



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Klaus André de Sousa Medeiros

**MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA AVALIAÇÃO DA
INTERAÇÃO ENTRE PAINÉIS DE ALVENARIA E ESTRUTURA DE
SUPORTE EM CONCRETO ARMADO**

Natal / RN

2015

Klaus André de Sousa Medeiros

**MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA AVALIAÇÃO DA
INTERAÇÃO ENTRE PAINÉIS DE ALVENARIA E ESTRUTURA DE
SUPORTE EM CONCRETO ARMADO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto

Natal / RN

2015

Seção de Informação e Referência
Catalogação da Publicação na Fonte. UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede

Medeiros, Klaus André de Sousa.

Modelagem computacional para avaliação da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte em concreto armado / Klaus André de Sousa Medeiros. – Natal, RN, 2015.

119f.

Orientador: Joel Araújo do Nascimento Neto.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Alvenaria estrutural - Dissertação. 2. Modelagem computacional - Dissertação. 3. Pórtico equivalente - Dissertação. 4. Interação parede-viga – Dissertação. I. Nascimento Neto, Joel Araújo do. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.012.2

KLAUS ANDRÉ DE SOUSA MEDEIROS

**MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA AVALIAÇÃO DA
INTERAÇÃO ENTRE PAINÉIS DE ALVENARIA E ESTRUTURA DE
SUPORTE EM CONCRETO ARMADO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel – Examinador Interno (UFRN)

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho – Examinador Externo ao Programa (UFRN)

Prof. Dr. Márcio Roberto Silva Corrêa – Examinador Externo à Instituição (EESC - USP)

Natal, 26 de março de 2015.

MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA AVALIAÇÃO DA INTERAÇÃO ENTRE PAINÉIS DE ALVENARIA E ESTRUTURA DE SUPORTE EM CONCRETO ARMADO

Klaus André de Sousa Medeiros

Orientador: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto

RESUMO

O estudo desenvolvido propõe uma nova modelagem computacional eficiente e de fácil aplicação em situações usuais de projeto para avaliar a interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte. O modelo proposto simula o comportamento da parede utilizando exclusivamente elementos finitos de barra, compondo, assim, um pórtico equivalente. A validação foi realizada sob dois aspectos: primeiramente, mediante estudo de diversos painéis planos genéricos, confrontando os resultados obtidos do modelo de pórtico equivalente com os de um modelo de referência, o qual utiliza elementos finitos de casca na discretização das paredes e, numa segunda etapa, comparando com os resultados do modelo experimental de Rosenhaupt. As análises consideraram o comportamento elástico linear para os materiais e consistiram basicamente na avaliação dos deslocamentos verticais e dos esforços nas vigas de apoio, bem como das tensões na base das paredes. Foram avaliados também, a partir de modelagem plana e tridimensional de algumas paredes de um projeto real, aspectos importantes da interação parede-viga, tais como: presença de aberturas de portas e de janelas, dispostas em qualquer posição; condições de apoio e vinculação das vigas; interferências das amarrações entre paredes; consideração da ação do vento. As análises dos resultados alcançados evidenciaram a eficiência da modelagem proposta, em razão de apresentarem aspectos muito semelhantes na distribuição de tensões e de esforços, sempre com intensidades um pouco maiores do que as dos modelos de referência e experimental.

Palavras-chave: alvenaria estrutural; modelagem computacional; pórtico equivalente; interação parede-viga.

COMPUTATIONAL MODELING TO EVALUATE THE WALL-BEAM COMPOSITE BEHAVIOUR

Klaus André de Sousa Medeiros

Adviser: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto

ABSTRACT

The developed study proposes a new computer modeling efficient and easy to apply in usual project situations to evaluate the interaction between masonry panels and support structure. The proposed model simulates the behavior of the wall exclusively using frame finite elements, thus compounding an equivalent frame. The validation was performed in two ways: firstly, through the analysis of various panels of generic plans, comparing the results obtained from equivalent frame model with the ones from a reference model, which uses shell finite elements in discretization of the walls; and in a second step, comparing with the results of the experimental model of Rosenhaupt. The analyzes considered the linear elastic behavior for materials and consisted basically in the evaluation of vertical displacements and efforts in support beams, and tensions at the base of walls. Was also evaluated, from flat and three-dimensional modeling of some walls from a real project, important aspects of the wall-beam interaction, e.g.: the presence of openings of doors and windows, arranged in any position; conditions of support and linking of beams; interference of moorings between walls; and consideration of wind action. The analysis of the achieved results demonstrated the efficiency of the proposed modeling, since they have very similar aspects in the distribution of stresses and efforts, always with intensities slightly larger than those of the reference and experimental models.

Keywords: structural masonry; computational modeling; equivalent frame; wall-beam interaction.

“... e eu não vim até aqui pra desistir agora.”

AGRADECIMENTOS

Agradeço

A Deus,

Por me fazer prosseguir a cada desânimo, me concebendo a determinação de nunca desistir mediante as inúmeras dificuldades que a vida nos impõe.

Aos meu pais,

Cleomax, Neto, Kátia e Elba, que nunca deixarão de ser meus mais importantes educadores, e que sempre acreditaram no meu potencial.

Aos meus amigos,

Daniel Florêncio, pelas valiosas dicas de SAP e exemplo de humildade; Mykael, Gutemberg, Leonardo e Luan, que me acompanharam em diversas madrugadas de estudos, diversos trabalhos e apresentações; Pedro Carlos, pela importante colaboração neste trabalho.

A todos os professores,

Por me transmitirem seus conhecimentos. Em especial, ao meu amigo e professor orientador Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto, que me guiou durante essa jornada.

À CAPES,

Pela bolsa de estudos concedida.

SUMÁRIO

ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
ÍNDICE DE TABELAS.....	xii
ÍNDICE DE QUADROS.....	xii
CAPÍTULO 1 - Introdução.....	1
1.1.Considerações iniciais.....	1
1.2.Objetivos.....	3
1.3.Justificativa.....	3
1.4.Metodologia.....	4
CAPÍTULO 2 - Interação de sistemas Parede-Viga.....	6
2.1.Conceitos básicos.....	6
2.2.Modelos matemáticos simplificados.....	11
2.3.Modelagem numérica.....	14
CAPÍTULO 3 - Avaliações preliminares.....	22
3.1.Aplicação em situações genéricas.....	22
3.1.1. Modelos adotados nas análises.....	22
3.1.2. Análises e discussões.....	28
3.1.3. Comentários.....	40
3.2.Aplicação em situações de um projeto real.....	41
3.2.1. Modelos adotados nas análises.....	44
3.2.2. Análises e discussões.....	46
3.2.3. Comentários.....	56
3.3.Influência das condições de apoio.....	57
3.3.1. Modelos adotados nas análises.....	57
3.3.2. Análises e discussões.....	61
3.3.3. Comentários.....	68
3.4.Variação na modelagem do pórtico equivalente.....	70
3.4.1. Modelos adotados nas análises.....	70

3.4.2. Análises e discussões.....	72
3.4.3. Comentários	75
CAPÍTULO 4 - Comparação com resultados experimentais.....	77
4.1.Considerações iniciais	77
4.2.Ensaio de Rosenhaupt (1962).....	78
4.3.Modelos adotados nas análises.....	79
4.3.1. Modelos numéricos de Barbosa (2000).....	80
4.3.2. Modelo numérico de pórtico equivalente.....	81
4.4.Análises e discussões	83
4.5.Comentários	87
CAPÍTULO 5 - Modelagem Tridimensional	88
5.1.Considerações iniciais	88
5.2.Modelo adotado nas análises	88
5.3.Análises e discussões	92
5.3.1. Parede 1	92
5.3.2. Parede 6	95
5.3.3. Parede 30	97
5.3.4. Parede 34	100
5.4.Comentários	102
CAPÍTULO 6 - Conclusões	104
6.1.Comentários finais.....	104
6.2.Continuidade da pesquisa	107
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	109
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS COMPLEMENTARES	112
Anexo A – Elemento Casca do SAP2000®.....	115
Anexo B – Elemento Barra do SAP2000®.....	117
Anexo C – Tabelas da NBR8681	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Edifício Monadnock.	2
Figura 2.1 - Edificação em alvenaria estrutural sobre pilotis em concreto armado.	7
Figura 2.2 - Ação conjunta do sistema parede-viga.	7
Figura 2.3 - Distribuição de tensões no sistema parede-viga.	8
Figura 2.4 - Sistemas parede-viga com carregamento equivalente.	10
Figura 2.5 - Esforços na viga	10
Figura 2.6 - Distribuições aproximadas de tensões adotadas por Smith e Riddington.	12
Figura 2.7 - Distribuições aproximadas de tensões adotadas por Davies e Ahmed.	13
Figura 2.8 - Distribuições de tensões verticais de acordo com o parâmetro R.	13
Figura 2.9 - Métodos gerais de modelagem de paredes	15
Figura 2.10 - Modelagens típicas para alvenaria estrutural. (a) Trecho de uma estrutura em alvenaria; (b) Micromodelagem detalhada; (c) Micromodelagem simplificada; (d) Macromodelagem.	19
Figura 3.1- Esquematização do painel com abertura central de porta.	23
Figura 3.2 - Esquematização do painel com abertura lateral (excêntrica) de porta.	23
Figura 3.3 – Discretização com elementos de casca (Modelo 1).	25
Figura 3.4 – Discretização com elementos barra (Modelos 2).	26
Figura 3.5 – Discretização com elementos barra (Modelo 3).	27
Figura 3.6 – Tensões na base da parede com abertura centrada: (a) Tensões normais verticais; (b) Detalhe das tensões normais no trecho intermediário e (c) Tensões de cisalhamento.	29
Figura 3.7 – Esforços e deslocamentos na viga de suporte da parede com abertura centrada: (a) Força cortante; (b) Momento fletor; (c) Força normal e (d) Deslocamentos verticais.	33
Figura 3.8 – Tensões na base da parede com abertura centrada: (a) Tensões normais verticais; (b) Detalhe das tensões normais no trecho intermediário e (c) Tensões de cisalhamento.	36
Figura 3.9 – Esforços e deslocamentos na viga de suporte da parede com abertura excêntrica: (a) Força cortante; (b) Momento fletor; (c) Força de tração e (d) Deslocamentos verticais.	38
Figura 3.10 - Forma da estrutura de transição em concreto armado.	42
Figura 3.11 - Planta de fiada de alvenarias.	43
Figura 3.12 - Paredes avaliadas: (a) Par1; (b) Par6; (c) Par30 e (d) Par34.	44
Figura 3.13 – Discretização da parede Par30 com elementos casca.	45
Figura 3.14 - Discretização da parede Par30 com elementos barra.	45

Figura 3.15 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	46
Figura 3.16 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.....	47
Figura 3.17 - Esforços e deslocamentos na viga de suporte: (a) Momento fletor; (b) Deslocamentos.....	48
Figura 3.18 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.	50
Figura 3.19 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.....	50
Figura 3.20 - Esforços e deslocamentos na viga de suporte: (a) Momento fletor; (b) Deslocamentos.....	51
Figura 3.21 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.	52
Figura 3.22 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.....	52
Figura 3.23 - Esforços e deslocamentos na viga de suporte: (a) Momento fletor; (b) Deslocamentos.....	53
Figura 3.24 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.	54
Figura 3.25 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.....	55
Figura 3.26 - Esforços e deslocamentos na viga de suporte: (a) Momento fletor; (b) Deslocamentos.....	55
Figura 3.27 - Esquematização do painel com aberturas de porta e de janela.	58
Figura 3.28 – Discretização conforme Modelo 1.	59
Figura 3.29 – Discretização conforme Modelo 2.	60
Figura 3.30 - Discretização conforme Modelo 4.	60
Figura 3.31 – Tensões na base da parede: (a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.	62
Figura 3.32 – Esforços e deslocamentos na viga de suporte: (a) Força cortante; (b) Momento fletor; (c) Força normal e (d) Deslocamentos verticais.	64
Figura 3.33 – Esforços e deslocamentos na viga de suporte para o painel com aberturas de porta e de janela: (a) Força cortante; (b) Momento fletor.	67
Figura 3.34 – Tensões na base da parede para o painel com aberturas de porta e de janela: (a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.....	68
Figura 3.35 – Discretização com elementos de barra com variação proposta (Modelo 2b)..	71
Figura 3.36 – Tensões na base da parede com abertura de porta excêntrica: (a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.	72
Figura 3.37 – Esforços na viga de suporte da parede com abertura de porta excêntrica: (a) Força Normal; (b) Força Cortante; (c) Momento Fletor; (d) Deslocamento vertical.	74

Figura 4.1 – Arranjo experimental de Rosenhaupt.	78
Figura 4.2 – Malha adotada por Barbosa (2000) na discretização da Parede 7.	81
Figura 4.3 – Discretização da Parede 7 com elementos de barra (Modelo 3).	82
Figura 4.4 – Tensões na base da Parede 7: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	84
Figura 4.5 – Esforços na viga de suporte da Parede 7: (a) e (f) Força normal; (b) Força cortante; (c) e (e) Momento fletor; (d) e (g) Deslocamento vertical.....	85
Figura 5.1 - Modelo tridimensional.....	89
Figura 5.2 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	93
Figura 5.3 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.....	94
Figura 5.4 - Esforços e deslocamentos da viga: (a) Momento Fletor; (b) Deslocamentos. ...	95
Figura 5.6 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	95
Figura 5.7 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.....	96
Figura 5.8 - Esforços e deslocamentos da viga: (a) Momento Fletor; (b) Deslocamentos. ...	97
Figura 5.10 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	98
Figura 5.11 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.....	99
Figura 5.12 - Esforços e deslocamentos da viga: (a) Momento Fletor; (b) Deslocamentos. ...	99
Figura 5.14- Tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.	100
Figura 5.15 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.....	101
Figura 5.16 - Esforços na viga de suporte: (a) Momento Fletor; (b) Momento Torsor.....	102
Figura A.1 - Elemento Shell de quatro nós e seus graus de liberdade	115
Figura A.2 - Forças e tensões positivas de um elemento SHELL quadrilateral de 4 nós....	116
Figura A.3 - Momentos positivos de um elemento SHELL quadrilateral de 4 nós.	116
Figura B.1 - Graus de Liberdade do Nó de um Elemento FRAME.	117
Figura B.2 – Eixos locais de um Elemento FRAME.	117
Figura B.3 – Esforços internos positivos no FRAME. (a) Força Axial P e Momento de Torção T; (b) Força cortante V2 e Momento Fletor M3; (c) Força cortante V3 e Momento Fletor M2.	118
Figura C.1 - Ações permanentes diretas agrupadas	119
Figura C.2 - Ações variáveis consideradas conjuntamente ¹⁾	119
Figura C.3 - Fatores de combinação (Ψ_0) e de redução (Ψ_1 e Ψ_2) para as ações variáveis	120

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Propriedades físicas dos materiais adotados na modelagem.	25
Tabela 4.1 – Propriedades dos materiais utilizados na Parede 7 de Rosenhaupt.	79
Tabela 4.2 – Tipos de elementos utilizados pelos modelos 1 e 2.	80
Tabela 4.3 – Parede 7: Comparação de resultados.	86

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 - Comparação das tensões na base da parede.	31
Quadro 3.2 - Comparação dos esforços na viga de apoio 34	34
Quadro 3.3 - Comparação das tensões na base da parede.	37
Quadro 3.4 - Comparação dos esforços na viga de apoio 39	39
Quadro 4.5 - Comparação das tensões na base da parede.	63
Quadro 4.6 - Comparação dos esforços na viga de apoio 65	65
Quadro 3.7 - Comparação das tensões na base da parede.	73
Quadro 3.8 - Comparação dos esforços na viga de apoio 75	75

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1. Considerações iniciais

Diversas obras que fazem parte da história da humanidade foram edificadas em alvenaria e perduram até os dias atuais, sendo inclusive lembradas como símbolos da engenharia. Dentre estas construções, pode-se mencionar como exemplos a Muralha da China (iniciada por volta de 220 a. C.), as Pirâmides de Gizé (≈ 2600 a.C.), o Farol de Alexandria (altura próxima a 190m), o Coliseu (50m de altura), e ainda as grandes catedrais góticas erguidas na Idade Média.

Embora a alvenaria seja utilizada como material de construção pelo homem desde a antiguidade, o seu uso foi por muito tempo desprovido de embasamento científico, o que a torna uma das técnicas de construção menos dominada quanto ao comportamento estrutural. Ficou atrelada a esse material uma má imagem, seja em virtude da propagação de julgamentos errôneos evidenciados através da sua incorreta utilização ou por análises inadequadas do seu desempenho.

Um dos fatores que dificultaram o desenvolvimento desse sistema construtivo durante o século XIX foi exatamente a facilidade de seu uso puramente empírico. A pouca divulgação do tema nas universidades durante a formação do engenheiro, e o crescimento do domínio da tecnologia do concreto armado – que propicia aos construtores e projetistas construir estruturas mais arrojadas – fizeram com que a alvenaria estrutural fosse restringida ainda mais a obras de pequeno porte.

A alvenaria ressurgiu com a procura de formas alternativas de construção a partir da década de 50. Neste período, tal alternativa deixa o empirismo e passa a ser chamada de alvenaria estrutural, agora baseada em princípios mais racionais, possibilitando estruturas mais esbeltas com um maior aproveitamento dos materiais. De acordo com Hendry et al. (1997), essa situação começou a mudar com a introdução de normas técnicas em diversos países, possibilitando bases mais racionais para o cálculo da espessura de paredes e da resistência da alvenaria.

A partir daí, edifícios cujas paredes tinham espessuras enormes – como, por exemplo, o Monadnock Building (Figura 1.1), construído em Chicago no final do século XIX e com aproximadamente 1,80m de espessura nas paredes do térreo – cederam lugar a edifícios com paredes mais esbeltas e, portanto, muito mais econômicos.

Figura 1.1 - Edifício Monadnock.



Fonte: David K. Staub, 2005.

Segundo a Associação Brasileira da Construção Industrializada (1990), a alvenaria estrutural só começou a se desenvolver no Brasil de forma concreta na década de 1970. São compensatórias as vantagens técnicas e econômicas com o emprego da alvenaria estrutural, uma vez que a prática tem apontado que é possível alcançar redução de custos, simplificação das técnicas de execução, menor diversidade dos materiais empregados, redução da mão de obra e rapidez na execução.

O acúmulo da experiência prática e de pesquisas ao longo dos últimos anos tem levado à melhoria e ao aperfeiçoamento das normas de cálculo, elevando o nível dos projetos de edifícios em alvenaria estrutural, fazendo com que estes possuam procedimentos de cálculo com nível de refinamento semelhante aos projetos em estruturas de aço e concreto armado.

Com o objetivo de aproveitar cada vez mais os ambientes coletivos dos empreendimentos, os construtores desejam utilizar o subsolo e o térreo como áreas de convívio comunitário e estacionamento. Dessa forma, projetistas e pesquisadores vêm tentando desenvolver técnicas de análise que se aproximam mais do comportamento real das estruturas de transição, permitindo uma utilização mais racional do material e dos espaços, bem como o desenvolvimento de projetos mais econômicos, fundamentados em teorias melhor elaboradas.

1.2. Objetivos

A pesquisa tem como objetivo principal desenvolver uma nova modelagem, fundamentada no Método dos Elementos Finitos, a fim de analisar a *interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte* (denominada IAS, a partir de então), simulando o comportamento da parede por meio de um pórtico equivalente, averiguando-se a segurança do modelo e a facilidade de aplicação em situações usuais de projeto a partir de diversos estudos de casos.

São abordados, mais especificamente, aspectos e parâmetros que podem influenciar na modelagem da IAS, tais como:

- O denominado efeito arco e suas consequências nos painéis;
- Presença de aberturas de portas e de janelas dispostas em qualquer posição;
- Estudo de casos reais, fazendo uma comparação entre o procedimento proposto e aqueles usualmente utilizados;
- Variação das condições de apoio e vinculação das vigas;
- Interferências das amarrações entre paredes;
- Aplicação de forças equivalentes de vento.

1.3. Justificativa

É evidente o crescimento do número de canteiros de obras de edifícios em alvenaria estrutural no país; isso se deve principalmente à economia alcançada por esse método construtivo em relação aos demais atualmente adotados. Contudo,

ainda são necessários avanços em tecnologia e pesquisa, para que haja um maior domínio do comportamento do sistema.

Dentre os campos de pesquisa, é relevante que seja estudada a interação da alvenaria estrutural com suas estruturas de suporte em concreto armado, sejam elas vigas de pilotis ou fundações, já que há a possibilidade de má interpretação do efeito arco, no qual os carregamentos provenientes dos painéis de alvenaria aplicados sobre a estrutura de suporte tendem a se comportar de maneira diferente ao que se utiliza em projetos frequentes. Dessa forma, é necessário investigar tal comportamento, de modo a obter parâmetros econômicos e seguros que se aproximem mais do comportamento real da estrutura.

Os métodos tradicionais de cálculo têm se mostrado bastante conservadores, se comparados os resultados com aqueles obtidos quando considerado os efeitos da interação. Todavia, a discretização de todo um pavimento em elementos finitos sólidos – ou até mesmo bidimensionais – é um trabalho que demanda muito tempo, se realizado manualmente, e considerável esforço de processamento.

Nesse contexto insere-se a presente pesquisa, pautada na necessidade de modelagens alternativas que sejam mais objetivas e de fácil utilização. Agregada a essa carência, existe ainda a falta de trabalhos que tratem do assunto de forma abrangente, avaliando numerosos efeitos e parâmetros da IAS e ressaltando os cuidados que devem ser tomados pelo projetista estrutural na elaboração de seus cálculos e verificações.

1.4. Metodologia

A validação do modelo de pórtico equivalente proposto para avaliação da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte é conduzida mediante uma demasia de comparações dos resultados da análise estrutural de diversos painéis planos genéricos. Foram realizadas as comparações entre os resultados obtidos do modelo de pórtico equivalente com os resultados de um modelo de referência, o qual utiliza elementos finitos de casca nas paredes. Tal modelo é considerado, dentre os modelos numéricos disponíveis, como o mais refinado. Encontrou-se, na literatura, um estudo datado de 1962, o qual contém dados

relevantes de ensaios do sistema parede-viga que, apesar de não representar fidedignamente as condições atuais, também serviu de parâmetro para a validação do modelo em barras.

Foram testadas várias malhas de discretização dos elementos finitos até chegar a uma malha ótima, a qual representa de forma mais adequada a simulação numérica. Além da malha, as condições de apoios também foram testadas.

Todas as análises consideraram o comportamento elástico linear para os materiais e consistiram na avaliação dos deslocamentos verticais e dos esforços na viga de apoio (força cortante, força normal e momento fletor), bem como das tensões na base da parede (normais e de cisalhamento). A simulação numérica foi desenvolvida com o pacote de programas computacionais SAP2000[®] e com a nova versão do módulo de edifícios de alvenaria estrutural TQS[®] Alvest.

Após as análises e validação do modelo proposto, uma edificação real foi modelada com o intuito de averiguar situações peculiares passíveis de ocorrência, como por exemplo: vigas contínuas e viga apoiada sobre outra. Posteriormente, foi modelado inteiramente o primeiro pavimento de alvenarias juntamente com a estrutura de pilotis desta mesma edificação, a fim de estudar o efeito tridimensional das amarrações entre as paredes e da aplicação de forças equivalentes ao vento combinadas aos carregamentos verticais.

CAPÍTULO 2

Interação de sistemas Parede-Viga

2.1. Conceitos básicos

Nascimento Neto (1999) comenta que o termo alvenaria estrutural se refere a estruturas de paredes portantes cuja resistência depende unicamente das unidades de alvenaria argamassadas (blocos de concreto, blocos cerâmicos, tijolos cerâmicos maciços, etc.) com grande capacidade resistente à compressão, e que também são capazes de apresentar considerável resistência às ações horizontais. Caso surjam tensões de tração, torna-se necessário que sejam determinados reforços com barras de aço.

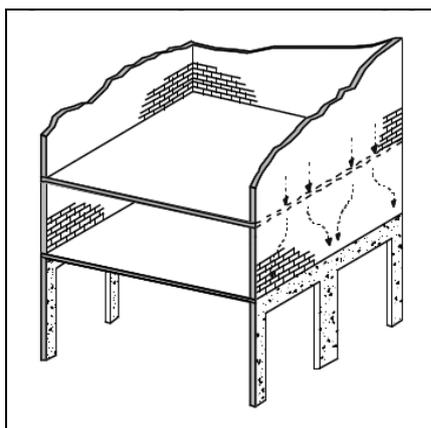
A forma como ocorre a transferência de carga vertical da parede até a fundação depende do tipo de apoio sobre as quais se encontram, podendo ser apoios contínuos, como as sapatas corridas, ou apoios discretos, como as fundações sobre estacas e estruturas de pilotis. Tenta-se evitar os apoios discretos, embora nem sempre seja possível, pois muitas vezes eles se tornam necessários para satisfazer requisitos de projeto arquitetônico. Isso acontece quando é preciso deixar grandes vãos livres no pavimento inferior de uma edificação para que sirvam de garagem, salão de festa ou local de lazer.

Para possibilitar a existência dos vãos livres em edifícios de alvenaria estrutural, torna-se necessária a utilização de pilotis em concreto armado, conforme ilustrado pela Figura 2.1. Os apoios discretos também podem acontecer em prédios de alvenaria estrutural construídos em solos que não suportam fundações diretas. Nestes casos, as paredes de alvenaria se apoiam em vigas baldrame, que transmitem a carga para estacas ou tubulões.

Paes (2008) explica que uma parede estrutural apoiada sobre uma viga em concreto armado comporta-se como um arco atirantado. O arco se forma na parede, e a viga funciona como tirante (Figura 2.2). Esse comportamento influencia a transferência da carga vertical da parede para seu elemento de apoio, de modo que

parte do carregamento, antes localizado no centro da viga, encaminha-se para a região dos apoios. Dessa forma, os esforços solicitantes da viga, em especial os momentos fletores, tendem a ser diminuídos, verificando-se, por consequência, concentrações de tensões nos extremos das paredes.

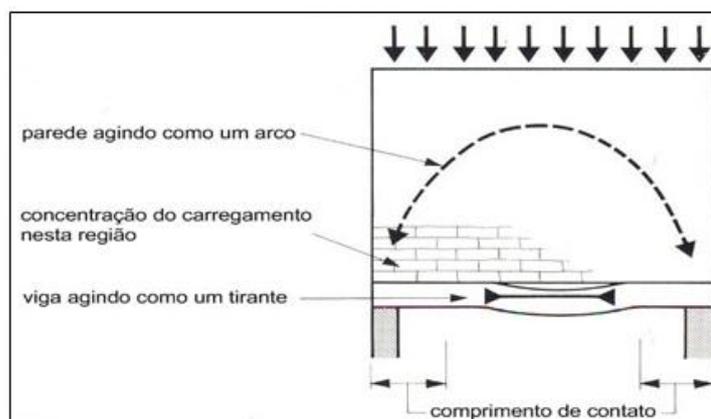
Figura 2.1 - Edificação em alvenaria estrutural sobre pilotis em concreto armado.



Fonte: Barbosa, 2000.

É importante atentar para a região central da interface parede-viga, pois pode surgir ali a necessidade de utilizar armaduras para combater esforços de tração nos blocos e evitar o descolamento entre a parede e a viga, prevenindo, assim, o surgimento de fissuras indesejáveis que podem prejudicar o desempenho do sistema como um todo.

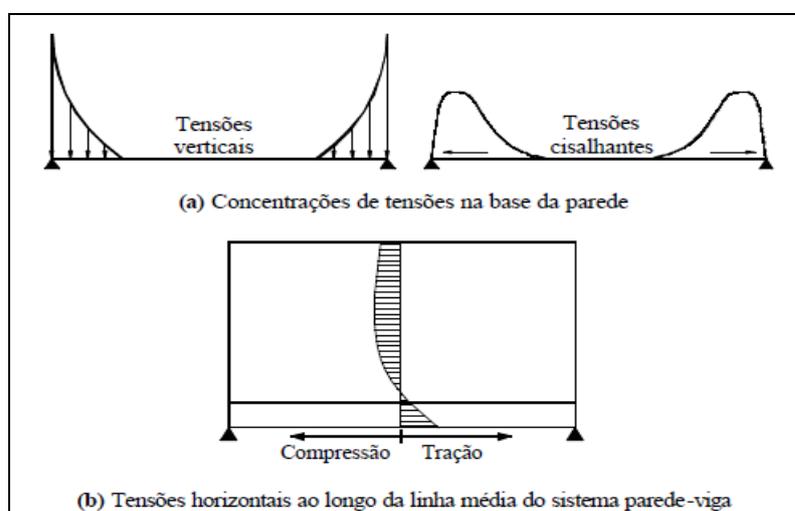
Figura 2.2 - Ação conjunta do sistema parede-viga.



Fonte: Haseltine & Moore, 1981.

De acordo com Barbosa (2000), a transferência de cargas para os apoios gera concentrações de tensões de compressão verticais e cisalhantes horizontais na parede, conforme ilustra a Figura 2.3(a). A tendência natural é que tanto as tensões verticais quanto as tensões cisalhantes sejam nulas na região central e crescentes em direção aos apoios. Já as tensões horizontais se distribuem de forma a compor uma região de tração e outra região de compressão, conforme ilustrado pela Figura 2.3(b).

Figura 2.3 - Distribuição de tensões no sistema parede-viga.



Fonte: Barbosa, 2000.

Ainda segundo Barbosa (2000), os fatores que influenciam a posição da linha neutra são basicamente o carregamento e a relação H/L (altura da parede pelo vão livre da viga), e a mesma pode estar localizada na seção da viga ou na parte inferior da parede. O primeiro caso caracteriza-se por tração na armadura inferior da viga, compressão na armadura superior da viga e compressão ao longo de toda a parede. No segundo caso, têm-se tração nas armaduras inferior e superior da viga e também na base da parede.

Para paredes com $H/L \leq 0,5$, antes do início da fissuração da viga, a linha neutra encontra-se abaixo da armadura superior. À medida que as fissuras vão surgindo e se estendendo esta sobe, de modo a gerar tensões de tração na armadura superior da viga. Para paredes com $H/L \geq 0,75$, percebeu-se que, desde o início do carregamento, tanto a armadura inferior quanto a armadura superior da viga encontram-se tracionadas (LU et al.,1985). Além da altura da parede e do vão

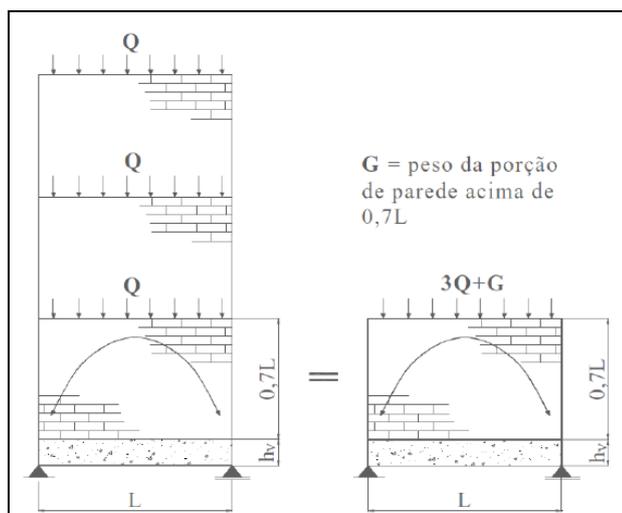
da viga, a distribuição de tensões sofre a influência de outros fatores, como por exemplo, inércia da viga, espessura da parede e razão entre os módulos de elasticidade da parede e da viga.

Hendry et al. (1997) escrevem que a ação composta entre a viga e a parede não pode ser alcançada a menos que haja ligação suficiente entre esses elementos, permitindo o desenvolvimento das forças de cisalhamento necessárias. Grandes tensões de compressão próximas aos apoios resultam em altas forças de atrito ao longo da interface. Isto ocorre quando a relação H/L é superior a 0,60, onde as forças de atrito desenvolvidas são suficientes para fornecer a requerida capacidade cisalhante. Wood (1952) indica que o arco se forma a partir de uma relação maior ou igual a 0,60 entre a altura da parede e o comprimento da viga, e que, para valores inferiores a este, ocorre uma elevação das tensões cisalhantes na interface parede-viga, podendo romper o material nessa região. Riddington & Stafford Smith (1977) chegaram em 0,70 do vão como sendo a altura da parede em que ocorre a formação do arco, mesmo valor demonstrado por Tomazela (1995) e posteriormente utilizado por Barbosa (2000). Contudo, em Riddington & Stafford Smith (1978), há a retomada para a sugestão de Wood (1952).

Tendo em vista que as construções usuais em alvenaria estrutural têm pé-direito da ordem de 2,80m, seriam necessários vãos superiores a 4,0m para comprometer o comportamento descrito. Logo, pode-se dizer que, para a correta consideração do efeito arco nos esforços na estrutura, a modelagem de apenas um pé-direito de paredes já é suficiente para permitir a atuação desse fenômeno.

Quanto à configuração do arco, este se torna constante a partir de uma determinada relação entre a altura da parede e o vão da viga, ao invés de mudar sempre que a altura da parede aumenta. Assim, a influência da altura das paredes na distribuição de tensões vai se tornando cada vez menor à medida que a altura da parede vai aumentando. Para Riddington & Stafford Smith (1978), a configuração do arco permanece inalterada para paredes com alturas superiores a 70% do vão, mantendo constante a carga total sobre a viga. Nesses casos, o peso da porção de parede acima de $0,7L$ seria considerado apenas como acréscimo de carga. A Figura 2.4 elucida melhor a situação de dois casos de carregamento que resultam numa mesma distribuição de tensões.

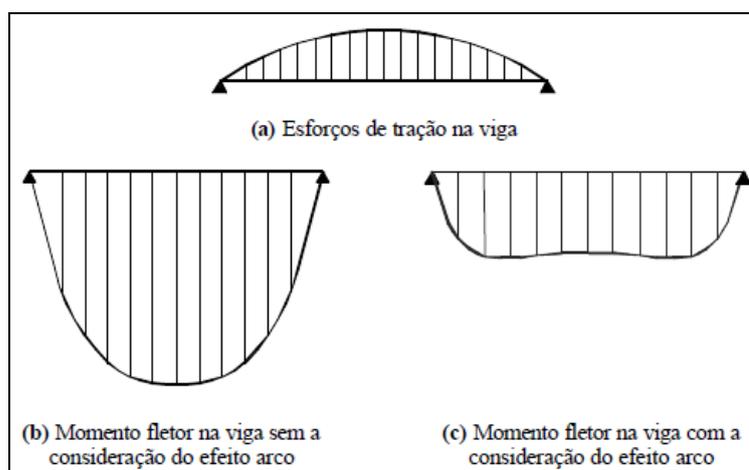
Figura 2.4 - Sistemas parede-viga com carregamento equivalente.



Fonte: Barbosa, 2000.

Em se tratando da viga de apoio, percebe-se, pela Figura 2.5(a), que os esforços de tração atingem seu valor máximo no centro. Pelas Figura 2.5 (b) e (c) é possível observar que o efeito arco também produz uma drástica redução no momento fletor máximo em relação ao momento $qL^2/8$, que seria obtido caso a carga tivesse sido considerada diretamente sobre a viga. Nos ensaios descritos em Wood (1952), o valor do momento máximo na viga variou de $qL^2/20$ a $qL^2/274$, dependendo das características dos elementos.

Figura 2.5 - Esforços na viga



Fonte: Barbosa, 2000.

Devido à interação da parede com a viga, as flechas obtidas nestes sistemas costumam ser muito pequenas. Lu et al. (1985) apresentam resultados de 69 ensaios experimentais em paredes de alvenaria sobre vigas de concreto armado. Segundo os autores, os valores das flechas, no momento da ruína, são da ordem de $L/500$ a $L/1000$.

2.2. Modelos matemáticos simplificados

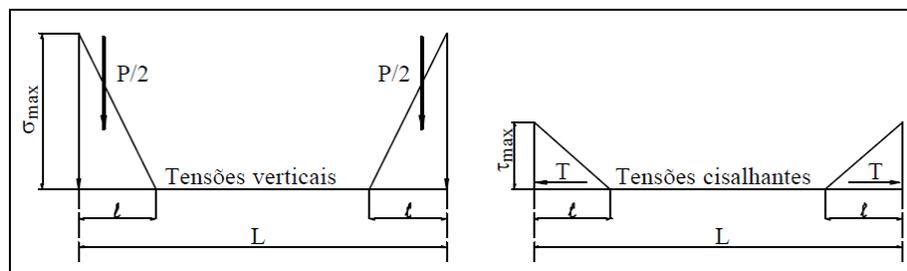
Devido à grande demanda de situações de vigas apoiadas em pontos discretos, os pesquisadores notaram a importância do desenvolvimento de procedimentos simplificados para uma estimativa do fenômeno sem que seja necessária a utilização de uma modelagem matemática muito complexa. Nestes procedimentos, os principais parâmetros considerados são: relação entre as rigidezes da parede e da viga, comprimento do vão e altura da parede.

Segundo Paes (2008), o primeiro autor a discutir a ação conjunta parede-viga sobre apoios discretos foi Wood (1952). Posteriormente, na tentativa de criar métodos adequados para o dimensionamento das vigas, foram realizados ensaios experimentais por Rosenhaupt (1962), Burhouse (1969), Stafford Smith et al. (1977) e Navaratnarajah (1981); e propostos modelos matemáticos simplificados por Stafford Smith e Riddington (1973), Davies e Ahmed (1977) e Riddington e Stafford Smith (1978).

Inicialmente, Smith e Riddington desenvolveram várias análises numéricas e ensaios em laboratório, restringindo-se a paredes apoiadas sobre vigas metálicas, conforme relatado em Stafford Smith & Riddington (1973) e Riddington & Stafford Smith (1978). Em seguida, foram desenvolvidos estudos para permitir a aplicação dos modelos matemáticos em sistemas de paredes sobre vigas de concreto armado, conforme descrito em Stafford Smith & Paradolin (1983). Segundo os autores, quando o arco ocorre, as tensões verticais e cisalhantes na base da parede aproximam-se de um formato triangular, como ilustrado na Figura 2.6. No entanto, como as tensões máximas cisalhantes são geralmente menores do que as tensões máximas verticais, esses triângulos possuem alturas diferentes. O comprimento ℓ

indicado na Figura 2.6 é denominado comprimento de contato, isto é, além desse limite, considera-se que há separação na interface parede-viga (Barbosa, 2000).

Figura 2.6 - Distribuições aproximadas de tensões adotadas por Smith e Riddington.



Fonte: Stafford Smith & Paradolin (1983).

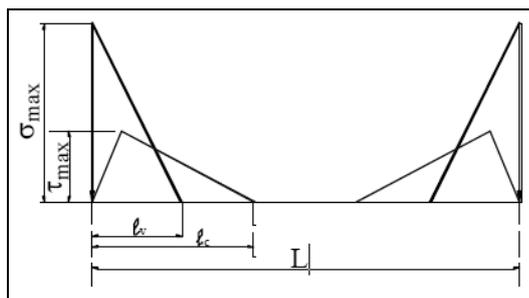
Buscando melhorar a precisão do modelo, Stafford Smith & Riddington (1977) fizeram novas análises numéricas e experimentais, utilizando o método dos elementos finitos, considerando a separação da interface parede-viga. Para verificar a precisão dos resultados numéricos foram realizados vários ensaios em escala reduzida. As diferenças máximas entre os resultados experimentais e numéricos foram de 10% para tensões na parede e 20% para momento, tração e flecha na viga. Essas diferenças foram consideradas razoáveis devido à complexidade do sistema. Após essas constatações, os autores procuraram descobrir a influência de vários fatores sobre a distribuição de tensões no sistema parede-viga, como: altura da parede, coeficiente de Poisson e rigidez relativa.

