



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



LUIZ FLÁVIO DE QUEIROZ

**ALVENARIAS PARTICIPANTES: CONSIDERAÇÃO E
EFEITOS EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO SOB AÇÕES
HORIZONTAIS**

Uberlândia, 2020

LUIZ FLÁVIO DE QUEIROZ

**ALVENARIAS PARTICIPANTES: CONSIDERAÇÃO E
EFEITOS EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO SOB AÇÕES
HORizontais**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Gerson Moacyr Sissniegas Alva

Uberlândia, 2020

Ficha Catalográfica Online do Sistema de Bibliotecas da UFU
com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).

Q3 Queiroz, Luiz Flavio de, 1993-
2020 Alvenarias participantes: consideração e efeitos em edifícios de
concreto sob ações horizontais [recurso eletrônico] / Luiz Flavio de
Queiroz. - 2020.

Orientador: Gerson Moacyr Sisniegas Alva.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Pós-graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2020.377>
Inclui bibliografia.
Inclui ilustrações.

1. Engenharia civil. I. Alva, Gerson Moacyr Sisniegas, 1975-,
(Orient.). II. Universidade Federal de Uberlândia. Pós-graduação
em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 253, PPGEC				
Data:	29 de abril de 2020	Hora de início:	9 h 00 min	Hora de encerramento:	11 h 40 min
Matrícula do Discente:	11812ECV008				
Nome do Discente:	Luiz Flávio de Queiroz				
Título do Trabalho:	Alvenarias participantes: consideração e efeitos em edifícios de concreto sob ações horizontais				
Área de concentração:	Estruturas e Construção Civil				
Linha de pesquisa:	Estruturas				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Interação alvenaria-estrutura e deformabilidade de ligações na análise estrutural de edifícios				

Reuniu-se, em sessão pública pela plataforma Conferência Web (MConf), a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: João Kaminski Junior – CT/UFSM, Maria Cristina Vidigal de Lima – FECIV/UFU e Gerson Moacyr Sisniegas Alva – FECIV/UFU orientador do candidato.

Iniciando os trabalhos o presidente da sessão, Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público na plataforma, e concedeu ao Discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(as) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Maria Cristina Vidigal de Lima, Professor(a) do Magistério Superior**, em 29/04/2020, às 13:14, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Gerson Moacyr Sisniegas Alva, Professor(a) do Magistério Superior**, em 29/04/2020, às 13:43, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **João Kaminski Junior, Usuário Externo**, em 29/04/2020, às 15:54, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1970004** e o código CRC **4B5508FB**.

*Dedico este trabalho a meus pais Geraldo e Edna.
Minhas irmãs Lydiane e Lívia.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, meu protetor e guia, aquele que não me deixa desistir dos meus sonhos. Aos meus pais, Geraldo e Edna, meus primeiros e maiores professores, que me ensinaram a sempre seguir meu caminho preocupando-me com as pessoas ao meu redor. Às minhas irmãs, que estiveram comigo ao longo de toda a caminhada e comigo aprenderam a vencer com as peças que a vida nos prega.

Meus sinceros agradecimentos aos mestres que com carinho e dedicação contribuíram com o conhecimento acadêmico e de vida, dentre eles ressalto a presteza dos professores doutores Gerson Moacyr Sisniegas Alva e Maria Cristina Vidigal de Lima.

À CAPES.

RESUMO

O objetivo deste trabalho consiste em avaliar os efeitos da presença de alvenarias participantes em sistemas aporticados de edifícios de concreto, considerando-as como elemento resistente. Para isso foram aplicadas as prescrições do projeto de norma ABNT NBR 16868-1:2020 (em fase de consulta pública) o qual têm como objetivo unificar as normas de alvenaria que tratam dos blocos utilizados com função estrutural. Na literatura internacional vários estudos de análise numérica e experimental são encontrados sobre pórticos preenchidos com alvenaria, em especial pela preocupação com o comportamento sísmico. Na bibliografia nacional, os estudos sobre o tema se intensificaram nas últimas duas décadas. Atualmente no Brasil não existe normatização em vigor sobre a consideração da presença das alvenarias nas análises em serviço ou quando o objetivo da alvenaria (participante) é que seja considerada em Estado Limite Último. Desta forma, estudos sobre o tema justificam-se para o desenvolvimento do uso da alvenaria participante, seus principais conceitos e aplicação prática.

A temática deste trabalho foi dividida em três vertentes distintas e complementares: inicialmente as prescrições do projeto de norma foram aplicadas a um edifício de dimensões usuais – evidenciando as principais características do pórtico de concreto armado e da alvenaria necessárias para os cálculos – com a análise dos efeitos da presença da alvenaria, em termos de deslocamentos e esforços na estrutura. Posteriormente simulações numéricas foram comparadas com resultados experimentais para determinar a qualidade dos resultados obtidos nas simplificações admitidas com o emprego dos modelos MEF. Por fim o projeto de norma e expressões da literatura foram aplicadas para determinar a largura da diagonal equivalente e suas consequências no que se refere ao deslocamento estrutural, a fim de comparar os resultados encontrados para painéis de alvenaria com blocos de concreto.

O estudo demonstrou a facilidade da consideração das prescrições do projeto de norma, interessante para sua aplicação prática. Além disso, confirmou-se que a presença da alvenaria contribui para o enrijecimento da estrutura (redução dos deslocamentos em torno de sete vezes) e influencia na absorção e redistribuição dos esforços. Foi possível, ainda, verificar as grandes diferenças entre as formulações que determinam a largura da diagonal equivalente (variações de até 212%) e a consequência dessa variação nos deslocamentos estruturais (alcançando até 55% de diferença).

Palavras-chave: Alvenaria participante - Análise estrutural - Pórticos preenchidos

ABSTRACT

The objective of this work is to evaluate the effects of the presence of masonry participating in concrete building systems, considering them as a resistant element. For this purpose, the prescriptions of the standard draft ABNT NBR 16868-1:2020 (under public consultation phase) were applied, which aim to unify the masonry standards that deal with the blocks used with structural function. In the international literature, several studies of numerical and experimental analysis are found on frames filled with masonry, especially due to the concern with seismic behavior. In the national bibliography, studies on the subject have intensified over the past two decades.

Currently in Brazil there are no regulations in force regarding the consideration of the presence of masonry in in-service analyzes or when the purpose of the masonry (participant) is to be considered in the Ultimate Limit State. By this way, studies on the theme are justified for the development of the use of participating masonry, its main concepts and practical application. The theme of this work was divided into three distinct and complementary aspects: initially the prescriptions of the standard design were applied to a building of usual dimensions – showing the main characteristics of the reinforced concrete portico and the masonry necessary for the calculations – with the analysis of the effects of the presence of masonry, in terms of displacements and efforts in the structure. Subsequently, numerical simulations were compared with experimental results to determine the quality of the results obtained in the simplifications admitted using the MEF models. Finally, the standard draft and expressions in the literature were applied to determine the width of the equivalent diagonal and its consequences with regard to structural displacement, in order to compare the results found for masonry panels with concrete blocks.

The study demonstrated the ease of considering the prescriptions of the draft standard, interesting for its practical application. In addition, it was confirmed that the presence of masonry contributes or reduces the structure (reduction of displacements around seven times) and influences the absorption and redistribution of activities. It was also possible to verify the great differences between the formulations that determine the equivalent diagonal (variations of up to 212%) and the consequence of this variation in the alternative displacements (reaching up to 55% of difference).

Keywords: Participating masonry - Structural analysis - Filled porches

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estágios de comportamento dos pórticos preenchidos.....	19
Figura 2 – Modelo de diagonal equivalente	19
Figura 3 – Modos de ruptura	22
Figura 4 – Quadros ensaiados.....	23
Figura 5 – Modelo de Crisafulli e Carr.....	25
Figura 6 – Planta de fôrmas estruturais	29
Figura 7 – Combinação de ações do Estado Limite Último analisada e etapas construtivas ...	32
Figura 8 – Esforços normais solicitantes para o mesmo bloco (unidades em kN).....	34
Figura 9 – Esforços normais solicitantes com variação de blocos (unidades em kN).....	39
Figura 10 – Esquema Experimental	47
Figura 11 – Características gerais do pórtico	48
Figura 12 – Tipos de modelagem	49
Figura 13 – Modelo numérico	51
Figura 14 – Esquema dos modelos MDE	54
Figura 15 – Esquema dos modelos MEF.....	55
Figura 16 – Deslocamento da estrutura devido à ação da força horizontal.....	69
Figura 17 – Modelo da estrutura em análise.....	70
Figura 18 – Penetração pórtico/alvenaria (unidades em m)	72
Figura 19 – Deformações principais de compressão nas paredes	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Largura da diagonal equivalente.....	20
Tabela 2 – Especificação dos materiais da alvenaria estrutural	30
Tabela 3 – Propriedades da alvenaria	31
Tabela 4 – Resistência média à compressão da argamassa	36
Tabela 5 – Capacidade resistente dos blocos.....	38
Tabela 6 – Variação da resistência do bloco ao longo da altura.....	39
Tabela 7 – Modelos analisados $L= 4,5$ m.....	57
Tabela 8 – Modelos analisados $L= 6,0$ m.....	58
Tabela 9 – Modelos analisados $L= 7,5$ m.....	58
Tabela 10 – Deslocamentos horizontais no ponto de aplicação da força	60
Tabela 11 – Largura da diagonal equivalente.....	72

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Deslocamento horizontal por pavimento.....	41
Gráfico 2 – Momentos fletores no pilar interno	42
Gráfico 3 – Momentos fletores nos pilares de extremidade	42
Gráfico 4 – Momentos fletores nas vigas no apoio interno	43
Gráfico 5 – Momentos fletores nas vigas no apoio de extremidade.....	44
Gráfico 6 – Momentos fletores positivos nas vigas.....	44
Gráfico 7 – Deslocamento lateral modelo 1	52
Gráfico 8 – Deslocamento lateral modelo 2	52
Gráfico 9 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 4 MPa – $L = 4,5\text{ m}$	61
Gráfico 10 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 8 MPa – $L = 4,5\text{ m}$	61
Gráfico 11 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 12 MPa – $L = 4,5\text{ m}$	62
Gráfico 12 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 16 MPa – $L = 4,5\text{ m}$	62
Gráfico 13 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 4 MPa – $L = 6,0\text{ m}$	63
Gráfico 14 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 8 MPa – $L = 6,0\text{ m}$	63
Gráfico 15 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 12 MPa – $L = 6,0\text{ m}$	64
Gráfico 16 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 16 MPa – $L = 6,0\text{ m}$	64
Gráfico 17 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 4 MPa – $L = 7,5\text{ m}$	65
Gráfico 18 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 8 MPa – $L = 7,5\text{ m}$	65
Gráfico 19 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 12 MPa – $L = 7,5\text{ m}$	66
Gráfico 20 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 16 MPa – $L = 7,5\text{ m}$	66
Gráfico 21 – Deslocamento horizontal por pavimento.....	73
Gráfico 22 – Deslocamento horizontal relativo entre pavimentos (<i>interstory drift</i>)	74

