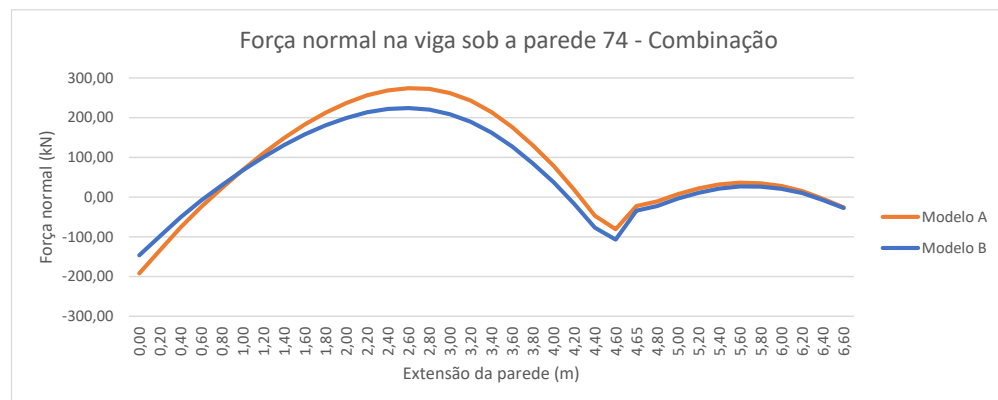
Figura 39 - Forças normais da viga sob a parede 74:(a) Carga vertical, (b) Vento em Y e (c) Combinação.



(a)



(b)



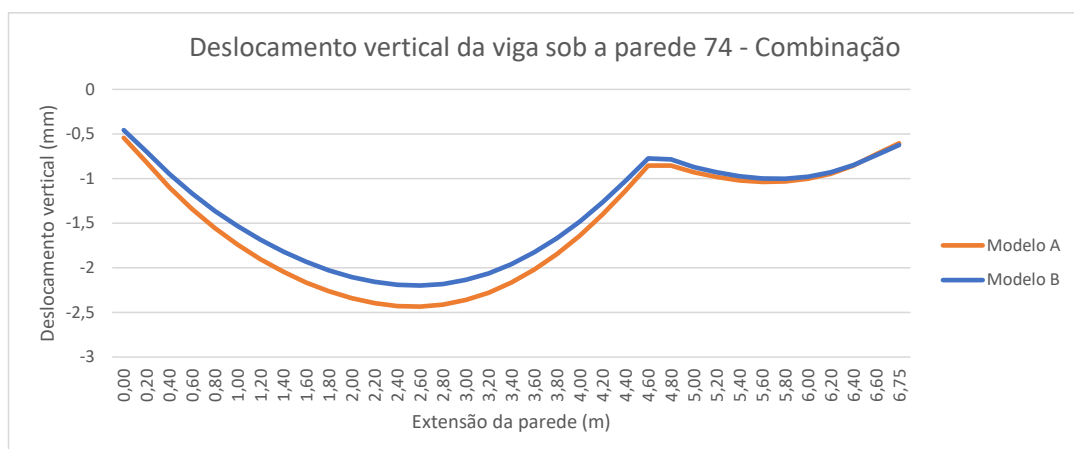
(c)

Fonte: Autor, 2020.

4.2.3.6 Deslocamento vertical da viga sob a parede 74

Foi mantida a tendência de valores muito pequenos com um leve acréscimo para os resultados do Modelo A.

Figura 40 - Deslocamentos verticais da viga sob a parede 74



Fonte: Autor, 2020.

5 CONCLUSÃO

A avaliação desenvolvida neste trabalho consistiu no emprego do modelo de barras equivalentes em conjunto com o modelo de pórtico tridimensional com o objetivo de quantificar o impacto de duas diferentes condições de vinculação para consideração do efeito de diafragma rígido na modelagem de um edifício de alvenaria estrutural sobre estrutura de transição em concreto armado. A diferença entre os dois modelos se refere à restrição associada aos deslocamentos relativos verticais no pavimento, em que um deles considerou essa restrição ativada e o outro não. Foram avaliados os resultados de deslocamentos horizontais ao nível dos pavimentos, de distribuição de tensões na base das paredes estruturais e de esforços internos nas vigas de transição.

Os resultados obtidos para os deslocamentos indicaram, como era de se esperar, a rigidez excessiva do modelo com restrição aos deslocamentos verticais em razão dos seus valores muito abaixo. Para o caso analisado, a grande diferença entre os deslocamentos não se refletiu nos valores de γ_z , em que os dois modelos apresentaram valores próximos, sendo ambos resultados em estrutura de nós fixos.