O modelo proposto por Stafford Smith & Riddington (1977) não considera deslizamento e, por isso, sua aplicação restringe-se às paredes com altura superior a $0,6L$. Segundo os autores, para paredes com esta altura, os deslizamentos são desprezíveis graças à pequena deformação da parede. Os autores também afirmam que não é necessária a avaliação das flechas na viga no momento do dimensionamento, porque elas possuem valores muito baixos (Barbosa, 2000).

Davies & Ahmed (1977) apresentaram um modelo simplificado que envolve um número maior de parâmetros, quando comparado com os modelos matemáticos simplificados desenvolvidos por Smith e Riddington. Este modelo matemático também foi desenvolvido baseado em análises numéricas utilizando o método dos elementos finitos. Para a estimativa da máxima tensão cisalhante, foi adotada a

distribuição de tensões verticais e cisalhantes ilustradas na Figura 2.7. Os autores, balizados pelos resultados das análises numéricas em elementos finitos, adotaram o comprimento de contato das tensões cisalhantes l_v como sendo o dobro do comprimento de contato das tensões verticais (Barbosa, 2000).

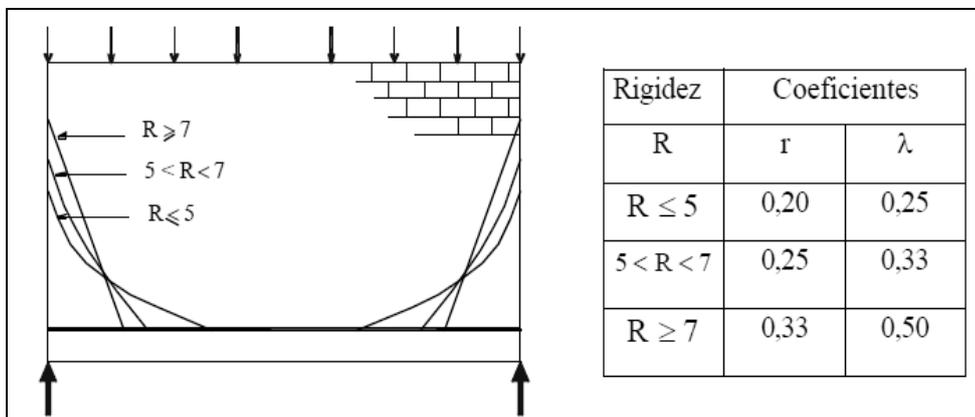
Figura 2.7 - Distribuições aproximadas de tensões adotadas por Davies e Ahmed.



Fonte: Davies & Ahmed (1977).

A partir da Figura 2.8, é possível observar as distribuições de tensões verticais adotadas para diferentes valores de rigidez relativa R , conforme apontam Davies & Ahmed (1977). Para as vigas flexíveis, a distribuição de tensões adotada é triangular com pequeno comprimento de contato. Para vigas medianamente flexíveis, adotou-se uma distribuição de tensão vertical segundo uma parábola do segundo grau. Para vigas rígidas, onde o comprimento de contato é grande, foi adotada uma parábola do terceiro grau para a distribuição de tensões. Dependendo da rigidez relativa R , são definidas as variáveis r e λ .

Figura 2.8 - Distribuições de tensões verticais de acordo com o parâmetro R .



Fonte: Davies & Ahmed (1977).

Tomazella (1995) explicita algumas deficiências associadas aos modelos matemáticos simplificados de Smith e Riddington:

- a) Falta de informação a respeito da máxima tensão cisalhante na parede, o que limita a sua eficiência;
- b) O cálculo da tração máxima é feito apenas em função da força aplicada, sem a consideração da rigidez relativa;
- c) O cálculo da rigidez relativa não considera a altura da parede. Deste modo, estruturas que se diferenciam apenas pelo valor da razão H/L possuirão sempre o mesmo resultado;
- d) Os resultados são superestimados.

Para Barbosa (2000), o modelo proposto por Davies & Ahmed apresenta algumas vantagens em relação aos métodos de Smith & Riddington:

- a) Permite o cálculo da tensão máxima cisalhante, do momento fletor máximo e da flecha central;
- b) Para o cálculo do momento fletor e da flecha, são admitidas diferentes distribuições de tensões verticais, dependendo da rigidez relativa. Desta forma, podem-se obter valores mais próximos dos valores reais.

Por fim, tanto Barbosa (2000) como Silva (2005) não recomendam a aplicação de modelos matemáticos simplificados para determinação de esforços em vigas contínuas. Em estudos mais recentes, Nascimento Neto et al. (2012) corroboram que os modelos simplificados são limitados quanto à aplicação em situações usuais de projetos, podendo ser contra a segurança, inclusive, no caso da existência de aberturas excêntricas em relação ao vão da viga de apoio.

2.3. Modelagem numérica

Têm-se conhecimento de vários modelos para análise e dimensionamento de paredes estruturais de concreto armado e em alvenaria, como por exemplo, modelos de bielas e tirantes, analogias de treliça, o uso de elementos finitos lineares ou

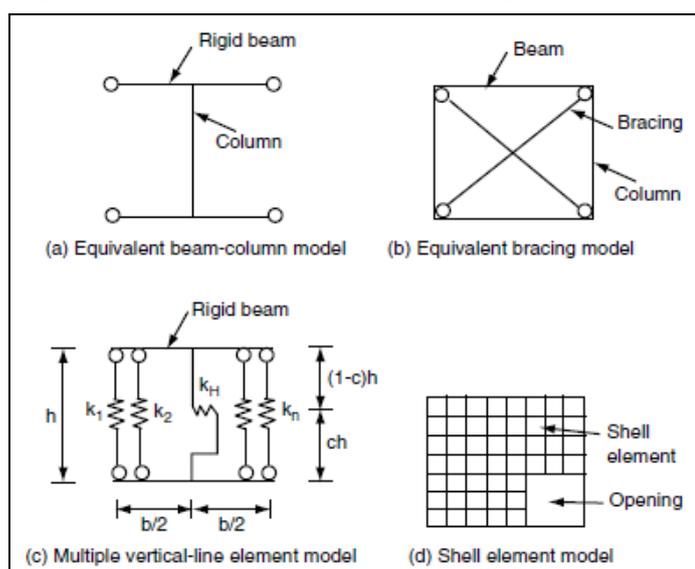
planos e os modelos de barras equivalentes. Entende-se que, a partir desses modelos, simulações numéricas são fundamentais para proporcionar a compreensão do comportamento estrutural e auxiliar no desenvolvimento de formulações eficientes que aperfeiçoem o projeto. Não obstante, para se obter modelos numéricos seguros é necessária uma descrição completa dos materiais e uma validação através de comparações com resultados experimentais.

Liu et. al. (2010) abordam a existência de três métodos para a modelagem de paredes estruturais empregando processos discretos, a saber:

- Modelos de barras equivalentes, Figura 2.9 (a) e (b);
- Modelos de múltiplas barras verticais (MVLE), Figura 2.9(c);
- Modelos com elementos finitos planos, Figura 2.9(d).

Os modelos de barras equivalentes representam as paredes recorrendo a elementos lineares, podendo ser analisados considerando as barras isoladas ou ligadas entre si, formando pórticos planos. Os diversos pórticos planos podem ser acoplados constituindo um pórtico tridimensional. Este modelo tem sido utilizado na análise de núcleos estruturais e de edifícios de alvenaria estrutural.

Figura 2.9 - Métodos gerais de modelagem de paredes



Fonte: Liu et. al. (2010).

Yagui (1971) propôs um modelo de barras para a análise de estruturas constituídas de paredes delgadas de concreto. Em seu modelo, as paredes planas são substituídas por um conjunto de vigas horizontais, tendo suas extremidades em balanço e engastadas ao meio em pilares verticais. As vigas são dispostas aos níveis das lajes e os pilares têm os seus comprimentos iguais ao afastamento entre elas. Yagui (1978) estendeu o uso desse modelo para a análise de núcleos estruturais de concreto armado.

Testoni (2013) comenta que, na análise de edifícios de alvenaria estrutural, o modelo de pórtico tridimensional é uma boa opção, pois consegue representar de maneira adequada a distribuição das ações verticais e horizontais, gerando resultados importantes de maneira relativamente simples. Além disso, há a possibilidade de refinar o modelo básico de pórtico para que seja possível considerar efeitos mais sofisticados na análise estrutural.

Nascimento Neto (1999) aplicou o modelo de pórtico tridimensional na análise estrutural de edifícios de alvenaria estrutural submetidos à ação do vento, e avaliou os efeitos causados pela deformação de cisalhamento e pela torção nas paredes de contraventamento, evidenciando, assim, a importância do uso de modelos que contemplem estes efeitos.

Oliveira (2009) utilizou o modelo de pórtico tridimensional para avaliar as tensões de cisalhamento que ocorrem nas interfaces de paredes de alvenaria estrutural quando atuam simultaneamente os carregamentos verticais e as ações horizontais.

Utilizando o modelo tridimensional de barras equivalentes, Testoni (2013) estudou os efeitos globais causados pela interação solo-estrutura em edifícios de paredes de concreto, moldadas no local sobre fundações profundas. O modelo proposto contemplou a influência da deformabilidade das fundações e o efeito arco que ocorre nas paredes de concreto suportadas pelo pavimento de transição ou pelos elementos da fundação.

Testoni (2013) explica que o modelo MVLE – Figura 2.9(c) –, sugerido por Vulcano et al. (1988), consiste no uso de um elemento de múltiplas barras verticais que representa a parede por meio de um grupo de elementos uniaxiais, conectados em séries de molas horizontais paralelas. O principal problema é a dificuldade em se

determinar as rigidezes das molas horizontais, prejudicando a precisão do modelo na determinação do comportamento das paredes sujeitas ao cisalhamento.

O modelo de elementos finitos planos é um modelo numérico elaborado, que permite considerar várias características do comportamento das paredes na análise estrutural. Porém, para obter resultados cada vez mais detalhados, o número de incógnitas do modelo e os vários parâmetros de modelagem computacional se tornam bastante refinados e numerosos, assim como os resultados obtidos, exigindo conhecimentos específicos por parte do usuário. Como consequência, o processo de modelagem e de análise dos resultados pode se tornar bastante moroso e trabalhoso. Com isso, normalmente, a aplicação de modelos estruturais muito sofisticados deixa de ser uma alternativa economicamente viável na prática dos escritórios de engenharia estrutural para o projeto de estruturas convencionais (Testoni, 2013).

Percebe-se que há, no geral, a preferência pelo uso de programas que realizam análises estruturais simplificadas, visto que geram resultados mais objetivos. Dessa forma, a discretização total da estrutura em elementos finitos planos, tais como elementos de placa, membrana ou casca não se mostra de grande interesse prático, a menos que se trate de estruturas especiais.

Nunes (2011) fez a comparação entre a análise de um edifício de paredes de concreto totalmente modelado com elementos finitos de casca, e a análise com um modelo alternativo que usava elementos de casca somente nos dois primeiros andares, sendo os demais modelados em elementos de barras, pelo método do pórtico tridimensional de modo semelhante ao proposto por Yagui (1978). O autor defende que o uso de elementos de casca nos primeiros andares foi adotado para contemplar o efeito arco na estrutura de transição existente, pois há a necessidade de discretizar as paredes dos primeiros andares de maneira aprimorada, para que o fluxo de tensões nas proximidades da estrutura de transição seja adequadamente representado.

Tratando-se da representação das propriedades dos materiais, Rots (1991) e Lourenço (1996), apud Holanda Jr (2002), esclarecem que a alvenaria pode ser numericamente simulada basicamente de três formas distintas: a micromodelagem detalhada, micromodelagem simplificada e a macromodelagem. Cada uma dessas

maneiras requer um conjunto próprio de características do material e tem aplicação voltada para um tipo distinto de problema.

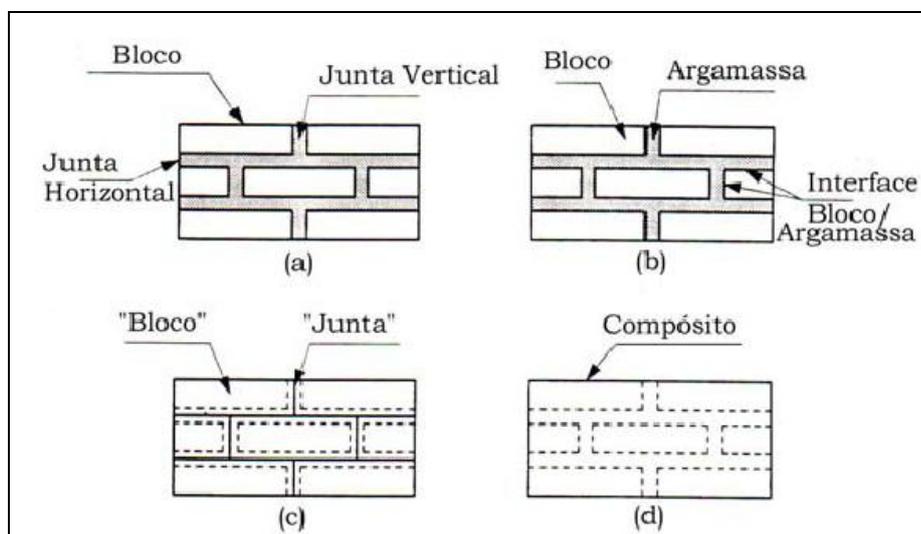
A micromodelagem detalhada consiste na discretização isolada dos componentes constituintes da alvenaria: as unidades e juntas de argamassa são discretizadas por elementos finitos contínuos, e a interface unidade/argamassa por elementos descontínuos, conforme a Figura 2.10(b). Neste caso, leva-se em consideração o módulo de deformação, o coeficiente de Poisson e, opcionalmente, as propriedades inelásticas, tanto da unidade quanto da argamassa (Nascimento Neto, 2003). Este tipo de modelagem possibilita o estudo da interação entre as unidades e a argamassa, mostrando-se adequado para a verificação das tensões e deformações dos materiais.

Na micromodelagem simplificada, são considerados elementos contínuos para as unidades e elementos descontínuos para a interface, representados na Figura 2.10(c). Neste tipo de modelagem, cada junta é associada a uma interface média, enquanto que as unidades são expandidas de modo a manter a geometria inalterada. A alvenaria é considerada como um grupo de unidades elásticas aderidas às juntas por linhas potenciais de fratura e/ou escorregamento, de modo que toda não-linearidade do problema é atribuída à junta (Nascimento Neto, 2003). Ambas as formas de micromodelagem aplicam-se a análises pontuais, em que é necessário verificar o comportamento local com maior precisão.

De acordo com Holanda Jr (2002), na macromodelagem não se faz distinção entre bloco e argamassa, categorizando a alvenaria como um compósito que, dependendo dos dados disponíveis, pode ser considerado isotrópico ou anisotrópico, conforme a Figura 2.10(d). Necessita-se, portanto, dos valores dos parâmetros elásticos da alvenaria como um conjunto. Esta modelagem global da alvenaria é adequada para a análise de estruturas de grande escala, em que as dimensões do painel de alvenaria são grandes em relação às dimensões das unidades e à espessura das juntas.

Quando se fala em modelar numericamente sistemas parede-viga, a macromodelagem é a mais apropriada, tendo em vista que as análises a serem feitas se referem às características do conjunto como um compósito, e não dos materiais isoladamente. Vários autores propuseram modelos seguindo essa linha, e o mesmo será feito para o modelo sugerido neste trabalho em discussão.

Figura 2.10 - Modelagens típicas para alvenaria estrutural. (a) Trecho de uma estrutura em alvenaria; (b) Micromodelagem detalhada; (c) Micromodelagem simplificada; (d) Macromodelagem.



Fonte: Nascimento Neto (2003).

Papia (1989) propõe uma abordagem numérica para a análise de sistemas parede-viga na fase elástica, e que também pode ser aplicada para a análise de outras estruturas compostas. A determinação das tensões mútuas entre as duas subestruturas e da flexibilidade de todo o sistema é realizada dividindo a viga em elementos finitos (unidimensionais) e utilizando o método de elementos de contorno para a parede. A partir de comparações com casos experimentais, o autor considera que o modelo proposto é mais vantajoso que a modelagem geralmente utilizada na literatura, em que a parede é também discretizada com elementos finitos (bidimensionais), visto que há uma redução considerável das variáveis desconhecidas, com conseqüente economia de tempo de processamento. Além disso, caso ocorra, a separação entre a parede e a viga de apoio (devido à pequena ou nula tensão ao longo da interface da parede-viga) é mais facilmente levada em consideração.

Barbosa (2000) apresenta, em seu trabalho, modelos numéricos em elementos finitos de paredes de alvenaria estrutural apoiadas em vigas de concreto armado. Para a discretização da parede, foram utilizados elementos de chapa ou sólido e, para a viga, foram utilizados elementos de barra, chapa ou sólido. Em alguns casos foi considerada a não-linearidade de contato, isto é, a separação e o deslizamento que tendem a ocorrer na interface parede-viga por ocasião da

interação. Diante dos resultados, a autora concluiu que a adoção de elementos de contato não proporciona diferenças significativas na modelagem numérica do sistema parede-viga.

Silva (2005) propõe um procedimento numérico baseado no Método dos Elementos Finitos, com as paredes modeladas com elementos de membrana e as cargas atuando no topo das mesmas. Os estudos de caso apresentados abrangeram edifícios com sete, oito, dez e quinze pavimentos, e evidenciaram a necessidade do uso de modelos de cálculo mais elaborados que permitam uma análise menos simplista.

O mesmo autor constatou, ainda, uma grande influência da geometria das paredes nos resultados. Trechos com janelas, que na abordagem simplificada (sem a consideração do efeito arco) não carregam as vigas, passaram a contribuir na distribuição do carregamento. Foi verificada também a influência da definição de pilares deformáveis ou apoios rígidos nos resultados finais e, a partir das análises, concluiu-se que a variação da rigidez axial dos pilares não apresenta diferenças significativas para o momento fletor e para o esforço cortante na grande maioria das vigas analisadas. Entretanto, diferenças que podem ser consideradas importantes ocorreram, em alguns casos, nos valores obtidos para o esforço normal e tensão vertical nas paredes.

Paes (2008) propõe um procedimento numérico baseado no Método dos Elementos Finitos para avaliar a importância das ações horizontais na análise da interação entre a alvenaria estrutural e sua estrutura de apoio em concreto armado. Os modelos propostos englobam a consideração do efeito arco com atuação das cargas verticais e ações horizontais. A autora ressalta que os resultados obtidos por meio dos modelos propostos apresentaram diferenças preocupantes em relação ao modelo usual, em que as ações horizontais, vento e desaprumo, usualmente, não são consideradas.

Zhai et al. (2012) investigaram o comportamento mecânico de sistemas parede-viga, sendo as paredes de alvenaria grauteada e armada, executadas com blocos de concreto, e a viga de suporte em concreto armado. Foram comparados ensaios práticos e simulação numérica (Análise em Elementos Finitos) de seis protótipos, a fim de avaliar a influência de diversos fatores na capacidade de carga do sistema. Os parâmetros ponderados foram: a resistência à compressão do bloco

de concreto; a dimensão e a posição de aberturas; a altura, a extensão e a taxa de armadura de aço longitudinal para a viga de apoio; a taxa de armadura da parede grauteada. Os resultados mostraram que:

- a) Para a ruptura por cisalhamento do compósito, a resistência à compressão da parede torna-se fator decisivo para a capacidade de carga. Já para a ruptura por flexão, a taxa de armadura longitudinal da viga toma a posição dominante;
- b) A abertura pode reduzir a capacidade de carga, enfraquecendo a ação do arco. A abertura não centralizada deverá alterar a forma do arco e o caminho de transferência das forças, o que reduz a capacidade de suporte do sistema;
- c) A armação de reforço horizontal da parede pode restringir o desenvolvimento das fissuras inclinadas, mas tem pouca influência sobre a melhoria da capacidade de carga do sistema. A tensão na armadura vertical é relativamente pequena, mas pode ligar a viga de suporte à parede, fazendo com que funcionem em conjunto e evitando fissuras na interface;
- d) A relação altura da seção da viga por sua extensão pode ser reduzida até $1/14$, desde que haja reforço adequado da armação longitudinal da mesma.

CAPÍTULO 3

Avaliações preliminares

3.1. Aplicação em situações genéricas

Para avaliação inicial da nova modelagem, foram elaborados dois exemplos genéricos: um painel de alvenaria com abertura centrada e outro com abertura excêntrica em relação ao vão da viga de apoio. A viga de apoio foi considerada simplesmente apoiada, e as análises foram desenvolvidas considerando-se comportamento elástico linear para os materiais. As análises dos resultados abrangeram a avaliação das tensões na base da parede, bem como os esforços e deslocamentos da viga. Esses resultados foram comparados com os obtidos por uma modelagem de referência utilizando-se elementos finitos do tipo casca.

3.1.1. Modelos adotados nas análises

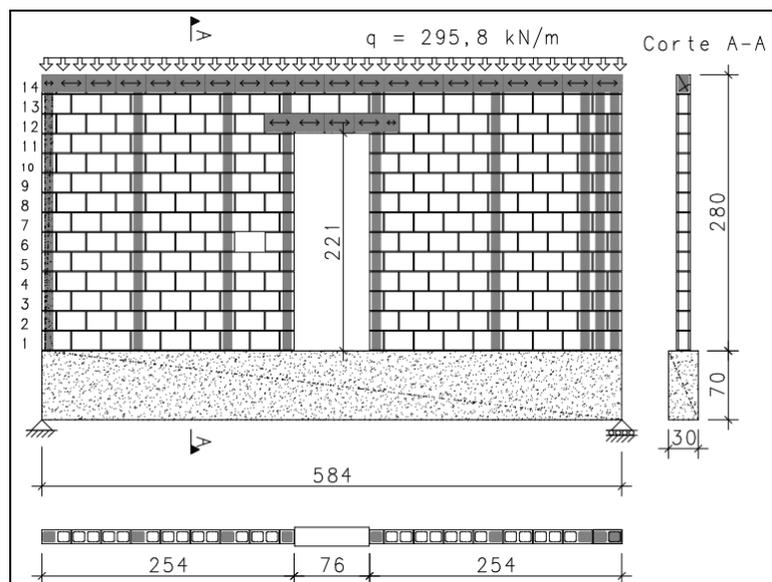
A simulação numérica foi desenvolvida com o pacote de programas computacionais SAP2000[®] e com a nova versão do módulo de edifícios de alvenaria estrutural TQS[®] Alvest. Informações mais detalhadas sobre os elementos de barra e de casca do software podem ser vistas nos Anexos A e B.

No topo das paredes foi aplicado um carregamento vertical de intensidade 295,8 kN/m, representando um edifício em alvenaria de blocos de concreto com 16 pavimentos. Os painéis apresentam ainda as seguintes características:

- Bloco de concreto na modulação M15 com $f_{bk} = 16$ MPa;
- Viga de concreto armado com vão igual a 5,84 m e seção transversal medindo 30 cm x 70 cm;
- Paredes com 14 fiadas (2,8 m), contendo cinta de respaldo, verga e grauteamento vertical.

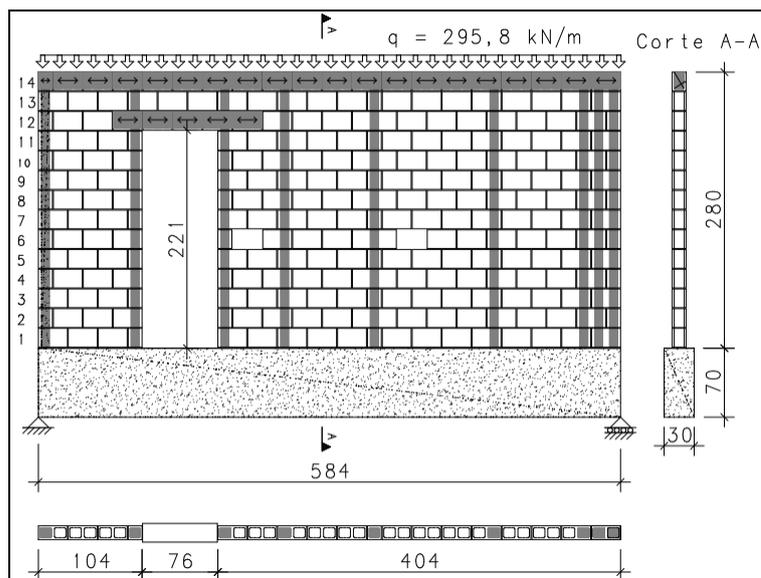
As características descritas para os painéis de alvenaria em estudo estão ilustradas pela Figura 3.1 e pela Figura 3.2. Observam-se também os vínculos pontuais nas extremidades da viga de apoio.

Figura 3.1- Esquemática do painel com abertura central de porta.



Fonte: Autor.

Figura 3.2 - Esquemática do painel com abertura lateral (excêntrica) de porta.



Fonte: Autor.

Nascimento Neto et al. (2012) avaliaram, além dessas, uma terceira tipologia na qual o painel não contém abertura. As análises apresentadas no estudo indicaram que, tanto a distribuição de tensões no painel de alvenaria quanto os diagramas de esforços na viga de apoio sofreram modificações em seus aspectos; entretanto, as máximas intensidades apresentaram valores muito próximos daqueles do painel com abertura centrada. Tais resultados são concordantes com aqueles apresentados na literatura, que indicam que painéis com abertura centrada podem ser avaliados como painéis sem abertura.

3.1.1.1. Modelo de referência

Foram realizadas comparações entre os resultados obtidos do modelo de pórtico equivalente e os resultados de um modelo de referência, o qual utiliza elementos finitos de casca nas paredes. Tal modelo é considerado, dentre os modelos numéricos disponíveis, como o mais refinado.

O modelo de referência, denominado Modelo 1, consiste no uso de elementos finitos de casca para a alvenaria, com malha medindo 15 cm x 20 cm, e elementos finitos de barra para a viga de suporte, com comprimento igual a 15 cm para cada trecho. Para a viga de suporte, foi adotada uma seção medindo (30 x 70) cm² com material isotrópico, enquanto que a alvenaria estrutural foi considerada como material ortotrópico, atribuindo ao módulo de deformação longitudinal horizontal metade do valor daquele na direção vertical, no caso de alvenaria não-grauteada. Nos trechos de alvenaria que dispunham de grauteamento, tanto vertical como horizontal, foi considerado material isotrópico, cujos valores adotados para as propriedades físico-mecânicas estão indicados na Tabela 3.1, todos referidos à área bruta da seção. Os módulos de deformação longitudinal e transversal do concreto e da alvenaria foram determinados com base nas prescrições da NBR 6118 e NBR 19561-1, considerando concreto com $f_{ck} = 25$ MPa e blocos de concreto com $f_{bk} = 16$ MPa.

É relevante comentar que a relação entre as resistências características à compressão simples do prisma e do bloco (f_{pk}/f_{bk}) foi adotada em 75%, resultando em um prisma com $f_{pk} = 12$ MPa, e a relação entre as resistências de prisma grauteado e prisma oco é de 1,7. Estes valores de eficiências são

consideravelmente altos e não facilmente alcançados para blocos de elevada resistência. Desse modo, devem ser realizados ensaios, a fim de averiguar as resistências do prisma e, caso não atingidas, deve-se utilizar bloco com f_{bk} superior.

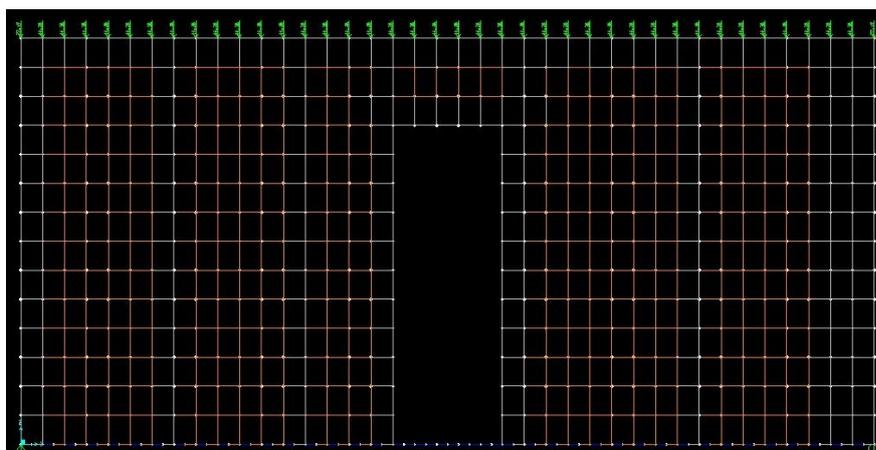
Tabela 3.1 – Propriedades físicas dos materiais adotados na modelagem.

Material	Peso específico γ (kN/m ³)	Módulo de deformação (MPa)	
		Longitudinal	Transversal
Concreto da viga	25	23.800	9.917
Alvenaria grauteada	22	16.320	8.160
Alvenaria não-grauteada	14	9.600	4.800

Fonte: Autor.

A Figura 3.3 ilustra a parede com abertura central discretizada com elementos finitos de casca sobre a viga de concreto discretizada com elementos finitos de barra. É possível observar os vínculos na extremidade e o carregamento nodal equivalente a uma carga distribuída no topo com intensidade igual a 295,8 kN/m.

Figura 3.3 – Discretização com elementos de casca (Modelo 1).



Fonte: Autor.

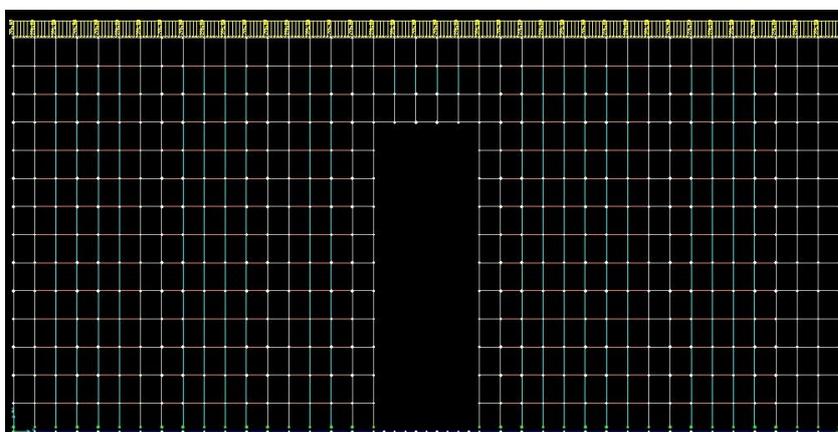
3.1.1.2. Modelo de pórtico equivalente

O modelo proposto neste trabalho consiste na discretização da parede utilizando um pórtico equivalente para simular a rigidez do painel de alvenaria em seu próprio plano, doravante denominado Modelo 2. 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, para o caso de alvenaria não-grauteada. Nos trechos com grauteamento, a seção transversal das barras foi modificada de modo a levar em consideração o correspondente acréscimo de área. As barras verticais têm ainda a extremidade articulada na interseção com as barras que simulam a viga de concreto armado. 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. Quanto aos materiais, foram utilizadas as mesmas propriedades indicadas na Tabela 3.1, com a consideração aproximada da ortotropia.

É muito importante comentar sobre essa discretização, pois foram testadas inúmeras outras disposições de barras, cujos resultados apresentaram variações consideráveis, especialmente no que se refere aos esforços na viga de suporte, indicando que o modelo de pórtico se mostra muito sensível à discretização realizada.

A Figura 3.4 ilustra a distribuição das barras no Modelo 2. Nela, é possível observar o carregamento no topo e as barras da viga de apoio na base da parede.

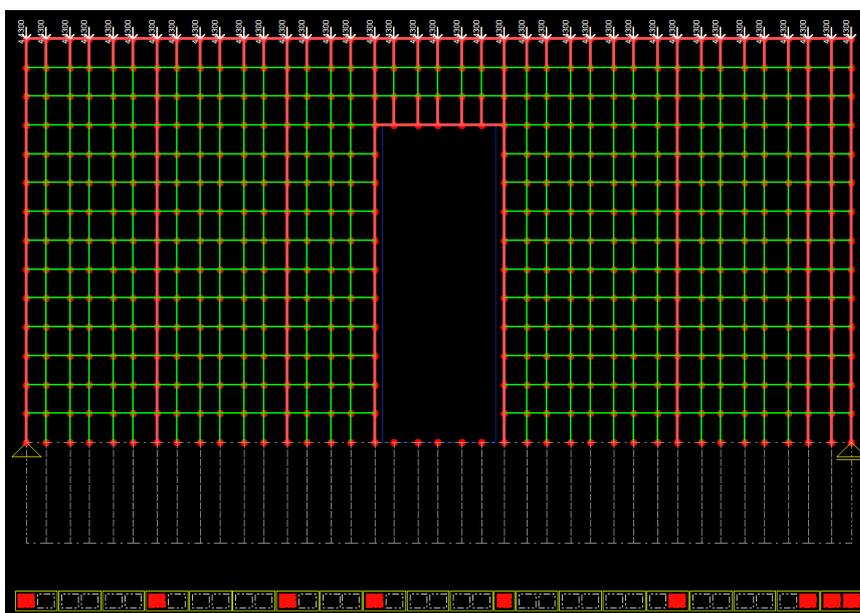
Figura 3.4 – Discretização com elementos barra (Modelos 2).



Fonte: Autor.

Para esse modelo foram consideradas variações em sua constituição básica, passando, então, a existir o Modelo 2a, o Modelo 2b e o Modelo 3. O Modelo 2a mantém a configuração anteriormente descrita considerando a ortotropia da alvenaria, enquanto que o Modelo 2b se diferencia deste apenas por considerar a alvenaria como material isotrópico. No Modelo 3, foram inseridas barras verticais em cada furo de bloco e barras horizontais na junta de argamassa, conforme ilustrada pela Figura 3.5, com as devidas características geométricas e físicas, levando em consideração o grauteamento. Da mesma forma que nos Modelos 2, as barras verticais têm a extremidade articulada na interseção com as barras que simulam a viga de apoio. Quanto aos materiais, foram considerados isotrópicos com o módulo de deformação longitudinal das barras horizontais igual ao das barras verticais, cujo valor está indicado na Tabela 3.1. Esse modelo foi implementado no módulo específico de alvenaria estrutural na versão 18 do programa computacional TQS®.

Figura 3.5 – Discretização com elementos barra (Modelo 3).



Fonte: Autor.

É importante enfatizar as diferenças que os Modelos 2 e 3 apresentam em sua constituição básica. Nos Modelos 2 as barras verticais foram dispostas coincidentes com as faces dos elementos casca do Modelo 1, enquanto que no Modelo 3 essas barras foram posicionadas no centro de gravidade do furo dos blocos, o que corresponde aproximadamente ao centro de gravidade dos elementos

no Modelo 1. Por esse motivo, os Modelos 2 apresentam as seguintes diferenças em relação ao Modelo 3 na geração do pórtico:

- É constituído por uma barra a mais em cada trecho de alvenaria que se situam aos lados da abertura;
- Apresentam duas barras verticais e uma horizontal para representar o grauteamento vertical;
- Apresenta vão um pouco maior para a viga de apoio: 5,85 m no caso dos Modelos 2 e 5,75 m no caso do Modelo 3.

3.1.2. Análises e discussões

As análises consistiram na avaliação dos deslocamentos verticais e dos esforços na viga de apoio (forças cortante e normal; momento fletor), bem como das tensões na base da parede (normais e de cisalhamento). Para os modelos que utilizam elementos de barra, as tensões foram obtidas dividindo a força atuante na barra pela sua respectiva área de seção transversal, sendo levados em consideração a direção e o material que a barra representa na parede.

Vale ressaltar que as análises foram desenvolvidas considerando-se comportamento elástico linear para os materiais. Os resultados foram obtidos a partir de diferentes modelos que apresentam as seguintes particularidades:

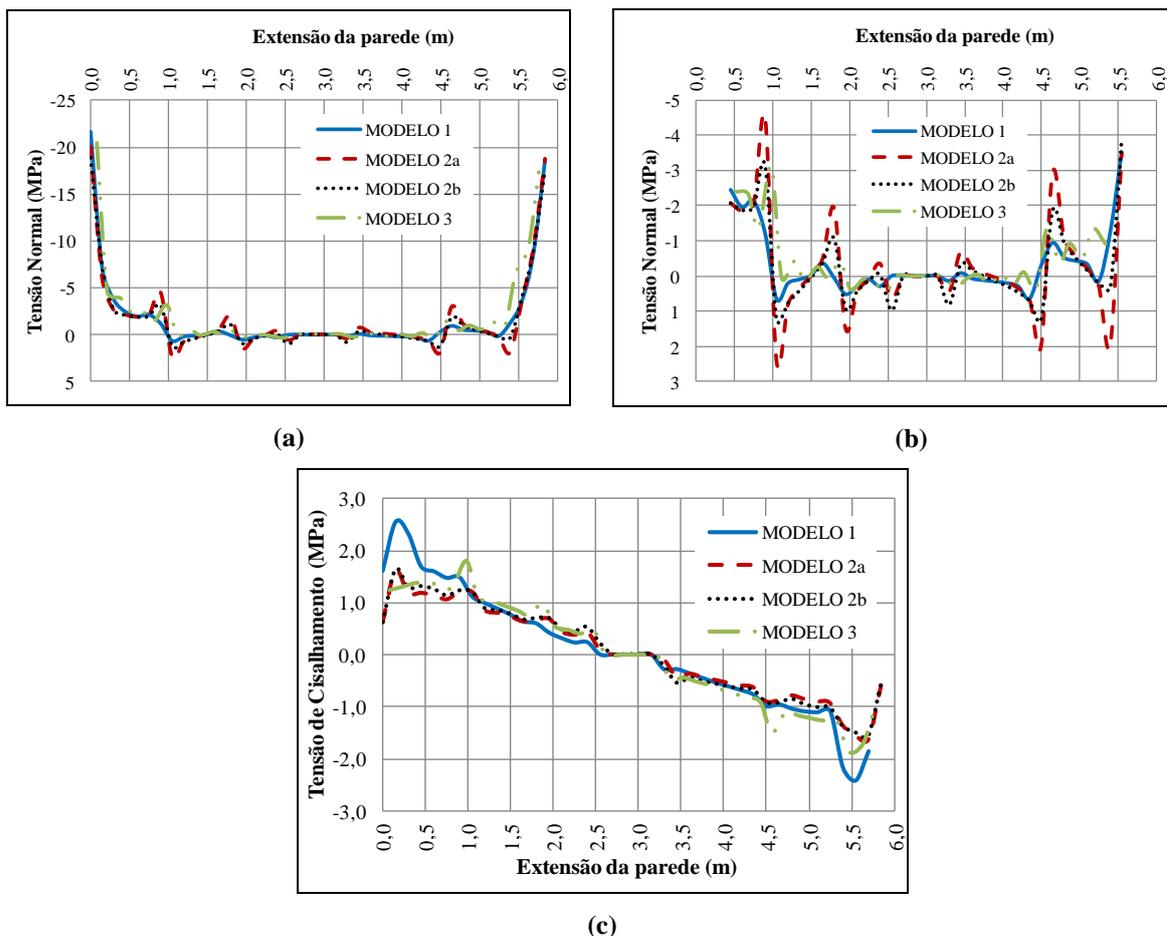
- Modelo 1: paredes discretizadas com elementos finitos do tipo casca, levando em consideração a ortotropia da alvenaria;
- Modelo 2a: paredes discretizadas por um pórtico equivalente, com os elementos de barras coincidentes com as faces dos elementos do Modelo 1, levando em consideração a ortotropia da alvenaria;
- Modelo 2b: variação do Modelo 2a, considerando a alvenaria como material isotrópico;
- Modelo 3: paredes discretizadas por um pórtico equivalente com os elementos de barras verticais dispostas no eixo dos elementos do Modelo 1, levando em consideração a alvenaria como material isotrópico.