LISTA DE SÍMBOLOS

D_{ef}	- Comprimento efetivo da diagonal equivalente
E_a	- Módulo de elasticidade da alvenaria participante
E_c	- Módulo de elasticidade do concreto
f_a	- Resistência média à compressão da argamassa
f_{bk}	- Resistência característica à compressão do bloco
f_{ck}	- Resistência à compressão do concreto
f_{pk}	- Resistência característica à compressão do prisma
f_{vk}	- Resistência característica ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes
H	- Pé-direito estrutural
h	- Altura da parede de alvenaria participante
I_p, I_v	- Momentos de inércia do pilar e da viga do pórtico, respectivamente
l	- Comprimento da parede de alvenaria participante
L	- Comprimento da viga
S_I	- Fator topográfico
t	- Espessura da alvenaria participante
V_0	- Velocidade básica do vento
w_{ef}	- Largura efetiva da diagonal equivalente
a_H	- Comprimento de contato vertical entre o pórtico e a diagonal comprimida
a_L	- Comprimento de contato horizontal entre o pórtico e a diagonal comprimida
τ	- Tensão de cisalhamento mobilizada
τ_0	- Coesão
μ	- Coeficiente de atrito entre a parede e o pórtico de concreto
σ	- Pressão de contato entre a parede e o pórtico de concreto

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA	- Classe de agressividade ambiental
MDE	- Modelo de diagonal equivalente
MEF	- Método dos elementos finitos
FKN	- Fator de rigidez normal de contato
FTOLN	- Fator de tolerância à penetração

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	OBJETIVOS.....	14
1.1.1	<i>Objetivo Geral.....</i>	14
1.1.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	15
1.2	JUSTIFICATIVA.....	15
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	18
3	APLICAÇÃO DAS PRESCRIÇÕES DO PROJETO DE NORMA	29
3.1	ESTRUTURA ANALISADA.....	29
3.2	ESFORÇOS SOLICITANTES	32
3.3	ESFORÇOS RESISTENTES	35
3.3.1	<i>Resistência à compressão diagonal</i>	35
3.3.2	<i>Resistência ao cisalhamento por escorregamento da junta horizontal</i>	36
3.3.3	<i>Resistência à tração diagonal.....</i>	37
3.4	VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS BLOCOS.....	38
3.5	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	40
3.6	CONCLUSÕES DO EXEMPLO NUMÉRICO.....	45
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS E SIMULAÇÃO MEF	46
4.1	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS E FORÇAS APLICADAS	48
4.2	ANÁLISE NUMÉRICA	49
4.3	CONCLUSÕES DAS MODELAGENS	53
5	DETERMINAÇÃO DA LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE.....	54
5.1	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS E ESFORÇOS	55
5.2	ANÁLISE NUMÉRICA	59
5.3	CONCLUSÕES DAS SIMULAÇÕES	67
6	ANÁLISES DE DESLOCAMENTOS NO PÓRTICO CONSIDERANDO AS EXPRESSÕES DA LITERATURA PARA O CÁLCULO DA LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE.....	70
6.1	ANÁLISE NUMÉRICA	71
6.2	CONCLUSÕES DAS MODELAGENS	75

7	CONCLUSÃO	77
	REFERÊNCIAS	80

1 INTRODUÇÃO

Dentre os objetivos de um projetista estrutural, na fase de concepção do projeto, destaca-se a busca de alternativas que apresentem custo reduzido, com a utilização da menor quantidade de matéria-prima possível. Uma das soluções encontradas consiste em considerar a presença das alvenarias como elementos não só de preenchimento (vedação), como ocorre usualmente, mas também atuando para resistir aos esforços, em especial os que atuam horizontalmente. Dessa forma, além de atender aos requisitos de estanqueidade, isolamento térmico e acústico, estabilidade mecânica, segurança ao fogo, estética, durabilidade e economia, a alvenaria contribuirá no suporte das ações.

A consideração da alvenaria como elemento resistente, no entanto, gera controvérsias, pois a resistência da alvenaria depende da correta dosagem dos materiais e das etapas executivas, sendo de extrema importância o tipo de fixação na interface pórtico/painel de alvenaria. Apesar disso, estudos comprovam que a presença da alvenaria promove aumento de rigidez da estrutura, em especial quando considerados os esforços horizontais. Segundo Madia (2012) o pórtico confina a alvenaria e é preenchido por ela, assim a rigidez do painel compensa a flexibilidade do pórtico; em contrapartida o painel recebe a ductilidade e resistência da estrutura que o envolve.

Além disso, nota-se redistribuição de esforços e consequente alteração no dimensionamento dos elementos estruturais devido à presença do painel. Esforços de torção podem também agir sobre a estrutura, em decorrência da distribuição desigual das paredes ao longo da edificação.

Ensaios em protótipos foram utilizados para analisar o comportamento conjunto alvenaria/pórtico, no entanto tais experimentações exigem grandes investimentos de tempo e recursos, o que dificulta sua realização. Assim a maior parte dos estudos concentra-se na utilização de modelos numéricos que, se bem calibrados, são capazes de representar o comportamento da estrutura real.

Exige-se atenção especial ao contato entre os elementos ao simular o pórtico preenchido, pois a interface painel/pórtico precisa apresentar características que simulem adequadamente o contato e o deslizamento entre as duas superfícies.

Devido a praticidade de aplicação, o modelo mais utilizado para simulação do comportamento da alvenaria associada ao pórtico, é o modelo de diagonal equivalente (MDE). A alvenaria é substituída por uma barra birrotulada ao longo da diagonal comprimida, a qual tem suas propriedades físicas e mecânicas definidas de acordo com o painel que representa. No entanto, dificuldades são encontradas também na aplicação de tais modelos, pois a largura da barra diagonal pode ser calculada com aplicação de várias expressões distintas presentes na literatura nacional e internacional, que apresentam resultados que diferem muito entre si.

Tendo em vista a normatização do uso da alvenaria surgiu, no Brasil, a Comissão de Estudo de Alvenaria Estrutural (CE-002:123.010) do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-002) que trabalha na elaboração do projeto de norma ABNT NBR 16868-1:2020 Alvenaria Estrutural – Parte 1: Projeto, onde são apresentadas considerações necessárias ao projetar edificações que utilizem alvenaria com função estrutural. Após aprovado substituirá as normas brasileiras ABNT NBR 15812-1:2010 e ABNT NBR 15961-1:2011 que tratam das alvenarias estruturais de bloco cerâmico e de concreto, respectivamente.

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos do trabalho são apresentados em dois tópicos: o objetivo geral - onde é exposta a ideia central do trabalho desenvolvido - e os objetivos específicos mostrando os principais resultados a alcançar.

1.1.1 *Objetivo Geral*

O objetivo desta pesquisa é aplicar os conceitos que envolvem a consideração da alvenaria como elemento resistente, tendo em vista as prescrições do projeto de norma ABNT NBR 16868-1:2020 Alvenaria Estrutural – Parte 1: Projeto (2018), a fim de qualificar e quantificar a

contribuição da alvenaria participante frente às ações horizontais em edifícios de concreto com múltiplos andares.

1.1.2 *Objetivos específicos*

Com o desenvolvimento do trabalho pretende-se:

- Aplicar as prescrições do projeto de norma a uma edificação de múltiplos pavimentos, com dimensões e carregamentos usuais, a fim de demonstrar detalhadamente cada uma de suas especificações;
- Comparar a execução da edificação sem e com a consideração da alvenaria, verificando se há redução dos esforços solicitantes nos elementos da estrutura;
- Analisar a proximidade dos resultados experimentais encontrados na literatura com resultados obtidos utilizando-se a modelagem via Método dos Elementos Finitos (MEF) do programa computacional ANSYS, na plataforma Mechanical APDL;
- Confirmar a adequabilidade da metodologia de modelagem de trabalhos desenvolvidos anteriormente com o emprego do MEF – como os de Silva (2014) e Montadon (2018);
- Verificar se as reduções de rigidez nos elementos do pórtico de concreto e na alvenaria, propostas nas normas brasileiras, representam satisfatoriamente a estrutura real, quando consideradas em análises lineares simplificadas nos modelos MEF;
- Para pórticos preenchidos com blocos de concreto, comparar a largura da diagonal equivalente (e os efeitos no deslocamento estrutural) obtida com as expressões da literatura a modelos MEF, a fim de determinar qual delas se aproxima mais da modelagem em elementos finitos.

1.2 JUSTIFICATIVA

Considerando os estudos já realizados a respeito do tema pórticos preenchidos, é reconhecida a influência das paredes de alvenaria no que se refere à resistência da estrutura frente às ações horizontais, provindas principalmente da ação do vento ou de sismos. No entanto pouca aplicação prática da consideração da alvenaria como elemento resistente.

Várias são as incertezas com relação ao processo construtivo da alvenaria, que muitas vezes, por ser considerado apenas como elemento de vedação, não é executado com os devidos cuidados, o que compromete a resistência da parede. Além disso, as expressões propostas para o cálculo da largura da diagonal equivalente (que representa a alvenaria em modelos práticos utilizados atualmente) fornecem valores muito diferentes.

A maioria dos trabalhos nacionais desenvolvidos acerca de pórticos preenchidos busca apontar para a contribuição benéfica da alvenaria no desempenho estrutural das edificações. Algumas pesquisas, como a de Silva (2014), Alva et al. (2015) e Montandon (2018) consideram apenas em situação de Estado Limite de Serviço. A partir da validação das propostas do Projeto ABNT NBR 16868-1:2020, as paredes poderão também ser incluídas nos cálculos em situações de Estado Limite Último.

Justifica-se o desenvolvimento do trabalho a fim de exemplificar e avaliar a aplicabilidade do projeto de norma em desenvolvimento para consideração da alvenaria participante. Além disso é importante verificar quais as consequências de considerar a alvenaria em Estado Limite Último para o sistema estrutural, inclusive em seu dimensionamento.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Para melhor entendimento e consulta das informações contidas nesse trabalho, apresenta-se a seguir sua organização.

- Capítulo 1 – breve introdução ao assunto tratado, os objetivos propostos e as justificativas para o desenvolvimento do trabalho;
- Capítulo 2 – apresentação histórica das pesquisas já desenvolvidas a respeito de pórticos preenchidos com alvenarias e as variáveis envolvidas em sua análise;
- Capítulo 3 – aplicação das prescrições do projeto de norma na verificação de uma estrutura com características usuais de edifícios de múltiplos andares, comparação dos deslocamentos e esforços solicitantes na estrutura: com e sem alvenaria participante;
- Capítulo 4 – comparação dos resultados obtidos a partir da análise em MEF com resultados experimentais;
- Capítulo 5 – comparação da largura da diagonal equivalente obtida com as várias formulações analíticas presentes na literatura, para um painel isolado;

- Capítulo 6 – comparação dos deslocamentos horizontais, em um pórtico de 12 andares, considerando diferentes larguras da diagonal equivalente, obtidas a partir da aplicação das várias expressões analíticas no cálculo da largura da diagonal equivalente e do método dos elementos finitos;
- Capítulo 7 – Conclusões e propostas para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Segundo o projeto de norma ABNT NBR 16868-1:2020 alvenaria participante é aquela que mesmo sendo construída dentro de um pórtico, além de cumprir a função de vedação também é parte do sistema de contraventamento. A concepção estrutural e a forma de fixar a alvenaria no pórtico irão determinar quais funções a parede exercerá: suporte de ações, vedação e/ou preenchimento.