Em relação às análises das paredes estruturais, verificou-se que não ficou caracterizada uma tendência de comportamento em relação aos modelos, uma vez que o modelo com liberação da restrição vertical aos deslocamentos relativos apresentou valores menores em algumas, contrariando as expectativas, e maiores em outras. Entretanto, ficou estabelecida uma tendência em relação à forma de consideração do carregamento, observando-se que, na maioria das vezes a atuação exclusiva de carregamento vertical conduziu às maiores diferenças percentuais que, por sua vez, foram atenuadas na consideração da combinação dos esforços em E.L.U. . Também foram observadas diferenças nas intensidades dos esforços internos sendo, na grande maioria dos resultados, menores naquelas obtidas a partir do modelo com liberação dos vínculos de deslocamento vertical relativo.

Relativamente aos esforços internos nas vigas de transição, foi identificada a tendência do modelo com restrição aos deslocamentos verticais relativos resultar em maiores valores máximos na consideração apenas das cargas verticais, cuja diferença também foi atenuada na consideração da combinação dos esforços em E.L.U. . Portanto, esses resultados demonstram que o modelo com restrição aos deslocamentos verticais relativos é mais influenciado pelo carregamento vertical, enquanto o modelo com liberação deste vínculo é mais suscetível às ações laterais, como o vento, de modo que com a consideração das ações combinadas, essas diferenças são reduzidas.

Como comentário final, se faz necessário esclarecer que os resultados aqui apresentados são dependentes de vários fatores, entre eles: a disposição das aberturas de porta e de janela em relação aos apoios das vigas de transição; a importância da parede no conjunto do sistema de contraventamento do edifício; e a rigidez da viga de transição. Tais aspectos influenciam sobremaneira o comportamento da estrutura e os resultados obtidos neste trabalho, especificamente relacionados às diferenças e tendências de comportamento. Apesar disso, e pautando-se nos valores dos deslocamentos horizontais ao nível dos pavimentos, considera-se, que o modelo de análise mais adequado é aquele sem vinculação aos deslocamentos verticais relativos, não apenas por terem sido obtidos vários valores de tensões e esforços inferiores ao outro modelo, mas também sob o ponto de vista da prática da boa engenharia estrutural. Mesmo que os valores associados ao E.L.U. não tenham indicado diferenças substanciais, não se recomenda o emprego do modelo com vinculação dos deslocamentos verticais relativos na simulação do diafragma rígido associado ao pavimento do edifício.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988. 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-1: Alvenaria estrutural – Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, 2020. 72 p.

BARBOSA, P. C. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000. 110 p.

DRYSDALE G. R. et al (1994). **Masonry structures - behavior and design**. Englewood Cliffs, Prentice Hall.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro. Proceedings, p.307-323, 1991.

LOPES, A. C. S. **Aperfeiçoamento de modelagem computacional para análise da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte em concreto armado**. Trabalho de Conclusão de Curso. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN, 2016. 73 p.

LOPES, A. C. S. **Avaliação do comportamento de edifícios de alvenaria estrutural sobre estrutura de transição considerando a interação solo-estrutura e o efeito construtivo**. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Natal/RN, 2019. 201 p.

MEDEIROS, K. A. S. **Modelagem computacional para avaliação da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte em concreto armado**. Dissertação (Mestrado). Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2015. 134 p.

MENEZES, B.R.P.; JUNIOR, L.A.M.A.; DINIZ, T.I.; EIRAS, D.H.M.; GOMES, G.J.C.; PASCHOAL, C.J.F. **Alvenaria estrutural na construção civil**. Revista Teccen. 2018 Jul./Dez.; 11 (2): 16-22.

NASCIMENTO NETO, J. A. **Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999. 127 p.

NASCIMENTO NETO, J. A.; LACERDA, E. G. M.; FLORÊNCIO, D. A. **Modelagem da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte: o efeito arco**. In: Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Maceió, 2012. 16 p.

NASCIMENTO NETO, J. A., MEDEIROS, K. A. S., QUIM, F. **Nova modelagem para análise da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte.** Caderno Técnico Sistemas Industrializados de Concreto – Revista Prisma, No. 52, maio, 2014. 20 p.

NUNES, V.Q.G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 2011, 152p.

OLIVEIRA, D.M. et al. **Avaliação dos momentos de segunda ordem em estruturas de concreto armado utilizando os coeficientes γ_z e β_2 .** Revista IBRACON de estruturas e materiais, Belo Horizonte, Minas Gerais, v. 7, ed. 3, p. 329-348, 2 jun. 2014.

PAES, M. S. **Interação entre edifício de alvenaria estrutural e pavimento em concreto armado considerando-se o efeito arco com a atuação de cargas verticais e ações horizontais.** Dissertação (Mestrado). São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2008. 141 p.

VASCONCELOS, A.C. **Revisão da NB-1: O problema dos efeitos de 2ª ordem.** Jornal TQS News, n.3, p.10-11, out 1996.