Em todos os modelos, a viga de suporte foi discretizada com elementos barra.

3.1.2.1. Painel com abertura de porta centrada

A partir da Figura 3.6(a), ilustrativa das tensões normais na base da parede, é possível perceber a proximidade entre os valores e a semelhança no aspecto das curvas, nas quais os picos intermediários representam os trechos de alvenaria com grauteamento vertical, destacados na Figura 3.6(b). As máximas intensidades obtidas na extremidade esquerda da parede foram respectivamente iguais a 21,6 MPa, 20,1 MPa e 20,4 MPa, segundo os Modelos 1, 2a e 3, e na extremidade direita iguais a 18,6 MPa, 18,8 MPa e 17,3 MPa. Tomando-se como referência o Modelo 1, verifica-se que ao Modelo 2a corresponde uma diferença máxima igual a -6,9% na extremidade esquerda, e ao Modelo 3 uma diferença máxima igual a -7,0% na extremidade direita.

Figura 3.6 – Tensões na base da parede com abertura centrada: (a) Tensões normais verticais; (b) Detalhe das tensões normais no trecho intermediário e (c) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor.

Nota-se que os valores de pico das tensões normais excedem a resistência do prisma adotado, o que poderia certamente ocasionar a ruína da estrutura. Entretanto, é necessário frisar que este valor é pontual e definido para uma região muito curta nos modelos, aproximadamente na extensão de um furo do bloco, e que no furo adjacente já há uma redução drástica da tensão normal. Como critério de dimensionamento, é razoável considerar uma média das tensões na região próxima ao pico. Se após esta análise a tensão solicitante ainda for excessiva, deve-se, então, especificar bloco de maior resistência.

Com relação às tensões de cisalhamento, ilustradas pela Figura 3.6(c), ocorreram diferenças maiores entre os resultados dos Modelos 1 e 2a, com respectivas máximas intensidades iguais a 2,54 MPa e 1,60 MPa na extremidade à esquerda, e -2,42 MPa e -1,64 MPa na extremidade à direita. É importante comentar que o Modelo 2a foi capaz de captar o efeito da concentração dessas tensões nas extremidades e que, embora esses resultados correspondam a grandes diferenças percentuais, as intensidades são relativamente baixas. Tais aspectos também podem ser observados no Modelo 3, que resultou em máximas intensidades iguais a 1,81 MPa e -1,87 MPa, nas extremidades à esquerda e à direita, respectivamente.

O efeito da ortotropia, desconsiderado no Modelo 2b, mostrou-se importante ao se adotar a modelagem com o pórtico equivalente. A máxima tensão de compressão nas extremidades esquerda e direita apresentaram intensidades iguais a 18,8 MPa e 17,6 MPa, respectivamente, correspondentes a diferenças iguais a -6,5% e -6,4% em relação ao Modelo 2a, e -13% e -5,4% em relação ao Modelo 1. Quanto às tensões de cisalhamento, não foram observadas diferenças consideráveis.

Apesar de apresentar distribuição de tensões com intensidade muito menor, o resultado obtido no trecho intermediário, ilustrado pela Figura 3.6(b), é importante para justificar algumas diferenças entre os esforços na viga de apoio obtidos pelos vários modelos. Observam-se picos dessas tensões, alternando-se entre tração e compressão, mais intensos no Modelo 2a e atenuados no Modelo 2b, e coincidentes com as regiões de grauteamento da parede.

O Quadro 3.1 apresenta uma comparação geral das máximas tensões obtidas na base da parede, com valores nas extremidades esquerda e direita.

Quadro 3.1 - Comparação das tensões na base da parede

MODELOS	TENSÕES NA BASE DA PAREDE			
	NORMAL (MPa)		CISALHANTE (MPa)	
	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)
VALORES NA EXTREMIDADE ESQUERDA				
Modelo 1	21,6	--	2,54	--
Modelo 2a	20,1	-6,9%	1,60	-37,0%
Modelo 2b	18,8	-13,0%	1,61	-36,6%
Modelo 3	20,4	-5,6%	1,81	-28,7%
VALORES NA EXTREMIDADE DIREITA				
Modelo 1	18,6	--	2,42	--
Modelo 2a	18,8	1,1%	1,64	-32,2%
Modelo 2b	17,6	-5,4%	1,63	-32,6%
Modelo 3	17,3	-7,0%	1,87	-22,7%

Fonte: Autor.

É muito importante destacar o efeito da interação parede de alvenaria e viga de apoio na concentração de tensões normais na base. A tensão uniforme no topo da parede apresenta intensidade igual a 2,11 MPa, enquanto que, ao se considerar a interação, a tensão máxima na região de concentração foi igual a 20,1 MPa, segundo o Modelo 2a, o que corresponde a um valor 9,5 vezes maior que a tensão uniforme. Faz-se necessário esclarecer que numa situação real de projeto há condições não avaliadas nessas análises, tais como a extensão do apoio associada à dimensão da seção dos pilares e a continuidade entre vãos de viga. Tais aspectos modificam a distribuição e a concentração das tensões no painel, de modo que o fator de amplificação poderá ser menor que aquele ora apresentado.

A Figura 3.7 ilustra os esforços e os deslocamentos na viga de apoio. Observa-se inicialmente uma tendência semelhante no diagrama de forças cortantes, inclusive nos picos intermediários. Entretanto, as máximas intensidades apresentaram certa diferença para cada modelo avaliado. Na extremidade esquerda, foram obtidas intensidades máximas iguais a 489,7 kN, 510,8 kN, e 392,1 kN, segundo os Modelos 1, 2a e 3, respectivamente, correspondendo a diferenças percentuais iguais a +4,3% e -19,9% dos Modelos 2a e 3 em relação ao Modelo 1. Na extremidade direita obtiveram-se intensidades iguais a 521,2 kN, 540,9 kN e 464,4 kN, de acordo com os Modelos 1, 2a e 3, respectivamente. Novamente considerando o Modelo 1 como referência, as diferenças se igualam a +3,8% e

-10,9%, respectivamente relativas aos Modelos 2a e 3. Uma razão que pode explicar essa maior diferença associada ao Modelo 3, é o menor vão da viga e a característica de apresentar duas barras verticais a menos que o Modelo 2a. Os estudos realizados para as várias configurações do pórtico ilustraram a enorme sensibilidade do modelo, em especial os esforços na viga, ao se modificar o posicionamento e a quantidade das barras.

Ao se desconsiderar o efeito da ortotropia (Modelo 2b), as forças cortantes assumem intensidades iguais 536,6 kN e 565,4 kN, nas extremidades à esquerda e à direita. Observa-se que esses valores são 5,0% e 4,5% respectivamente maiores que os do Modelo 2a, e 9,6% e 8,5% em relação ao Modelo 1.

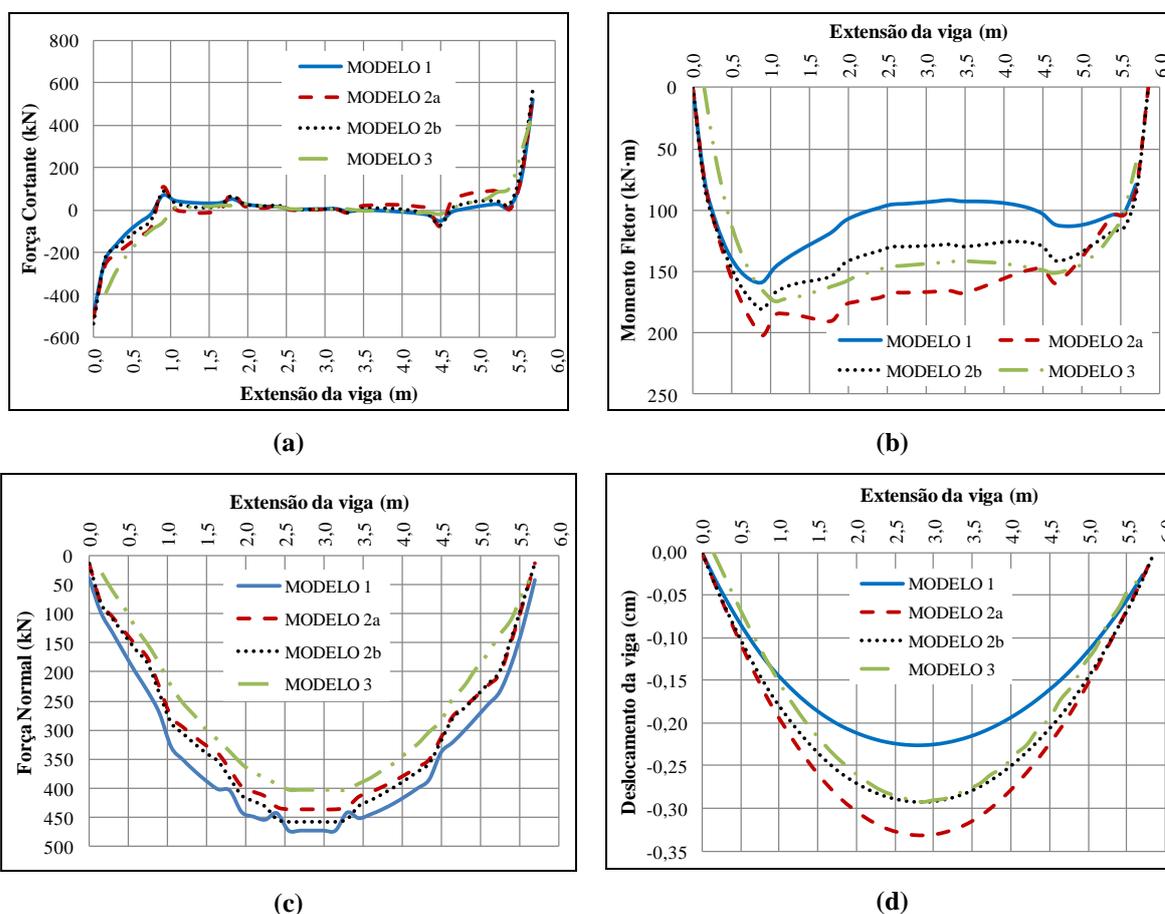
Com relação aos momentos fletores, Figura 3.7(b), verifica-se que as máximas intensidades foram iguais a 158,3 kN.m, 202,7 kN.m e 173,8 kN.m, segundo os Modelos 1, 2a e 3, respectivamente, correspondendo a diferenças percentuais de +28% e +9,8%, dos Modelos 2a e 3 em relação ao Modelo 1. Quando não se considera a ortotropia (Modelo 2b), o momento máximo se iguala a 180,6 kN.m e se aproxima do resultado do Modelo 3. Sobre esse aspecto comenta-se que o modelo em elementos finitos de casca contempla o efeito da ortotropia, de modo que, para se manter a correspondência com o modelo de casca, os modelos de pórtico equivalente também devem considerar tal efeito.

Outro aspecto muito importante que explica essa maior diferença para o momento fletor, segundo o Modelo 2a, são os picos de tensão normal na base da parede e no trecho central do vão da viga, ilustrados pela Figura 3.6(b). Ao Modelo 2a correspondem picos de maior intensidade que os demais. Sendo essas tensões o carregamento aplicado na viga, tal aspecto justifica as maiores intensidades da força cortante e do momento fletor obtidos com o Modelo 2a. Da mesma forma, verifica-se que o Modelo 2b apresentou picos com menores intensidades, o que pode justificar os menores valores de esforços na viga associados a esse modelo. No caso do Modelo 1, além dos picos terem ocorrido de modo mais suave, devido à característica contínua do elemento finito, verifica-se também que no trecho central, compreendido entre 1,0 m e 4,5 m, surgiram quase que exclusivamente tensões de tração que correspondem a um carregamento vertical de baixo para cima na viga de apoio. Tal efeito pode explicar o abaulamento ocorrido no trecho central do diagrama

de momentos, obtido com o Modelo 1, assim como as diferenças em relação aos valores máximos dos demais modelos.

A Figura 3.7(c) ilustra o diagrama de força normal, inexistente no caso de modelos sem consideração da interação. Verifica-se que as máximas intensidades foram iguais a 473,9 kN, 436,6 kN e 402,3 kN, relativas aos Modelos 1, 2a e 3, respectivamente, correspondendo a diferenças iguais a -7,9% e -15,1% dos Modelos 2a e 3 em relação ao Modelo 1. Ao desconsiderar o efeito de ortotropia (Modelo 2b), a força normal se igualou a 458,6 kN, representando um acréscimo de 5,0% em relação ao Modelo 2a. A partir desses resultados, pode-se comentar que o efeito de ortotropia pouco influenciou a força normal, e que a maior diferença do Modelo 3 pode ser atribuída, mais uma vez, à característica particular do menor vão e da menor quantidade de barras que os Modelos 2.

Figura 3.7 – Esforços e deslocamentos na viga de suporte da parede com abertura centrada:
(a) Força cortante; (b) Momento fletor; (c) Força normal e (d) Deslocamentos verticais.



Fonte: Autor.

No que se refere aos deslocamentos da viga, Figura 3.7(d), foram obtidos os seguintes valores máximos: 0,23 cm, 0,33 cm e 0,29 cm, segundo os Modelos 1, 2a e 3, respectivamente. Ao se desconsiderar a ortotropia (Modelo 2b), como era de se esperar, obteve-se o deslocamento máximo igual a 0,29 cm, idêntico ao do Modelo 3. Com relação a esses resultados, mais importante do que as diferenças percentuais é a ordem de grandeza muito pequena dos valores obtidos em correspondência ao vão de 5,85 m.

É importante destacar que um modelo sem a consideração da interação – no qual a carga vertical distribuída é aplicada diretamente sobre a viga – conduz a força cortante e momento fletor máximos iguais a 769,6 kN e 984,2 kN.m, respectivamente, e deslocamento vertical máximo igual a 1,86 cm, valores estes muito superiores àqueles obtidos com os modelos considerando a IAS.

O Quadro 3.2 apresenta uma comparação geral dos esforços obtidos na viga de apoio. São apresentados os valores máximos nas extremidades esquerda e direita para o esforço cortante e os valores de máximos, não necessariamente no meio do vão, para o esforço normal e o momento fletor.

Quadro 3.2 - Comparação dos esforços na viga de apoio

MODELOS	ESFORÇOS NA VIGA DE APOIO					
	CORTANTE (kN)		NORMAL (kN)		MOMENTO FLETOR (kN·m)	
	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)
VALORES NA EXTREMIDADE ESQUERDA			VALOR MÁXIMO			
Modelo 1	489,7	--	473,9	--	158,3	--
Modelo 2a	510,8	4,3%	436,6	-7,9%	202,7	28,0%
Modelo 2b	536,6	9,6%	458,6	-3,2%	180,6	14,1%
Modelo 3	392,1	-19,9%	402,3	-15,1%	173,8	9,8%
VALORES NA EXTREMIDADE DIREITA			--	--	--	--
Modelo 1	521,2	--	--	--	--	--
Modelo 2a	540,9	3,8%	--	--	--	--
Modelo 2b	565,4	8,5%	--	--	--	--
Modelo 3	464,4	-10,9%	--	--	--	--

Fonte: Autor.

3.1.2.2. Painel com abertura de porta excêntrica

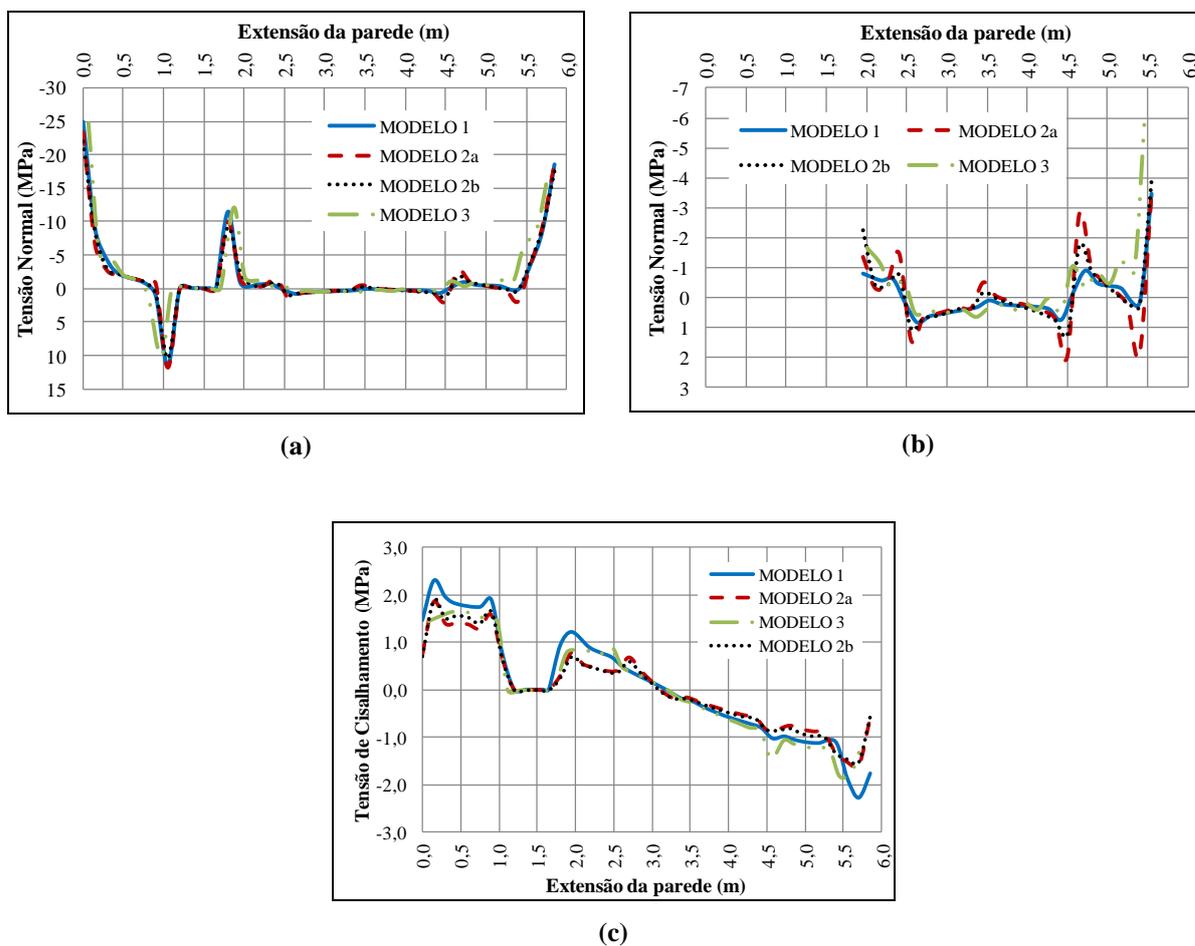
A Figura 3.8(a) ilustra a distribuição de tensões normais na base da parede, na qual se observam quatro regiões de concentração de tensão, sendo uma em cada apoio da viga e uma em cada lado da abertura. Esses aspectos foram bastante discutidos por Nascimento Neto et al. (2012), de modo que as análises aqui apresentadas trataram apenas da comparação entre os modelos numéricos. Observa-se também que há semelhança no aspecto da distribuição das tensões normais segundo os quatro modelos avaliados, com algumas diferenças nas máximas intensidades. Na extremidade à esquerda da parede, foram obtidas intensidades iguais a 24,8 MPa, 23,4 MPa e 24,6 MPa, segundo os Modelos 1, 2a e 3, respectivamente, e na extremidade direita 18,5 MPa, 18,7 MPa e 16,8 MPa. Novamente considerando o Modelo 1 como referência, ao Modelo 2a corresponde diferença máxima igual a -5,6%, na extremidade esquerda, e ao Modelo 3 uma diferença de -9,2% na extremidade direita. Considerando agora os cantos da abertura, naquele disposto à esquerda foram obtidas tensões de tração com intensidades iguais a 11,6 MPa, 11,8 MPa e 10,3 MPa, segundo os Modelos 1, 2a e 3, e naquele disposto à direita tensões de compressão com intensidades iguais a -11,45 MPa, -10,00 MPa e -12,03 MPa. Esses resultados indicam diferença máxima igual a -12,7% para o Modelo 2a, associada ao lado tracionado da abertura, e -11,2% para o Modelo 3, associada ao lado comprimido. Tal como para a configuração de porta centrada, verifica-se grande proximidade entre os resultados dos modelos de pórtico equivalente com o modelo em elementos finitos de casca nas extremidades da viga, e um pouco maiores ao lado da abertura.

A Figura 3.8(b) ilustra os picos de tensão que ocorrem nos pontos de grauteamento vertical no trecho intermediário entre a abertura e o apoio à direita da viga. Percebem-se picos mais intensos nos Modelos 2a e 2b, o que pode ser explicado pela consideração de duas barras verticais nos furos grauteados.

Com relação às tensões de cisalhamento, ilustradas na Figura 3.8(c), obtiveram-se na extremidade esquerda intensidades iguais a 2,30 MPa, 1,86 MPa e 1,65 MPa, segundo os Modelos 1, 2a e 3, respectivamente, e na direita 2,28 MPa, 1,60 MPa e 1,82 MPa. Tal como na configuração de porta centrada, as diferenças percentuais em relação ao Modelo 1 foram bem maiores para essas tensões, entretanto as intensidades são relativamente menores. Apesar disso, os modelos

com pórtico equivalente foram representativos o bastante para captar os locais exatos das concentrações das tensões de cisalhamento.

Figura 3.8 – Tensões na base da parede com abertura centrada: (a) Tensões normais verticais; (b) Detalhe das tensões normais no trecho intermediário e (c) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor.

Assim como descrito por Nascimento Neto et al. (2012), percebe-se na Figura 3.8 que para essa configuração de parede, o efeito da ortotropia não alterou substancialmente as tensões normais e de cisalhamento na base da parede.

O Quadro 3.3 apresenta uma comparação geral das máximas tensões obtidas na base da parede, com valores nas extremidades esquerda e direita.

Quadro 3.3 - Comparação das tensões na base da parede

MODELOS	TENSÕES NA BASE DA PAREDE			
	NORMAL (MPa)		CISALHANTE (MPa)	
	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)
VALORES NA EXTREMIDADE ESQUERDA				
Modelo 1	24,8	--	2,3	--
Modelo 2a	23,4	-5,6%	1,86	-19,1%
Modelo 2b	23,1	-6,9%	1,61	-30,0%
Modelo 3	24,6	-0,8%	1,65	-28,3%
VALORES NA EXTREMIDADE DIREITA				
Modelo 1	18,5	--	2,28	--
Modelo 2a	18,7	1,1%	1,60	-29,8%
Modelo 2b	18,8	1,6%	1,63	-28,5%
Modelo 3	16,8	-9,2%	1,82	-20,2%

Fonte: Autor.

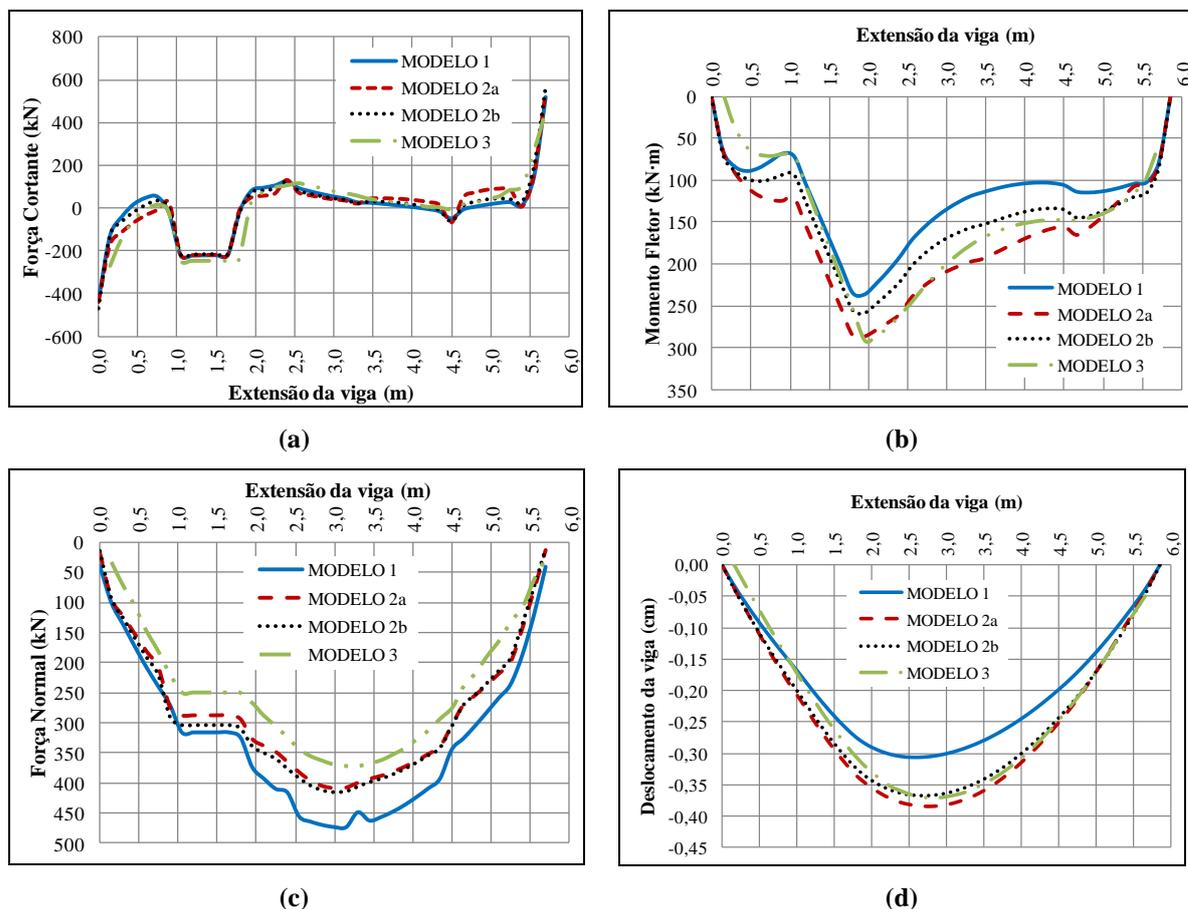
Os esforços na viga obtidos com os vários modelos estão ilustrados pela Figura 3.9, na qual se observa o potencial dos modelos de pórtico equivalente para representar o comportamento da viga de apoio no sistema parede-viga. Grande destaque deve ser dado às forças cortantes, tendo sido obtidas intensidades na extremidade esquerda iguais a 430,6 kN, 440,1 kN e 269,5 kN, segundo os Modelos 1, 2a e 3, correspondendo a diferenças iguais a +2,2% e -37,4%, dos Modelos 2a e 3 em relação ao Modelo 1. Na extremidade direita, foram obtidas intensidades segundo os Modelos 1, 2a e 3, respectivamente iguais a 520,8 kN, 544,8 kN e 449,8 kN, e correspondentes às diferenças de +4,6% e -13,6% em relação ao Modelo 1. Ressalta-se, mais uma vez, que as grandes diferenças atribuídas ao Modelo 3 se devem à menor dimensão do vão da viga nesse modelo. De modo a se avaliar a influência do vão da viga, as barras verticais da extremidade no Modelo 2a foram reposicionadas para se obter o mesmo vão do Modelo 3. Esse Modelo 2a ajustado foi utilizado exclusivamente para avaliar as variações da força cortante com a redução do vão da viga, cujos resultados apresentaram tendências muito semelhantes daquelas observadas no Modelo 3.

Os momentos fletores, ilustrados pela Figura 3.9(b), resultaram em intensidades máximas iguais a 236,1 kN.m, 285,6 kN.m e 291,8 kN.m, de acordo

com os Modelos 1, 2a e 3, respectivamente, correspondendo a diferenças percentuais iguais a +21,0% e +23,6%, dos Modelos 2a e 3 em relação ao Modelo 1.

Figura 3.9 – Esforços e deslocamentos na viga de suporte da parede com abertura excêntrica:

(a) Força cortante; (b) Momento fletor; (c) Força de tração; e (d) Deslocamentos verticais.



Fonte: Autor.

Com relação às forças normais, ilustradas pela Figura 3.9(c), foram obtidas intensidades associadas aos Modelos 1, 2a e 3, respectivamente iguais a 472,6 kN, 409,1 kN e 372,4 kN. Isto corresponde a diferenças percentuais de -13,4% e -21,2%, dos Modelos 2a e 3 em relação ao Modelo 1.

Quanto aos deslocamentos da viga, Figura 3.9(d), foram obtidos valores máximos iguais a 0,30 cm, 0,38 cm e 0,37 cm, de acordo com os Modelos 1, 2a e 3. É notória a pequena diferença entre esses resultados, evidenciando-se mais uma vez a capacidade de simulação do comportamento do conjunto atribuída ao modelo de pórtico equivalente.

Da mesma forma que foi observado por Nascimento Neto et al. (2012), verifica-se que a não consideração da ortotropia, Modelo 2b, implicou em alterações na distribuição dos esforços (força cortante e momento fletor) na viga de apoio.

Com relação às forças cortantes, foram obtidas máximas intensidades iguais a 470,4 kN e 568,8 kN nas extremidades esquerda e direita da viga, correspondendo a acréscimos de 6,9% e 4,4% em relação ao Modelo 2a, e 9,2% em relação ao Modelo 1. Relativamente aos momentos fletores, foi obtida intensidade máxima igual a 258,3 kN.m, o que corresponde ao decréscimo de 9,6% em relação ao Modelo 2a e diferença de +9,4% em relação ao Modelo 1. No que se refere às forças normais e aos deslocamentos da viga, não foram identificadas diferenças apreciáveis, obtendo-se valores máximos iguais a 415,1 kN e 0,37 cm. Sobre o efeito da ortotropia, comenta-se que sua consideração implica em alterações nos esforços da viga, em que se observou redução na intensidade dos momentos fletores acompanhada de acréscimo das forças cortantes.

O Quadro 3.4 apresenta uma comparação geral dos esforços obtidos na viga de apoio. São apresentados os valores máximos nas extremidades esquerda e direita para o esforço cortante e os valores de máximos, não necessariamente no meio do vão, para o esforço normal e o momento fletor.

Quadro 3.4 - Comparação dos esforços na viga de apoio

MODELOS	ESFORÇOS NA VIGA DE APOIO					
	CORTANTE (kN)		NORMAL (kN)		MOMENTO FLETOR (kN·m)	
	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)
VALORES NA EXTREMIDADE ESQUERDA			VALOR MÁXIMO			
Modelo 1	430,6	--	472,6	--	236,1	--
Modelo 2a	440,1	2,2%	409,1	-13,4%	285,6	21,0%
Modelo 2b	470,4	9,2%	415,1	-12,2%	258,3	9,4%
Modelo 3	269,5	-37,4%	372,4	-21,2%	291,8	23,6%
VALORES NA EXTREMIDADE DIREITA			--	--	--	--
Modelo 1	520,8	--	--	--	--	--
Modelo 2a	544,8	4,6%	--	--	--	--
Modelo 2b	568,8	9,2%	--	--	--	--
Modelo 3	449,8	-13,6%	--	--	--	--

Fonte: Autor.

Como comentário final das análises, ressalta-se a importância do emprego de modelos eficientes e seguros para a avaliação da interação entre parede de alvenaria e estrutura de suporte, pois as diferenças em relação a modelos que não consideram essa interação são demasiadamente elevadas. No caso específico da configuração com abertura de porta excêntrica avaliada, os resultados obtidos a partir de modelos sem interação conduzem a máximos valores iguais a 826,5 kN, 1.134 kN.m e 2,01 cm para a força cortante (apoio à direita), o momento fletor e o deslocamento da viga, respectivamente. Esses resultados representam diferenças muito elevadas em relação aos obtidos, por exemplo, a partir do Modelo 2a.

3.1.3. Comentários

A partir das análises, foi possível concluir que o novo modelo computacional (discretizados por meio de um pórtico equivalente) para avaliação da interação entre paredes de edifícios de alvenaria estrutural com eventuais estruturas de suporte em concreto armado se mostrou suficientemente eficaz para simular de modo adequado os efeitos relacionados ao fenômeno da interação, cujos resultados permitiram concluir, mais especificamente, que:

- A discretização da parede com o emprego de elementos barra se mostrou bastante sensível à disposição destas no pórtico equivalente. Os esforços na viga, especialmente a força cortante, podem apresentar variações consideráveis caso a disposição não seja feita de forma coerente com a rigidez da parede;
- O modelo também se mostrou sensível a variações no vão da viga, apresentando, entretanto, modificações maiores apenas na distribuição de esforços nesta, notadamente as forças cortantes máximas;
- Com relação às tensões na base da parede, o modelo proposto se mostrou muito eficiente na previsão da concentração de tensões normais, apresentando diferenças muito pequenas em relação ao modelo em elementos finitos. No caso das tensões de cisalhamento, o modelo foi menos eficiente na obtenção das máximas intensidades, mas se mostrou

adequado para representar a distribuição dessas tensões, principalmente a localização dos picos;

- No que diz respeito aos esforços na viga de apoio, o modelo de pórtico equivalente foi muito eficaz para representar a sua distribuição, inclusive a localização dos picos intermediários, sempre apresentando valores um pouco maiores no caso da força cortante, do momento fletor e dos deslocamentos, e um pouco menores para o caso da força normal em comparação ao modelo em elementos finitos;
- A consideração da ortotropia na modelagem não alterou consideravelmente as tensões na base da parede, entretanto ocorreu redistribuição de esforços na viga de apoio, traduzida por acréscimo nas forças normal e cortante e nos deslocamentos, e decréscimo nos momentos fletores em ambas as configurações, tendo ocorrido, porém, com menor intensidade no painel com abertura excêntrica.

Por fim, conclui-se que a simulação da distribuição de tensões na base da parede e dos esforços na viga de apoio é adequada e segura, sempre se verificando semelhança em seu aspecto com intensidades maiores que as obtidas a partir da modelagem com elementos finitos de casca.

Vale salientar que os resultados avaliados neste item originaram a seguinte publicação:

- Nascimento Neto, J. A.; Medeiros, K. A. S.; Quim, F. Nova modelagem para análise da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte. In: Revista Prisma. 2014. 20 p.

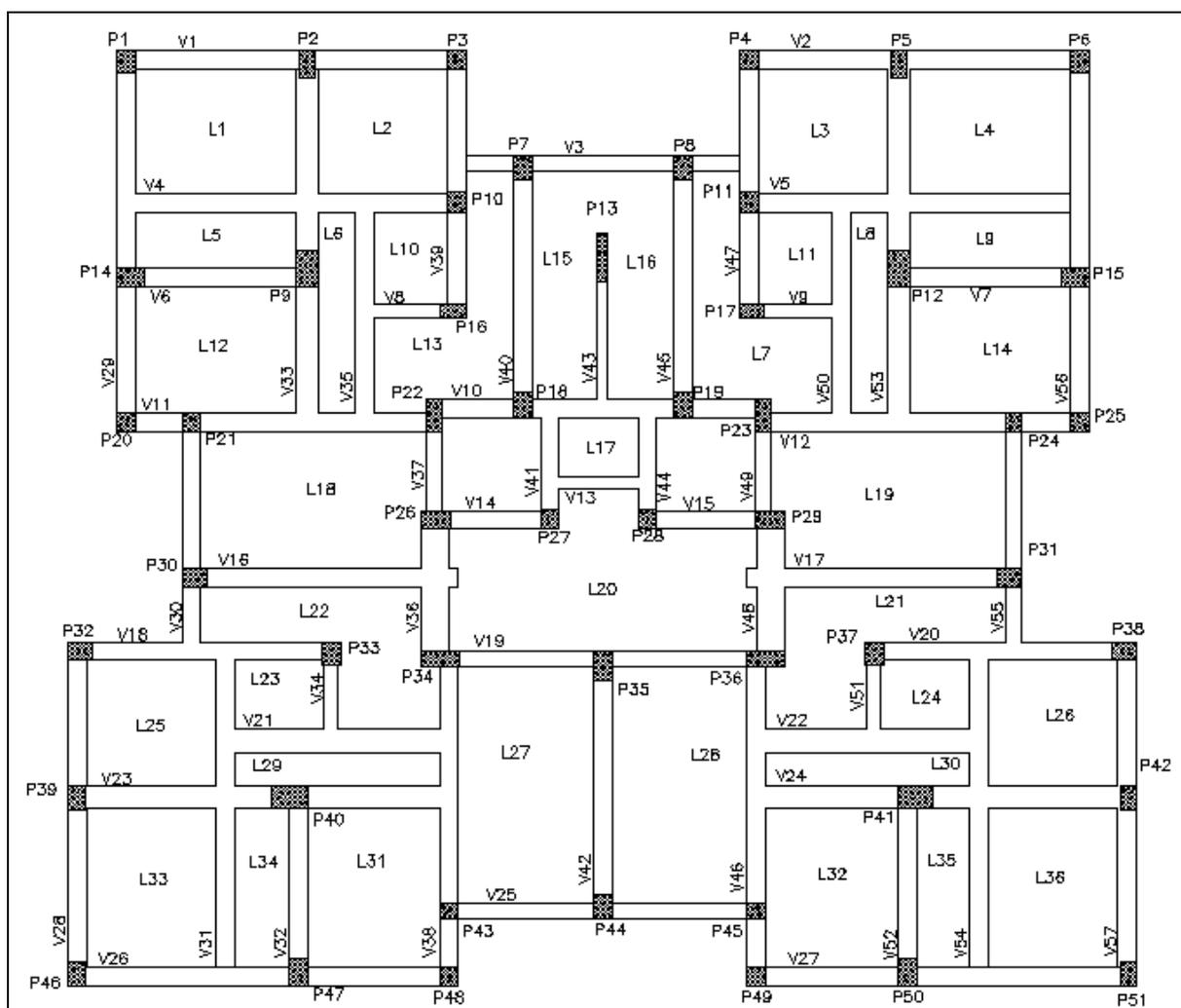
3.2. Aplicação em situações de um projeto real

Para avaliação do modelo proposto em casos reais, foram elaboradas análises a partir do projeto de um edifício com 21 pavimentos de alvenaria estrutural e estrutura de transição em concreto armado convencional (vide Figura 3.10). Dessa forma, abordaram-se situações reais de projeto que se diferem do caso de parede

sem abertura ou com abertura centrada sobre viga biapoiada, com o intuito de se desenvolver uma avaliação sistemática do fenômeno da interação entre parede de alvenaria e estrutura de suporte.

Foram avaliadas paredes com diferentes tipos, quantidade e posicionamento das aberturas, apoiadas em vigas com um ou mais vãos. A Figura 3.11 ilustra a planta de fiada do edifício, com as paredes (Par1, Par6, Par30 e Par34) que foram estudadas em destaque. O estudo compreendeu a análise para as condições de vinculação, disposições de aberturas e intensidades de carregamento das paredes, mais bem detalhadas na Figura 3.12.