No entanto o conceito de alvenaria participante foi construído a partir de estudos desenvolvidos ao longo dos anos sobre a contribuição da alvenaria na rigidez global da edificação. Conforme Alvarenga (2002), um evento marcante, que levou a despertar o interesse sobre esse estudo, ocorreu no Edifício Empire State, nos EUA. Observou-se que, tendo sido submetido a fortes rajadas de vento (na ordem de 145 km/h), o pórtico de aço da estrutura só apresentou deformações depois do surgimento de fissuras na alvenaria dos pisos 29 e 42, além daquelas formadas na interface pórtico-alvenaria. A partir disso pode-se perceber que a rigidez da alvenaria evitou distorções do pórtico de aço, e que o conjunto foi capaz de resistir aos esforços horizontais impostos pelo vento.

No cenário internacional, as pesquisas envolvendo a participação da alvenaria foram também influenciadas pela existência dos sismos, que introduzem elevadas ações horizontais na estrutura. Dentre os primeiros estudos, Alvarenga (2002) destaca a contribuição de Polyakov, no ano de 1956, que estudou a resistência à tração e ao cisalhamento de alvenarias de preenchimento. Foram levados em consideração os efeitos do tipo de bloco, traço da argamassa, método de aplicação da força (monotônico ou cíclico) e a presença de aberturas.

Polyakov (1960) caracterizou três estágios de comportamento do pórtico preenchido quando submetido a elevadas forças laterais (Figura 1). No primeiro estágio tem-se uma reação monolítica do conjunto pórtico-alvenaria, que termina quando aparecem as primeiras fendas de separação na interface das duas estruturas. Essas fissuras não atingem as regiões onde há transmissão da compressão do pórtico para o painel. No segundo estágio ocorre encurtamento da diagonal comprimida e alongamento da diagonal tracionada, e finda-se com o surgimento de fissuras na diagonal comprimida do painel. Nessa etapa as fissuras costumam ser escalonadas,

nas juntas verticais e horizontais. No último estágio o painel ainda continua a resistir ao aumento de carregamento, até o ponto onde surgem fendas em excesso e ele perde sua capacidade de resistir aos acréscimos de forças.

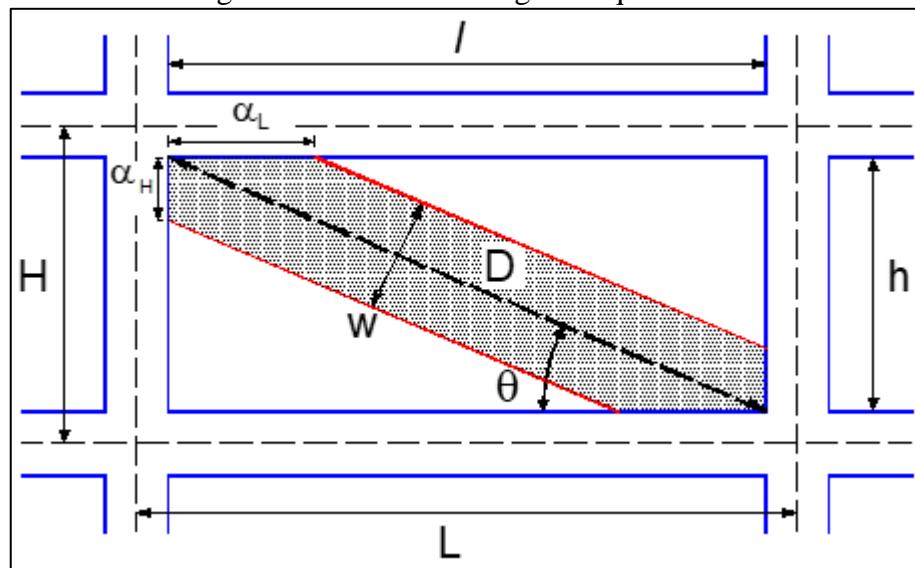
Figura 1 – Estágios de comportamento dos pórticos preenchidos



Fonte: Montandon (2018).

Outra importante contribuição de Polyakov (1960) foi a introdução do conceito de diagonal equivalente (Figura 2). A modelagem consiste em simular a parede por meio de uma barra birrotulada definida nos pontos de encontro viga-pilar, sendo a espessura e o módulo de elasticidade os mesmos da alvenaria.

Figura 2 – Modelo de diagonal equivalente



Fonte: Montandon (2018).

Conforme confirmado por Montandon (2018), as várias expressões analíticas encontradas na literatura para obter a largura da diagonal equivalente fornecem valores muito diferentes entre

si. No entanto, em todas as formulações, o valor depende da relação entre as propriedades mecânicas e geométricas da alvenaria e do pórtico. Na Tabela 1 estão resumidas as principais expressões utilizadas para determinar a largura da diagonal, que serão aplicadas neste trabalho, Mainstone (1974), Hendry (1981), Liauw e Kwan (1984), Decanini e Fantin (1987), Paulay e Priestley (1992), Durrani e Luo (1994), Chrysostomou e Asteris (2012) e Montandon (2018).

Tabela 1 – Largura da diagonal equivalente

Autores	Expressões analíticas
Mainstone (1974)	$w = 0,175 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$
Hendry (1981)	$w = \frac{\sqrt{\alpha_p^2 + \alpha_v^2}}{2} \quad \alpha_L = \frac{\pi}{\lambda_p} \leq l \quad \alpha_H = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_p} \leq h$
Liauw e Kwan (1984)	$w = \frac{0,95 \cdot \operatorname{sen}(2\theta)}{2 \cdot \sqrt{\lambda_H}} \cdot D$
Decanini e Fantin (1987): não fissurado	$\lambda_H \leq 7,85 \quad \lambda_H > 7,85$ $w = \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H}\right) \cdot D \quad w = \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H}\right) \cdot D$
Decanini e Fantin (1987): fissurado	$\lambda_H \leq 7,85 \quad \lambda_H > 7,85$ $w = \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H}\right) \cdot D \quad w = \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H}\right) \cdot D$
Paulay e Priestley (1992)	$w = \frac{D}{4}$
Durrani e Luo (1994)	$w = \gamma \cdot \operatorname{sen}(2\theta) \cdot D$ $\gamma = 0,32 \sqrt{\operatorname{sen}(2\theta)} \cdot \left(\frac{H^4 \cdot E \cdot t}{m \cdot E_p \cdot I_p \cdot h} \right)^{-0,1}$ $m = 6 \cdot \left(\frac{1 + 6 \cdot E_v \cdot I_v \cdot H}{\pi \cdot E_p \cdot I_p \cdot L} \right)$
Chrysostomou e Asteris (2012)	$w = 0,27 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$
Montandon (2018)	$w = 0,51 \cdot (\lambda_H)^{-0,3} \cdot h$

Fonte: Autor (2019).

w – largura da diagonal equivalente

α_H – comprimento de contato entre parede e pilar (Figura 2)

α_L – comprimento de contato entre parede e viga (Figura 2)

D – comprimento da diagonal da parede

E – módulo de elasticidade do material da parede

E_p – módulo de elasticidade do pilar

E_v – módulo de elasticidade da viga

h – altura da parede

h_p – altura da seção transversal do pilar

h_v – altura da seção transversal da viga

I_p – momento de inércia do pilar no plano do pórtico em torno do eixo de flexão

I_v – momento de inércia da viga no plano do pórtico em torno do eixo de flexão

H – distância entre eixos de vigas (distância entre andares)

l – comprimento da parede

L – distância entre eixos de pilares (vão teórico da viga)

θ – ângulo da diagonal equivalente em relação à horizontal

t – espessura da parede

λ_H – é a multiplicação do parâmetro de rigidez relativa entre a parede e o pilar ($\lambda_p =$

$\sqrt{\frac{E \cdot t \cdot \operatorname{sen}(2\theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}}$) com a distância entre os eixos das vigas (H).

No Brasil os primeiros estudos, segundo Madia (2012), datam de 1989, quando Braguim analisou o enrijecimento das estruturas de aço, caracterizando as ligações semirrígidas e verificando sua influência no comportamento dos pórticos preenchidos. Concluindo as análises em 1993, obteve resultados que provaram o enrijecimento da estrutura em decorrência da introdução da diagonal equivalente, qualquer que fosse a ligação viga-pilar.

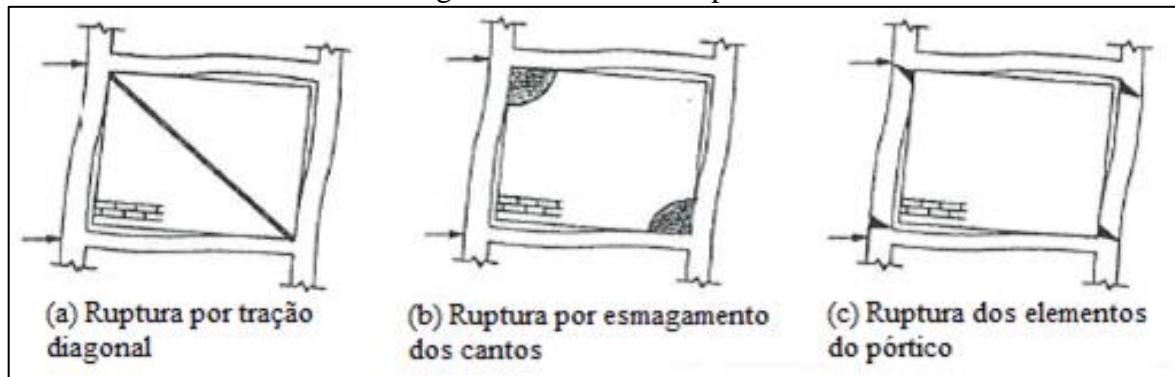
Alvarenga (2002) a partir de análises experimentais em escala real (pórticos de aço de perfis I soldados, preenchidos com alvenaria com alvenaria de concreto celular autoclavado), modelagem em elementos finitos, modelo de diagonal equivalente e estudos paramétricos analisou a contribuição da alvenaria na rigidez global da estrutura. A autora variou a relação altura/comprimento dos pórticos, argamassa de assentamento, elementos da interface pórtico-painel e a presença ou ausência de aberturas nas paredes. Em suas conclusões apresenta uma

proposta, prática e eficaz, para determinar a força de ruptura em painéis de pórticos preenchidos com alvenaria, utilizando o modelo de bielas e tirantes.