Figura 3.10 - Forma da estrutura de transição em concreto armado.

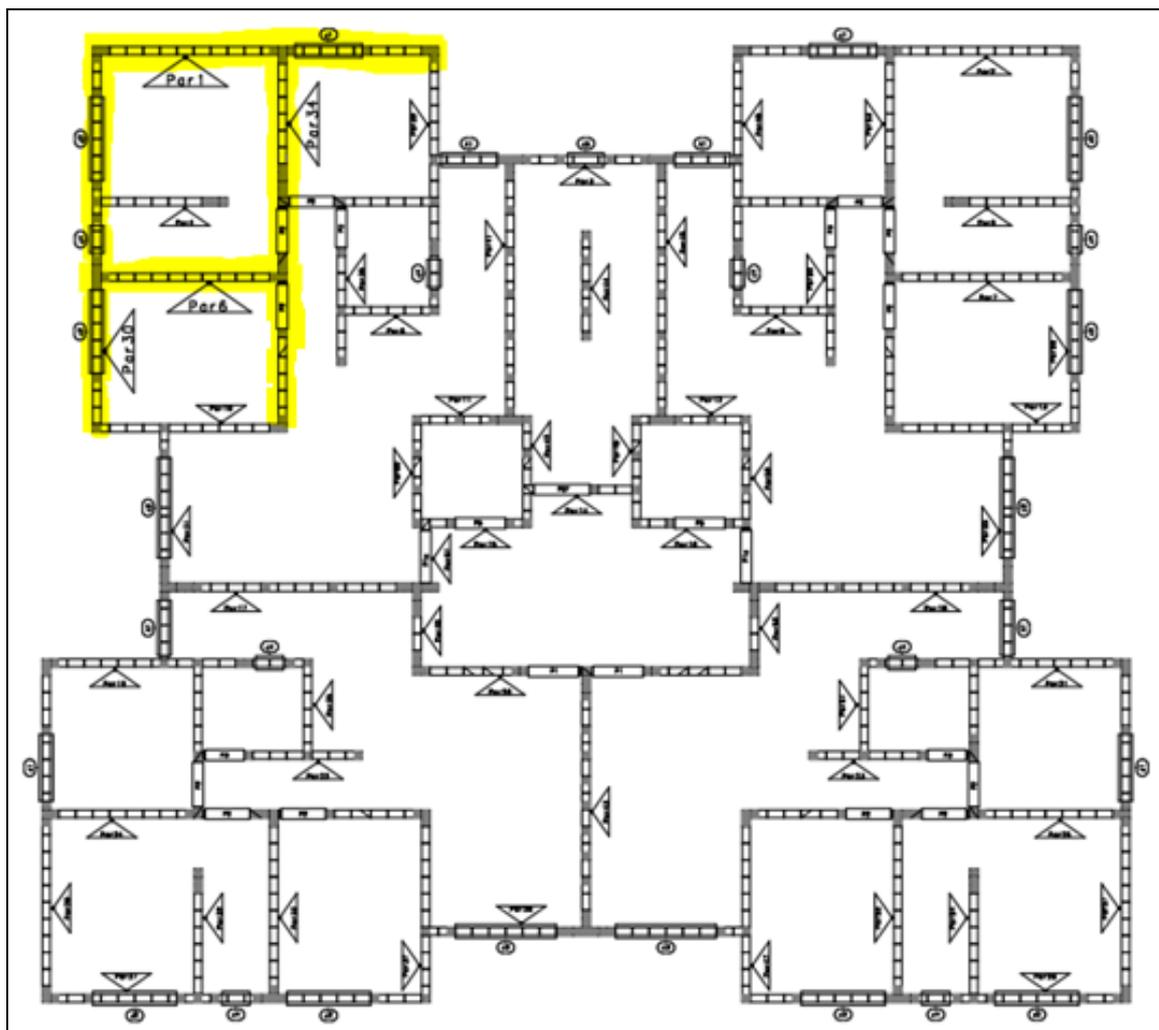


Fonte: Autor.

Os painéis apresentam, especificamente, as seguintes características geométricas:

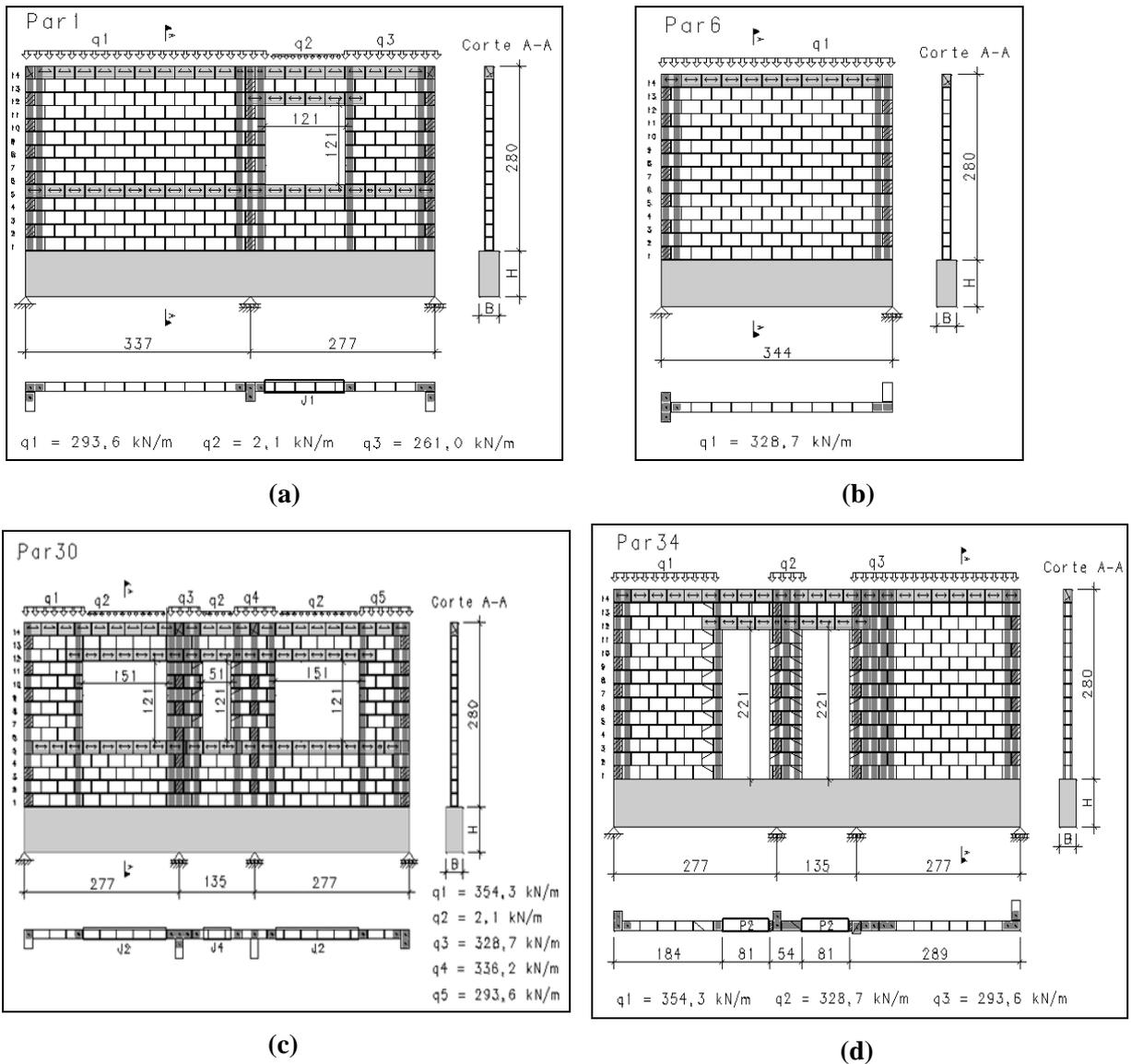
- Cargas verticais (provenientes da análise estrutural do edifício) aplicadas no topo das paredes com as intensidades indicadas na Figura 3.12;
- Vigas de concreto armado com os vãos indicados na Figura 3.12 e três variações de seção transversal, sendo largura igual a 35 cm e alturas com 70 cm, 90 cm e 110 cm;
- Apoios simulados como simples vínculos nodais;
- Paredes com 14 fiadas (2,8 m) contendo cintas de respaldo e intermediária, verga, contraverga e grauteamento vertical, conforme ilustrado pela Figura 3.12.

Figura 3.11 - Planta de fiada de alvenarias



Fonte: Autor.

Figura 3.12 - Paredes avaliadas: (a) Par1; (b) Par6; (c) Par30 e (d) Par34.



Fonte: Autor.

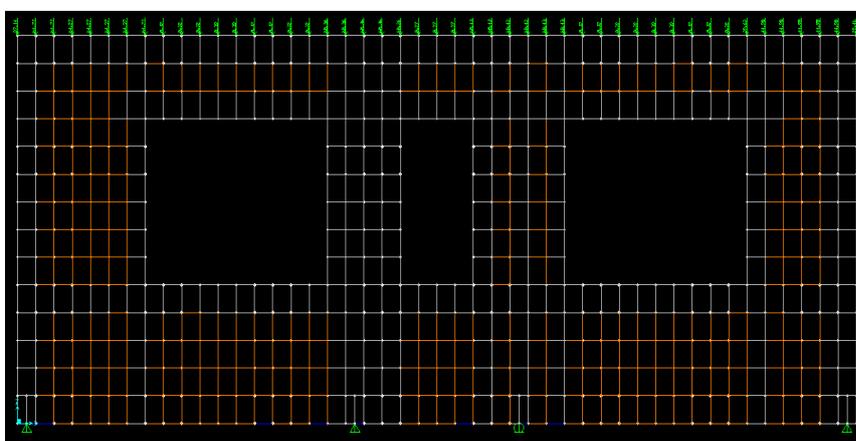
3.2.1. Modelos adotados nas análises

A simulação numérica foi desenvolvida com o pacote de programas computacionais SAP2000® e com a nova versão do módulo de edifícios de alvenaria estrutural TQS® Alvest. Dois modelos foram utilizados nessas aplicações: o Modelo em Elementos Finitos (E.F.), que consistiu na discretização dos painéis conforme descrito para o Modelo de Referência no subitem 3.1.1.1, e o modelo de pórtico equivalente (P.E.), conforme descrição do Modelo 3 no subitem 3.1.1.2. As propriedades dos materiais empregados são as mesmas indicadas na Tabela 3.1.

Na Figura 3.13 está ilustrada a parede Par30, discretizada com elementos finitos de casca sobre a viga de concreto, por sua vez discretizada com elementos finitos de barra. É possível observar os vínculos nos apoios e o carregamento nodal equivalente no topo.

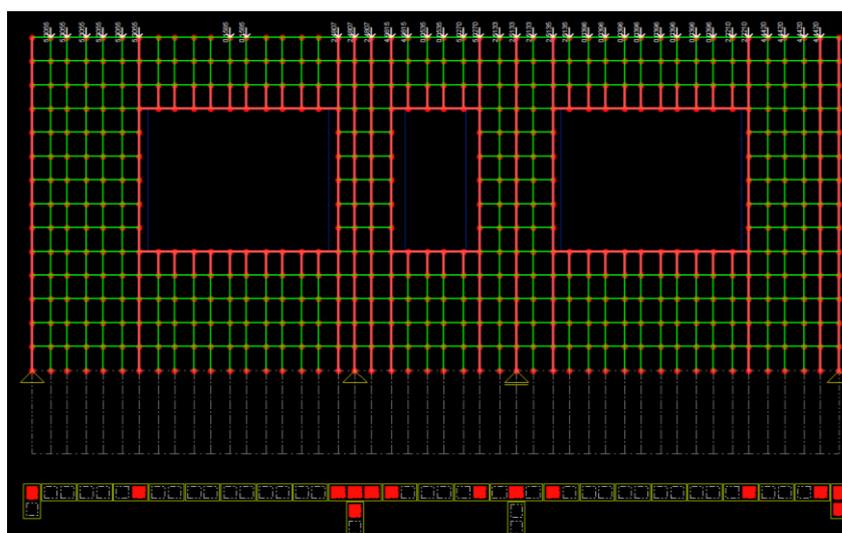
Na Figura 3.14 é possível observar a distribuição das barras na discretização da parede Par30 com o modelo de pórtico equivalente. Observa-se também o carregamento no topo, as barras da viga de apoio e as correspondentes vinculações.

Figura 3.13 – Discretização da parede Par30 com elementos casca.



Fonte: Autor.

Figura 3.14 - Discretização da parede Par30 com elementos barra.



Fonte: Autor.

3.2.2. Análises e discussões

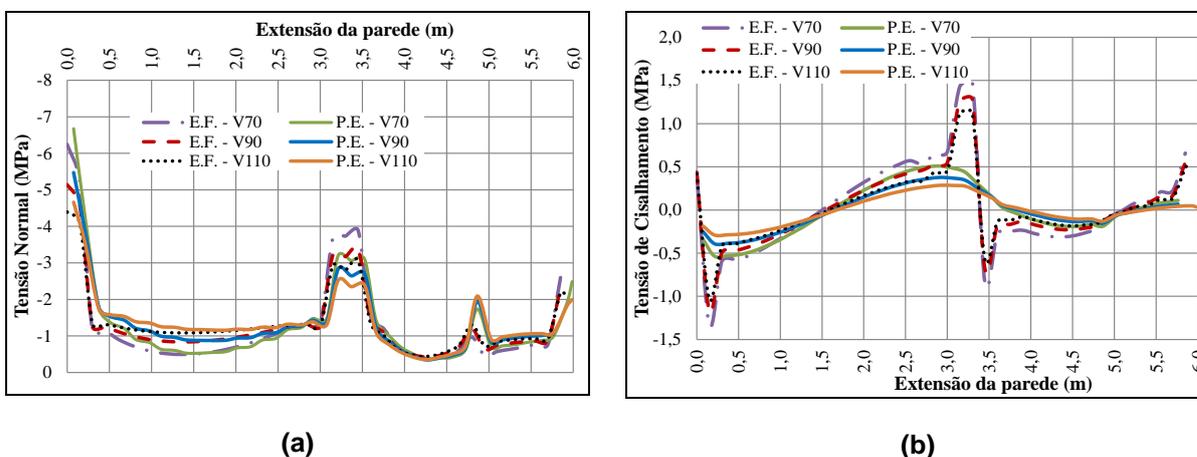
Do mesmo modo que ocorreu na discussão anterior, a análise dos resultados compreendeu a avaliação das tensões normais e de cisalhamento na base da parede, assim como os esforços (forças cortantes e normais; momentos fletores) e deslocamentos da viga de apoio.

3.2.2.1. Parede 1

Na Figura 3.15(a) são ilustradas as tensões normais na base da parede para as três alturas de vigas analisadas. Percebe-se a proximidade entre os valores e a semelhança no aspecto das curvas para os dois tipos de modelos utilizados. Entretanto, apesar da proximidade entre as curvas, o Modelo E.F. apresentou picos de esforços mais pronunciados. Tomando este modelo como referência, o modelo de P.E chegou a apresentar uma diferença de até 11,8% na tensão normal no apoio central. É importante comentar que, com o aumento da altura da viga, pode ser notada a redução das tensões na base da parede.

Para a tensão cisalhante na base da parede, apresentada na Figura 3.15(b), apesar de valores consideravelmente pequenos, houve picos nas regiões dos apoios que somente foram capitados pelo modelo E.F.; contudo, de forma geral, as curvas apresentaram grande semelhança.

Figura 3.15 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.

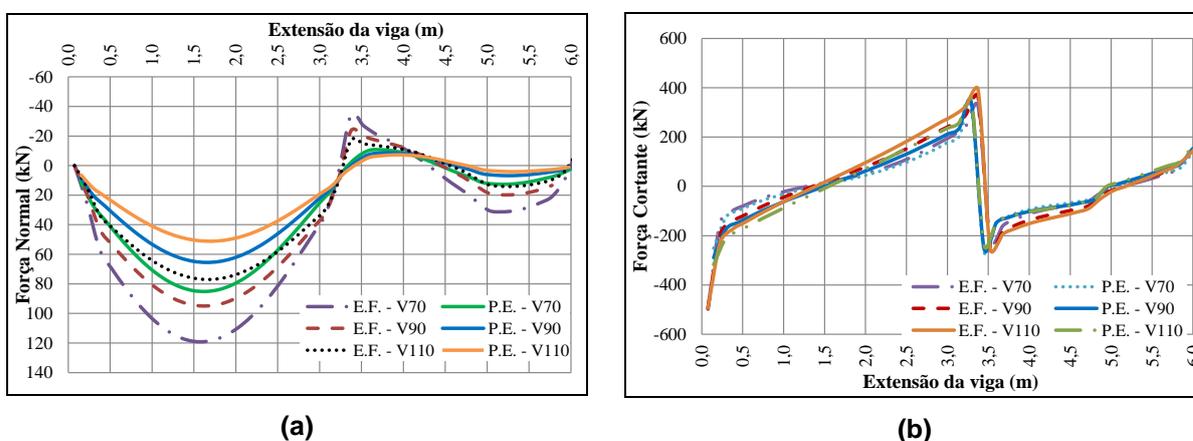


Analisando os esforços na viga através da Figura 3.16, torna-se relevante comentar que com o aumento da altura desta, comumente, os esforços solicitantes na mesma aumentam, exceto o esforço normal, e como comentado anteriormente, as tensões na parede diminuem.

Na Figura 3.16(a) são apresentados os esforços normais na viga de apoio. Na análise tradicional (sem tratar a interação entre a alvenaria e a estrutura portante, denominada AT, daqui em diante), não aparecem esforços normais nas vigas; porém, ao se tratar os elementos como compósito, tais esforços passaram a ser importantes no dimensionamento. As diferenças do modelo P.E em relação ao modelo E.F. são: 26,5%, 26,9% e 29,4%, respectivamente para as vigas de 70 cm, 90 cm e 110 cm. Tais diferenças estão diretamente ligadas aos picos de tensão cisalhante na base da parede, dado que o cisalhamento na parede resulta em normal na viga.

Os esforços cisalhantes na viga – Figura 3.16(b) – foram muito semelhantes, sem diferença significativa entre os modelos com mesma altura de viga. Com relação à ideia fixa de que o efeito arco não influencia significativamente o esforço cortante na viga, as análises ora realizadas mostraram que, de fato ocorreram alterações consideráveis: no pico à esquerda do apoio central, por exemplo, a cortante reduziu de 487,74 kN (AT) para 328 kN (nos modelos E.F e P.E), aproximadamente 33%.

Figura 3.16 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.

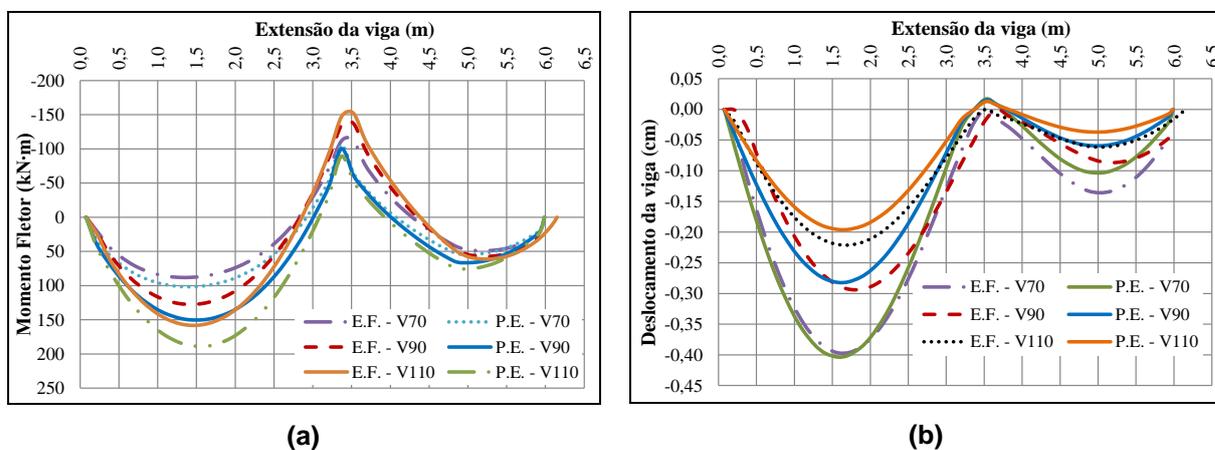


Fonte: Autor.

O momento fletor nas vigas de apoio está ilustrado na Figura 3.17(a). Primeiramente, para o primeiro lance, obtiveram-se somente valores inferiores com relação à AT; para a região do apoio, os valores do momento negativo na AT foram maiores para as vigas de 70 e 90 cm, porém menores para a viga de 110 cm, e para o segundo lance os valores foram muito próximos entre os modelos com mesma altura de viga. Isso mostra claramente a necessidade de se avaliar cada caso, pois não é sempre que o momento fletor na viga de suporte simplesmente diminui.

A análise entre os dois modelos numéricos apresentou valores inferiores de momentos negativos e superiores nos positivos do modelo P.E em relação ao modelo E.F, como pode ser visto na Figura 3.17(a). Um dos motivos para tal divergência é a diferença de modelagem que ocorre nas regiões de apoios extremos, pois no modelo P.E as barras verticais são inseridas no CG. de furo de bloco, com as suas devidas características, enquanto que no modelo E.F cada elemento plano representa meio bloco. Portanto, como os carregamentos foram inseridos também nos nós de extremidade e o primeiro apoio foi posto no meio do primeiro elemento, as forças inseridas nestes nós extremos aliviam o momento nas regiões centrais da viga. Outro fator que pode justificar as diferenças, sempre que são realizadas comparações com elementos planos, é a precisão do elemento finito disponível no SAP2000®, uma vez que o software não apresenta opções com mais do que quatro nós (ver Anexo A), o que refinaria os resultados.

Figura 3.17 - Esforços e deslocamentos na viga de suporte: (a) Momento fletor; (b) Deslocamentos.



Fonte: Autor.

Com relação aos deslocamentos, Figura 3.17(b), as diferenças do modelo P.E em relação ao modelo E.F são: 0,3%, 0,7% e 10,0%, respectivamente para as vigas de 70 cm, 90 cm e 110 cm, para o primeiro vão. Já as diferenças presentes no segundo vão são mais pronunciadas. É importante comentar que, embora esses resultados correspondam a grandes diferenças percentuais, as intensidades são relativamente baixas. Estas diferenças também podem ser atribuídas à diferença na modelagem, pela aplicação do carregamento nos extremos da parede.

Analisando os deslocamentos para a AT, os resultados para o primeiro vão foram de 1,11 cm, 0,59 cm e 0,35 cm, respectivamente, para as vigas de 70 cm, 90 cm e 110 cm. Tais deslocamentos foram muito maiores que os resultantes dos modelos EF e PE, podendo ser um problema na análise de Estado Limite de Serviço (ELS).

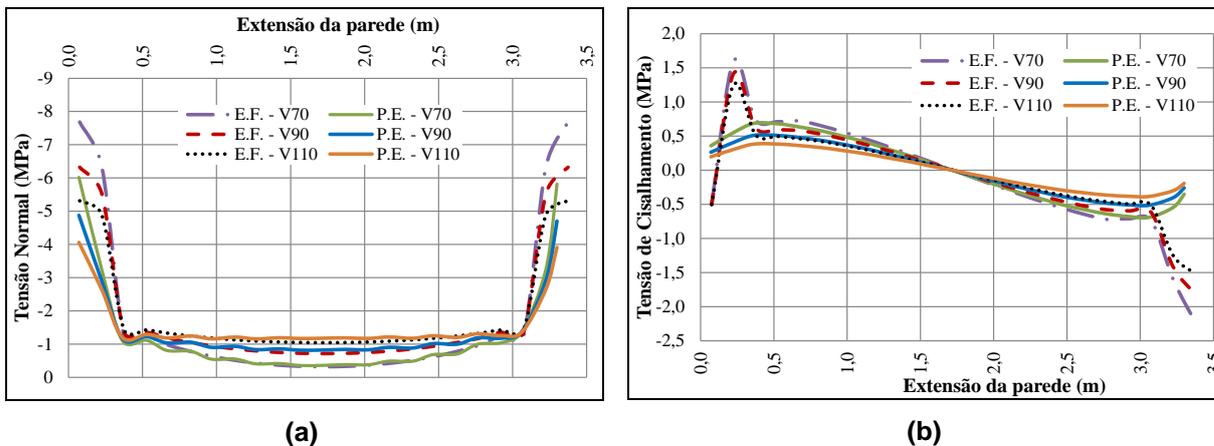
Como esperado, com uma viga menos rígida houve um maior deslocamento, maiores esforços na parede e, conseqüentemente, maior força normal na viga (característica do arco, formação do tirante); com o aumento da altura da viga esta cena se inverte.

3.2.2.2. Parede 6

Na Figura 3.18(a) são ilustradas as tensões normais na base da parede para as três alturas de vigas analisadas. De forma geral, as curvas apresentam grande conformidade entre si para os dois modelos, a não ser pela diferença de inclinação que ocorre próxima aos apoios. A variação máxima entre as curvas foi da ordem de 4,7%, 2,8% e 1,3% no meio do vão, para as vigas de 70, 90 e 110 cm, respectivamente.

Na Figura 3.19(a) verificam-se os esforços normais na viga de apoio. Pode-se notar claramente a tendência bem próxima das curvas, exceto das regiões de apoio, onde se observou uma divergência nos trechos de concentrações de tensões. As diferenças no meio do vão foram da ordem de 15,5% para a viga de 70 cm, 12,4% para a viga de 90 cm e 10,9% para a viga de 110 cm. Tais diferenças ocorreram novamente devido à modelagem nos extremos das elevações.

Figura 3.18 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.

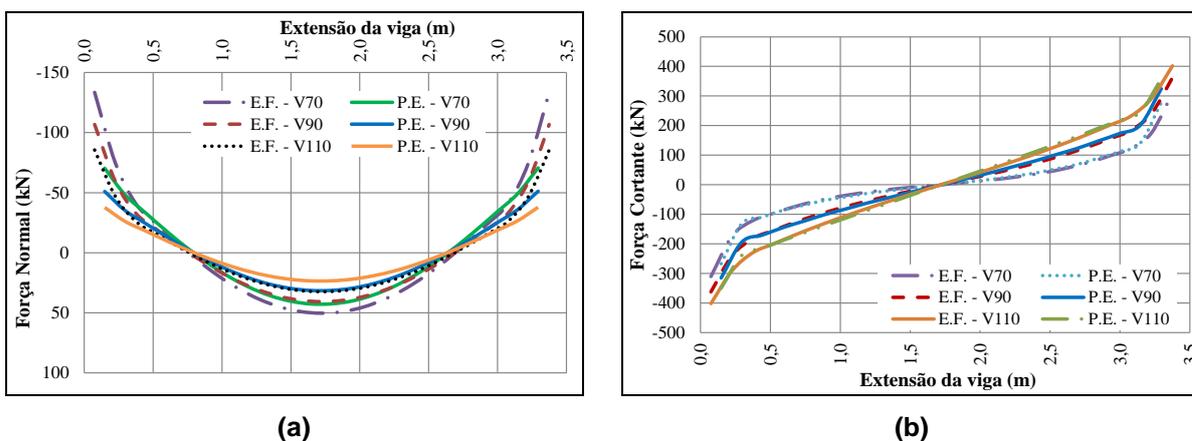


Fonte: Autor.

Os esforços cisalhantes na viga – Figura 3.19(b) – foram muito semelhantes, sem diferença significativa entre os modelos com mesma altura de viga. As diferenças em $\frac{1}{4}$ e $\frac{3}{4}$ do vão foram da ordem de 2,7% para a viga de 70 cm, 4,1% para a viga de 90 cm e 4,7% para a viga de 110 cm.

Novamente, ocorreram diferenças consideráveis no cisalhamento com relação à AT, da ordem de 41,0%, 33,0% e 26,7% para as vigas de 70, 90 e 110 cm, respectivamente.

Figura 3.19 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.



Fonte: Autor.

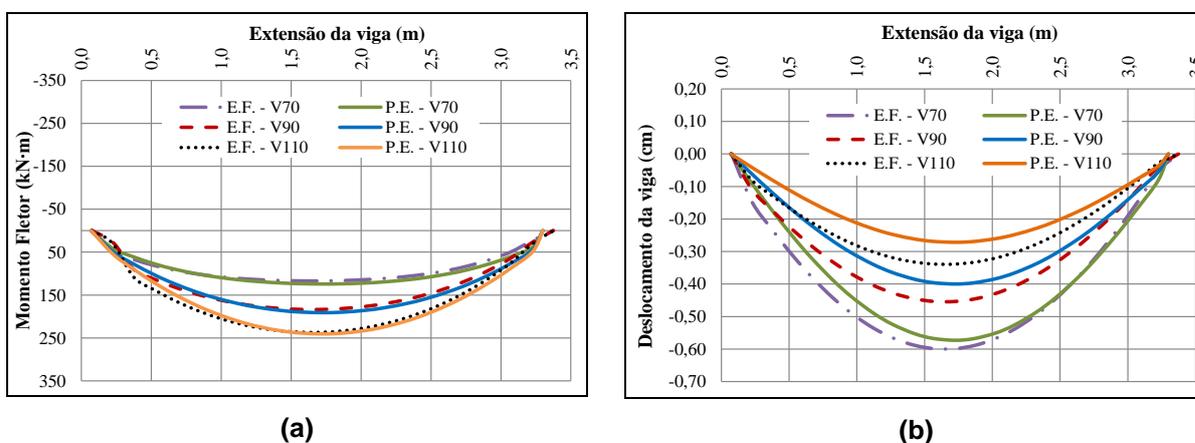
Nos diagramas de momento fletor – Figura 3.20(a) – pode ser observado que as curvas se apresentam quase sobrepostas. As diferenças no meio do vão foram

da ordem de 2,8% para a viga de 70 cm, 2,1% para a viga de 90 cm e 0,51% para a viga de 110 cm.

As diferenças de deslocamento do modelo P.E em relação ao modelo E.F são: 5,5%, 5,0% e 12,0%, respectivamente para as vigas de 70 cm, 90 cm e 110 cm, conforme demonstra a Figura 3.20(b). Esta diferença novamente pode ser atribuída à diferença na modelagem, pela aplicação do carregamento nos extremos da parede.

Na AT, os resultados para os deslocamentos no meio do vão foram de 1,93 cm, 0,91 cm e 0,50 cm, respectivamente, para as vigas de 70 cm, 90 cm e 110 cm. Tais deslocamentos mais uma vez foram muito maiores que os resultantes dos modelos EF e PE, podendo este ser um problema na análise de Estado Limite de Serviço (ELS).

Figura 3.20 - Esforços e deslocamentos na viga de suporte: (a) Momento fletor; (b) Deslocamentos.

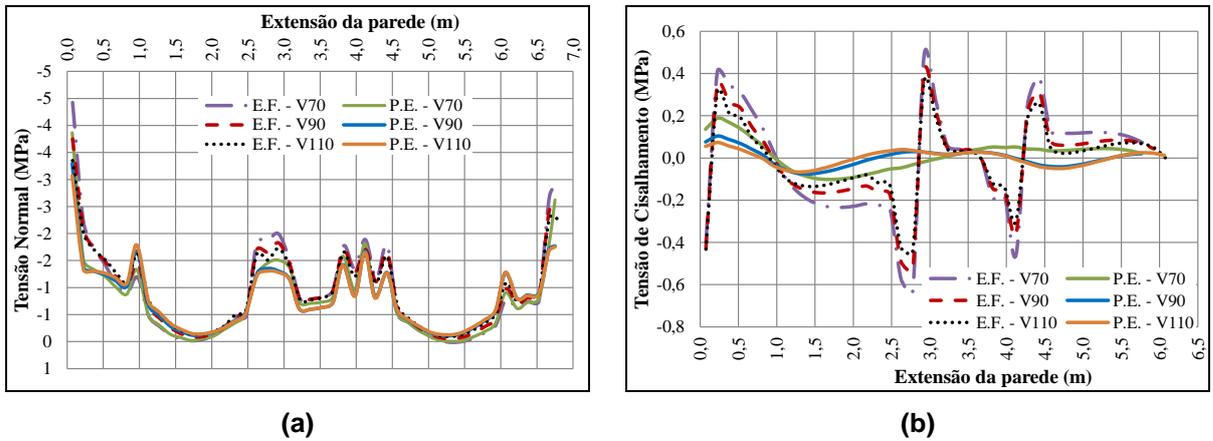


Fonte: Autor.

3.2.2.3. Parede 30

Na Figura 3.21(a) são ilustradas as tensões normais na base da parede para as três alturas de vigas analisadas. Percebe-se a proximidade entre os valores e a semelhança no aspecto das curvas. Houve diferenças, na região do segundo apoio da esquerda para a direita, da ordem de 13%, 17% e 22% para as vigas de 70, 90 e 110 cm, respectivamente.

Figura 3.21 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.

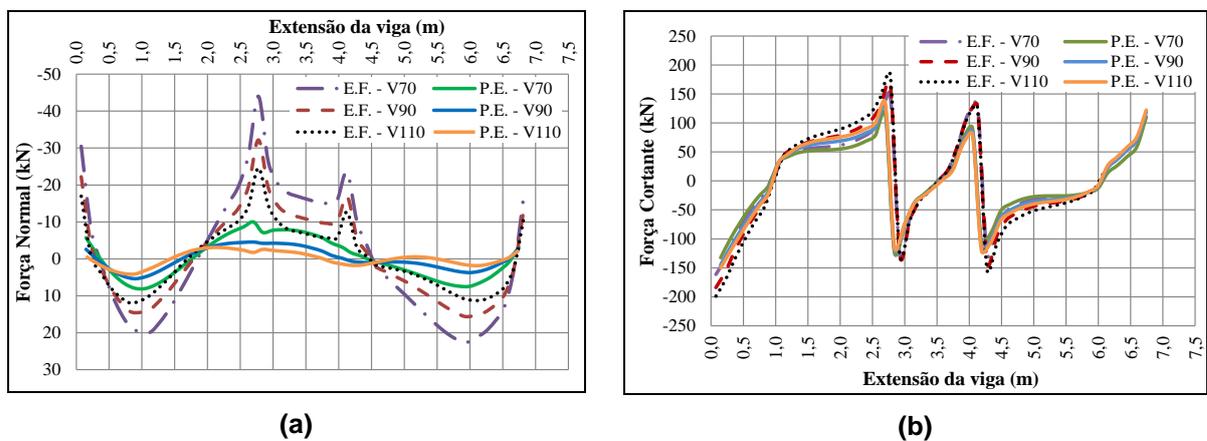


Fonte: Autor.

Para a tensão cisalhante na base da parede – apresentada na Figura 3.21(b) –, apesar de valores consideravelmente pequenos, houve picos nas regiões dos apoios que somente foram capitados pelo modelo E.F.

Verificam-se, na Figura 3.22(a), os esforços normais na viga de apoio. É possível perceber a tendência de convergência das curvas, exceto das regiões do apoio, onde se observou uma maior divergência nos pontos de concentração de tensões. Novamente, as diferenças aqui presentes são reflexos dos picos de tensão cisalhante na parede.

Figura 3.22 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.



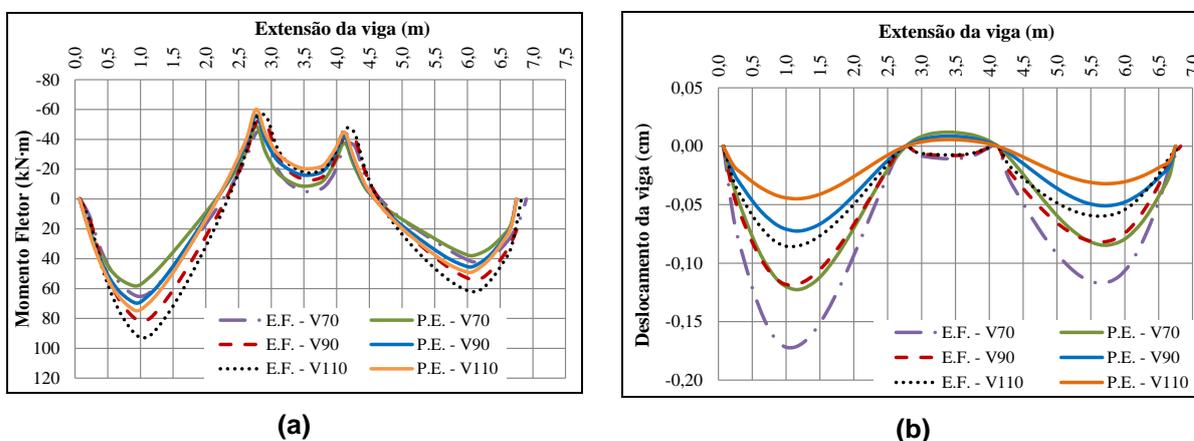
Fonte: Autor.

Os esforços cisalhantes na viga – Figura 3.22(b) – foram novamente muito semelhantes. O ponto com menor aproximação, à esquerda do segundo apoio, apresentou diferenças da ordem de 5,7% para a viga de 70 cm, 7,2% para a viga de 90 cm e 11,5% para a viga de 110 cm, e à direita do segundo apoio estas diferenças foram de 1,3% para a viga de 70 cm, 9,3% para a viga de 90 cm e 10,9% para a viga de 110 cm. Com relação à cortante obtida pela AT, as diferenças foram pequenas, com apenas alguns pontos destoantes.

Nos diagramas de momento fletor, Figura 3.23(a), percebe-se novamente uma proximidade entre os valores e a semelhança no aspecto das curvas. Ocorreram diferenças da ordem de 6,3% para a viga de 70 cm, 12,5% para a viga de 90 cm e 16,6% para a viga de 110 cm. Esta diferença pode ser atribuída mais uma vez à diferença na modelagem, pela aplicação do carregamento nos extremos da parede.

Analisando agora o deslocamento da viga sob esta elevação, Figura 3.23(b), houve diferenças consideráveis entre os modelos P.E e E.F: 23,9%, 29,1% e 31,0%, respectivamente para as vigas de 70 cm, 90 cm e 110 cm, para o primeiro vão. Contudo, tais deslocamentos apresentaram valores absolutos muito pequenos. Na AT, os resultados para os deslocamentos no primeiro vão foram de 0,19 cm, 0,09 cm e 0,05 cm, respectivamente, para as vigas de 70 cm, 90 cm e 110 cm. Tais deslocamentos foram muito próximos aos resultantes dos modelos E.F e P.E.

Figura 3.23 - Esforços e deslocamentos na viga de suporte: (a) Momento fletor; (b) Deslocamentos.



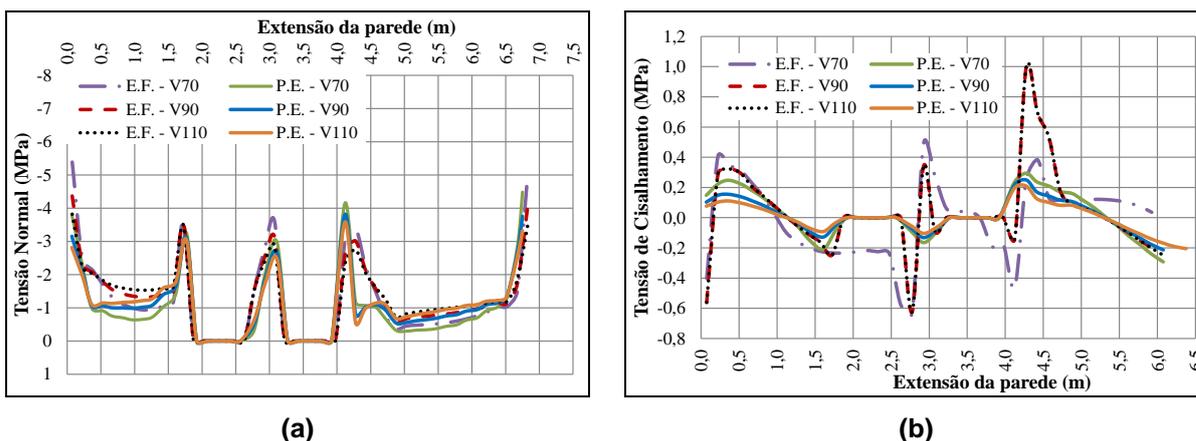
Fonte: Autor.

3.2.2.4. Parede 34

Na Figura 3.24(a) são ilustradas as tensões normais na base da parede. Novamente, percebe-se a proximidade entre os valores e a semelhança no aspecto das curvas. No meio do primeiro vão ocorreram as maiores diferenças, ainda reflexo do apoio no extremo esquerdo. Tais diferenças foram consideráveis, chegando a 20,5% para a viga de 110 cm.

Para a tensão cisalhante na base da parede – apresentada na Figura 3.24(b) –, apesar de valores consideravelmente pequenos, os picos nas regiões dos apoios somente foram capitados pelo modelo E.F.

Figura 3.24 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.

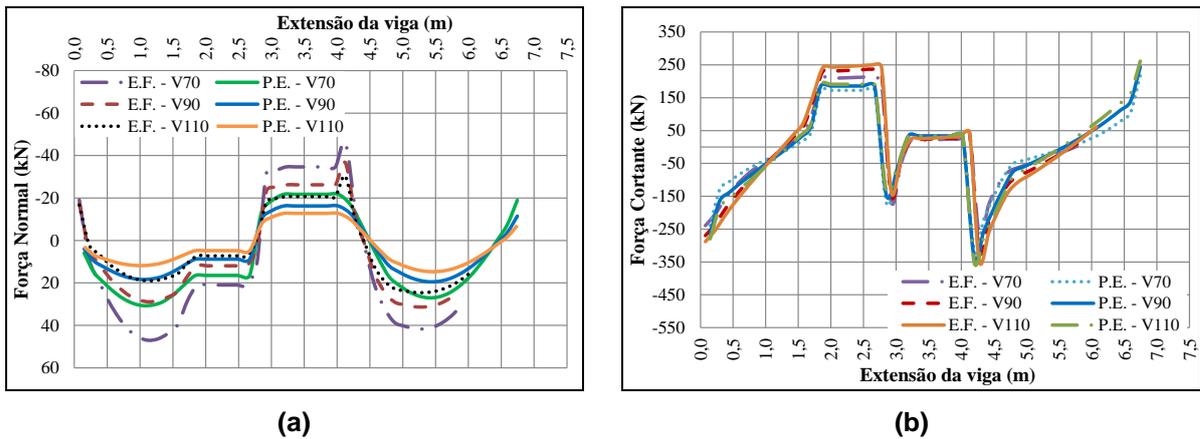


Fonte: Autor.

Para a viga de apoio na Figura 3.25(a) verificam-se os esforços normais. É possível observar claramente que as tendências das curvas se mostraram bem próximas. Nota-se que os valores do modelo P.E foram menores, da ordem de 25,4% para 70 cm, 22,5% para 90 cm e 16,8% para 110 cm, no terceiro vão. Tais diferenças ocorreram novamente devido à modelagem nos extremos das elevações.

Os esforços cisalhantes na viga – Figura 3.25(b) – foram muito semelhantes, com diferenças da ordem de 4,4% para 70 cm, 2,5% para 90 cm e 1,2% para 110 cm, no primeiro vão. Já no terceiro apoio percebe-se uma maior diferença nesta concentração de esforço.

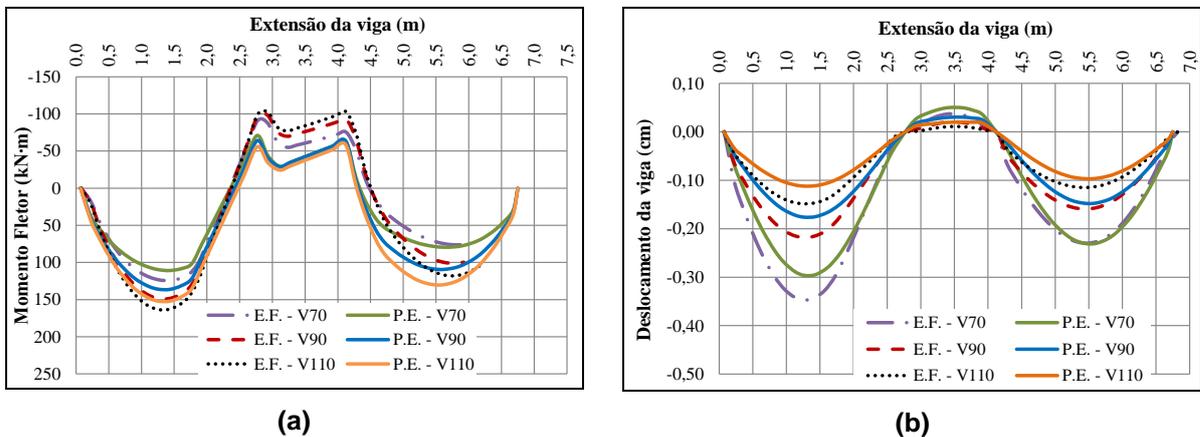
Figura 3.25 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.



Fonte: Autor.

Nos diagramas de momento fletor, Figura 3.26(a), houve novamente uma proximidade entre os valores e a semelhança no aspecto das curvas. Ocorreram diferenças da ordem de 8,3% para a viga de 70 cm, 8,8% para a viga de 90 cm e 11,4% para a viga de 110 cm, no terceiro vão.

Figura 3.26 - Esforços e deslocamentos na viga de suporte: (a) Momento fletor; (b) Deslocamentos.



Fonte: Autor.

Analisando agora o deslocamento para esta elevação, Figura 3.26(b), as diferenças entre os modelos para o terceiro vão foram da ordem de 1,1%, 1,8% e 3,9%, respectivamente para as vigas de 70 cm, 90 cm e 110 cm. As diferenças foram mais elevadas para o primeiro vão, chegando a 14,3% para a viga de 90 cm de altura. Tais deslocamentos apresentaram valores muito pequenos, e esta

divergência nos resultados ocorreu devido à diferença na modelagem pela aplicação do carregamento nos extremos da parede. Outro fato que causou essas diferenças foi esta parede apresentar amarração com a parede transversal no terceiro apoio e, por isso, ocorreu uma tendência de troca dos esforços fora do plano do painel.

Na AT, os resultados para os deslocamentos no terceiro vão foram de 0,56 cm, 0,28 cm e 0,16 cm, respectivamente, para as vigas de 70 cm, 90 cm e 110 cm. Tais deslocamentos foram novamente muito maiores que os resultantes dos modelos E.F e P.E, podendo ser um problema na análise de Estado Limite de Serviço (ELS).

3.2.3. Comentários

A validação do modelo de pórtico equivalente com aplicação em casos reais foi realizada comparando seus resultados com aqueles obtidos a partir de modelagem com elementos finitos do tipo casca. Para tanto, foram avaliadas paredes com diferentes tipos e posicionamento de aberturas, assim como diferentes tipos de vinculações e de dimensões das vigas da estrutura de suporte, cujos resultados permitiram concluir que:

- Com relação às tensões na base da parede, o modelo proposto se mostrou muito eficiente na previsão da concentração de tensões normais, apresentando diferenças muito pequenas em relação ao modelo em elementos finitos. No caso das tensões de cisalhamento, o modelo foi menos eficiente na obtenção das máximas intensidades;
- No que diz respeito aos esforços na viga de apoio, o modelo de pórtico equivalente foi muito eficaz para representar a sua distribuição, inclusive a localização dos picos intermediários, geralmente apresentando valores um pouco maiores no caso da força cortante, do momento fletor e dos deslocamentos, e um pouco menores para o caso da força normal;
- Com relação aos momentos na viga de suporte, tais esforços não sofreram somente alívios em relação à AT, e isso depende consideravelmente dos vãos em análise e das aberturas presentes na parede, podendo sim, aumentarem;

- Os deslocamentos para a AT podem ser um problema na análise de Estado Limite de Serviço, sendo que, ao considerar a interação entre os elementos, esses deslocamentos tendem a diminuir consideravelmente;
- No que concerne ao funcionamento básico da interação entre a estrutura de alvenaria e a de concreto armado portante, com uma viga menos rígida houve um maior deslocamento, maiores esforços na parede e, conseqüentemente, maior força normal na viga (característica do arco, formação do tirante); com o aumento da altura da viga esta cena se inverte.

Vale salientar que os resultados avaliados neste item originaram a seguinte publicação:

- Quim, F.; Nascimento Neto, J. A.; Medeiros, K. A. S. Análise sistemática entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte. In: Proceedings of the XXXV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE. Fortaleza, 2014. 16 p.

3.3. Influência das condições de apoio

Os variados estudos apresentados na literatura indicam que a posição e a extensão da área de suporte dos apoios influenciam na capacidade de carga das paredes de alvenaria na região do contato. Estudos desenvolvidos por Vermeltfoort (2009) focaram em sistemas parede-viga com apoios nas extremidades da viga, porém este tipo de teste representa apenas uma parte de uma parede real em situações práticas. Diante desse contexto, procurou-se avaliar a influência das condições de apoio na modelagem da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte.

3.3.1. Modelos adotados nas análises

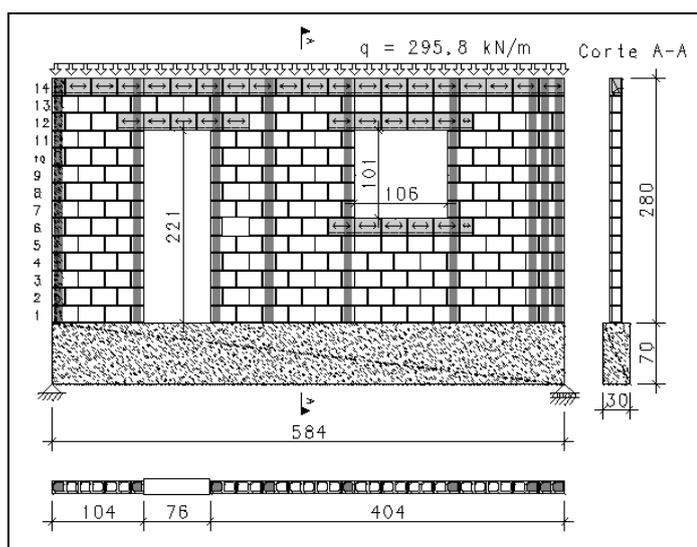
A simulação numérica foi desenvolvida com o pacote de programas computacionais SAP2000[®]. Foram simuladas numericamente duas configurações genéricas de painéis similares aos apresentados no subitem 3.1.1: um com abertura de porta excêntrica em relação ao vão da viga de apoio, Figura 3.2, e outro

constando uma abertura representativa de janela, além da abertura de porta excêntrica, Figura 3.27.

As paredes foram discretizadas ora em elementos finitos do tipo casca, ora em elementos do tipo barra, que consiste na definição do pórtico equivalente. As formas de discretização mantêm as mesmas características descritas no subitem 3.1.1. O carregamento vertical e as particularidades geométricas dos painéis, bem como as propriedades dos materiais empregados também são os mesmos adotados no referido subitem.

As condições de apoio variaram entre apoios pontuais nas extremidades da viga, apoios pontuais simulando a extensão do pilar e ainda modelos com pilares discretizados por completo em elementos finitos de casca.

Figura 3.27 - Esquemática do painel com aberturas de porta e de janela.

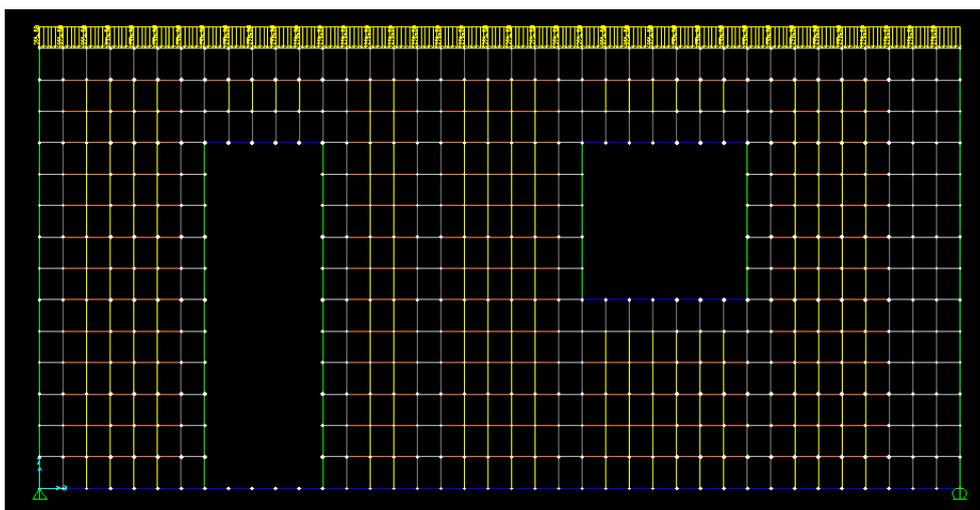


Fonte: Autor.

O primeiro modelo utilizado nesta avaliação, daqui em diante denominado Modelo 1, consistiu na discretização do painel através do pórtico equivalente, sendo considerados vínculos pontuais nas extremidades da viga de suporte.

A Figura 3.28 ilustra a parede com aberturas de porta e de janela, discretizada com elementos finitos de barra, sobre a viga de concreto discretizada também com elementos finitos de barra. É possível observar os vínculos na extremidade e o carregamento distribuído no topo com intensidade igual a 295,8 kN/m.

Figura 3.28 – Discretização conforme Modelo 1.

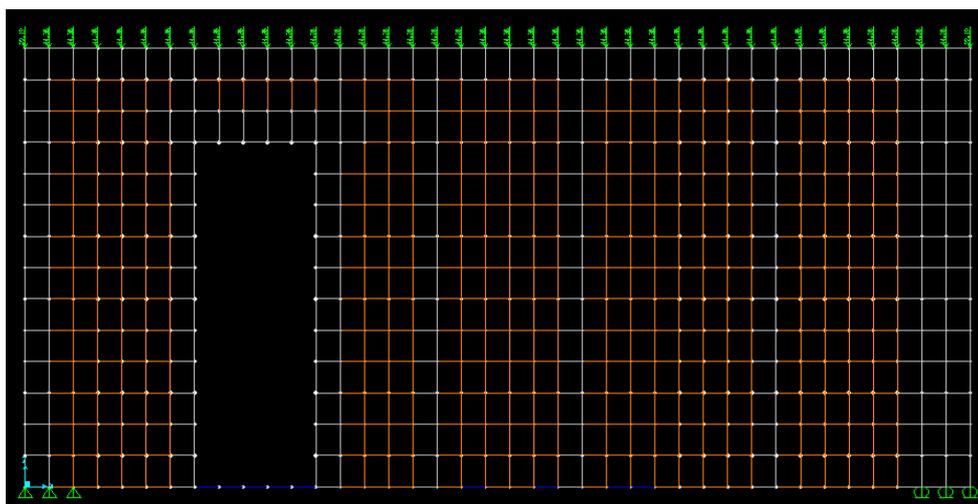


Fonte: Autor.

O Modelo 2 consistiu na utilização de elementos finitos de casca para a alvenaria e elementos finitos de barra para a viga de suporte, vinculada a três apoios pontuais, com o intuito de simular a extensão desse apoio associada à seção do pilar. A Figura 3.29 ilustra a parede com abertura lateral discretizada de acordo com as características do Modelo 2. É possível observar os vínculos na extremidade e o carregamento nodal equivalente distribuído no topo.

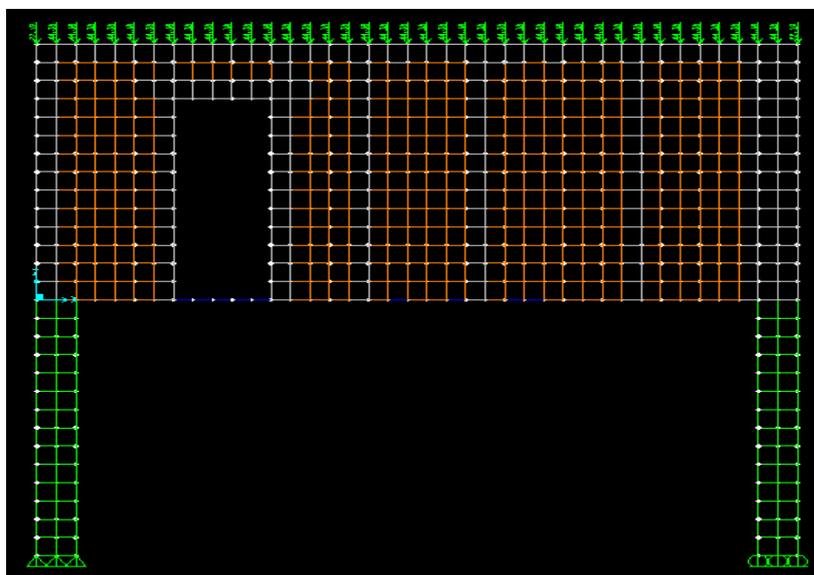
Os Modelos 3 e 5 se distinguem do Modelo 1 apenas pela forma de consideração dos apoios. No caso do Modelo 3 foram adotados vários vínculos pontuais na tentativa de simular a dimensão da seção do pilar, e no caso do Modelo 5 o pilar foi discretizado com o emprego de elementos finitos de casca e malha medindo 15 cm x 20 cm. Esse pilar possui altura igual a 2,80 m, seção transversal 30 cm x 60 cm e propriedades elásticas do concreto conforme indicado na Tabela 3.1.

O Modelo 4 adotou o mesmo tipo de discretização do Modelo 2 para a parede de alvenaria e a viga de apoio, entretanto, da mesma forma que no Modelo 5, foi realizada a discretização do pilar. É importante comentar que o pilar foi discretizado nos Modelos 4 e 5 com metade da altura da seção (30 cm), de modo que o vão teórico da viga, igual a 5,84 m, coincidissem com o seu eixo. Foi adotado um procedimento análogo para a definição dos apoios pontuais nos Modelos 2 e 3.

Figura 3.29 – Discretização conforme Modelo 2.

Fonte: Autor.

A Figura 3.30 ilustra a parede com abertura lateral discretizada de acordo com as características do Modelo 4. Observam-se os pilares discretizados e o carregamento nodal equivalente distribuído no topo.

Figura 3.30 - Discretização conforme Modelo 4.

Fonte: Autor.

Ressalta-se que foram adotadas as mesmas variações de modelos para as configurações de painéis com abertura de porta e com aberturas de porta e de janela.

3.3.2. Análises e discussões

As análises versaram na avaliação dos deslocamentos verticais e dos esforços na viga de apoio (forças cortante e normal e momento fletor), e das tensões na base da parede (normais e de cisalhamento). Vale ressaltar que as análises foram desenvolvidas considerando-se comportamento elástico linear para os materiais. Os resultados foram obtidos a partir dos diferentes modelos descritos anteriormente e que apresentam as seguintes distinções:

- Modelo 1: paredes discretizadas por um pórtico equivalente e viga apoiada pontualmente nas extremidades;
- Modelo 2: paredes discretizadas com elementos finitos do tipo casca e viga vinculada a vários apoios pontuais para simular a dimensão do pilar;
- Modelo 3: paredes discretizadas por um pórtico equivalente e viga vinculada a vários apoios pontuais para simular a dimensão do pilar;
- Modelo 4: paredes discretizadas com elementos finitos do tipo casca e viga apoiada sobre pilares discretizados com elementos finitos de casca;
- Modelo 5: paredes discretizadas por um pórtico equivalente e viga apoiada sobre pilares discretizados com elementos finitos de casca.

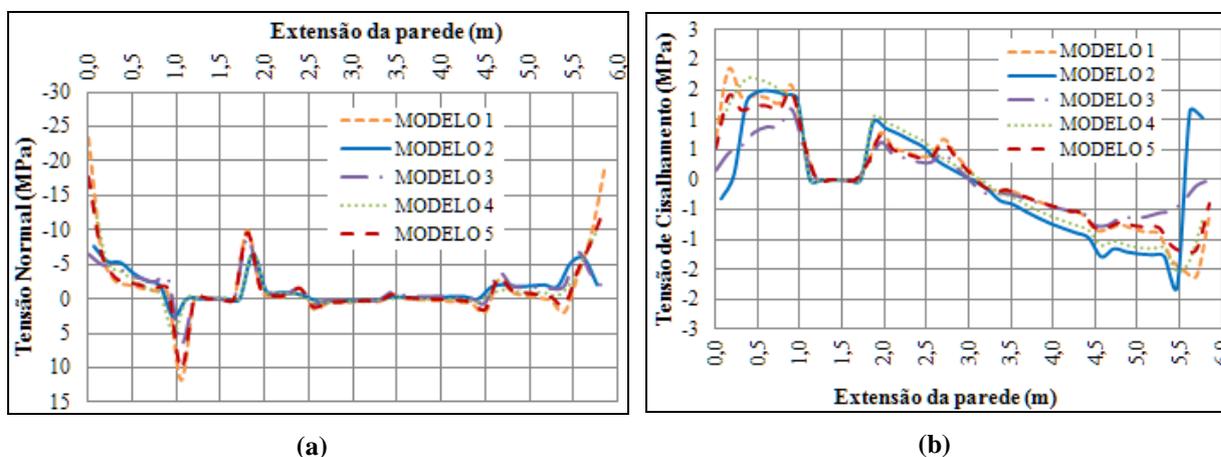
A viga de suporte foi discretizada com elementos barra em todos os modelos. Outra opção, não utilizada nestas análises, seria a discretização da viga com elementos de casca que, segundo Nascimento Neto et al (2012), tornariam os resultados mais acurados, pois incorpora o efeito da excentricidade da força axial de tração na viga.

Os resultados obtidos com os Modelos 2 e 4 foram omitidos para não tornar as análises repetitivas, limitando-se a comentar que tais resultados foram muito próximos daqueles dos Modelos 3 e 5, confirmando a capacidade de simulação dos modelos baseados em pórtico equivalente para representar a IAS, como já discutido no capítulo anterior

3.3.2.1. Painel com abertura de porta excêntrica

A Figura 3.31(a) é ilustrativa das tensões normais na base da parede, na qual se observam quatro regiões de concentração de tensão, sendo uma em cada extremidade da viga e uma em cada lado da abertura. As máximas intensidades de compressão obtidas na extremidade esquerda da parede foram iguais a 23,4 MPa, 6,4 MPa e 17,8MPa, e na extremidade direita iguais a 18,7 MPa, 6,7 MPa e 13,1 MPa respectivamente para os Modelos 1, 3 e 5. Tomando como referência o Modelo 1, verifica-se que à esquerda o Modelo 3 apresenta uma diferença igual a -72,6%, e o Modelo 5 uma diferença igual a -23,9%, e à direita as diferenças são de -64,2% e -29,9% para os Modelos 3 e 5, respectivamente. Considerando agora os cantos da abertura, naquele disposto à esquerda foram obtidas tensões de tração com intensidades iguais a 11,8 MPa, 6,4 MPa e 10,3 MPa, segundo os Modelos 1, 3 e 5, e naquele disposto à direita tensões de compressão com intensidades iguais a 10,0 MPa, 8,7MPa e 9,7 MPa. Esses resultados indicam diferença igual a -45,8% para o Modelo 3 e de -12,7% para o Modelo 5, associadas ao lado tracionado da abertura, e diferenças iguais à -13,0% e -3,0% para os Modelos 3 e 5, respectivamente, associada ao lado comprimido. Estes resultados indicam que há redução das concentrações de tensões normais quando se incorpora na modelagem a extensão dos apoios da viga. Essas reduções ocorreram tanto nos próprios apoios como em trechos próximos, como é o caso do canto tracionado da abertura de porta.

Figura 3.31 – Tensões na base da parede: (a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor.

Com relação às tensões de cisalhamento, Figura 3.31(b), obtiveram-se na extremidade esquerda intensidades iguais a 1,9 MPa, 0,8 MPa e 1,4 MPa, segundo os Modelos 1, 3 e 5, respectivamente, e na direita 1,6 MPa, 0,5 MPa e 1,2 MPa. Novamente tomando-se como referência o Modelo 1, verifica-se que à esquerda o Modelo 3 apresenta uma redução de 57,9%, e o Modelo 5 uma redução de 26,3%, e à direita as diferenças são de -68,7% e -25,0% para os Modelos 3 e 5.

O Quadro 4.5 apresenta a comparação geral das máximas tensões obtidas na base da parede, com valores nas extremidades à esquerda e à direita.

Quadro 4.5 - Comparação das tensões na base da parede

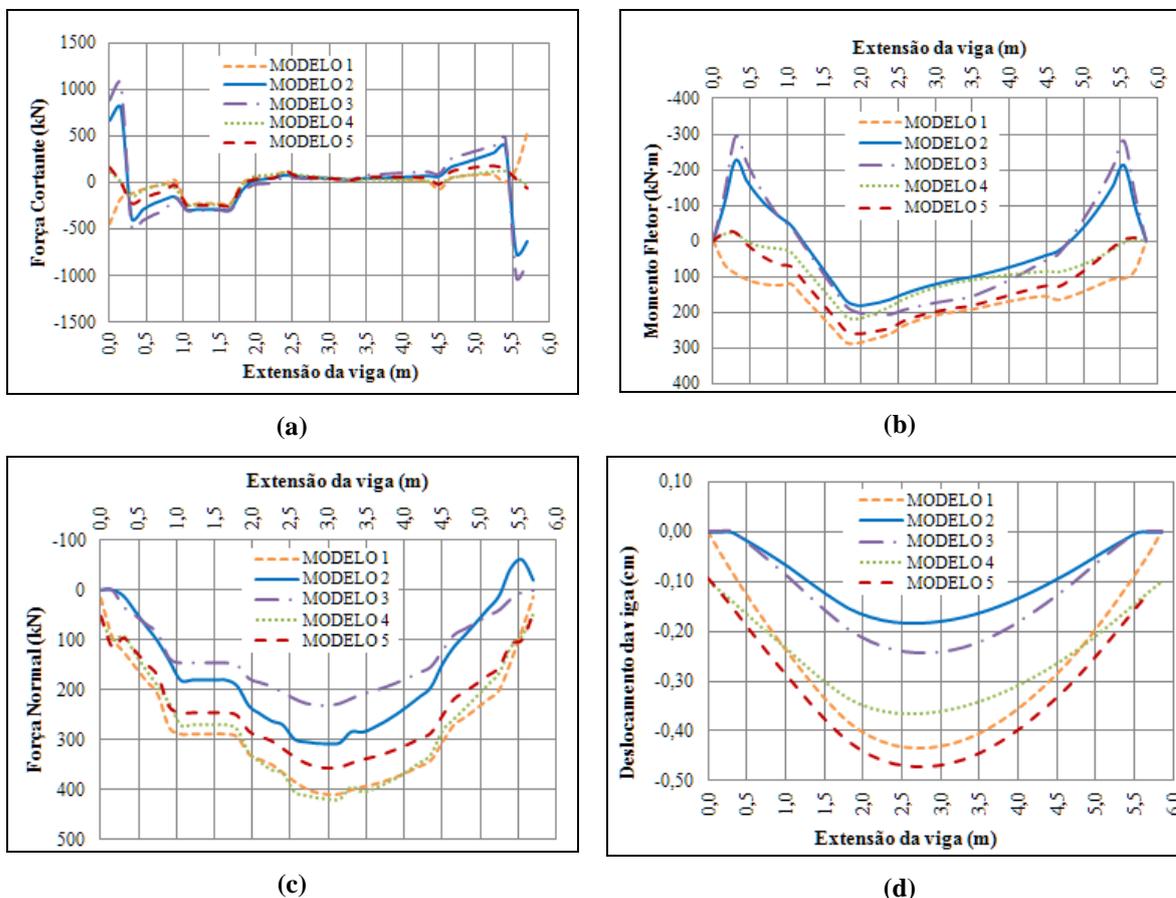
MODELOS	TENSÕES NA BASE DA PAREDE			
	NORMAL (MPa)		CISALHANTE (MPa)	
	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)
VALORES NA EXTREMIDADE ESQUERDA				
Modelo 1	23,4	--	1,9	--
Modelo 3	6,4	-72,6%	0,80	-57,9%
Modelo 5	17,8	-23,9%	1,40	-26,3%
VALORES NA EXTREMIDADE DIREITA				
Modelo 1	18,7	--	1,6	--
Modelo 3	6,7	-64,2%	0,50	-68,8%
Modelo 5	13,1	-29,9%	1,2	-25,0%

Fonte: Autor.

A partir desses resultados pode-se comentar que o Modelo 3 não foi capaz de captar os picos de tensões normais e cisalhantes que ocorrem nas extremidades da parede para os Modelos 1 e 5, e que o Modelo 5 apresenta redução significativa destes valores se comparado ao Modelo 1, fato que pode ser associado à menor deformação do elemento de apoio da parede que, neste caso, é o próprio pilar. Da mesma forma, verifica-se nos gráficos que os resultados dos Modelos 2 e 4, em elementos finitos, se assemelham aos seus correspondentes Modelos 3 e 5, com pórtico equivalente, tal como discutido no capítulo anterior.

Os esforços na viga obtidos com os vários modelos estão ilustrados pela Figura 3.32. Para as forças cortantes, Figura 3.32(a), foram obtidas na extremidade esquerda intensidades iguais a 440,0 kN, 481,8 kN e 220,0 kN, segundo os Modelos 1, 3 e 5, correspondendo a diferenças iguais a +9,5% e -50,0%, dos Modelos 3 e 5 em relação ao Modelo 1. Na extremidade direita foram obtidas intensidades iguais a 544,8 kN, 479,8 kN e 174,5 kN, segundo os Modelos 1, 3 e 5, respectivamente, e correspondentes às diferenças de -11,9% e -68,0% dos Modelos 3 e 5 em relação ao Modelo 1. Ressalta-se que os valores aqui discutidos foram extraídos da região do apoio que representa a face do pilar, de modo que os picos apresentados pelo gráfico do Modelo 3 foram desprezados, tendo em vista que se localizam no interior do pilar e não interessam ao dimensionamento da viga. Ressalta-se que essas reduções consideráveis associadas ao Modelo 5 devem ser atribuídas à extensão do apoio, de modo que nos casos de apoio curto os resultados devem se aproximar daqueles do Modelo 1.

Figura 3.32 – Esforços e deslocamentos na viga de suporte: (a) Força cortante; (b) Momento fletor; (c) Força normal; e (d) Deslocamentos verticais.



Os momentos fletores – ilustrados pela Figura 3.32(b) – resultaram em intensidades máximas, imediatamente à direita da abertura de porta, iguais a 286,0 kN.m, 205,4 kN.m e 260,3 kN.m, de acordo com os Modelos 1, 3 e 5, respectivamente, correspondendo a diferenças percentuais iguais a -28,2% e -9,0%, dos Modelos 3 e 5 em relação ao Modelo 1. Para o Modelo 3 surgiram momentos negativos nas regiões sobre os apoios com intensidades máximas iguais a 293,7 kN.m e 280,8 kN.m, à esquerda e à direita, respectivamente. Esses momentos surgem devido à continuidade dos trechos de viga entre os vínculos dos apoios.

Com relação às forças normais, ilustradas pela Figura 3.32(c), foram obtidas intensidades associadas aos Modelos 1, 3 e 5, respectivamente iguais a 409,0 kN, 230,4 kN e 357,1 kN. Isto corresponde a diferenças percentuais de -43,7% e -12,7%, dos Modelos 3 e 5 em relação ao Modelo 1.

No Quadro 4.6 há uma comparação geral dos esforços obtidos na viga de apoio. São apresentados os valores máximos nas extremidades esquerda e direita para o esforço cortante e os valores de máximos, não necessariamente no meio do vão, para o esforço normal e o momento fletor.

Quadro 4.6 - Comparação dos esforços na viga de apoio

MODELOS	ESFORÇOS NA VIGA DE APOIO					
	CORTANTE (kN)		NORMAL (kN)		MOMENTO FLETOR (kN-m)	
	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)
VALORES NA EXTREMIDADE ESQUERDA			VALOR MÁXIMO			
Modelo 1	440,0	--	409,0	--	286,0	--
Modelo 3	481,8	9,5%	230,4	-43,7%	205,4	-28,2%
Modelo 5	220,0	-50,0%	357,1	-12,7%	260,3	-9,0%
VALORES NA EXTREMIDADE DIREITA			--	--	--	--
Modelo 1	544,8	--	--	--	--	--
Modelo 3	479,8	-11,9%	--	--	--	--
Modelo 5	174,5	-68,0%	--	--	--	--

Fonte: Autor.

Quanto aos deslocamentos da viga, ilustrados pela Figura 3.32(d), foram obtidos valores máximos iguais a 0,43 cm, 0,24 cm e 0,47 cm, de acordo com os

Modelos 1, 3 e 5, que correspondem às diferenças percentuais de -44,2% e +9,3% dos Modelos 3 e 5 em relação ao Modelo 1.

Analisando os resultados de todos os esforços na viga, percebe-se que o Modelo 5 apresenta redução das intensidades em comparação com o Modelo 1, de forma mais expressiva nas forças cortantes. Este fato pode ser explicado pelo menor vão livre da viga e também pela ocorrência da interação que faz com que parte das cargas migre diretamente para os apoios, sendo que no Modelo 5, diferentemente do Modelo 1, há o pilar discretizado que absorve diretamente parte destes esforços. No tocante aos deslocamentos verticais, o Modelo 5 apresentou maior deformação. Porém, deve-se frisar que ao deslocamento da viga está associado o deslocamento vertical do pilar, e que a ordem de grandeza destes valores é muito pequena em correspondência ao vão da viga.

Também a partir de análise global das tensões na base da alvenaria e dos esforços na viga é possível perceber a semelhança no aspecto das curvas e a proximidade das intensidades entre os Modelos 2 e 3, e, em comparação separada, entre os Modelos 4 e 5. As maiores diferenças entre tais modelos aconteceram para as tensões de cisalhamento na base da parede e para os deslocamentos da viga. Contudo, é válido comentar que, embora esses resultados correspondam a grandes diferenças percentuais, os valores são relativamente baixos.

3.3.2.2. Painel com aberturas de porta e janela

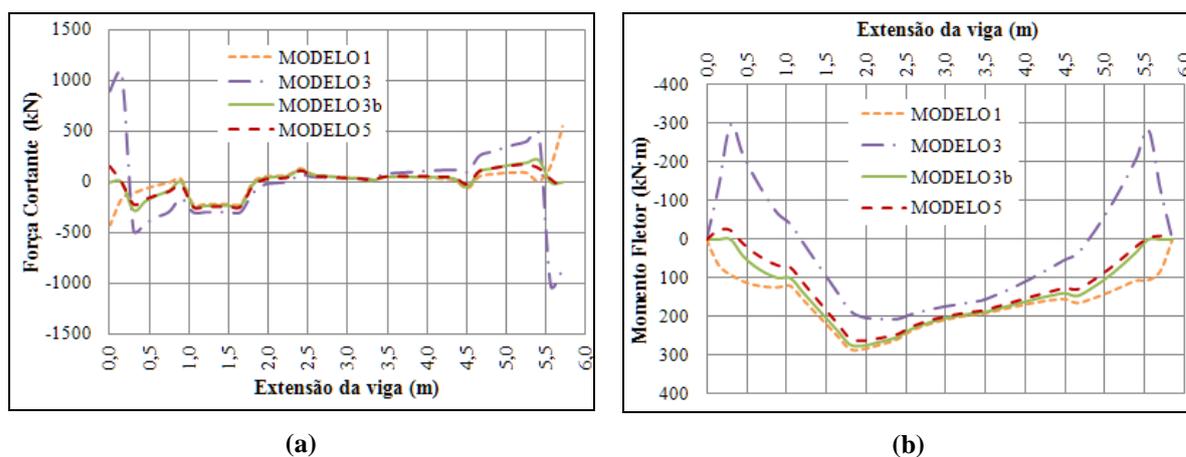
Os resultados obtidos com esta configuração de painel foram omitidos, uma vez que, após uma avaliação geral dos resultados, constatou-se comportamento idêntico aos painéis que possuem apenas abertura excêntrica de porta, tanto para o aspecto das curvas como para as correspondentes intensidades, não sendo observadas diferenças significativas. A semelhança de comportamento entre os dois tipos de painéis estudados pode ser justificada pela ocorrência de uma concentração de tensões de compressão à direita da abertura de porta, o que, em conjunto com a concentração no apoio à direita, constituem a formação de um arco intermediário na viga. Dessa forma, o posicionamento da janela coincide aproximadamente com o trecho central desse arco intermediário, de modo que não influencia os fenômenos associados à interação parede-viga. É importante ressaltar que não foram testadas

variações nas dimensões destas aberturas, e que se torna necessário um estudo mais detalhado tratando deste aspecto, a fim de averiguar as alterações na formação do arco no interior da alvenaria.

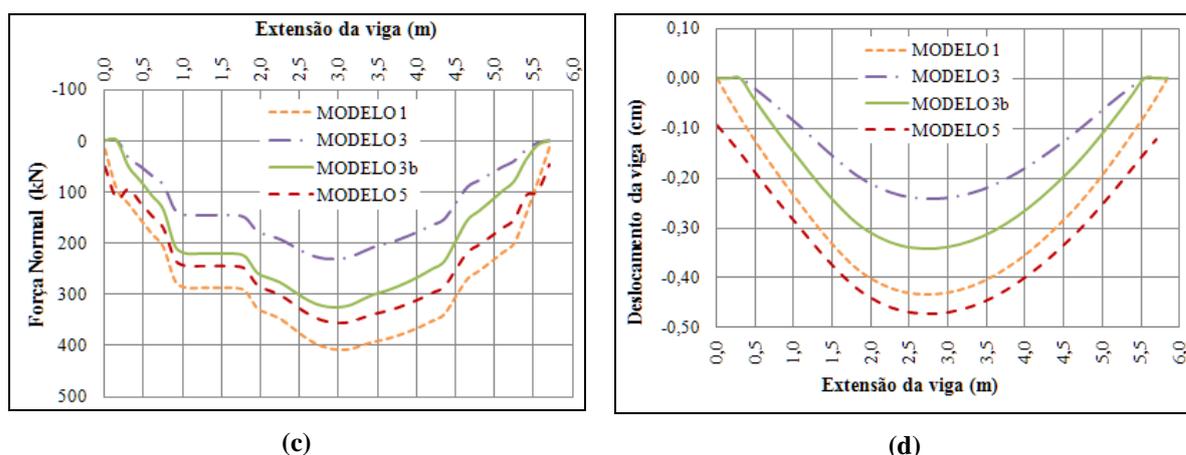
No caso específico do Modelo 3 foram observados resultados destoantes, surgindo assim a necessidade de reavaliação da modelagem. Mediante tamanha discrepância de resultados, foi elaborada uma variação deste modelo, denominado então Modelo 3b. O modelo modificado passa a ter as barras da viga articuladas sobre a região dos apoios, liberando assim a rotação relativa entre essas barras com o intuito de eliminar o momento negativo ocorrido e, por conseguinte, ter uma redistribuição dos esforços. A avaliação do Modelo 3b se restringiu aos resultados da configuração do painel com aberturas de porta e de janela.