Assim como Polyakov (1960), Parsekian, Hamid e Drysdale (2013) classificaram o comportamento dos pórticos preenchidos. No primeiro estágio existe contato total entre pórtico e alvenaria, pois a ação horizontal é pequena. No segundo, devido ao aumento da força, separam-se os dois elementos da estrutura na diagonal tracionada, e começam a aparecer fissuras no pórtico e/ou no painel. Esse é o estágio que caracteriza o comportamento da parede como uma barra diagonal comprimida. No último estágio, onde as forças atingem o grau mais elevado, mais fissuras aparecem e o painel vai perdendo sua capacidade de resistir aos esforços.

Parsekian, Hamid e Drysdale (2013) apresentam ainda as formas de ruptura da estrutura (Figura 3): (a) fissuração por tração através das juntas de argamassa e blocos de alvenaria; (b) esmagamento local dos blocos e argamassa nos cantos comprimidos; (c) fissuração por cisalhamento ao longo da interface entre bloco e argamassa.

Figura 3 – Modos de ruptura



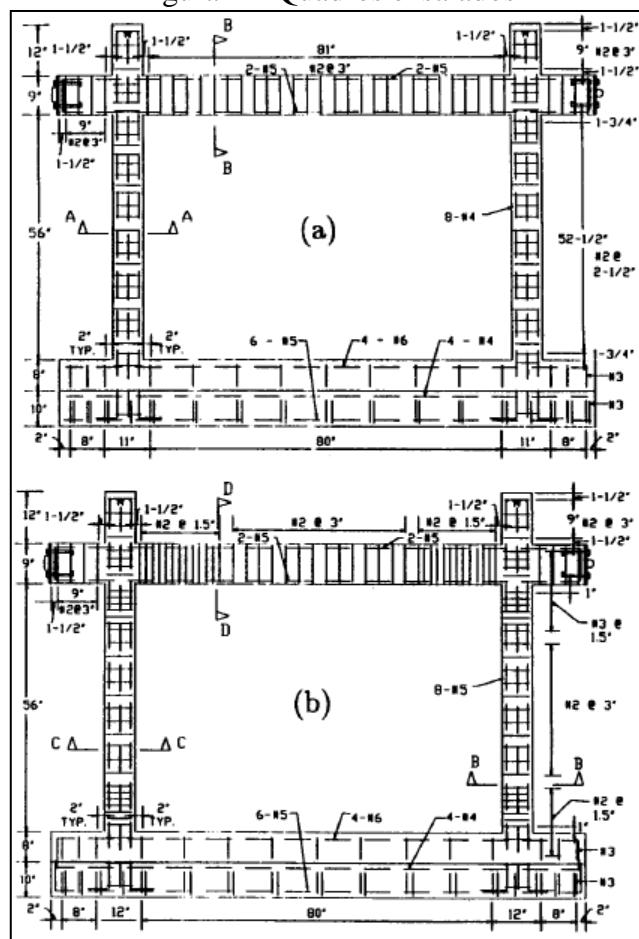
Fonte: Montandon (2018).

Mehrabi *et al.* (1996) realizaram ensaios em 12 quadros (pórticos de um andar) distintos a fim de determinar qual o papel da alvenaria frente à ação de forças horizontais provenientes do vento e de sismos. Foram utilizados dois tipos de pórticos com resistência distinta, um pórtico fraco e outro forte. O quadro fraco “*weak frame*” (Figura 4a) foi projetado para suportar uma pressão lateral de vento de 1,24 kPa, possuía vigas e pilares de menor resistência. Já o quadro forte “*strong frame*” (Figura 4b) foi projetado para resistir ao conjunto de forças estipuladas para a Zona Sísmica 4 da UBC, os pilares são mais densamente armados. Os dois tipos de

pórticos foram ensaiados sem preenchimento, com preenchimento de bloco vazado e de bloco sólido, submetidos à ação vertical aplicada nos pilares (e para alguns casos, também nas vigas), com a força horizontal sendo aplicada de forma monolítica e cíclica.

Os autores puderam constatar que a presença de alvenaria eleva consideravelmente a capacidade resistente do quadro. Os pórticos preenchidos com alvenaria de bloco sólido foram capazes de suportar maior quantidade de carregamento e dissipar mais energia, no entanto quando associado pórtico fraco a alvenaria de bloco sólido, houve redução da ductilidade e os pilares romperam por cisalhamento. Desse fato decorre a sugestão de que a alvenaria não seja mais resistente do que o pórtico que a envolve, a fim de evitar ruptura frágil da estrutura (Mehrabi *et al.*, 1996).

Figura 4 – Quadros ensaiados



Fonte: Mehrabi *et al.* (1996).

Mostafaei e Kabeyasawa (2004), motivados pelo comportamento do prédio da central telefônica Bam, após a passagem de um terremoto, estudaram a influência da alvenaria no comportamento

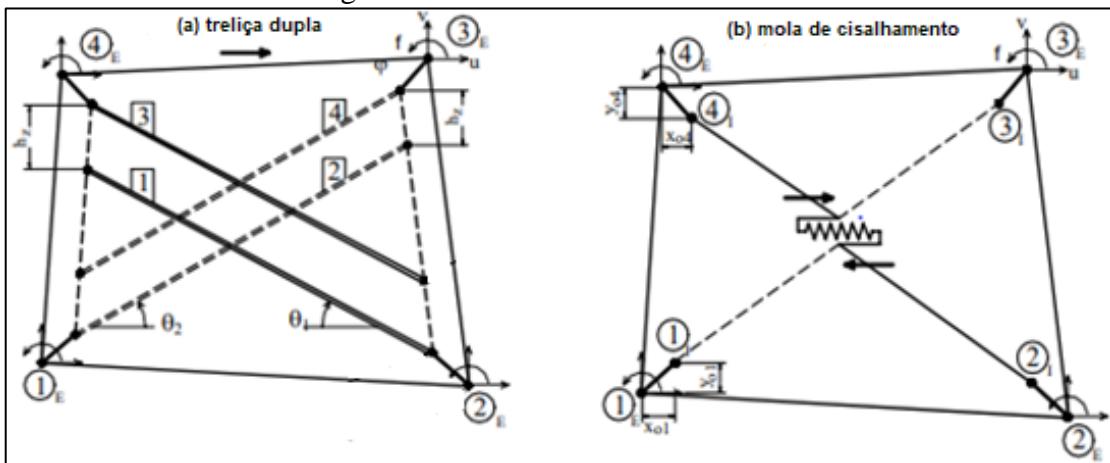
do pórtico. Considerando o projeto estrutural, esperava-se que, após submetido aos esforços gerados pelo terremoto, existiriam sinais de resposta não linear da edificação (formação de fissuras e deformação residual). No entanto, o que se encontrou na edificação foram apenas respostas lineares.

Para avaliar o comportamento estrutural Mostafaei e Kabeyasawa (2004), desenvolveram novos experimentos considerando efeitos de vibração em estruturas com e sem preenchimento. Concluídos os estudos, foi possível afirmar que a presença das alvenarias evitou que a estrutura sofresse grandes deformações não-lineares, contribuindo para o enrijecimento dos pórticos.

Santos (2007) analisou um edifício de 32 pavimentos, em concreto armado, considerando a estrutura sem e com a presença da alvenaria de preenchimento. Concluiu que a alvenaria (tanto nos pórticos internos como nos externos) enrijece a estrutura, diminuindo os deslocamentos horizontais causados pelo vento. Ressalta que a contribuição da alvenaria é maior para pórticos mais flexíveis, cuja deformabilidade é maior. Notou ainda a redistribuição de esforços propiciada pela consideração do pórtico preenchido, que promove alívio dos pilares centrais e acréscimo de forças nos de extremidade.

Crisafulli e Carr (2007) propuseram a modelagem do painel considerando barras nas duas diagonais do painel. O modelo considera separadamente a compressão e o cisalhamento da alvenaria por meio de uma treliça dupla (Figura 5a) e uma mola de cisalhamento (Figura 5b), respectivamente, em cada direção. Os autores afirmam que dessa forma é feita uma adequada consideração da rigidez lateral do painel e da força na alvenaria. Mostram que o modelo é de fácil aplicação para grandes estruturas, no entanto é limitado por sua simplicidade, não sendo capaz de prever adequadamente o momento fletor e as forças de cisalhamento no pórtico que envolve a alvenaria. A modelagem foi comparada com resultados experimentais e a outros dados presentes na literatura e conclui-se que é capaz de representar o comportamento de quadros preenchidos desde que haja uma fina calibração, em especial dos parâmetros que definem o comportamento histerético da alvenaria.

Figura 5 – Modelo de Crisafulli e Carr



Fonte: Crisafulli e Carr (2007).

Martinez e Esteva (2012) estudaram a influência dos painéis de alvenaria no desempenho de estruturas de concreto armado expostas a graves riscos de sismos. A partir da comparação dos danos causados em estruturas (pórticos) preenchidas e não preenchidas por alvenaria, puderam quantificar sua contribuição para diminuir a deformação lateral.

Chrysostomou e Asteris (2012) estudaram a contribuição da alvenaria na resistência das estruturas frente à ação de efeitos sísmicos. Apresentaram equações para quantificar a rigidez no plano da alvenaria, a resistência e a capacidade de deformação dos painéis, bem como métodos simplificados para prever a forma de ruptura. Concluindo seus estudos apresentam recomendações quanto às propriedades dos materiais, modos de ruptura, resistência e rigidez dos pórticos preenchidos, além de características das deformações desse tipo de estrutura.

Silva (2014) analisou pórticos preenchidos com alvenaria de vedação com intensidade de ações horizontais associados a Estado Limite de Serviço, a fim de verificar a contribuição do painel na rigidez global e avaliar os efeitos dos esforços horizontais sobre a parede. A autora observou variação de mais de 200% entre as expressões analíticas que determinam a largura da diagonal equivalente para painéis que não possuem aberturas. Concluiu que as formulações que apresentam melhores resultados são Liauw e Kwan (1984), Durrani e Luo (1994) e Chrysostomou e Asteris (2012) e que, apesar de ser a mais utilizada, a expressão de Mainstone (1984) é a que apresenta resultados mais conservadores.

Silva (2014) também trouxe importantes conclusões sobre como a presença de aberturas (tamanho e posição) pode afetar a rigidez do painel de alvenaria. Segundo as simulações numéricas da autora, quanto maior a abertura, maiores os deslocamentos horizontais da estrutura, em virtude da menor área de painel e, consequentemente, da diminuição da rigidez lateral. Outra conclusão foi a de que as aberturas posicionadas no centro da parede oferecem menores alterações de rigidez. A autora constatou ainda que, em grande parte dos modelos, a fissuração do painel ocorre por tração da diagonal, fato explicado por sua baixa resistência à tração. Adicionalmente, quando fixadas a pórticos com pilares de rigidez elevada podem ficar expostas a altas tensões.

Alva *et al.* (2015), mostram a importância de se considerar a presença da alvenaria na verificação de Estado Limite de Serviço associado a deformações horizontais excessivas. Os autores concluíram que os valores limites de deslocamentos horizontais preconizados pela ABNT NBR 6118:2014 nem sempre asseguram que as alvenarias estejam isentas de problemas de fissuração causada pela deformabilidade horizontal do edifício.