A partir da Figura 3.33 verifica-se que os esforços na viga de suporte para o Modelo 3b realmente sofreram redistribuição em relação ao Modelo 3, passando a se comportarem como esperado, assemelhando-se bastante ao Modelo 5 com diferenças percentuais insignificantes. Todavia, apesar dessa mudança de comportamento para os esforços da viga, percebe-se pela Figura 3.34 que os picos de máximas tensões normais e de cisalhamento, na base da parede, nas extremidades à esquerda e à direita, não foram captados tal qual no Modelo 3.

Figura 3.33 – Esforços e deslocamentos na viga de suporte para o painel com aberturas de porta e de janela: (a) Força cortante; (b) Momento fletor.

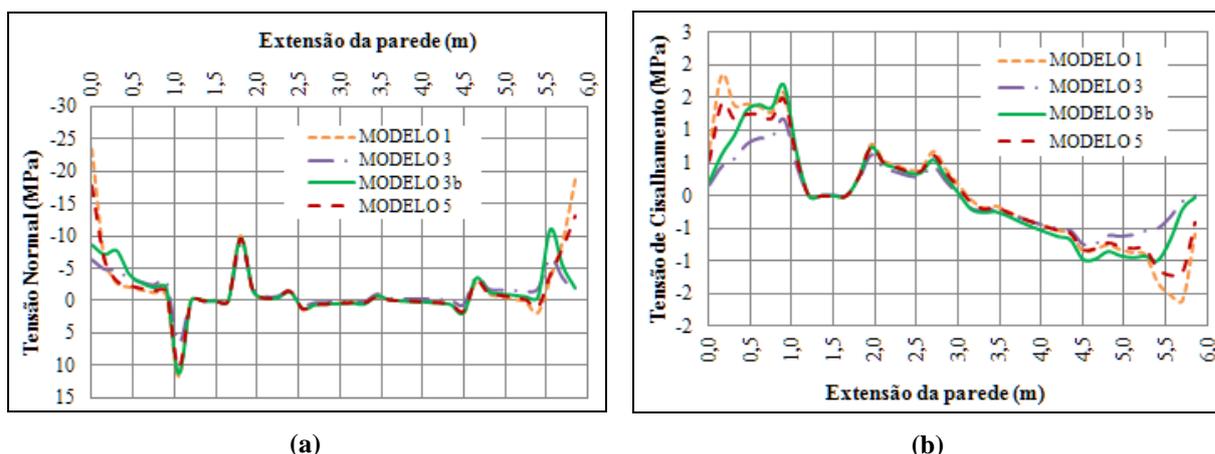


--- Continuação ---



Fonte: Autor.

Figura 3.34 – Tensões na base da parede para o painel com aberturas de porta e de janela:
(a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor.

3.3.3. Comentários

Foi avaliada a influência das condições de apoio na modelagem da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte e, a partir dos resultados analisados e discutidos, foi possível concluir que:

- A simulação da dimensão da seção do pilar através de apoios pontuais é eficiente quanto à previsão dos esforços na viga de suporte, desde que rotuladas as barras da viga que se encontrem no trecho de apoio. Ao contrário, não se mostrou capaz de representar adequadamente os picos de tensões normais e de cisalhamento que ocorrem na base da parede;

- A discretização do pilar com elementos finitos de casca incorpora de forma mais adequada as condições de vinculação da viga, de modo que representa de forma mais coerente os efeitos da interação entre paredes de alvenaria e estrutura de suporte;
- A consideração da dimensão da seção do pilar na definição dos apoios da viga implicou em redução das tensões na base da parede, principalmente as concentrações de tensão normal, assim como redução dos esforços na viga, notadamente as forças cortantes máximas. Tal aspecto pode ser justificado pela presença de apoio para a viga com extensão não muito curta, de modo que a carga vertical passa a migrar diretamente para o trecho do pilar, reduzindo ainda mais os esforços na viga devido à interação com a parede de alvenaria;
- A introdução da abertura de janela, com as características particulares adotadas, não influenciou significativamente os efeitos da interação entre parede e viga de suporte. Este fato pode ser explicado pela formação de um arco intermediário no vão da viga, cujo posicionamento da janela coincide com seu trecho médio.

Embora não tenha sido avaliada neste capítulo, uma alternativa à discretização do pilar com elementos finitos seria sua representação por elementos barra, considerando trechos rígidos nas extremidades da viga para simular a dimensão dos apoios. Por fim, pode-se comentar que o tipo de modelagem da parede, seja com elementos finitos de casca ou de barra, não comprometeu os resultados do sistema Parede-Viga, e sim a forma como são simuladas as condições de apoio que mudam a configuração e intensidade dos esforços.

Vale salientar que os resultados avaliados neste item originaram a seguinte publicação:

- Medeiros, K. A. S.; Nascimento Neto, J. A.; Quim, F. Influência das condições de apoio na nova modelagem da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte. In: Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Natal, 2014. 15 p.

3.4. Variação na modelagem do pórtico equivalente

Em modelos reticulados, cada elemento de barra possui uma área de influência, representando assim toda a superfície do corpo estudado. No caso da modelagem de painéis de alvenaria, a escolha das dimensões de cada elemento de barra é fundamental para que o pórtico represente fidedignamente o painel real em análise. É importante comentar que o modelo então proposto se mostrou bastante sensível à disposição das barras no pórtico equivalente com relação aos esforços da viga, especialmente a força cortante, podendo apresentar variações consideráveis, caso a disposição não seja feita de forma coerente com a rigidez da parede.

A disposição das barras do modelo proposto original foi idealizada com espaçamentos vertical e horizontal constantes, de forma a coincidir a malha com a dimensão dos elementos finitos de casca do modelo de referência. Utilizando o conceito de áreas de influência, entende-se que a continuidade parede-viga seria mais bem representada se a primeira barra horizontal da malha distasse da viga metade do espaçamento horizontal adotado para as demais. Dessa forma, as barras horizontais deixam de coincidir com as juntas horizontais entre os blocos de alvenaria e passam a ser dispostas no eixo longitudinal das fiadas. Objetiva-se com essa variação, portanto, que os esforços na viga de apoio e as tensões na base da parede sejam previstos com maior confiabilidade.

3.4.1. Modelos adotados nas análises

Foram analisados três tipos genéricos de painéis similares aos apresentados no subitem 3.1.1: um correspondente a uma parede com abertura de porta centrada (Figura 3.1); outro com abertura de porta excêntrica em relação ao vão da viga (Figura 3.2) e um último com aberturas de porta e janela (Figura 3.27).

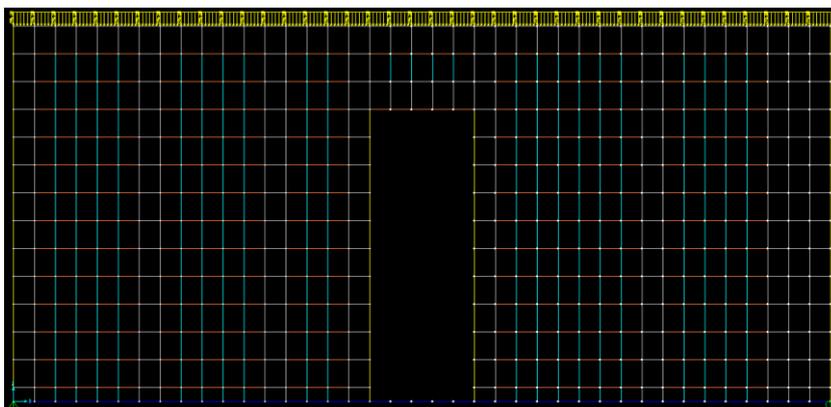
A simulação numérica foi desenvolvida com o pacote de programas computacionais SAP2000®, e os painéis analisados foram modelados com as mesmas características de discretização referidas no subitem 3.1.1. O carregamento vertical e as características geométricas dos painéis, bem como as propriedades dos materiais empregados também são os mesmos adotados no referido subitem. A viga foi considerada simplesmente apoiada para todos os casos.

O primeiro modelo utilizado nesta avaliação, daqui em diante denominado Modelo 1 (modelo de referência), consistiu na discretização em elementos finitos de casca para a alvenaria.

O Modelo 2a consistiu na discretização da parede utilizando o pórtico equivalente para simular a rigidez do painel de alvenaria em seu próprio plano. As barras horizontais coincidem com a face dos elementos de casca do Modelo 1. É possível perceber que dessa forma as barras horizontais estão dispostas nas juntas horizontais dos blocos da alvenaria, sendo estes blocos de $(14 \times 19) \text{ cm}^2 \times 29 \text{ cm}$, com a consideração de 1 cm para as juntas. Conforme anteriormente comentado, em um modelo reticulado em barras, cada uma delas possui uma área de influência que representa uma determinada área do painel real. Utilizando este raciocínio, tem-se que uma barra horizontal abrange uma distância de 10 cm para cima e 10 cm para baixo do seu eixo longitudinal. Lembrando que o espaçamento horizontal é igual a 20 cm, é coerente pensar, então, que se a barra mais próxima da viga estivesse disposta a 10 cm desta, a condição de continuidade parede-viga seria mais eficazmente garantida, embora seja evidente o fato de que as barras verticais, que são ligadas à viga, já garantam a ligação entre a parede e a viga de apoio.

A variação proposta, doravante denominada Modelo 2b, é o objeto de estudo agora avaliado. Neste o espaçamento da barra horizontal mais próxima à viga tem 10 cm, e as demais 20 cm, o que constitui a única diferença entre os Modelos 2a e 2b. A quantidade de barras horizontais e verticais não varia entre os dois modelos. A Figura 3.35 ilustra a distribuição das barras no Modelo 2b, em que se observa a diferença do espaçamento da barra horizontal na base da parede.

Figura 3.35 – Discretização com elementos de barra com variação proposta (Modelo 2b).



Fonte: Autor.

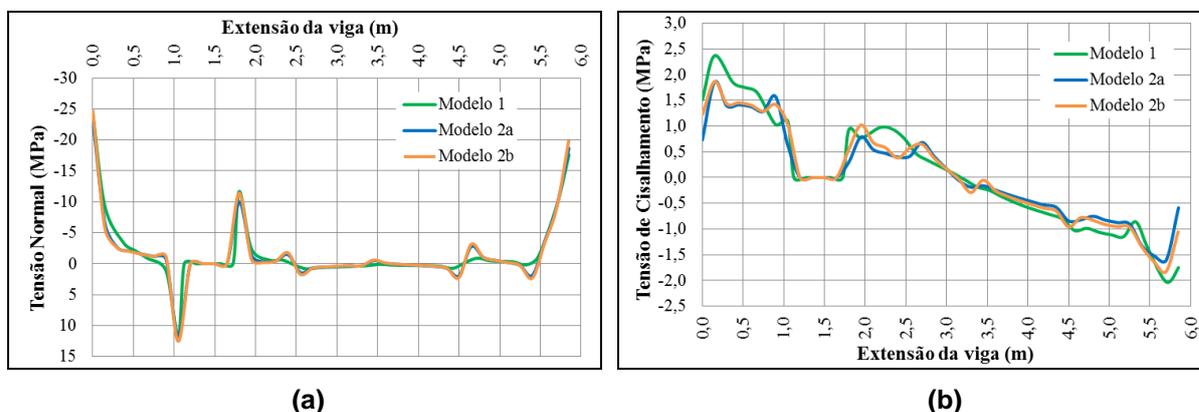
3.4.2. Análises e discussões

Os resultados a seguir apresentados correspondem ao painel com abertura de porta excêntrica. Os resultados para as demais configurações de painéis foram omitidos, evitando assim apreciações repetitivas, pois demonstraram a mesma tendência.

Como para as discussões anteriores, as análises compreenderam a avaliação das tensões normais e de cisalhamento na base da parede, assim como os esforços (forças normais, cortantes e momentos fletores) na viga de apoio. Os resultados dos modelos com a alteração estudada, bem como os resultados fornecidos pelo modelo preliminar em barras, foram comparados com os obtidos pela modelagem utilizando elementos finitos do tipo casca, sempre a tomando como referência para as avaliações.

A Figura 3.36(a) ilustra a distribuição de tensões normais na base da parede. Observa-se o aspecto semelhante das curvas obtidas entre os modelos em barras e em casca. Observa-se, nos gráficos dos modelos em barras, os picos de tensões na região central da parede causados pelos trechos de grauteamento vertical. Contudo, percebe-se que a abertura excêntrica gerou picos bem mais pronunciados na região inferior da abertura, embora ainda muito inferiores aos valores máximos situados nos extremos do vão. Os máximos valores obtidos nos modelos 1, 2a e 2b são iguais a 24,5 MPa, 23,4 MPa e 24,9 MPa, respectivamente. Os modelos 2a e 2b apresentam, em relação ao Modelo 1, diferenças de -4,4% e 1,7%.

Figura 3.36 – Tensões na base da parede com abertura de porta excêntrica: (a) Tensões normais verticais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor.

Com relação às tensões de cisalhamento, ilustradas pela Figura 3.36(b), os valores máximos observados foram iguais a 2,37 MPa, 1,86 MPa e 1,87 MPa, segundo os modelos 1, 2a e 2b, respectivamente. Tomando mais uma vez o Modelo 1 como referência, os valores obtidos pelos modelos em barras apresentaram grandes diferenças, ambos variando cerca de -21%, o que representa, no entanto, pequenas diferenças absolutas.

Os dois modelos em barras (o modelo original e o modelo com a variação proposta) apresentaram variações pequenas entre si, no que diz respeito às tensões na base da parede, sobretudo às cisalhantes. O Quadro 3.7 apresenta a comparação geral das máximas tensões obtidas na base da parede segundo os três modelos.

Quadro 3.7 - Comparação das tensões na base da parede

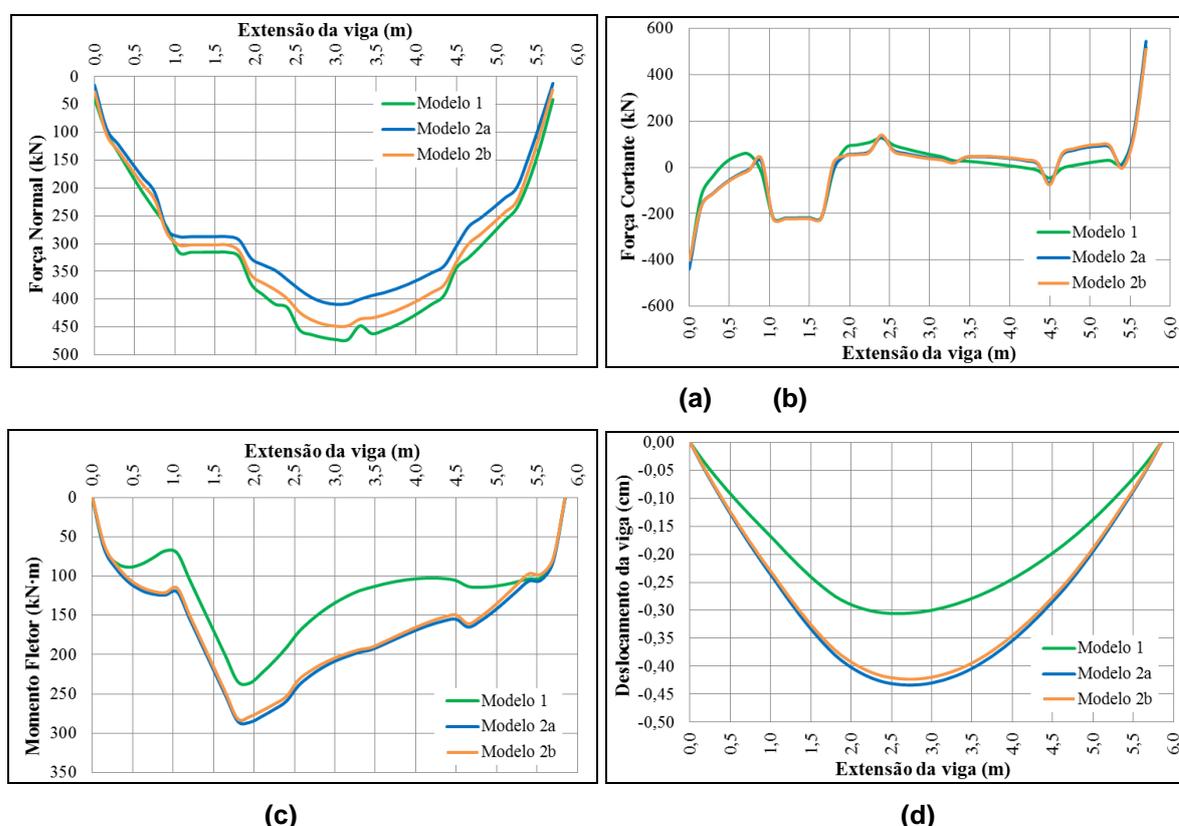
MODELOS	TENSÕES NA BASE DA PAREDE			
	NORMAL (MPa)		CISALHANTE (MPa)	
	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)
Modelo 1	24,5	--	2,37	--
Modelo 2a	23,4	-4,5%	1,86	-21,5%
Modelo 2b	24,9	1,6%	1,87	-21,1%

Fonte: Autor.

Os esforços obtidos na viga são ilustrados pela Figura 3.37. Começando pela força normal, Figura 3.37(a), as máximas intensidades obtidas foram iguais a 472,6 kN, 409,0 kN e 448,4 kN, segundo os modelos 1, 2a e 2b, respectivamente. Em relação ao Modelo 1, os modelos 2a e 2b apresentaram, respectivamente, diferenças de -13,5% e -5,1%, e variações absolutas de -63,6 kN e -24,2 kN. A variação de modelagem proposta no Modelo 2b mostrou, mais uma vez, valores bem mais próximos aos do Modelo 1, com variações percentuais razoavelmente menores que as do Modelo original 2a. Quanto à variação absoluta, o Modelo 2b apresentou 39 kN a mais, em relação ao Modelo 2a. É importante destacar também que o aspecto geral do gráfico do Modelo 2b apresentou maior semelhança com o do Modelo 1, se comparado com o Modelo 2a.

Com relação à força cortante, Figura 3.37(b), os valores máximos se localizaram na extremidade direita do vão, com intensidades iguais a 520,8 kN, 544,8 kN e 515,2 kN, nos modelos 1, 2a e 2b, respectivamente. Essas variações representaram, em relação ao Modelo 1, desvios de 4,6% e -1,1%, para os modelos 2a e 2b, respectivamente, o que demonstra uma maior aproximação do Modelo 2b quanto aos valores máximos.

Figura 3.37 – Esforços na viga de suporte da parede com abertura de porta excêntrica: (a) Força Normal; (b) Força Cortante; (c) Momento Fletor; (d) Deslocamento vertical.



Fonte: Autor.

A Figura 3.37(c) apresenta os resultados dos momentos fletores na viga de suporte. Percebe-se que os valores máximos situaram-se próximos à extremidade direita da abertura (a aproximadamente 2 m do apoio esquerdo da viga), coincidindo exatamente com o pico intermediário de tensão normal de compressão na base da parede, que corresponde a uma força reativa na viga de cima para baixo, justificando o valor de máximo momento fletor nesse ponto. As intensidades máximas obtidas foram iguais a 236,1 kN·m, 286,0 kN·m e 281,8 kN, segundo os

modelos 1, 2a e 2b, respectivamente, correspondendo a diferenças iguais a 21,1% e 19,3% dos modelos 2a e 2b, respectivamente, em relação ao Modelo 1.

O Quadro 3.8 apresenta uma comparação geral dos esforços obtidos na viga de apoio. São apresentados os valores máximos para o esforço cortante e os valores de máximos, não necessariamente no meio do vão, para o esforço normal e o momento fletor.

Quadro 3.8 - Comparação dos esforços na viga de apoio

MODELOS	ESFORÇOS NA VIGA DE APOIO					
	NORMAL (kN)		CORTANTE (kN)		MOMENTO FLETOR (kN·m)	
	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)	VALOR ABS (MPa)	VARIAÇÃO (%)
Modelo 1	472,6	--	520,8	--	236,1	--
Modelo 2a	409,0	-13,5%	544,8	4,6%	286,0	21,1%
Modelo 2b	448,4	-5,1%	515,2	-1,1%	281,8	19,4%

Fonte: Autor.

Quanto aos deslocamentos verticais, ilustrados na Figura 3.37(d), os valores máximos obtidos foram iguais a 0,31 cm, 0,43 cm e 0,42 cm, sendo notória a pequena diferença entre esses resultados dos modelos reticulados.

3.4.3. Comentários

Os resultados obtidos pelas análises realizadas nesta avaliação, que consistiu na proposta de uma variação na constituição básica do modelo de pórtico equivalente, levaram às seguintes conclusões:

- O Modelo 2b mostrou-se mais eficaz em relação ao modelo original para determinar as tensões verticais na base da parede. No que diz respeito às tensões cisalhantes na base da parede, o modelo com a variação testada apresentou resultados muito próximos aos obtidos pela modelagem original em barras, embora fosse esperado que a aproximação da barra horizontal influenciasse essas tensões de forma mais marcante;
- Como já era esperado, a variação de modelagem influenciou de forma mais contundente os esforços na viga de apoio, sobretudo as forças normais,

onde os resultados do modelo proposto se aproximaram significativamente mais do modelo em elementos finitos de casca que os do modelo original.

- O Modelo 2b apresentou melhores resultados na determinação dos momentos fletores na viga de apoio. Em relação aos deslocamentos na viga, os valores obtidos pelo modelo proposto foram praticamente iguais aos do modelo original, embora ligeiramente mais próximos aos do modelo em casca.

Vale salientar que os resultados avaliados neste item serviram como base para a seguinte publicação:

- Lima, P. A. C. (2014). 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, 67 páginas.

CAPÍTULO 4

Comparação com resultados experimentais

4.1. Considerações iniciais

Desde os primeiros estudos realizados sobre o comportamento das estruturas de transição, tornou-se necessária a elaboração de ensaios experimentais com o intuito de comparar seus resultados com os apresentados pelos modelos matemáticos e numéricos outrora vigentes. Segundo Barbosa (2000), ensaios de paredes sem aberturas sobre vigas biapoiadas encontram-se em Rosenhaupt (1962), Burhouse (1969), Stafford Smith & Khan & Wickens (1977) e Navaratnarajah (1981), enquanto que ensaios de paredes com aberturas foram desenvolvidos por Wood (1952), Davies & Ahmed (1976) e Mo Ting Bin (1988). Não foram encontrados na literatura ensaios mais contemporâneos que possam nos fornecer resultados para os materiais empregados atualmente.

Barbosa (2000) simulou numericamente duas paredes mencionadas por Rosenhaupt (1962) e cinco paredes descritas por Davies & Ahmed (1976), utilizando diversos modelos computacionais em elementos finitos, com ou sem elementos de contato na interface parede-viga, a fim de verificar a influência da consideração da não-linearidade de contato na distribuição dos esforços na estrutura. A modelagem consistiu na discretização utilizando-se elementos de chapa planos ou elementos sólidos para a parede, e elementos de chapa ou de barra para as vigas, ou ainda elementos sólidos tridimensionais, tanto para a parede quanto para a viga. Além disso, a autora discorreu minuciosamente sobre o procedimento matemático dos modelos simplificados, aplicando-os também às situações experimentais estudadas.

Este capítulo tem por finalidade simular uma das duas paredes de Rosenhaupt (1962) estudadas por Barbosa (2000), utilizando o modelo de pórtico equivalente, com o objetivo principal de obter uma comparação entre o modelo em barras e um modelo experimental. Embora o modelo de pórtico equivalente tenha sido validado para quaisquer situações usuais de projeto em alvenaria mediante

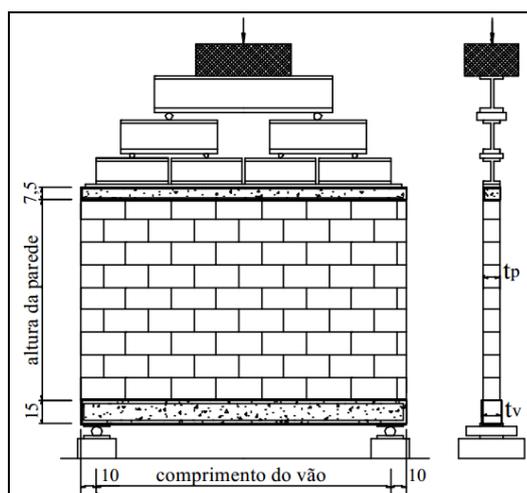
análise comparativa com modelos de referência em elementos finitos de casca, torna-se bastante relevante avaliar seu desempenho frente a estudos experimentais.

4.2. Ensaio de Rosenhaupt (1962)

Com o objetivo de analisar o comportamento real do conjunto parede-viga e submeter os resultados obtidos à comparação com estudos teóricos numéricos, Rosenhaupt (1962) ensaiou até a ruptura 12 paredes de alvenaria estrutural simplesmente apoiadas. As paredes foram submetidas a carregamento vertical uniformemente distribuído em seus topos. A determinação dos modos e cargas de ruptura, bem como uma investigação profunda de alguns parâmetros relacionados às propriedades geométricas e materiais constituintes da parede também foram fatores estudados.

O arranjo experimental de Rosenhaupt, conforme ilustra a Figura 4.1, é constituído de três elementos: a viga de apoio, a cinta superior que recebe a carga (a viga e a cinta possuem alturas constantes em todos os experimentos) e a parede. A armadura da cinta superior, que consiste numa única barra com ϕ 6 mm, também se manteve constante em todos os ensaios.

Figura 4.1 – Arranjo experimental de Rosenhaupt.



Fonte: Barbosa (2000).

O módulo de elasticidade do concreto foi obtido mediante ensaios de prismas sob compressão axial, enquanto o módulo de elasticidade da parede foi medido em

prismas de blocos vazados de concreto. As propriedades físicas e geométricas dos materiais encontram-se na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Propriedades dos materiais utilizados na Parede 7 de Rosenhaupt.

Elemento	Dados do Ensaio	Valor
Bloco	Tipo: vazado de concreto	-
	Dimensões (L x A x C cm)	10 x 10 x 20
	Peso (kg/m ³)	650
	Resistência à compressão (kN/cm ²)	0,145
	E _{bloco} (kN/cm ²)	107
Parede	Espessura (cm)	10,0
	Altura (cm)	126,0
	Comprimento (cm)	207,0
	Resistência à compressão (kN/cm ²)	0,194
	Coefficiente de Poisson	0,18
	E _{parede} (kN/cm ²)	200
Viga de apoio	Comprimento do vão (cm)	187,0
	Armadura	2 ϕ 8
	Seção (cm ²)	7,5 x 15
	E _{viga} (kN/cm ²)	2350
Cinta superior	Seção (cm ²)	10 x 7,5
	E _{cinta} (kN/cm ²)	1750

Fonte: Adaptado de Barbosa (2000).

4.3. Modelos adotados nas análises

Em função da indisponibilidade de informações mais completas sobre alguns dos modelos e resultados obtidos por Rosenhaupt em seu trabalho experimental de 1962, o estudo realizado por Barbosa (2000) aproveitou apenas duas dentre as paredes ensaiadas, as intituladas paredes 1b e 7. A *Parede 1b* é composta por blocos de concreto celular com dimensões de 7,5 x 15 x 25 cm, enquanto que a *Parede 7* possui blocos vazados de concreto com dimensões de 10 x 10 x 20 cm.

Dentre os ensaios citados, foi modelada neste capítulo apenas a *Parede 7*, e em relação à nomenclatura das paredes, foi mantida aquela apresentada por Rosenhaupt (1962).

Conforme comentado na descrição do modelo de pórtico equivalente, foi considerado comportamento elástico-linear para os materiais, o que condiz com a realidade dos ensaios, os quais foram conduzidos apenas para os materiais em sua fase elástica. No topo da *Parede 7* foi aplicado um carregamento vertical com intensidade de 86,9 kN, valor aplicado no ensaio.

Os modelos simplificados de Stafford Smith & Riddington (1973 e 1977) e Davies & Ahmed (1977) também fazem parte da comparação final das análises.

4.3.1. Modelos numéricos de Barbosa (2000)

Os modelos de Barbosa (2000) admitem a alvenaria como material homogêneo, ou seja, não há uma discretização diferenciada para blocos e argamassas, e consideram a alvenaria e o concreto armado como materiais isotrópicos. A simulação numérica foi realizada com o programa Ansys® 5.5 e a análise incorporou os efeitos da não-linearidade de contato. A *Parede 7* foi simulada por dois modelos: no primeiro deles, denominado Modelo 1, a parede e a cinta superior foram discretizadas em elementos de chapa, a superfície de contato em elementos bidimensionais e a viga de suporte em elementos de barra; o segundo, denominado Modelo 2, possui as mesmas características do anterior, mas não possui elementos de contato. Por conveniência, no decorrer deste capítulo, a nomenclatura desses modelos será mantida. A Tabela 4.2 apresenta as opções de elementos fornecidos pelo programa Ansys® 5.5 que foram utilizadas por Barbosa (2000) em seus modelos.

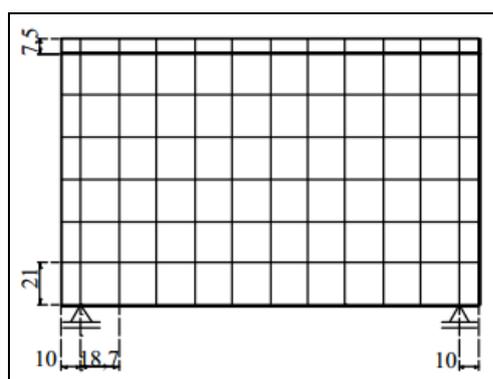
Tabela 4.2 – Tipos de elementos utilizados pelos modelos 1 e 2.

Modelos	Parede	Viga	Contato
Modelo 1	PLANE42	BEAM3	CONTA171/TARGE169
Modelo 2	PLANE42	BEAM3	Nenhum

Fonte: Barbosa (2000).

A Figura 4.2 ilustra a malha utilizada nos Modelos 1 e 2, que tem espaçamentos horizontais e verticais iguais a 18,7 cm e 21,0 cm, respectivamente. Na figura também é possível observar as condições de vinculação, que consistem em apoios simétricos com restrição à translação vertical; para evitar o movimento de corpo rígido, foi colocada uma restrição horizontal na linha média da parede.

Figura 4.2 – Malha adotada por Barbosa (2000) na discretização da Parede 7.



Fonte: Barbosa (2000).

4.3.2. Modelo numérico de pórtico equivalente

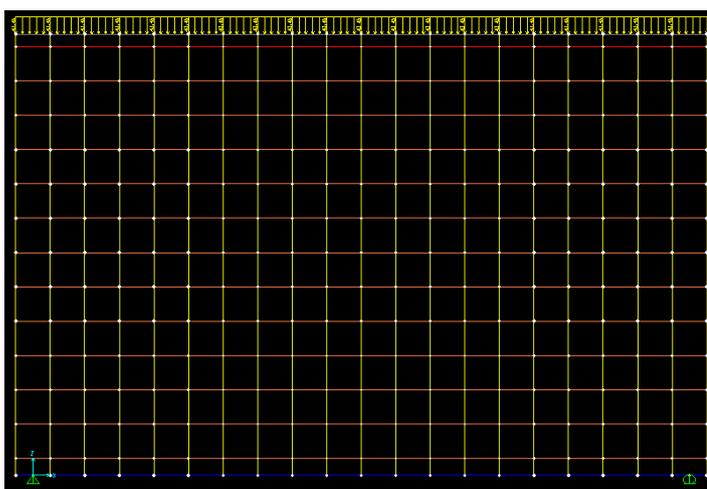
O modelo de pórtico, designado Modelo 3, consistiu na disposição de barras com espaçamentos horizontais e verticais constantes iguais a 10 cm, o que exigiu, por simplificação de modelagem, pequenas adaptações nas dimensões originais da *Parede 7*, cujo vão da viga passou a medir 190 cm, e cujos comprimento e altura da parede passaram a medir 200 cm e 125 cm, respectivamente (as dimensões originais do ensaio podem ser consultadas na Tabela 4.1).

As barras horizontais foram todas dispostas situando-se nos eixos longitudinais das fiadas, conforme discutido no capítulo anterior. Considerando que o bloco vazado de concreto componente da *Parede 7* possui dois furos verticais perpendiculares ao seu eixo longitudinal, as barras verticais estão plotadas no eixo vertical de cada furo, dessa vez, diferentemente da discretização adotada nas discussões anteriores, nas quais as barras verticais situam-se nas faces dos blocos. Assim, a seção transversal tanto das barras verticais quanto das horizontais mede (10 x 10) cm². Quanto aos materiais, foram utilizadas as mesmas propriedades

indicadas na Tabela 4.1, e para o concreto armado foi adotado um coeficiente de Poisson igual a 0,2.

A Figura 4.3 ilustra a distribuição das barras no Modelo 3, na qual se observa a malha adotada, o carregamento sobre as barras da cinta superior e as barras da viga de apoio na base da parede, bem como a posição dos vínculos de apoio.

Figura 4.3 – Discretização da Parede 7 com elementos de barra (Modelo 3).



Fonte: Autor.

A definição da malha foi realizada a partir de análises prévias com três variações. A primeira delas (Malha 1) também possuiu espaçamentos horizontais e verticais iguais a 10 cm, mas conservou as dimensões originais da parede, tornando alguns espaçamentos diferentes dos demais. As barras foram plotadas na face dos blocos, e não nos eixos desses elementos. A segunda (Malha 2) teve espaçamento baseado na malha adotada por Barbosa (2000), com espaçamentos horizontais e verticais que medem, respectivamente, 18,7 cm e 21,0 cm, as barras coincidindo com as faces dos elementos de chapa dos modelos 1 e 2. Por último, a terceira configuração (Malha 3) foi a já descrita anteriormente, ilustrada na Figura 4.3, e a adotada nas análises deste capítulo.

Os resultados do estudo das malhas mostraram que a Malha 1 obteve valores muito próximos aos da Malha 3, porém, com valores máximos de tensão vertical na base da parede e de força normal na viga cerca de 4% mais distantes dos valores experimentais do que a Malha 3. A Malha 2, em relação às demais, apresentou um valor de tensão máxima vertical na base da parede significativamente mais próximo

do modelo experimental, mas se mostrou menos eficiente para prever os valores máximos de força normal e de momento fletor na viga de apoio, superestimando bastante este último.

4.4. Análises e discussões

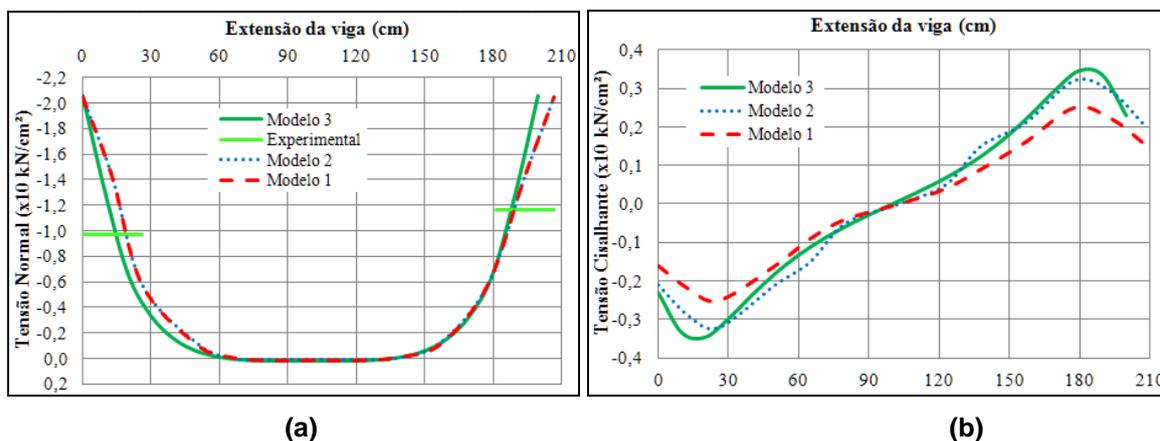
As análises e discussões são conduzidas de modo a confrontar o Modelo 3 com os resultados experimentais de Rosenhaupt (1962), tomando-os sempre como referência, ao mesmo tempo em que serão também comparados com os Modelos 1 e 2 de Barbosa (2000). Foram plotados também, quando disponíveis, os valores correspondentes aos ensaios experimentais.

A Figura 4.4 apresenta as tensões na base da parede segundo os Modelos 1, 2 e 3. Observa-se a semelhança do aspecto das curvas entre os modelos em elementos de chapa e o modelo em barras. Em relação ao valor máximo de tensão normal na base da parede, Figura 4.4(a), os valores obtidos foram bastante próximos nos três modelos, iguais a 0,205 kN/cm², 0,204 kN/cm² e 0,206 kN/cm², segundo os Modelos 1, 2 e 3, respectivamente. O Modelo experimental, no entanto, apresentou valores muito inferiores a estes, obtendo um valor máximo de tensão normal na extremidade direita da base da parede igual a 0,116 kN/cm², valor cerca de 40% menor que os dos modelos numéricos. É possível notar que os Modelos 1 e 2 apresentaram diagramas de tensão normal na base da parede com valores muito próximos, o que permite concluir que a introdução de elementos de contato não influenciou significativamente essas tensões. A discretização da parede em barras também não afetou expressivamente essa distribuição, embora o Modelo 3 também tenha apresentado valores máximos consideravelmente superiores aos do modelo experimental.

Com relação às tensões cisalhantes na base da parede, Figura 4.4(b), observa-se que o Modelo 3 se aproximou bastante do Modelo 2, que não considera elementos de contato, apresentando valores máximos iguais a 0,032 kN/cm² e 0,035 kN/cm², respectivamente. Já a intensidade máxima obtida pelo Modelo 1 foi de 0,025 kN/cm², que representa uma diminuição de 21,9% e 28,6% em relação aos modelos 2 e 3, respectivamente. O modelo em barras, portanto, se comportou de forma semelhante ao modelo sem elementos de contato no que diz respeito às tensões

cisalhantes na base da parede, o que pode ser explicado pela ligação entre as barras verticais da parede e as barras da viga, que impede a separação e o deslizamento na interface parede-viga.

Figura 4.4 – Tensões na base da Parede 7: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor; Barbosa (2000).