Pitanga (2016) analisou o comportamento de pórticos preenchidos a partir da aplicação do método dos elementos finitos, no programa computacional ANSYS. O autor simulou o pórtico isolado a fim de que os resultados encontrados para uma parte elementar sejam extrapolados para o todo. Concluiu que carregamento vertical, momentos de inércia dos pilares em relação ao momento de inércia da viga e relação altura/comprimento do painel de alvenaria são parâmetros que influenciam no comportamento do pórtico preenchido.

Analizando a plastificação da diagonal comprimida, Pitanga (2016), concluiu que ela se propaga dos cantos comprimidos para o centro da alvenaria. Além disso, por ser baixa a resistência à compressão da alvenaria de blocos cerâmicos, ocorre plastificação dos cantos comprimidos a partir de reduzidos valores de força horizontal aplicada.

Grandi (2018) realizou ensaios, em escala real, de pórticos de aço preenchidos com painéis de alvenaria de blocos de concreto vazados, submetidos a ações horizontais cíclicas, com o objetivo de avaliar o aumento da rigidez no plano da estrutura, propiciado pela presença da alvenaria. Comparando os resultados de 6 painéis não preenchidos aos de 3 painéis preenchidos,

constatou aumento de rigidez de cerca de 11 vezes. Observou também a baixa resistência da argamassa de assentamento quando submetida à tração e ao cisalhamento, visto que a ruptura dos painéis ocorreu por tração diagonal com fissuras escalonadas ao longo das juntas verticais e horizontais.

A partir dos resultados obtidos, Grandi (2018), notou ainda que para pequenas forças horizontais o conjunto pórtico/alvenaria apresenta comportamento monolítico, que é distorcido à medida que se tem o aumento do carregamento (em função do descolamento das superfícies no contato pórtico/alvenaria), fazendo com que a estrutura deixe de deslocar-se linearmente. No entanto constatou que as forças estimadas para representar a ação do vento tendem a ser menores do que as que causam descolamento entre as superfícies no contato, assim para os edifícios mais baixos, espera-se que não haja separação entre pórtico e alvenaria.

Montandon (2018), utilizando modelos de diagonal equivalente e o método dos elementos finitos (MEF), simulou o comportamento de 62 pórticos preenchidos com alvenaria de vedação, com características geométricas usuais em edificações de concreto armado. O autor considerou painéis formados por bloco cerâmico de resistência mínima permitida pelas normas em vigor, variando as dimensões de vigas e pilares, e aplicando forças horizontais que produzissem o limite de deslocamento relativo máximo entre andares recomendado pela ABNT NBR 6118:2014 para o Estado Limite de Serviço.

A partir dos resultados obtidos, Montandon (2018) também pode confirmar a grande discrepância entre os valores de diagonal equivalente calculados com o uso das diferentes expressões analíticas encontradas na literatura, sendo que a formulação de Durrani e Luo (1994) foi a que mais se aproximou dos resultados obtidos por meio da modelagem via MEF. Por fim, o autor propôs também uma nova formulação para o cálculo da largura da diagonal, a partir de alterações na expressão de Mainstone (1974).

Medeiros (2018) estudou o comportamento de estruturas aporticadas em concreto pré-moldado preenchidas com painéis de alvenaria participante, para fim de contraventamento de edificações. Foram realizados ensaios experimentais, modelagem com modelo de diagonal equivalente e método dos elementos finitos com uso do programa computacional Abaqus. O

autor analisou os seguintes parâmetros: presença de encunhamento, rigidez do preenchimento e número de pavimentos. A partir das simulações realizadas pode concluir que a variação de todos esses parâmetros afeta o comportamento do pórtico frente às ações das forças horizontais: a falta de encunhamento diminui a forma de desenvolvimento da diagonal comprimida; painéis mais rígidos são mais resistentes às forças horizontais; reduzidas relações altura/largura da alvenaria influenciaram a largura da diagonal equivalente; e mesmo depois de surgirem fissuras o painel continuou a contribuir para a estabilidade do pórtico. Segundo o estudo a presença da alvenaria participante pode trazer significativas reduções financeiras para a construção civil, além de ser uma solução simples para eventuais problemas de estabilidade estrutural.

Medeiros *et al.* (2018) apresentam um estudo de caso de um edifício real, construído com sistema pré-fabricado, sem considerar a alvenaria para responder aos esforços. Considerando a estrutura completamente reticulada e a modelagem em três dimensões, foram comparados os valores do coeficiente gama Z, os deslocamentos e esforços para a estrutura com e sem o preenchimento da alvenaria participante com blocos de concreto de 8 MPa. A modelagem foi realizada em método dos elementos finitos com uso do programa SAP2000. Os autores concluíram que a presença da alvenaria possibilitou o contraventamento da estrutura sem a necessidade de enrijecimento das ligações.

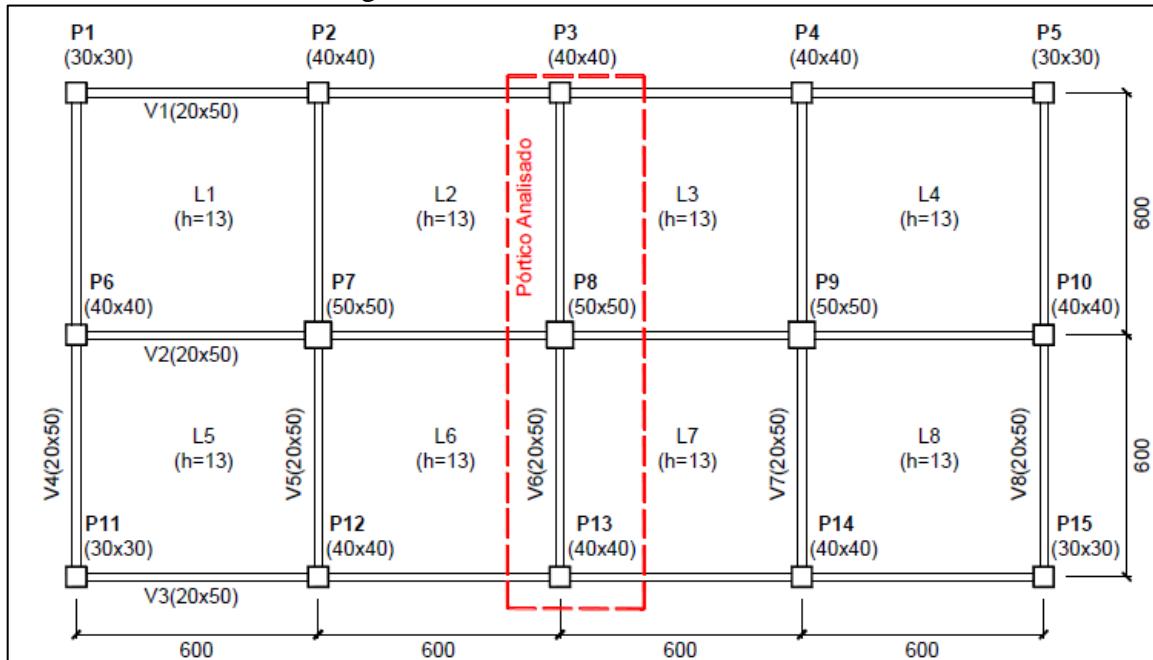
3 APLICAÇÃO DAS PRESCRIÇÕES DO PROJETO DE NORMA

O exemplo numérico desenvolvido visa apresentar a aplicação das prescrições do projeto de norma ABNT NBR 16868-1:2020 a uma estrutura com vãos, pé-direito e intensidade de ações usuais. Consiste em um roteiro de cálculo aplicável para situações práticas de consideração da alvenaria participante na fase de análise estrutural.

3.1 ESTRUTURA ANALISADA

A planta de fôrmas estruturais da edificação analisada (com destaque ao pórtico analisado) está presente na Figura 6, a estrutura possui 12 pavimentos, sendo que no andar térreo não há alvenaria.

Figura 6 – Planta de fôrmas estruturais



Fonte: Autor (2019).

A seguir tem-se as especificações dos materiais da alvenaria participante.

- Bloco: bloco vazado de concreto;
- Espessura da alvenaria participante (sem revestimentos): $t = 19\text{ cm}$;

- Resistência característica à compressão do bloco: $f_{bk} = 10,0 \text{ MPa}$ (mínima resistência, calculada no dimensionamento, capaz de atender às solicitações);
- Resistência média à compressão da argamassa: $f_a = 8,0 \text{ MPa}$;
- Resistência característica à compressão do prisma: $f_{pk} = 7,0 \text{ MPa}$;
- Espessura das paredes longitudinais do bloco: 2,5 cm;
- Pé direito estrutural: 3,0 m;
- Altura da parede de alvenaria participante: $h = 250 \text{ cm}$;
- Comprimento da parede de alvenaria participante: $l = 555 \text{ cm}$;
- Módulo de elasticidade da alvenaria participante: $E_a = 5,6 \text{ GPa}$

As resistências da argamassa e do prisma, bem como a espessura das paredes longitudinais, dependem diretamente da resistência à compressão do bloco e foram determinadas conforme especificações mostradas na Tabela 2 (extraída do Anexo F do projeto de norma: são valores de referência e sugestivos). O módulo de elasticidade da alvenaria é calculado segundo as prescrições da Tabela 3.

Tabela 2 – Especificação dos materiais da alvenaria estrutural

Tipo de Bloco		f_{bk}	f_a	f_{gk}	f_{pk}/f_{bk}	f_{pk}^*/f_{pk}	f_{pk}	f_{pk}^*	espessura mínima da parede do bloco (mm)
		(MPa)	(MPa)	(MPa)			(MPa)	(MPa)	
Bloco vazado de concreto, conforme NBR 6136 (ret. 14x39 cm.)		3,0	4,0	15,0	0,80	2,00	2,4	4,8	25
		4,0	4,0	15,0	0,80	2,00	3,2	6,4	25
		6,0	6,0	15,0	0,75	1,75	4,5	7,9	25
		8,0	6,0	20,0	0,75	1,75	6,0	10,5	25
		10,0	8,0	20,0	0,70	1,75	7,0	12,3	25
		12,0	8,0	25,0	0,70	1,60	8,4	13,4	25
		14,0	12,0	25,0	0,70	1,60	9,9	15,7	25
		16,0	12,0	30,0	0,65	1,60	10,4	16,5	25
		18,0	14,0	30,0	0,65	1,60	11,7	18,7	25
		20,0	14,0	35,0	0,60	1,60	12,0	19,2	25
		22,0	18,0	35,0	0,60	1,60	13,2	21,1	25
		24,0	18,0	40,0	0,60	1,60	14,4	23,1	25

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020).

Tabela 3 – Propriedades da alvenaria

	Propriedade	Valor
Bloco de Concreto	Módulo de deformação longitudinal	800 f_{pk} para $f_{bk} \leq 20 \text{ MPa}$ 750 f_{pk} para $f_{bk} = 22 \text{ e } 24 \text{ MPa}$ 700 f_{pk} para $f_{bk} \geq 26 \text{ MPa}$
	Coeficiente de Poisson	0,20
	Coeficiente de dilatação térmica linear	$9,0 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$
	Coeficiente de deformação unitária por retração da alvenaria (1)	$500 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$
	Coeficiente de fluência específica (considerando tensões na área líquida, ajustar valores para área bruta conforme caso).	0,36 mm/m/MPa

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020).

Também são necessárias as especificações da estrutura de concreto armado.

- Resistência à compressão do concreto (vigas e pilares): C25 (menor resistência permitida em norma para construções em classe de agressividade CAA II);
- Módulo de elasticidade do concreto (vigas e pilares): $E_c = 28,0 \text{ GPa}$;
- Aço das armaduras longitudinais de vigas e pilares: CA-50

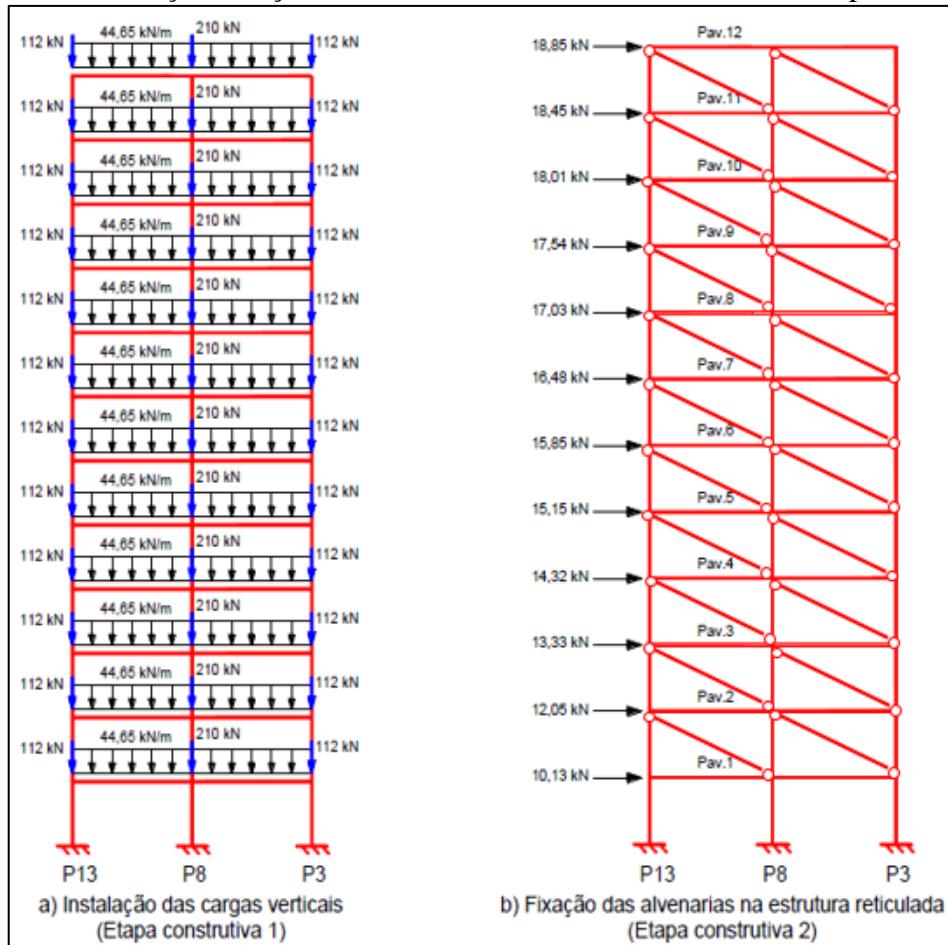
Quanto ao critério de durabilidade, admitiu-se classe de agressividade CAA II com cobrimento de vigas e pilares iguais a 3 cm.

O carregamento aplicado à estrutura está apresentado na Figura 7. As forças verticais foram determinadas considerando 25 kN/m³ para o peso específico de concreto armado; paredes sobre todas as vigas (2,7 kN/m² de alvenaria = 14kN/m×0,19 m); 2,0 kN/m² para a carga (vertical) variável. Para as forças horizontais da ação do vento admitiu-se velocidade básica $V_0 = 31 \text{ m/s}$ (Belo Horizonte – MG); fator topográfico $S_1=1,0$ (terreno plano); terreno categoria IV (terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, com cota média do topo dos obstáculos estimada em 10 m); fator estatístico $S_3=1,0$ (edificações para hotéis e residências; edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação).

A combinação de ações do Estado Limite Último mais crítica para as alvenarias participantes foi aquela em que a ação do vento na fachada de maior dimensão em planta foi considerada como ação variável principal. A fim de estar mais próximo ao que acontece durante a execução de um edifício, foram consideradas duas etapas construtivas: Etapa 1, onde atuam apenas as ações verticais, pois a alvenaria não está fixada à estrutura reticulada de concreto (para o tipo

de edificação analisado a parcela de sobrecarga que atua após a fixação da alvenaria é pequena em relação às cargas verticais instaladas quando há apenas o pórtico de concreto); e Etapa 2, onde atuam as ações horizontais de vento, com as alvenarias já fixadas ao pórtico de concreto.

Figura 7 – Combinação de ações do Estado Limite Último analisada e etapas construtivas



Fonte: Autor (2019).

3.2 ESFORÇOS SOLICITANTES

O primeiro passo consiste na determinação da largura da diagonal equivalente (w) pela Equação 1, que segundo o projeto de norma é calculada conforme a expressão proposta por Hendry (1981), sendo o limite superior dado pelas recomendações de Paulay e Priestley (1992).

$$w = \sqrt{\alpha_H^2 + \alpha_L^2} \quad (1)$$

$$\alpha_H = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_p \cdot h}{E_a \cdot t_{ap} \cdot \sin 2\theta}}$$

$$\alpha_L = \pi^4 \sqrt{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_v \cdot l}{E_a \cdot t_{ap} \cdot \sin 2\theta}}$$

α_H – comprimento de contato vertical entre o pórtico e a diagonal comprimida;

α_L – comprimento de contato horizontal entre o pórtico e a diagonal comprimida;

t_{ap} – duas vezes a soma da espessura das paredes longitudinais do bloco vazado não totalmente grauteado ou a espessura da parede para tijolo maciço ou bloco vazado totalmente grauteado;

h – altura da parede;

l – comprimento da parede;

$\theta = \arctan(h/l)$ – ângulo da diagonal equivalente em relação à horizontal;

E_a – módulo de elasticidade da parede;

E_c – módulo de elasticidade do material do pórtico (concreto para este trabalho);

I_p – momento de inércia à flexão do pilar;

I_v – momento de inércia à flexão da viga.

Na verificação à compressão da diagonal deverá ser empregada a largura efetiva, ou seja, a largura da diagonal (w) dividida por 2, que não poderá ser maior do que 1/4 do comprimento da diagonal.

$$t = 19 \text{ cm}$$

$$h = 250 \text{ cm}$$

$$l = 555 \text{ cm}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{250}{555}\right) = 24,25^\circ$$

$$D = \sqrt{250^2 + 555^2} = 608,71 \text{ cm}$$

$$I_v = \frac{(20 \cdot 50^3)}{12} = 208333 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \left[\frac{(40 \cdot 40^3)}{12} + \frac{(50 \cdot 50^3)}{12} \right] / 2 = 367083 \text{ cm}^4 \quad (\text{admitindo-se a média da inércia dos pilares})$$

$$\alpha_H = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot 28000 \cdot 367083 \cdot 250}{5600 \cdot 19 \cdot \sin(2 \cdot 24,25^\circ)}} = 167,40 \text{ cm}$$

$$\alpha_L = \pi \sqrt{\frac{4 \cdot 28000 \cdot 208333 \cdot 555}{5600 \cdot 19 \cdot \sin(2 \cdot 24,25^\circ)}} = 354,71 \text{ cm}$$

$$w_{ef} = \frac{\sqrt{167,40^2 + 354,71^2}}{2} = 196,11 \text{ cm} \leq \frac{608,71 \text{ cm}}{4} = 152,18 \text{ cm}$$

$$\therefore w_{ef} = 152,18 \text{ cm}$$

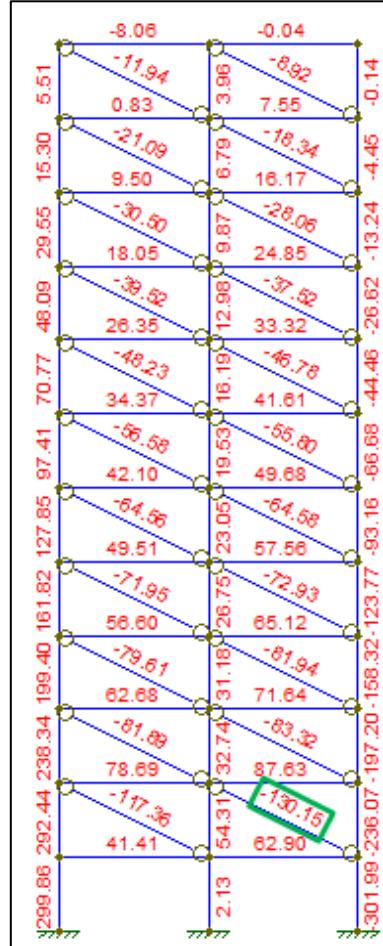
A Equação 2 determina a rigidez axial efetiva da diagonal equivalente, a qual será utilizada para obtenção dos esforços e deslocamentos na estrutura. A fim de considerar os efeitos da fissuração da alvenaria, aplica-se o coeficiente $\phi_{st} = 0,5$ para reduzir a rigidez do painel. O comprimento efetivo da diagonal equivalente é dado por $D_{ef} = D - w_{ef}/2$.

$$k_{ef,diag} = \frac{\phi_{st} \cdot w_{ef} \cdot t_{ap} \cdot E_a}{D_{ef}} \quad (2)$$

$$k_{ef,diag} = \frac{0,5 \cdot 152,18 \cdot 10 \cdot 560}{608,71 - 152,18} = 933,35 \text{ kN/cm}$$

A Figura 8 mostra os esforços normais atuantes na estrutura considerando a Etapa 2 (obtidos a partir da modelagem no programa FTOOL), com destaque para os esforços normais de compressão nas diagonais comprimidas que simulam as alvenarias participantes.

Figura 8 – Esforços normais solicitantes para o mesmo bloco (unidades em kN)



Fonte: Autor (2019).

Percebe-se que a maior solicitação nas alvenarias participantes corresponde a 130,15 kN. A verificação considera que os esforços solicitantes devem ser menores ou iguais à capacidade resistente da estrutura. Assim segue-se com a determinação da capacidade resistente.

3.3 ESFORÇOS RESISTENTES

Conhecidas as solicitações em cada uma das diagonais e a maior força de compressão nas mesmas é necessário conhecer a capacidade resistente da alvenaria, a fim de comparar e determinar se a estrutura é capaz de contrapor as ações. Dessa forma determina-se a capacidade resistente à compressão diagonal, ao cisalhamento por escorregamento da junta horizontal e à tração diagonal.