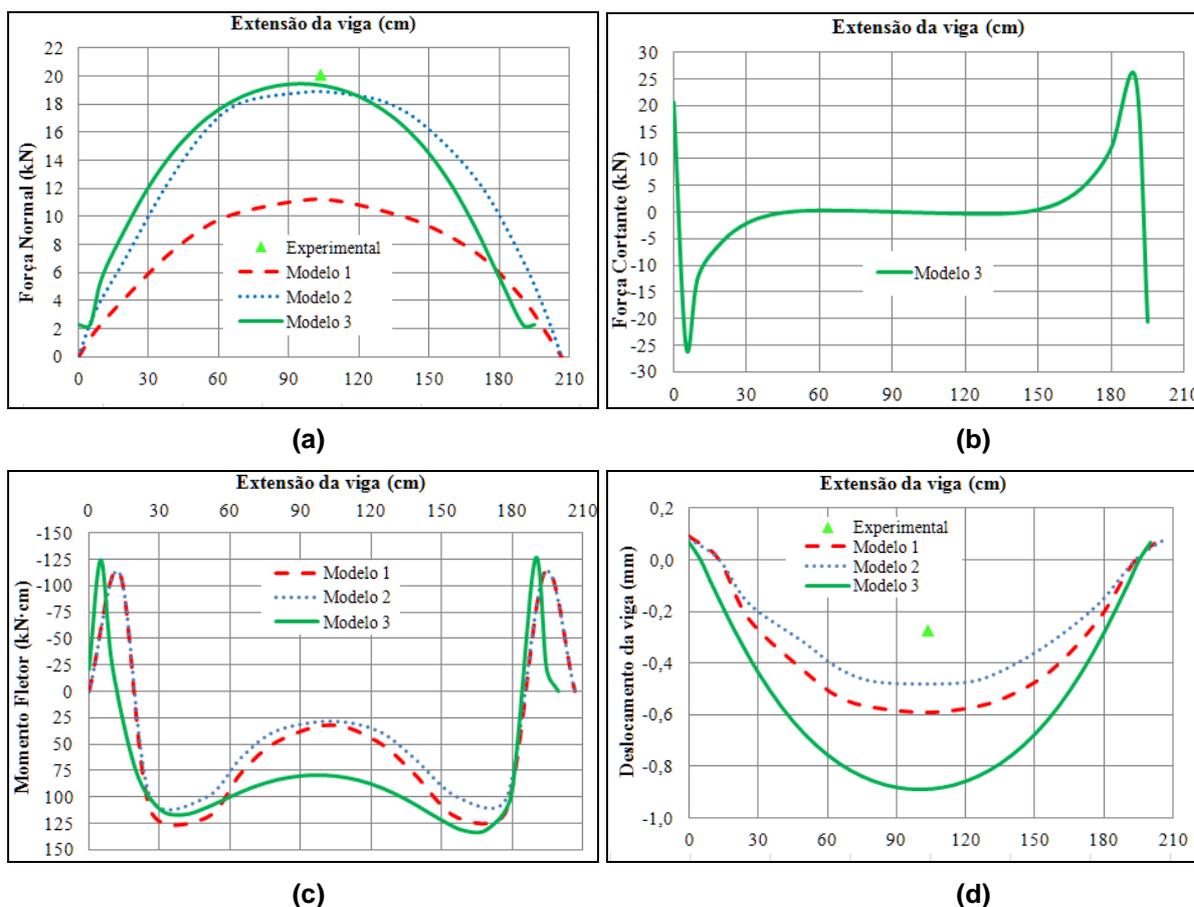
Os esforços na viga de apoio são ilustrados na Figura 4.5. Os diagramas de forças normais dos Modelos 1, 2 e 3 são apresentados na Figura 4.5(a), em que se observa que o modelo em barras se aproximou, mais uma vez, do modelo em chapas sem elementos de contato. Os valores máximos de tração na viga encontraram-se no centro do vão e foram iguais a 11,2 kN, 19,0 kN e 19,4 kN, segundo os modelos 1, 2 e 3, respectivamente, enquanto que o máximo valor obtido no modelo experimental foi de 20,10 kN. Tomando este último como referência, os modelos 1, 2 e 3 variaram, respectivamente, -44,3%, -5,4% e -3,5%, o que significa dizer que o modelo em barras apresentou o melhor desempenho dentre os três para a obtenção de forças normais de tração na viga de apoio.

A Figura 4.5(b) apresenta o diagrama de força cortante obtido pelo Modelo 3, que forneceu uma máxima intensidade igual a 25,02 kN. A análise de Barbosa (2000) não contemplou esses esforços, assim como os ensaios experimentais também não obtiveram tais dados.

Os momentos fletores, ilustrados na Figura 4.5(c), apontam valores máximos iguais a 125,0 kN, 99,15 kN e 132,14 kN, de acordo com os modelos 1, 2 e 3, respectivamente; já no centro do vão os valores foram iguais a 41,16 kN, 31,62 kN e

79,85 kN, respectivamente. Isso mostra que no centro do vão o modelo em barras distanciou-se bem mais dos modelos em chapas que nas regiões em que foram localizados os momentos máximos, já que no centro do vão o Modelo 3 apresentou um aumento de 94% e 153% em relação aos modelos 1 e 2, respectivamente. Em outras palavras, o abaulamento no centro do vão da viga (característico das interações que consideram o efeito arco) foi bem menos pronunciado no modelo em barras, o que é um fato peculiar, já que os diagramas de tensões normais verticais na base da parede, que costumam interferir intimamente nos esforços na viga de apoio – conforme verificado em discussões dos capítulos anteriores – foram praticamente idênticas nos três modelos. Contudo, é importante comentar que no dimensionamento os valores utilizados são os máximos obtidos, e que devido ao efeito arco geralmente não se localizam no centro do vão.

Figura 4.5 – Esforços na viga de suporte da Parede 7: (a) Força normal; (b) Força cortante; (c) Momento fletor; (d) Deslocamento vertical.



Fonte: Autor; Barbosa (2000).

A Figura 4.5(d) apresenta os deslocamentos verticais na viga de suporte, cujas intensidades máximas foram iguais a 0,059 cm, 0,050 cm e 0,089 cm, respectivamente, nos modelos 1, 2 e 3, correspondendo a variações iguais a 119%, 85% e 230%. Entretanto, essas divergências percentuais bastante elevadas correspondem a diferenças de intensidades muito pequenas em correspondência ao vão da viga.

De fato, as avaliações preliminares já haviam mostrado que os modelos em barras apresentam valores de momentos fletores e deslocamentos verticais na viga sempre superiores em relação a modelos em elementos finitos de casca. Já o fato do Modelo 1 ter apresentado valores superiores aos do Modelo 2 pode ser explicado pela presença dos elementos de contato, admitindo a separação na interface parede-viga, aumentando os deslocamentos verticais e os valores de momentos fletores.

A Tabela 4.3 traz um resumo comparativo entre os modelos abordados neste capítulo. É possível observar que, de forma geral, os modelos simplificados apresentam valores bastante superiores aos valores obtidos com os modelos numéricos e o experimental, sobretudo nas tensões normais na base da parede e nos momentos fletores na viga. Nas tensões cisalhantes na base da parede os valores são bem inferiores aos dos modelos numéricos, apontando para números que vão contra a segurança. Isso corrobora a inaplicabilidade dos modelos simplificados para a análise da interação parede-viga.

Tabela 4.3 – Parede 7: Comparação de resultados.

Modelos	Unidades: kN, cm						
	σ_{max}	τ_{max}	M_{max}	M_{centro}	T_{max}	V_{max}	δ_{max}
Smith & Riddington - A	0,440	0,170	566,61	-	21,72	-	-
Smith & Riddington - B	0,690	-	295,77	-	25,56	-	-
Davies & Ahmed	0,420	0,120	1196,40	156,83	24,33	-	0,720
Experimental de Rosenhaupt	0,116	*	*	*	20,10	*	0,027
Chapa - Modelo 1	0,205	0,025	125,00	41,16	11,20	*	0,059
Chapa - Modelo 2	0,204	0,032	99,15	31,62	~19,00	*	0,050
Barras - Malha 3	0,206	0,035	132,14	79,85	19,40	25,02	0,089

(-) método não prevê cálculo

(*) dados não disponíveis

Fonte: Autor; Barbosa (2000).

4.5. Comentários

Os resultados das análises e discussões comentadas neste capítulo permitiram concluir que:

- Nos três modelos, as tensões normais na base da parede apresentaram diagramas bastante semelhantes e valores máximos praticamente idênticos, mostrando que nem a adoção de elementos de contato na interface parede-viga (como foi o caso do Modelo 1), nem a modelagem em pórtico equivalente influenciou na distribuição e nas intensidades máximas dessas tensões. O modelo experimental, por sua vez, apresentou um valor máximo 40% mais baixo que os obtidos pelos modelos numéricos;
- No caso das tensões cisalhantes na base da parede, o Modelo 3 se comportou de forma bastante semelhante ao Modelo 2, sem elementos de contato. Isso mostra que a ligação entre as barras verticais da parede e as barras da viga no modelo em barras impede a separação e o deslizamento na interface parede-viga, gerando valores máximos e concentrações de tensões cisalhantes na base da parede um pouco superiores que nos modelos com elementos de contato;
- Com relação à força normal na viga de apoio, o modelo em barras obteve o melhor desempenho entre os três modelos, apresentando uma máxima intensidade apenas 3,5% menor que a do modelo experimental. Mais uma vez, o Modelo 3 se aproximou bastante do modelo em chapas sem elementos de contato, enquanto o Modelo 1 apresentou um valor máximo bem inferior ao obtido pelo modelo experimental;
- Como já esperado, para os momentos fletores e deslocamentos verticais na viga de apoio o modelo em barras obteve intensidades máximas com valores superiores aos demais modelos.

Vale salientar que os resultados avaliados neste capítulo serviram como base para a seguinte publicação:

- Lima, P. A. C. (2014). 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, 67 páginas.

CAPÍTULO 5

Modelagem Tridimensional

5.1. Considerações iniciais

Propôs-se estudar, neste capítulo, além dos demais aspectos já discutidos nos capítulos anteriores, a influência do efeito tridimensional das amarrações entre paredes, a consideração de apoio entre vigas e a aplicação de forças equivalentes ao vento combinadas aos carregamentos verticais na análise da IAS. Para tal, foi realizada uma modelagem completa com elementos finitos de barras do primeiro pavimento de alvenarias juntamente com a estrutura de pilotis da edificação citada no item 3.2 e ilustrada pelas Figura 3.10 e Figura 3.11. Para efeito de comparação do modelo plano com o tridimensional, foram analisadas as mesmas paredes (Par1, Par6, Par30 e Par34), detalhadas na Figura 3.12.

5.2. Modelo adotado nas análises

No Modelo 3D, cada parede do edifício é representada pela formação do pórtico plano equivalente que, vinculados entre si, conferem ao modelo características de um pórtico tridimensional. Foram consideradas as prescrições básicas do modelo de pórtico equivalente com as devidas modificações enunciadas no decorrer dos capítulos anteriores. Os valores adotados para as propriedades físico-mecânicas são os mesmos indicados na Tabela 3.1.

Todas as vigas foram consideradas com seção transversal de (35x70) cm². O pilotis tem pé-direito de 3,2m, e todos os pilares foram representados por elementos de barra com a consideração de trechos rígidos nas extremidades das vigas, para simular a dimensão destes apoios. As fundações foram consideradas como apoios indeslocáveis sob os pilares, de modo que não foi levada em consideração a interação solo-estrutura.

Na Figura 5.1, que apresenta a modelagem tridimensional, pode ser observada a discretização em elementos de barra das paredes, das vigas e dos pilares. É possível observar também os vínculos sob os pilares e ainda as orientações dos eixos adotados.

Figura 5.1 - Modelo tridimensional



Fonte: Autor.

Para edifícios de alvenaria estrutural, faz-se necessário considerar a ação de diafragma rígido das lajes, de modo a garantir a eficiência necessária para uma adequada distribuição da ação horizontal entre os painéis de contraventamento. Além disso, por se tratar de um modelo tridimensional, também é importante o efeito do diafragma no travamento do topo das paredes, de modo a evitar qualquer instabilidade numérica durante o processamento do modelo. Dessa forma, a

consideração de diafragma rígido foi incorporada à modelagem por meio de uma opção específica do programa SAP2000®.

Os carregamentos e as forças equivalentes ao vento aplicados no topo das paredes são oriundos da análise estrutural do edifício e subdivididos em quatro tipos. São estes:

- Cargas permanentes (G);
- Cargas acidentais (Q);
- Vento a 90° (V_{90}) – Ação de vento segundo direção paralela ao eixo y e sentido negativo deste;
- Vento a 180° (V_{180}) – Ação de vento segundo direção paralela ao eixo x e sentido negativo deste;

A ação do vento foi incorporada à modelagem aplicando-se forças verticais (tração ou compressão) no topo das paredes, bloco a bloco, de modo a compor os binários correspondentes de acordo com o sentido de atuação do vento.

Segundo a NBR8681 (Ações e segurança nas estruturas - Procedimento), a probabilidade de ocorrência simultânea de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes é muito baixa. Deste modo, devem-se considerar valores combinados de diferentes maneiras, a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Necessitam ser estabelecidas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para que a segurança seja verificada em relação a todos os possíveis estados limites da estrutura.

A verificação da segurança em relação aos estados limites de serviço, não contemplada neste trabalho, é feita em função das combinações de serviço: as quase permanentes, as frequentes e as raras. Já a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos é feita em função das combinações últimas de ações: as normais, as especiais (ou de construção) e as excepcionais. Dentre as combinações últimas, adotou-se as normais no Modelo 3D.

Nas combinações últimas normais, as ações permanentes devem figurar em sua totalidade em todas as combinações, enquanto que para as ações variáveis é necessário considerar uma como a principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico, e as demais ações variáveis como secundárias, admitindo-se

que elas atuem com seus valores reduzidos. Em casos particulares, devem ser consideradas mais duas combinações: numa delas, admite-se que as ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra que sejam favoráveis para a segurança.

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right]$$

onde:

- γ_{gi} é o valor do coeficiente de ponderação das ações permanentes;
- $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;
- γ_q é o valor do coeficiente de ponderação das ações diretas variáveis;
- $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;
- $\Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Considerando a atuação desfavorável das cargas permanentes agrupadas e substituindo os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis pelos valores tabelados em norma (ANEXO C), chega-se às combinações últimas normais, listadas a seguir:

- Combinação 01: Cargas acidentais como ação variável principal e Vento a 90° como ação variável secundária;

$$F_d = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot [Q + 0,6 \cdot V_{90}]$$

- Combinação 02: Cargas acidentais como ação variável principal e Vento a 180° como ação variável secundária;

$$F_d = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot [Q + 0,6 \cdot V_{180}]$$

- Combinação 03: Ação de Vento a 90° como variável principal e cargas acidentais como ação variável secundária;

$$F_d = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot [V_{90} + 0,5 \cdot Q]$$

- Combinação 04: Ação de Vento a 180° como variável principal e cargas acidentais como ação variável secundária.

$$F_d = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot [V_{180} + 0,5 \cdot Q]$$

O software (SAP2000[®]) utilizado na modelagem considera as combinações como dados de entrada e nos fornece os resultados máximos de esforços, tensões e deslocamentos na estrutura a partir da análise da envoltória dessas combinações. Os coeficientes de ponderação (γ_g e γ_q) não são considerados no SAP, tendo assim resultados em função das ações características, e não de cálculo.

5.3. Análises e discussões

As análises foram elaboradas a partir da comparação entre três modelos de pórtico equivalente, a saber:

- Modelo 2D – Modelo plano com atuação total das cargas permanentes e acidentais, sem a consideração das forças equivalentes ao vento;
- Modelo 3D – Modelo tridimensional com atuação total das cargas permanentes e acidentais, sem a consideração das forças equivalentes ao vento;
- Modelo 3DV – Modelo tridimensional com atuação das cargas permanentes, acidentais e das forças equivalentes ao vento através das combinações de ações.

Para as vigas de apoio foram analisados os deslocamentos, bem como os esforços normais, cortantes e os momentos fletores. Também foram avaliadas as tensões normais e de cisalhamento na base da parede.

5.3.1. Parede 1

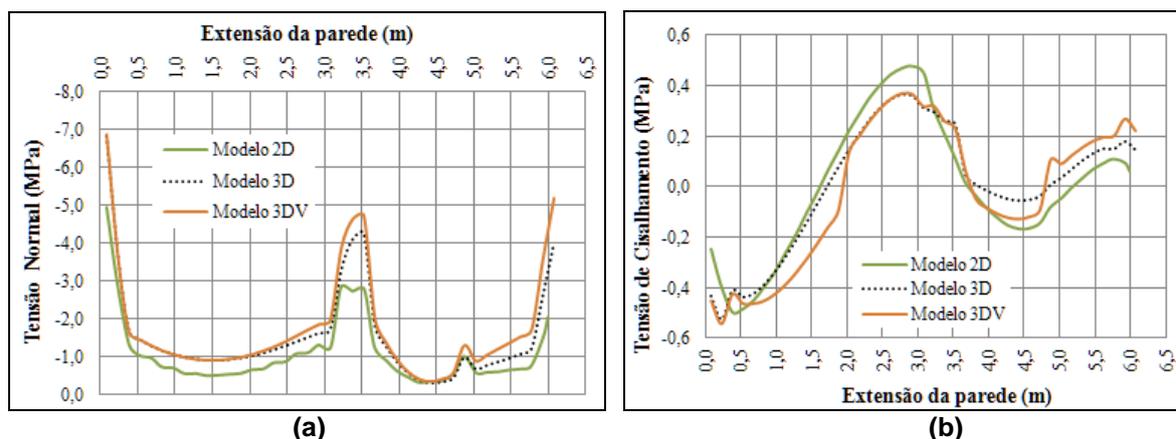
Percebe-se a semelhança no aspecto das curvas das tensões normais na base da parede, ilustradas na Figura 5.2(a), para os três modelos analisados. Entretanto, apesar da proximidade entre as curvas, os modelos tridimensionais apresentaram sempre picos de tensões mais pronunciados do que o modelo plano.

Tomando este modelo como referência, os Modelos 3D e 3DV apresentaram respectivamente um aumento de até 96% e 155% da tensão normal no extremo direito da parede. Este grande aumento de tensão pode ser atribuído ao efeito de amarração entre as paredes, não levado em consideração no modelo plano, uma vez que na modelagem tridimensional uma única barra representa a interseção entre painéis e a mesma recebe carga de ambas as paredes.

Analisando a amarração na extremidade esquerda com a Parede 30, conforme pode ser visto na planta de fiadas ilustrada na Figura 3.11, vemos que, se considerado o efeito de superposição a partir da modelagem plana, as tensões normais somadas resultam em 7,5 MPa, superando cerca de 10% o resultado obtido no Modelo 3D de 6,8 MPa. Analogamente acontece para a amarração com a Parede 34, localizada a 3,4 m da extremidade esquerda, na qual os resultados do Modelo 2D somados chegam a 6,9 MPa contra 4,1 MPa do modelo tridimensional, representando neste caso uma superioridade de quase 70%.

Para a tensão cisalhante na base da parede, apresentada na Figura 5.2(b), o modelo plano apresentou picos de intensidades inferiores aos dos modelos tridimensionais nas extremidades e superiores na região central. Entretanto, os valores absolutos são consideravelmente pequenos, de modo que as diferenças não são significativas para o dimensionamento da estrutura.

Figura 5.2 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.

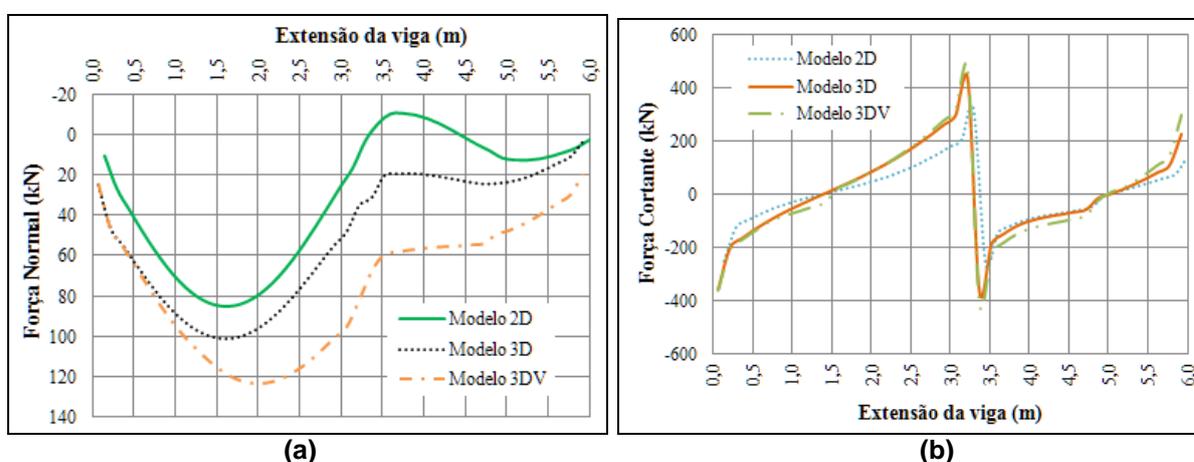


Fonte: Autor.

Na Figura 5.3 são apresentados os esforços normais e cortantes na viga de apoio, onde se percebe a semelhança no formato das curvas. Referente às normais – Figura 5.3(a) –, o modelo plano apresentou compressão na região entre 3,4 m e

4,4 m da viga, e esta não ficou evidenciada nos resultados dos modelos tridimensionais, fato este que pode ser explicado pela consideração de simples apoio pontual no Modelo 2D, não sendo considerada a extensão nem a rigidez dos pilares na modelagem. As máximas diferenças dos Modelos 3D e 3DV em relação ao Modelo 2D para o esforço normal foram, respectivamente, de 19%, 45%. Já para as cortantes, Figura 5.3(b), as máximas diferenças dos Modelos 3D e 3DV em relação ao Modelo 2D foram, respectivamente, de 35%, 49%, localizadas sobre o apoio central.

Figura 5.3 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.

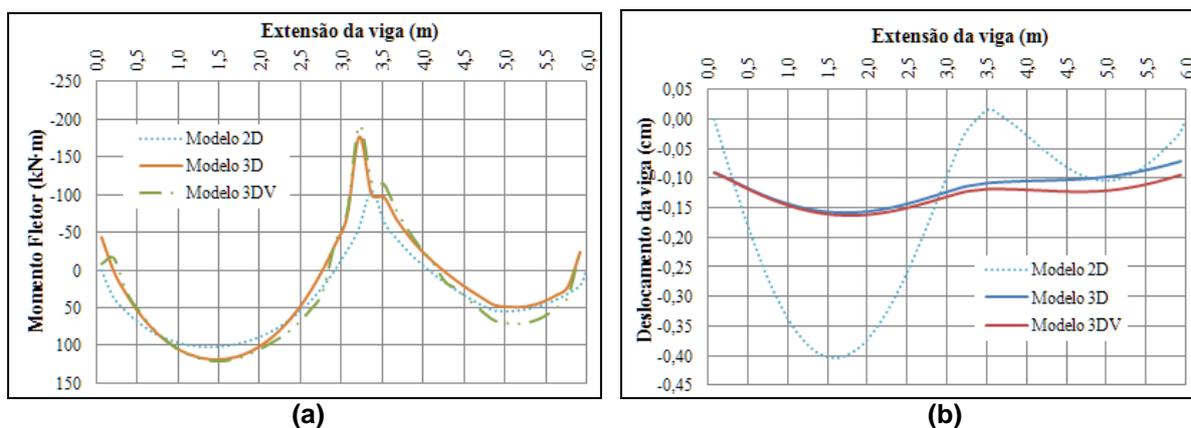


Fonte: Autor.

Os momentos fletores na viga de apoio estão ilustrados na Figura 5.4(a), na qual se percebe grande semelhança das curvas. Obtiveram-se diferenças significativas para o momento negativo sobre o apoio central, chegando a acréscimos de 68% e 82% dos Modelos 3D e 3DV, respectivamente, em relação ao Modelo 2D. Estes valores podem ser explicados pela vinculação com o pilar e com a viga ortogonal V33 (sob a Parede 34), visto que na região central dos vãos não foi notória a diferença.

Com relação aos deslocamentos, ilustrados na Figura 5.4(b), as máximas diferenças dos modelos tridimensionais em relação ao modelo plano são da ordem de -60%. É relevante comentar que, para os Modelos 3D e 3DV, parte do deslocamento da viga está associado diretamente à deformação axial dos pilares de apoio. Logo, as deformações relativas das vigas são ainda menores nestes casos. Sobretudo para todos os modelos, os valores absolutos são considerados pequenos em correspondência aos vãos da viga, estando bem abaixo dos limites de serviço.

Figura 5.4 - Esforços e deslocamentos da viga: (a) Momento Fletor; (b) Deslocamentos.

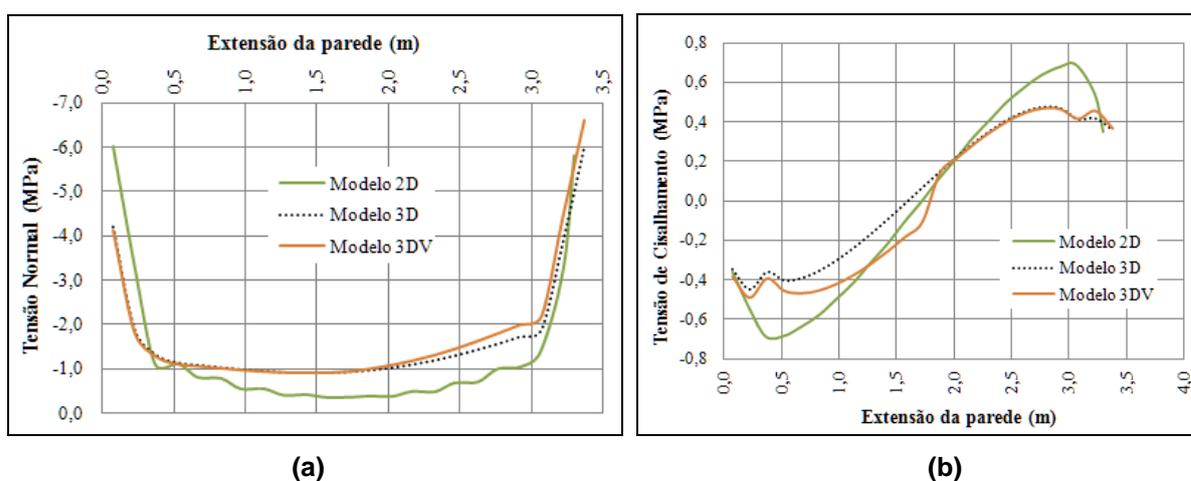


Fonte: Autor.

5.3.2. Parede 6

Na Figura 5.5(a) são ilustradas as tensões normais na base da parede para os três modelos analisados. Na extremidade esquerda da parede, o Modelo 2D apresentou pico mais pronunciado que os demais modelos, superando em aproximadamente 43%, já na extremidade direita apresentou valor cerca de 12% abaixo. Não foram registradas diferenças significativas entre os modelos tridimensionais.

Figura 5.5 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor.

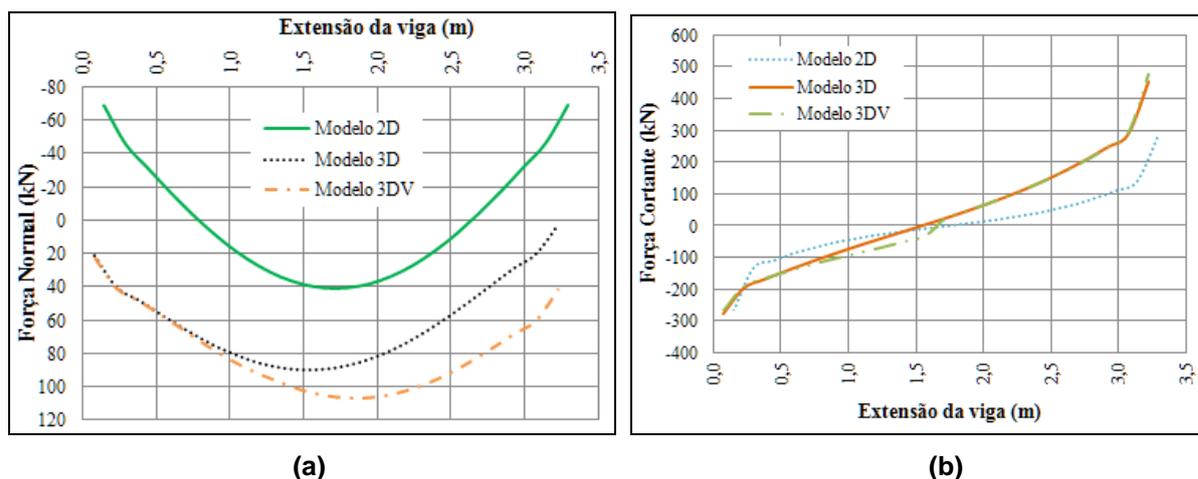
Avaliando a amarração na extremidade esquerda com a Parede 30 (vide Figura 3.11), nota-se que, considerando o efeito de superposição, as tensões

normais da modelagem plana somadas resultam em aproximadamente 7,5 MPa, superando em cerca de 77% o resultado obtido no Modelo 3D de 4,2 MPa. Para a amarração na outra extremidade, com a Parede 34, os resultados do Modelo 2D somados chegam a 6,3 MPa contra 6,0 MPa do modelo tridimensional, não apresentando uma diferença significativa.

No caso das tensões cisalhantes na base da parede – apresentadas na Figura 5.5(b) – os Modelos 3D e 3DV apresentaram redução máxima da ordem de 30%, não sendo perceptível uma diferença entre os modelos tridimensionais. Vale ressaltar que os valores registrados foram consideravelmente baixos.

Na Figura 5.6(a) verificam-se os esforços normais na viga de apoio. É possível notar claramente que os modelos tridimensionais apresentaram valores superiores ao modelo plano. As diferenças no meio do vão foram de 29% para o Modelo 3D e 54% para o Modelo 3DV em relação ao Modelo 2D. Além destas diferenças absolutas, percebe-se que o modelo plano captou esforço de compressão nas extremidades à medida que os modelos tridimensionais já apontavam esforço de tração. Tal fato pode ser explicado pela não deslocabilidade horizontal dos apoios no Modelo 2D, enquanto que nos Modelos 3D e 3DV os pilares possuem esse grau de liberdade.

Figura 5.6 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.



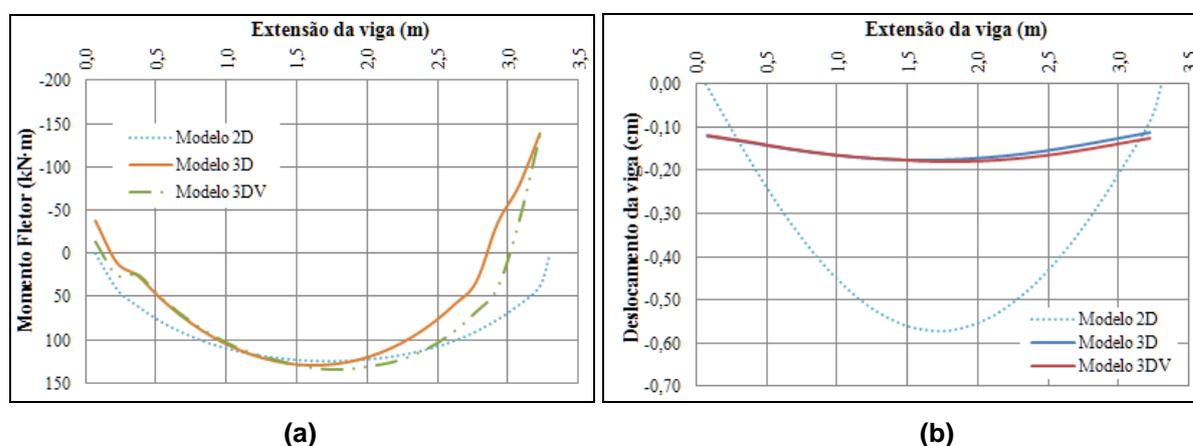
Fonte: Autor.

As forças cortantes na viga, Figura 5.6(b), foram muito semelhantes entre os Modelos 3D e 3DV, sem diferença significativa em relação ao Modelo 2D no canto esquerdo da parede. Porém, no canto direito as diferenças foram grandes, chegando

a 70%. Essa diferença pode ser explicada pela vinculação com o pilar e com a viga transversal V33, pois esta apresenta grande esforço nesse ponto.

Nos diagramas de momento fletor, Figura 5.7(a), pode ser notado que as curvas se apresentam quase sobrepostas no trecho central da viga. Contudo, o modelo plano não captou o pico de momento negativo sobre o apoio à direita. O fato da viga não ser contínua e mesmo assim apresentar momento negativo sobre o vínculo demonstra a importância da ligação com o pilar e com a viga transversal.

Figura 5.7 - Esforços e deslocamentos da viga: (a) Momento Fletor; (b) Deslocamentos.



Fonte: Autor.

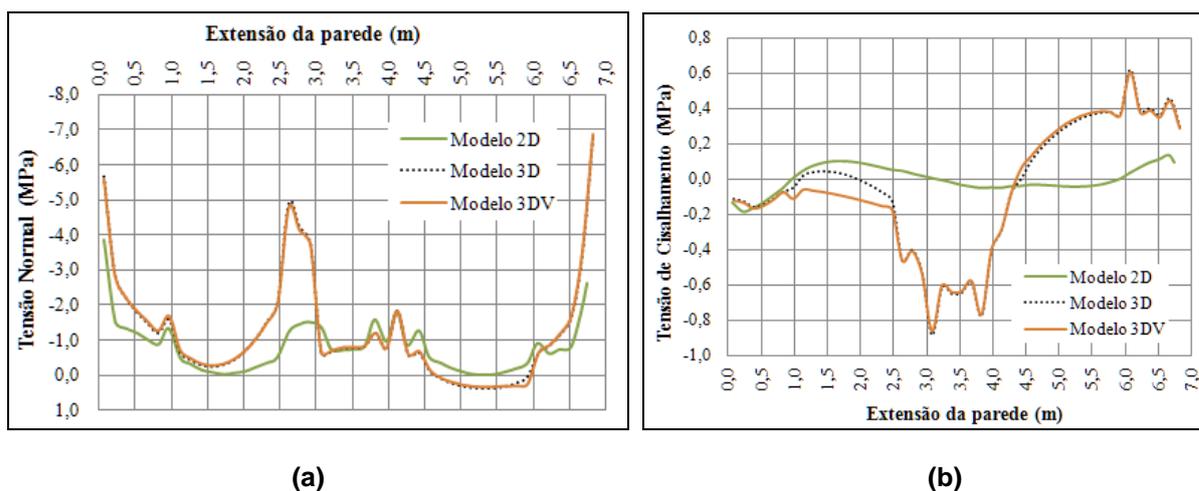
Os deslocamentos da viga – Figura 5.7(b) – foram muito semelhantes entre os modelos tridimensionais, mas estes apresentaram grande redução em comparação ao modelo plano, cerca de -69%. Vale ressaltar que, além da baixa intensidade, a deformação do pilar já está incorporada ao valor, pois se percebe deformação não nula nas extremidades apoiadas.

5.3.3. Parede 30

Nas análises planas realizadas no item 3.2, a viga V29 (sob a Parede 30) foi considerada com quatro pontos de apoio (ver Figura 3.12c), sendo que o segundo vínculo, da direita para a esquerda, é representativo da condição de apoio de viga sobre viga, conforme pode ser melhor observado a partir da Figura 3.10 e da Figura 3.11. Na modelagem tridimensional esse encontro de vigas não possui pilar de apoio, ficando por conta da análise estrutural a designação de qual viga apoia e qual

é apoiada. Conforme julgamento das rigidezes, é plausível ponderar que a viga V4 descarrega sobre a viga V29, de modo que todos os gráficos discutidos a seguir (tensões na base da parede; esforços e deslocamentos da viga) evidenciam a importância deste tipo de consideração.

Figura 5.8 - Tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor.

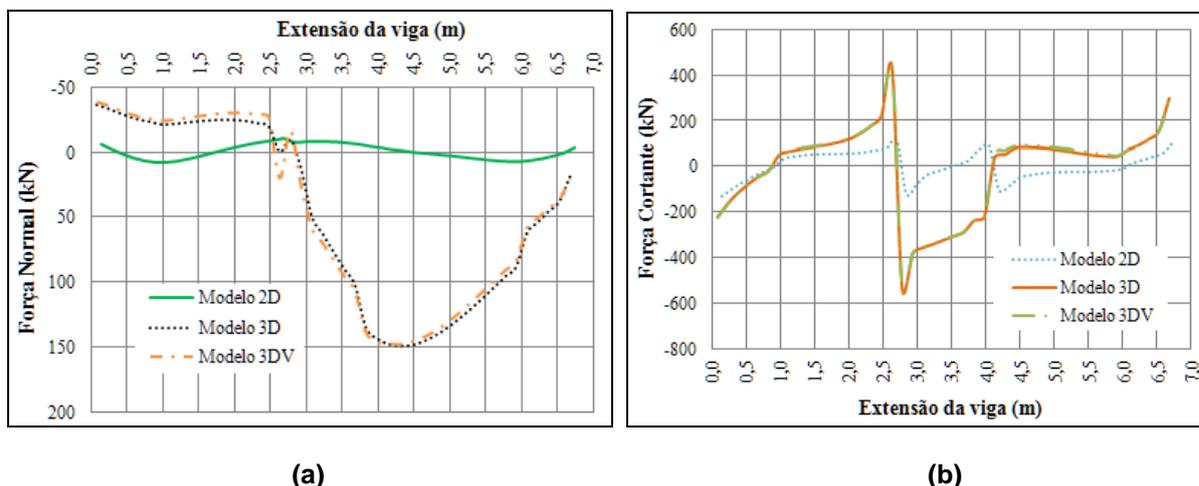
Para as tensões normais e de cisalhamento na base da parede, observadas na Figura 5.8, não foram registradas diferenças significativas entre os modelos tridimensionais, enquanto que estes, se comparados ao modelo plano, apresentam tensões que ultrapassam 200% de diferença, demonstrando o efeito causado pela consideração das vinculações entre paredes e entre vigas.

A Figura 5.9(a) apresenta os esforços normais da viga, onde se percebe com nitidez que, diferentemente dos Modelos 3D e 3DV, o Modelo 2D não captou o pico de esforço localizado na região próxima do apoio de viga sobre viga. Na Figura 5.9(b) estão apresentadas as forças cortantes, das quais os modelos tridimensionais apresentaram, assim como para as normais, valores muito superiores ao do modelo plano, com uma diferença máxima absoluta de aproximadamente 196kN. Tanto para o esforço normal como para a cortante não houve diferenças entre os Modelos 3D e 3DV.

Na Figura 5.10(a), ilustrativa dos momentos fletores, fica mais uma vez evidente a importância da consideração adequada do apoio entre vigas, pois nota-

se, para os Modelos 3D e 3DV, momento fletor positivo intenso causado pela carga aplicada da viga V4 sobre a viga V29, e não ocorrido no Modelo 2D, onde foi considerado apoio rígido simples, apresentando, inclusive, momento fletor negativo.