3.3.1 Resistência à compressão diagonal

Conforme preconiza o projeto de norma, para alvenaria com blocos de 190 mm de altura e junta de argamassa de 10 mm, a resistência à compressão simples pode ser estimada como 70% de f_{pk} . No entanto, como a compressão na alvenaria participante não é perpendicular às juntas deve-se aplicar um coeficiente de redução que corrija a resistência à compressão normal à junta pela resistência na direção da diagonal. Na falta de informações, o projeto de norma recomenda que esse fator seja tomado igual a 0,5 – que é na realidade a situação mais crítica, quando a compressão é paralela às juntas de assentamento. Dessa forma, a resistência à compressão diagonal é dada conforme Equação 3.

$$N_{Rd} = \frac{0,7 \cdot 0,5 \cdot f_{pk}}{\gamma_m} \cdot A \cdot R \quad (3)$$

A – área da seção transversal da diagonal comprimida, calculada com $A = w_{ef} \cdot t$, sendo t a espessura da parede;

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

γ_m – coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria. Para combinações normais e alvenaria não armada considera-se $\gamma_m = 2,0$ se $\lambda < 24$. Se $24 < \lambda < 30$, considera-se $\gamma_m = 3,0$;

R – coeficiente redutor devido à esbeltez da parede λ , determinado por:

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right];$$

$$\lambda = \frac{D_{ef}}{t_e};$$

t_e – espessura efetiva da parede. No caso de paredes sem enrijecedores, esta espessura é igual à espessura t da parede.

Substituindo valores:

$$f_{pk} = 7,0 \text{ MPa} = 0,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$A = 152,18 \cdot 19,0 = 2891,42 \text{ cm}^2$$

$$R = \left[1 - \left(\frac{28,03}{40} \right)^3 \right] = 0,6559$$

$$\gamma_m = 3,0 \quad (24 < \lambda \leq 30)$$

$$\lambda = \frac{608,71 - \frac{152,18}{2}}{19,0} = 28,03$$

$$N_{Rd} = \frac{0,7 \cdot 0,5 \cdot 0,7}{3,0} \cdot 2891,42 \cdot 0,6559 = 154,88 \text{ kN}$$

Dessa forma conclui-se que a resistência à compressão da diagonal é de 154,88 kN.

3.3.2 Resistência ao cisalhamento por escorregamento da junta horizontal

A capacidade resistente ao cisalhamento por escorregamento da junta horizontal é dada em função da resistência da argamassa de assentamento, conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 – Resistência média à compressão da argamassa

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

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020).

A tensão normal de pré-compressão (σ) considera apenas as ações verticais permanentes. Na Equação 4 tem-se a força normal resistente da diagonal equivalente associada à capacidade resistente ao cisalhamento da alvenaria.

$$N_{Rd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \cdot \frac{t \cdot l}{\cos\theta} \quad (4)$$

onde:

f_{vk} – resistência ao cisalhamento da junta horizontal;

γ_m – coeficiente de ponderação da resistência da alvenaria, igual à 2,0.

A fim de levar em conta a situação mais desfavorável, a tensão de pré-compressão σ foi desconsiderada. Como para o caso em análise, em que a resistência da argamassa é superior a 7,0 MPa, tem-se para f_{vk} :

$$f_{vk} = 0,35 + 0,5 \cdot 0 = 0,35 \text{ MPa}$$

Portanto:

$$N_{Rd} = \frac{0,035}{2} \cdot \frac{19,555}{\cos 24,25^\circ} = 202,40 \text{ kN}$$

Dessa forma conclui-se que a resistência da diagonal, em função do cisalhamento por escorregamento da junta horizontal, é de 202,40 kN.

3.3.3 Resistência à tração diagonal

Uma terceira verificação de resistência estaria associada à tração da diagonal; no entanto o projeto de norma não menciona tal verificação. Medeiros *et al.* (2018) explicam que ao se desprezar os efeitos da pré-compressão causada pelas forças horizontais, os limites de esforços ficam condicionados ao escorregamento da junta horizontal.

Com base nos cálculos apresentados (para resistência à compressão diagonal: $N_{Rd} = 154,88 \text{ kN}$ e para resistência ao cisalhamento da junta horizontal: $N_{Rd} = 202,40 \text{ kN}$), pode-se concluir que a resistência da alvenaria participante foi determinada pela compressão da diagonal

($N_{Rd} = 154,88$ kN), e que o bloco de 10 MPa atende à segurança (pois o maior esforço solicitante é $N_{sd} = 130,15$ kN).

3.4 VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS BLOCOS

A fim de reduzir os custos das edificações, usualmente, há diminuição da resistência do concreto e/ou da seção transversal de vigas e pilares ao longo dos andares das edificações, à medida que se tem menores solicitações nos andares superiores. Para o exemplo em análise, visa-se a redução da resistência da alvenaria.

Os mesmos cálculos descritos anteriormente foram aplicados para blocos de concreto de 3 MPa, 4 MPa, 6 MPa e 8 MPa, a fim de determinar sua capacidade resistente e qual o limitante de resistência em cada caso. Os resultados encontrados estão apresentados na Tabela 5.

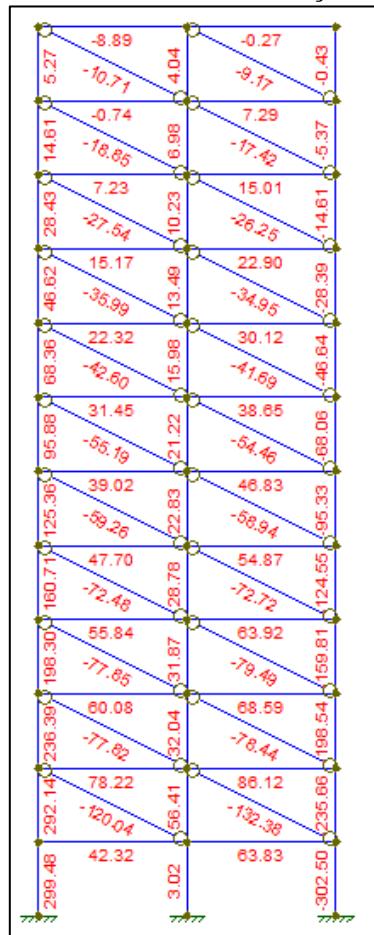
Tabela 5 – Capacidade resistente dos blocos

Bloco	Capacidade resistente (kN)	Limitante de resistência
3 MPa	53,1	compressão da diagonal
4 MPa	70,8	compressão da diagonal
6 MPa	86,74	cisalhamento da junta horizontal
8 MPa	86,74	cisalhamento da junta horizontal
10 MPa	154,88	compressão da diagonal

Fonte: Autor (2019).

Conhecida a capacidade resistente de cada bloco e a força de compressão na diagonal (Figura 9), foi possível variar o bloco utilizado ao longo dos andares do edifício, conforme exposto na Tabela 6.

Figura 9 – Esforços normais solicitantes com variação de blocos (unidades em kN)



Fonte: Autor (2019).

Tabela 6 – Variação da resistência do bloco ao longo da altura

Pavimento	Bloco (MPa)	Capacidade resistente (kN)	Maior solicitação na diagonal (kN)
11	3	53,1	10,71
10	3	53,1	18,85
9	3	53,1	27,54
8	3	53,1	35,99
7	3	53,1	42,60
6	4	70,8	55,19
5	4	70,8	59,26
4	6	86,74	72,72
3	6	86,74	79,49
2	6	86,74	78,44
1	10	154,88	132,38
0	-	-	-

Fonte: Autor (2019).

Percebe-se que o bloco de resistência de 10 MPa é necessário apenas no primeiro pavimento, sendo que nos demais, devido à redução dos esforços solicitantes nas diagonais é possível utilizar blocos de menor resistência.

Nota-se que, principalmente nos pavimentos superiores, os blocos são solicitados por esforços bem menores do que sua capacidade resistente, percebendo-se no 11º pavimento que a capacidade resistente é 5,8 vezes maior do que a solicitação da diagonal.

Entre os blocos de 6 MPa e 10 MPa encontramos o bloco de 8 MPa, no entanto como este também tem sua capacidade resistente limitada pelo cisalhamento da junta horizontal, pode-se utilizar o bloco de menor resistência à compressão.

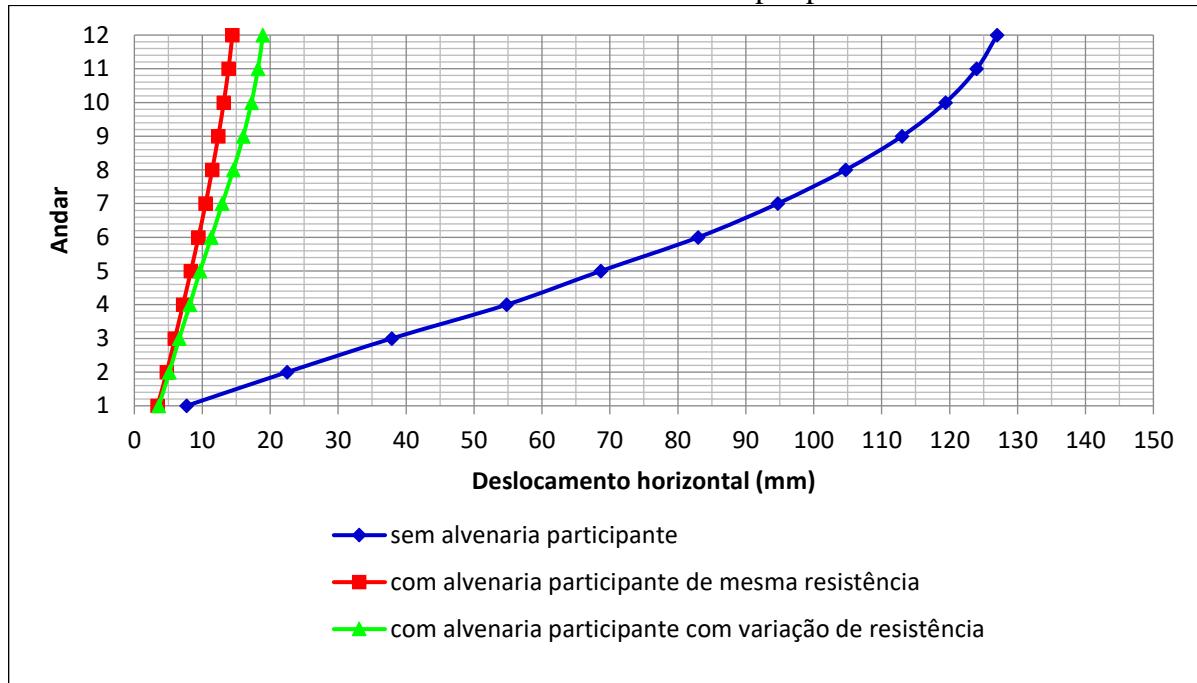
3.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A fim de comparar a eficiência de cada uma das soluções propostas, foram calculados o coeficiente γ_z (estabilidade global: efeitos globais de segunda ordem), os deslocamentos horizontais por pavimento, os máximos momentos fletores nos pilares e os momentos fletores nas vigas (momento negativo junto aos apoios e máximo momento positivo ao longo do vão).