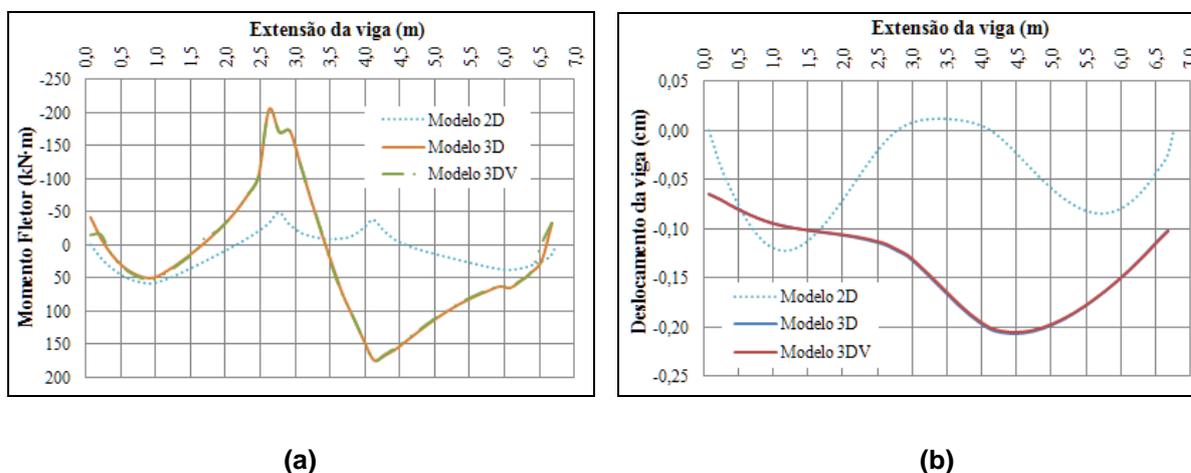
Figura 5.9 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.



Fonte: Autor.

Os deslocamentos da viga, demonstrados na Figura 5.10(b), foram idênticos entre os modelos tridimensionais. Além disso, partir do formato das curvas, ficam evidenciados o deslocamento nulo na região dos apoios centrais para o Modelo 2D e o deslocamento efetivo para os Modelos 3D e 3DV, exatamente onde a viga V4 descarrega sobre a V29.

Figura 5.10 - Esforços e deslocamentos da viga: (a) Momento Fletor; (b) Deslocamentos.



Fonte: Autor.

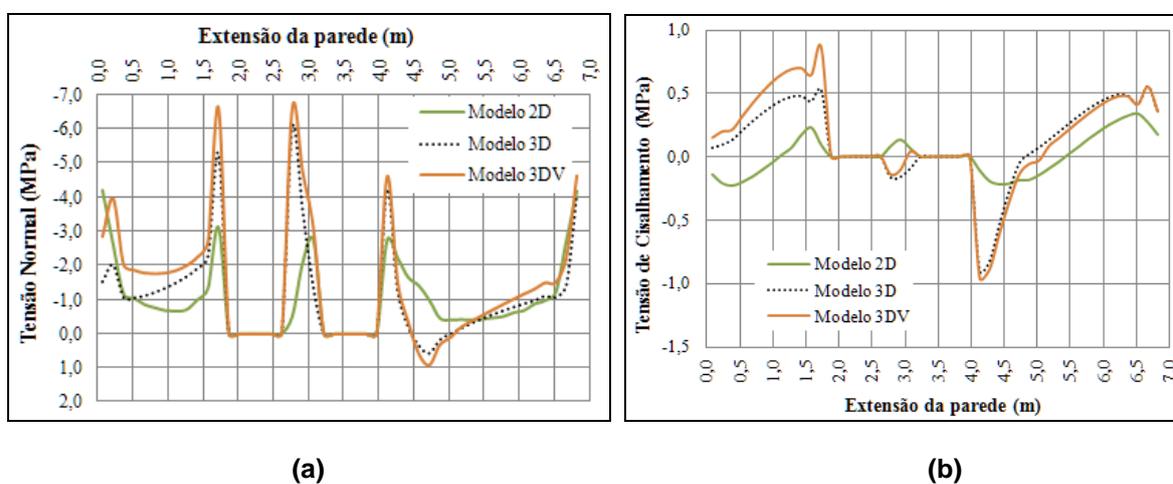
5.3.4. Parede 34

A Parede 34, do mesmo modo que a Parede 30, foi considerada na modelagem plana com quatro apoios pontuais rígidos (vide Figura 3.12(d)). Na modelagem tridimensional, a estrutura foi modelada conforme a fôrma da transição, ilustrada na Figura 3.10, onde se vê apoios de viga sobre viga além de apoio sobre pilar. Esta consideração altera significativamente a distribuição dos esforços e das tensões vistos nos gráficos a seguir, corroborando com as análises da Parede 30.

A Figura 5.11 ilustra as tensões normais e de cisalhamento na base da parede. Percebe-se que os modelos tridimensionais apresentaram picos de tensões mais pronunciados do que o modelo plano. Tomando este modelo como referência, os Modelos 3D e 3DV apresentaram respectivamente um aumento de até 120% e 140% da tensão normal (Figura 5.11a) na região central da parede. Mais uma vez, assim como nas demais paredes, este grande aumento de tensão normal pode ser atribuído ao efeito tridimensional das amarrações entre paredes, dado que uma única barra representa a vinculação entre painéis e a mesma recebe carga de ambas as paredes.

Para a tensão cisalhante na base da parede, apresentada na Figura 5.11(b), o modelo plano sempre apresentou valores inferiores aos dos modelos tridimensionais, chegando a intensidades até 120% menores. Contudo, os valores absolutos são consideravelmente pequenos.

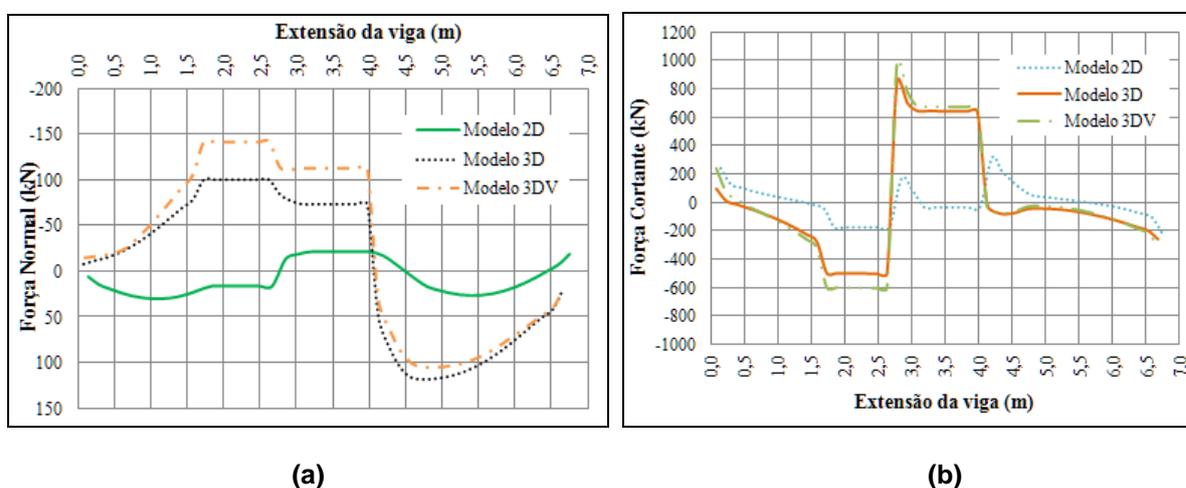
Figura 5.11- Tensões na base da parede: (a) Tensões normais; (b) Tensões de cisalhamento.



Fonte: Autor.

Na Figura 5.12(a) estão apresentados os esforços normais da viga, onde se percebe claramente que o Modelo 2D, diferentemente dos demais modelos, não captou os picos de tração e compressão na viga, que chegam a ser de até 115kN e 150kN, respectivamente, para os Modelos 3D e 3DV, contra 30kN do Modelo 2D. É possível observar também que há uma inversão dos gráficos no trecho de 0m a 2,5m, onde se vê esforços de tração para o modelo plano, enquanto que nos modelos tridimensionais os esforços são de compressão, possivelmente por uma redistribuição dos esforços devido à consideração das condições de apoio da viga. Na Figura 5.12(b) veem-se as forças cortantes, das quais os modelos tridimensionais apresentaram, assim como para as normais, valores muito superiores ao do modelo plano, com uma diferença máxima absoluta de mais de 600kN, que pode ser explicada pela concentração de tensão normal na base da parede na região de amarração com a Parede 6. Tanto para o esforço normal como para a cortante, o Modelo 3DV (com a consideração do vento) apresentou esforços maiores do que o Modelo 3D.

Figura 5.12 - Esforços na viga de suporte: (a) Força normal; (b) Força cortante.

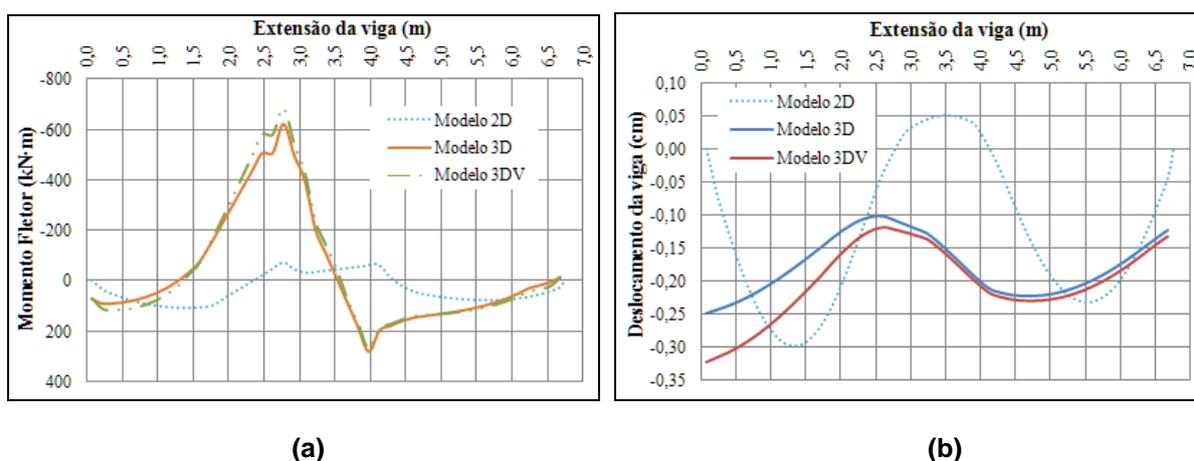


Fonte: Autor.

Os momentos fletores na viga de apoio estão ilustrados na Figura 5.13(a). A distribuição se mostrou muito semelhante à da viga sob a Parede 30. Pode-se observar, para os Modelos 3D e 3DV, além das grandes diferenças de intensidades, momento fletor positivo causado pela carga aplicada da viga V4, e não ocorrido no Modelo 2D, onde foi considerado apoio rígido simples.

É interessante observar na Figura 5.13(a) que os deslocamentos da viga são nulos nos pontos de apoio rígidos para o Modelo 2D, e estes mesmos pontos são deslocáveis para os Modelos 3D e 3DV, devido a serem locais de apoio flexível de viga sobre viga. Vale destacar que, apesar da deformação associada aos apoios (pilares e vigas), estas são de baixa intensidade.

Figura 5.13 - Esforços na viga de suporte: (a) Momento Fletor; (b) Momento Torsor.



Fonte: Autor.

5.4. Comentários

Foram confrontadas neste capítulo modelagens do tipo plana e tridimensional com a intenção de averiguar as diferenças causadas pelo efeito das amarrações entre paredes e pela configuração da vinculação de apoio das vigas. Além disso, foi verificada a influência da aplicação de forças equivalentes ao vento combinadas aos carregamentos verticais. Em decorrência das análises realizadas, foi possível concluir que:

- Para a consideração das ações de vento, foram registradas diferenças significativas quanto às tensões na base dos painéis, para as Paredes 1 e 34. Nas Paredes 6 e 30, a grande semelhança das curvas dos Modelos 3D e 3DV pode ser explicada pelo fato destes painéis não formarem subconjuntos com grande resistência às ações horizontais, devido à grande quantidade de aberturas presentes, bem como à pequena rigidez dos painéis ligados aos correspondentes lintéis;

- No tocante aos esforços nas vigas, considerando a atuação do vento, foi possível constatar que o Modelo 3DV, se comparado ao Modelo 3D, registrou sempre esforços maiores, ou pelo menos de mesma intensidade. Em especial, as diferenças mais significativas ocorreram nas vigas sob as Paredes 1 e 34, corroborando com o item anterior, onde se verificou que esses constituem painéis de contraventamento importantes;
- Confrontando as modelagens plana e tridimensional, confirmou-se a importância do efeito das amarrações entre painéis de alvenaria. Tendo em vista que o canto de amarração é uma região comum a mais de uma parede, as tensões registradas nessa região pelos Modelos 3D e 3DV foram maiores que aquelas obtidas a partir do Modelo 2D. Esta consideração se reflete também para os esforços das vigas, dos quais foi possível observar diferenças significativas, em especial, nas forças normais;
- Com base nas análises das Paredes 30 e 34, constata-se a importância da simulação adequada da vinculação entre as vigas de suporte. Considerar um apoio pontual rígido no cruzamento de viga sobre viga pode levar a resultados errôneos e perigosos, pois se pôde observar que a distribuição de tensões na base das paredes, assim como os esforços e deslocamento das vigas, são substancialmente alterados. É necessário muito cuidado ao avaliar qual viga estará apoiada e qual viga servirá de apoio, de modo a simular adequada e consistentemente a vinculação e a transmissão de cargas entre as vigas da estrutura de transição.

CAPÍTULO 6

Conclusões

6.1. Comentários finais

A pesquisa ora apresentada foi pautada no emprego do modelo de pórtico equivalente plano e tridimensional em sistemas parede-viga, com o objetivo de avaliar a capacidade de simulação deste modelo nas análises da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte, avaliando as consequências e fatores influentes do fenômeno. Vale destacar que foi considerado comportamento elástico linear para os materiais em todas as análises.

A dimensão da malha (ou rede) utilizada na discretização se mostrou essencial na definição de um modelo numérico em elementos finitos. Tanto os modelos reticulados quanto os que utilizam elementos de casca são muito sensíveis a mudanças nas dimensões e no espaçamento dos elementos, demonstrando alteração significativa dos esforços e tensões do sistema, sobretudo as de cisalhamento. No que diz respeito à disposição das barras no pórtico equivalente, uma simples variação nesse arranjo, conforme demonstrado no item 3.4, promoveu melhores condições de continuidade do sistema, influenciando sobretudo o esforço normal da viga. Foi possível verificar ainda que o posicionamento das barras nos eixos dos blocos, longitudinalmente nas fiadas e verticalmente nos furos, aperfeiçoa a modelagem. Para situações de ensaio das paredes, torna-se necessário adequar a malha às dimensões do modelo experimental.

Outro fator importante é a definição adequada das propriedades geométricas das barras. A adoção correta das diferentes seções transversais para barras que representam a alvenaria não grauteada, a alvenaria grauteada, a viga de suporte, cintas, vergas etc., refinam o modelo e garantem simulação mais próxima do comportamento real da estrutura.

A ortotropia na modelagem foi estudada nas Avaliações preliminares, e demonstrou que as tensões máximas na base da parede não foram alteradas

consideravelmente; entretanto, ocorreu redistribuição de esforços na viga de apoio, traduzida por acréscimo nas forças normal e cortante e nos deslocamentos, bem como decréscimo nos momentos fletores para as configurações de painéis analisados.

Com relação ao grauteamento, constatou-se sua influência na distribuição das tensões nas paredes. As regiões grauteadas aumentam localmente a rigidez do painel de alvenaria e fazem surgir concentrações de tensões. No modelo de barras, os trechos de grauteamento vertical causaram picos de tensões verticais na base da parede bem superiores aos do modelo de casca, o que explicou o aumento dos momentos fletores obtidos.

A influência das condições de apoio também foi objeto de estudo na modelagem plana e tridimensional da IAS e, a partir dos resultados analisados e discutidos, foi possível concluir que a simulação das dimensões da seção do pilar através de apoios pontuais não é apropriada, pois não se mostrou capaz de representar adequadamente os picos de tensões normais e de cisalhamento que ocorrem na base da parede. O modelo computacional que mais se aproxima do comportamento real é aquele que contempla a discretização do pilar com elementos finitos de casca ou barra com a consideração de suas dimensões, pois, deste modo, há redução das tensões na base da parede, principalmente as concentrações de tensão normal, assim como redução dos esforços na viga, notadamente as forças cortantes máximas. Essa redução pode ser justificada pela presença de apoio com extensão não muito curta, de modo que parte da carga vertical passa a migrar diretamente para o trecho do pilar.

Em situações de apoio de viga sobre viga, é imprescindível uma avaliação cautelosa de qual viga estará apoiada e qual viga servirá de apoio, uma vez que não pode ser desprezado o carregamento aplicado que surge nessas condições. Além disso, não considerar a deslocabilidade nos encontros entre vigas pode conduzir a resultados demasiadamente equivocados, pois foram verificadas alterações significativas na distribuição de tensões na base das paredes, assim como para os esforços e deslocamento das vigas.

A partir da modelagem tridimensional, foi possível avaliar, além das condições de vinculação de apoio das vigas, os efeitos causados pelas amarrações entre paredes e a influência da aplicação de forças equivalentes ao vento combinadas aos

carregamentos verticais. Devido à ligação entre painéis, tanto as tensões na base das paredes como os esforços nas vigas, registrados pelos modelos tridimensionais, apresentaram intensidades máximas superiores às do modelo plano, visto que os cantos de amarração são regiões comuns a mais de uma parede, de modo que uma única barra vertical representa a vinculação e recebe carga de ambas as paredes. No que se refere às ações do vento, pôde-se verificar que as diferenças mais significativas ocorreram para aqueles painéis que constituem contraventamentos mais rígidos, uma vez que as tensões na base das paredes e os esforços nas vigas foram sempre maiores nestes casos.

A validação do modelo de pórtico equivalente foi dada comparando seus resultados com aqueles obtidos a partir de modelagem com elementos finitos do tipo casca. Foram abordadas situações de painéis genéricos e painéis de um projeto real com diferentes tipos e posicionamento de aberturas, assim como diferentes tipos de vinculações e de dimensões das vigas da estrutura de suporte. Além disso, também foi realizada comparação com o modelo experimental de Rosenhaupt, na qual se procurou obter balizamento mais próximo da realidade, apesar dos ensaios não serem atuais. As análises dos resultados permitiram concluir que:

- Para vigas menos rígidas ocorreram maiores deslocamentos, maiores esforços na parede e, conseqüentemente, maior força normal na viga, e com o aumento da altura desta, o cenário se inverteu. Tal tendência de comportamento reflete o mecanismo básico da interação entre a estrutura de alvenaria e a de suporte em concreto armado;
- O modelo de pórtico equivalente proposto se mostrou muito eficiente na previsão da concentração de tensões normais na base da parede, apresentando diferenças irrisórias em relação ao modelo em elementos finitos. No caso das tensões de cisalhamento, o modelo foi menos eficiente, contudo apresentou-se adequado para representar a distribuição dessas tensões, principalmente a localização dos picos;
- Na avaliação dos esforços na viga de apoio o modelo de pórtico equivalente apresentou valores um pouco maiores nos casos da força cortante, do momento fletor e dos deslocamentos, e um pouco menores para o caso da força normal. Sumamente, mostrou-se muito eficaz para

representar a distribuição desses esforços, inclusive a localização dos picos intermediários;

- Em comparação às análises tradicionais, nas quais não é levada em consideração a interação parede-viga, pode-se afirmar que os momentos na viga de suporte não sofrem apenas alívios, e isto depende consideravelmente dos vãos em análise e das aberturas presentes na parede, podendo sim ocorrer acréscimos. Já os deslocamentos tendem a diminuir consideravelmente, distante de ser um problema na análise de Estado Limite de Serviço.

Por fim, destaca-se o enorme potencial do modelo de pórtico equivalente para aplicação em projetos usuais de edifícios de alvenaria estrutural, pautando-se nos seguintes aspectos:

- Facilidade para interpretação e avaliação dos resultados, pois são expressos em termos de esforços em barras;
- Possibilidade de simular adequadamente a interação parede-viga para qualquer configuração do painel, com ou sem abertura e disposta em qualquer posição;
- Simulação adequada e segura da distribuição de tensões na base da parede e dos esforços na viga de apoio, sempre se verificando semelhança em seu aspecto com intensidades maiores que as obtidas a partir da modelagem com elementos finitos de casca.

6.2. Continuidade da pesquisa

Sugere-se que o modelo de pórtico equivalente apresentado neste trabalho para analisar a interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte seja avaliado incluindo outros efeitos. São estes:

- Interação solo-estrutura;
- Cargas construtivas oriundas da execução da edificação;

- Efeito de torção nas vigas devido a possíveis casos de não coincidência dos seus eixos longitudinais com o alinhamento das paredes sobre elas.

É importante mencionar também a necessidade da realização de mais ensaios experimentais, com a utilização de materiais atuais e sobre vigas contínuas com vãos diferentes, por exemplo, uma vez que é de grande importância a calibração de modelos numéricos com resultados de ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira da Construção Industrializada (1990): Manual técnico de alvenaria. São Paulo, ABCI/Projeto.

Barbosa, P.C. (2000): Interação entre Paredes de Alvenaria Estrutural e Vigas de Concreto Armado. 106f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Davies, S.R.; Ahmed, A.E. (1977): An approximate method for analyzing composite walls/beams. In: International Symposium ON Load-Bearing Brickwork, British Ceramic Society, London. p.305-320.

Hendry, A.W.; Sinha, B.P.; Davies, S.R. (1997): Design of masonry structures. London: E & FN Spon.

Holanda JR., O. G. (2002): Influência de recalques em edifícios de alvenaria estrutural. São Carlos. 224 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Lima, P. A. C. (2014): 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, 67 p.

Lourenço, P. B. (1996): Computational strategies for masonry structures. Delft. 210 p. Thesis – Delft University of Technology.

Liu, Y. P. et al. (2010): Second-order analysis and design of wall-framed structures allowing for imperfections. Advances in Structural Engineering, Hong Kong, v.13, n. 3, p.513-524.

Lu Neng-Yuan; Feng Ming-Shuo; Shi Guo-Bin; Mo Ting-Bin (1985): The behavior and strength of brick and reinforced concrete composite wall beams. In: International Brick/Block Masonry Conference, 7th, Melbourne. Proc. v.2, p.1101-1111.

Martens, D.R.W.; Vermeltfoort, A.T. (2012): The effect of the position of the supports on the behaviour of composite masonry walls. 15th International Brick and Block Masonry Conference, Florianópolis – Brazil.

Medeiros, K. A. S.; Nascimento Neto, J. A.; Quim, F. (2014): Influência das condições de apoio na nova modelagem da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte. In: Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Natal. 15 p.

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

Nascimento Neto, J. A. (2003): Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos. São Carlos. 320p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Nascimento Neto, J. A., Lacerda, E. G. M.L., Florêncio, D. A. (2012): Modelagem da Interação entre Painéis de Alvenaria e Estrutura de Suporte: O Efeito Arco; IBRACON. Maceió – AL.

Nascimento Neto, J. A.; Medeiros, K. A. S.; Quim, F. (2014): Nova modelagem para análise da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte. In: Revista Prisma. 20 p.

Nunes, V. Q. G. (2011): Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado. 2011. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Oliveira, L. M. F. (2009): Cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural. 2009. 270 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

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

Papia, M. (1988): An alternative analysis model for composite wall-beam systems. Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Palermo, Viale delle Scienze, Palermo, Italy. Computers & Structures Vol. 32. No. 1. pp. 149-155.

Quim, F.; Nascimento Neto, J. A.; Medeiros, K. A. S. (2014): Análise sistemática da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte. In: Proceedings of the XXXV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE. Fortaleza. 16 p.

Riddington, J. R.; Stafford Smith, B. (1977): The composite behavior of elastic wall-beam systems. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2. v.63. p.377-391.

Riddington, J.R; Stafford Smith, B. (1978): Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, v.64, p.137-151, February.

Rosenhaupt, S. (1962): Experimental study of masonry walls on beams. Journal of the Structural Divison, ASCE, v.88 , n.ST3, p.137-166.

Silva, T. F. T. (2005): Estudo da interação entre edifícios de alvenaria estrutural e pavimentos em concreto armado. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Stafford Smith, B.; Paradolin, L. (1983): Composite design method for masonry walls on concrete beams. Canadian Journal of Civil Engineering.v.10, p.337-349.

Stafford Smith, B.; Riddington, J.R (1973): The design for composite action of brickwork walls on steels beams. In: IBMC, 3th, Essen. Proceedings. Bonn, Bundesverband der Deutschen Ziegeln dustrie. p.282-290.

Stafford Smith, B.; Riddington, J.R. (1977): The composite behavior of elastic wall-beam systems. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, v.63, p.377-391.

Testoni, E. (2013): Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto por meio de pórtico tridimensional sobre apoios elásticos. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Tomazela, C.A. (1995): Ação conjunta parede-viga na alvenaria estrutural. São Carlos. 249p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Vermeltoort, A.T. (2009): Effects of support conditions on lintel-masonry interaction. In W.W. El-dakhkhni & R.G. Drysdale (Eds.), Proc. 11th Canadian Masonry Symposium, McMaster University, Ontario, (pp. 1-10).

Wood, R.H. (1952): Studies in composite construction. Part 1: The composite action of brick panel walls supported on reinforced concrete beams. London, Her Majesty's Stationery Office. 25p. (National Building Studies, Research Paper n.13).

Yagui, T. (1971): Estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais. 1971. 138 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Yagui, T. (1978): Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço (carregamento crítico de instabilidade). Tese (livre-docência) - Universidade Estadual de Campinas, 1978.

Zhai, Ximei; Guo, Yanfeng; Gao, Song (2012): Analysis of influencing factors on composite action for reinforced grouted concrete block wall-beam. 15th International Brick and Block Masonry Conference, Florianópolis – Brazil.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS COMPLEMENTARES

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2005): NBR 15270-2: Componentes cerâmicos. Parte 3: Blocos cerâmicos para Alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2007): NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2010): NBR 15812-1: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projeto.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2010): NBR 15812-1: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 2: Execução e controle de obras.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2011): NBR 15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projeto.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2011): NBR 15961-2: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 2: Execução e controle de obras.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014): NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria — Requisitos.

Burhouse, P. (1969): Composite action between brick panel walls and their supporting beams. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.43, p.175-194.

Drysdale, G. R.; Hamid, A. A.; Baker, L. R. (1994): Masonry structures - Behavior and design. Englewood Cliffs, Prentice Hall.

David K. Staub. (2005): Photograph of the Monadnock Building in Chicago, Illinois. Date: 30 December 2005 9:59AM. Camera: Olympus C-5500.

Gu, Xianglin; Sun, Dongjie; Sun, Kai; Peng, Bin. (2012): Development of reliability assessment software for existing masonry buildings supported by reinforced concrete frames. 15th International Brick and Block Masonry Conference, Florianópolis – Brazil.

Haseltine, B.A.; Moore, J.F.A. (1981): Handbook to BS-5628: structural use of masonry. Part1: Unreinforced masonry. The Brick Development Association.

Moraes, R. S.; Serafim, J. A.; Parsekian, G. A. (2012): Macro modeling of the arch effect: a parametric study. 15th International Brick and Block Masonry Conference, Florianópolis – Brazil.

Navaratnarajah, V. (1981): Composite action of brick walls supported on beams. In: International seminar/workshop on planning, design, construction of load-bearing brick buildings for developing countries, New Delphi, India. Proceedings... University of Edinburgh. p.204-225.

Rots, J. G. (1991). Numerical simulation of cracking in structural masonry. Heron, v. 36, n. 2, p. 49-63.

SAP2000®. (2005): CSI Analysis Reference Manual. Berkeley, CA - USA: Computers and Structures, Inc.

Stafford Smith, B.; Khan, M.A.H.; Wickens, H.G. (1977): Tests on wall-beam structures. In: International Symposium on Load-Bearing Brickwork, British Ceramic Society, London. p.289-303.

Vulcano, A.; Bertero, V.V., Colotti, V. (1988): Analytical modeling of R/C structural walls. In: WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, 9., 1998, Tokyo-Kyoto. Proceedings... Tokyo-Kyoto: WCEE. p. 41 - 46.

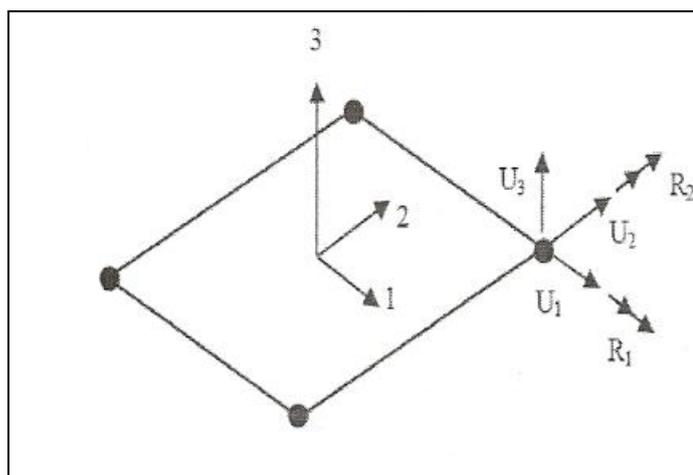
Anexo A – Elemento Casca do SAP2000®

Segundo o Guia do Usuário do programa, o elemento tipo casca (Shell) é indicado para modelagem de lajes, paredes ou placas submetidas à flexão, cortante e força axial. Este elemento é estável de forma independente ante as cargas perpendiculares e no plano do elemento, representando a soma de uma membrana com uma placa.

Cada elemento tem seu próprio sistema de eixos locais de coordenadas, denotados por 1, 2 e 3. Os dois primeiros repousam no plano do elemento e o terceiro é normal, conforme ilustrado pela Figura A.1. Podem ser adotados elementos de três ou quatro nós que possuem cinco graus de liberdade com deformação (três translações U_1 , U_2 e U_3 e duas rotações R_1 e R_2). Contudo, a formulação com quatro nós é a mais adequada, ao passo que a de três nós é aconselhada para partes transitórias da estrutura.

O elemento é regido pela formulação de “placa fina” (Kirchhoff), usada para negligenciar as deformações transversais por cortante, ou opcionalmente pode-se optar pela formulação de “placa espessa” (Mindlin), a qual inclui os efeitos da deformação transversal por cortante.

Figura A.1 - Elemento Shell de quatro nós e seus graus de liberdade

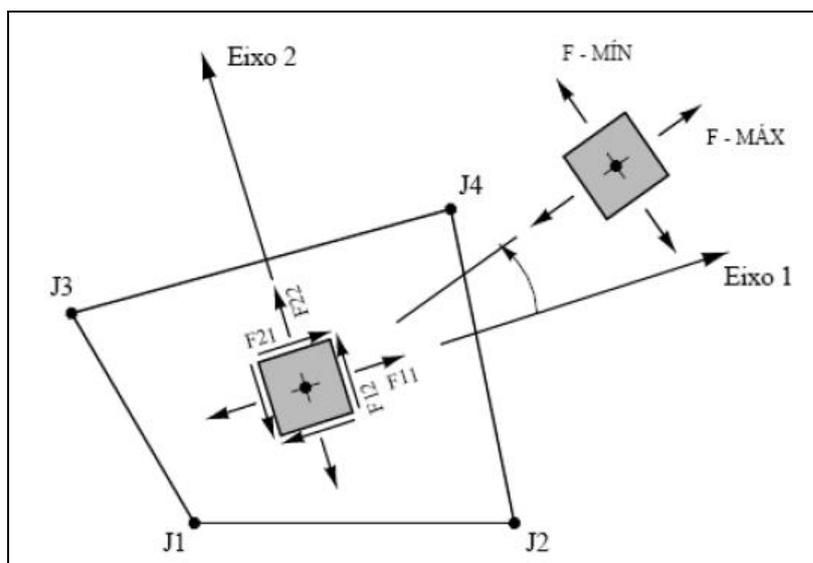


Fonte: Guia do Usuário SAP2000®.

Os esforços internos em um elemento SHELL são as forças F_{ij} e momentos M_{ij} (ambos por unidade de comprimento) decorrentes da integração das tensões ao

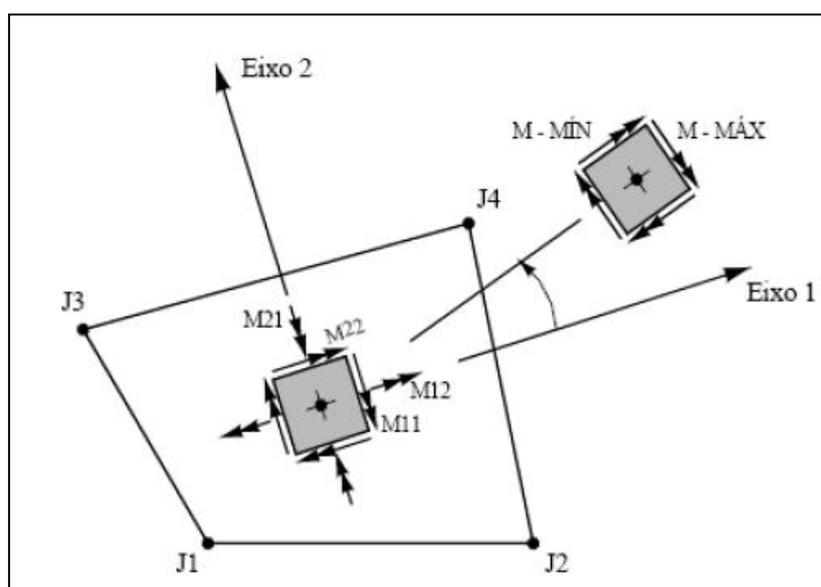
longo da espessura do elemento. As tensões têm as mesmas direções e sentidos das forças normais e de cisalhamento ilustradas na Figura A.2. O sentido positivo dos momentos fletores e dos momentos de torção estão indicados na Figura A.3.

Figura A.2 - Forças e tensões positivas de um elemento SHELL quadrilateral de 4 nós.



Fonte: Almeida, 2009.

Figura A.3 - Momentos positivos de um elemento SHELL quadrilateral de 4 nós.



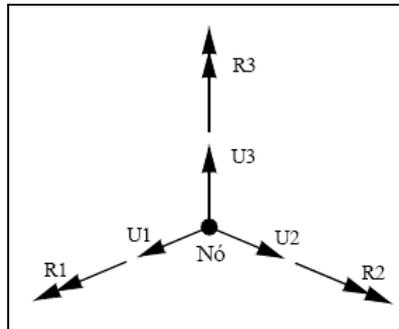
Fonte: Almeida, 2009.

Anexo B – Elemento Barra do SAP2000®

O elemento FRAME é indicado para modelar barras de estruturas planas ou espaciais, tais como pórticos espaciais, pórticos planos, grelhas ou vigas. Neste elemento são consideradas as deformações axiais, de flexão, de torção e de cisalhamento no cálculo dos deslocamentos.

A barra possui dois nós (I e J) com seis graus de liberdade cada, três translações (U_1 , U_2 e U_3) e três rotações (R_1 , R_2 e R_3) no sistema de coordenadas local, conforme representa a Figura B.1.

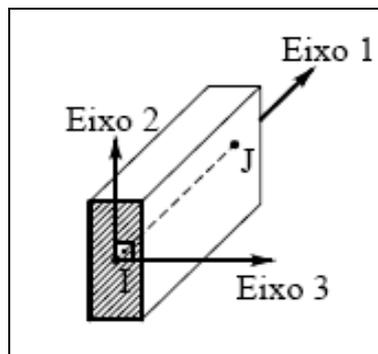
Figura B.1 - Graus de Liberdade do Nó de um Elemento FRAME.



Fonte: Almeida, 2009.

Os eixos do sistema local, vistos na Figura B.2, são denominados eixos 1, 2 e 3. O eixo 1 é fixo e situa-se longitudinalmente com o sentido positivo do nó I para o nó J. Já os outros dois eixos situam-se no plano perpendicular, e suas direções e sentidos podem variar conforme a regra da mão direita.

Figura B.2 – Eixos locais de um Elemento FRAME.

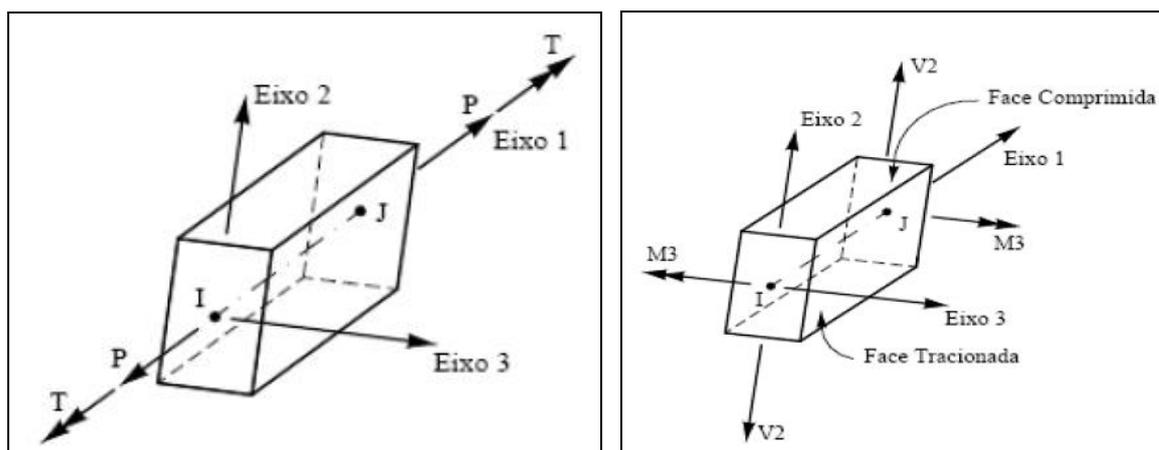


Fonte: Almeida, 2009.

Os esforços internos estão presentes nas seções transversais ao longo do comprimento do elemento FRAME, e suas orientações conforme convenção de sinais está ilustrada na Figura B.3. Os esforços são os seguintes:

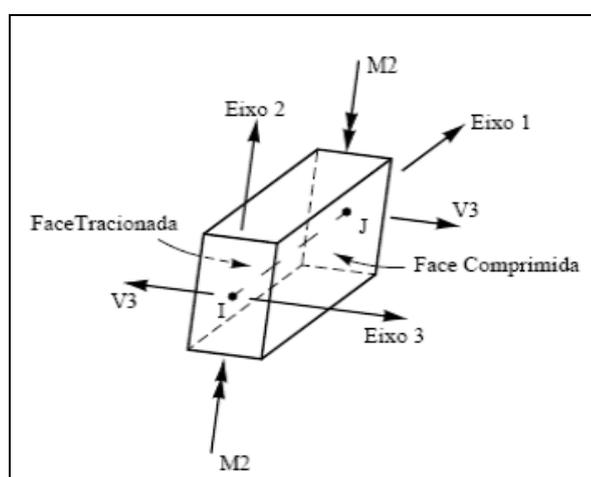
- P, força axial;
- V2, força cortante no plano 1-2;
- V3, força cortante no plano 1-3;
- T, momento de torção;
- M2, momento fletor no plano 1-3 (em torno do eixo 2);
- M3, momento fletor no plano 1-2 (em torno do eixo 3).

Figura B.3 – Esforços internos positivos no FRAME. (a) Força Axial P e Momento de Torção T; (b) Força cortante V2 e Momento Fletor M3; (c) Força cortante V3 e Momento Fletor M2.



(a)

(b)



(c)

Anexo C – Tabelas da NBR8681

Figura C.1 - Ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: NBR8681, 2003.

Figura C.2 - Ações variáveis consideradas conjuntamente¹⁾

Combinação	Tipo de estrutura	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

¹⁾ Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

Fonte: NBR8681, 2003.

Figura C.3 - Fatores de combinação (Ψ_0) e de redução (Ψ_1 e Ψ_2) para as ações variáveis

Ações	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2 ^{3), 4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.			
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para Ψ_2 o valor zero.			
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução Ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: NBR8681, 2003.