Tratando-se de estabilidade global, o pórtico analisado sem consideração da alvenaria participante apresentou coeficiente $\gamma_z = 1,30$. Portanto os efeitos globais de segunda ordem precisam ser incluídos na obtenção dos deslocamentos e esforços solicitantes. Considerando o pórtico analisado com alvenaria participante de blocos iguais (blocos de 10 MPa de resistência à compressão em todos os andares), obteve-se $\gamma_z = 1,03$ e para a variação dos blocos ao longo da altura (conforme Tabela 6) obteve-se $\gamma_z = 1,04$. Dessa forma os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados em ambos os casos no caso da presença de alvenaria participante.

O Gráfico 1 traz a comparação, em termos de deslocamentos horizontais dos andares, para os três casos apresentados: pórtico sem alvenarias participantes, pórtico com alvenarias participantes de mesma resistência e pórtico com alvenarias participantes com variação de resistência (conforme Tabela 6).

Gráfico 1 – Deslocamento horizontal por pavimento



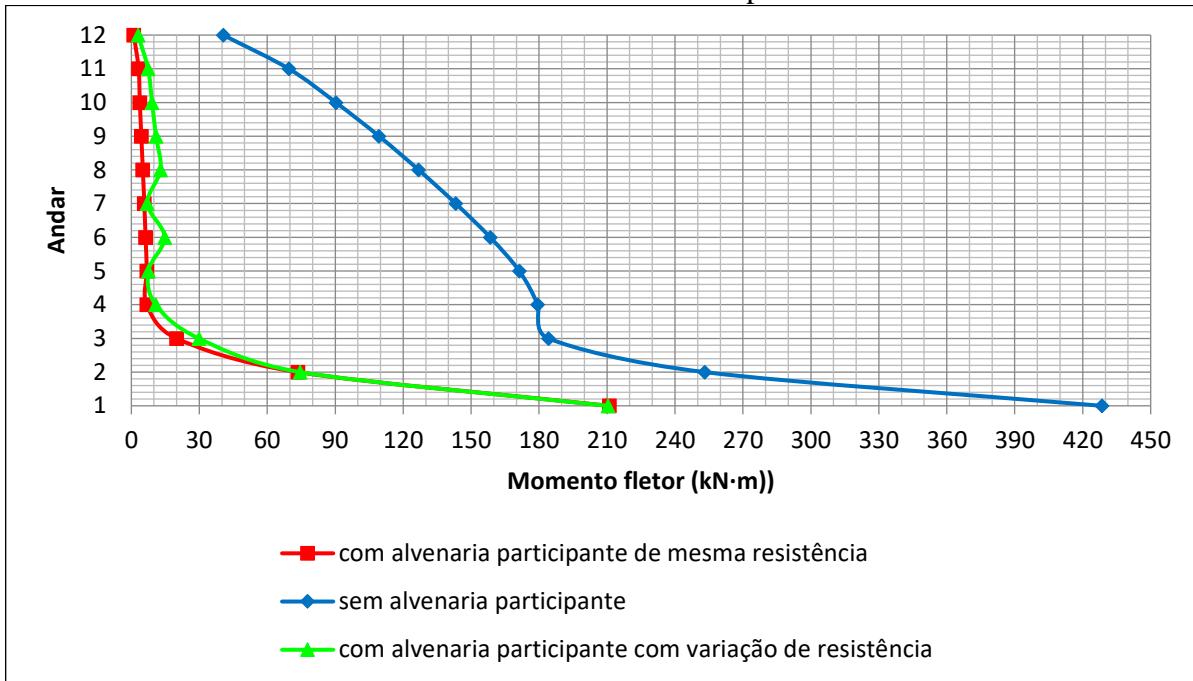
Fonte: Autor (2019).

Pela observação dos resultados, conclui-se que a presença da alvenaria aumenta a rigidez do pórtico, diminuindo os deslocamentos horizontais em todos os andares. Comparando-se a solução com alvenaria participante e sem alvenaria participante há uma variação de rigidez em torno de 7,5 vezes; para o caso com variação dos blocos, quando comparado com o caso sem alvenaria, tem-se aumento de rigidez em torno de 6 vezes. Comparando-se os dois casos com presença de alvenaria, o caso com alvenaria de blocos variáveis é, em média, 20% mais deslocável do que o caso com o mesmo bloco em toda a edificação.

Os esforços solicitantes no pórtico foram calculados considerando que as ações do vento podem atuar em dois sentidos opostos na direção do pórtico, causando efeitos simétricos na estrutura. Assim os esforços nos pilares P3 e P13 (pilares de extremidade) são iguais, bem como os momentos fletores negativos nos apoios de extremidade das vigas.

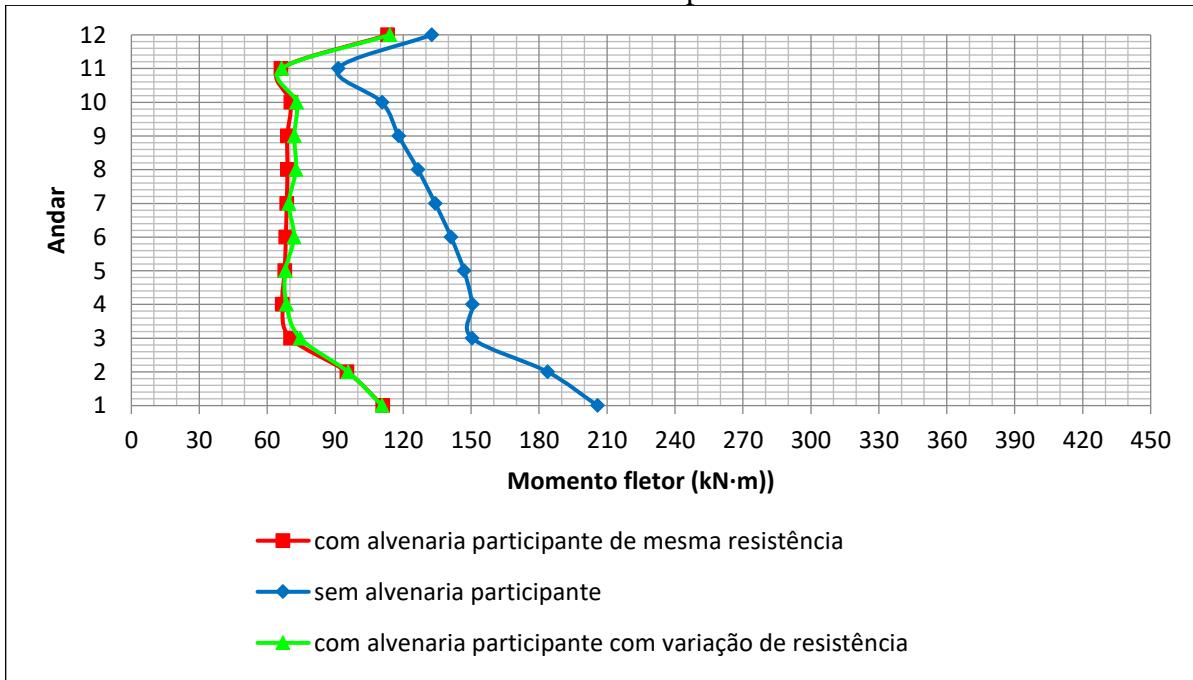
Os Gráficos 2 e 3 mostram, respectivamente, os máximos momentos fletores nos pilares internos e de extremidade, por andar.

Gráfico 2 – Momentos fletores no pilar interno



Fonte: Autor (2019).

Gráfico 3 – Momentos fletores nos pilares de extremidade



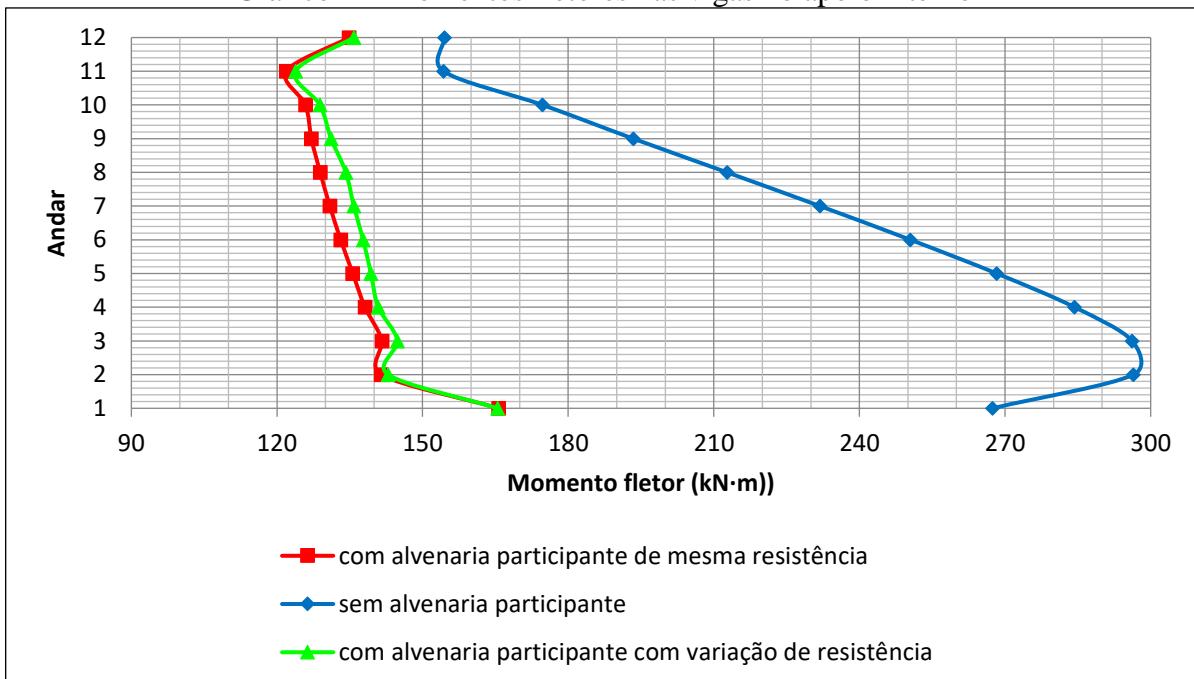
Fonte: Autor (2019).

Nota-se redução dos momentos fletores com a presença da alvenaria. As soluções com blocos iguais e com variação da resistência de blocos ao longo da altura resultam em solicitações com

pequena diferença. Para os pilares internos há redução média em torno de 90% entre o modelo sem e com alvenaria, notando-se a maior diferença no 4º andar (172,59 kN·m). Já para os pilares de extremidade essa diminuição encontra-se em torno de 43%, sendo a maior diferença, também encontrada no 4º andar, de 83,82 kN·m.

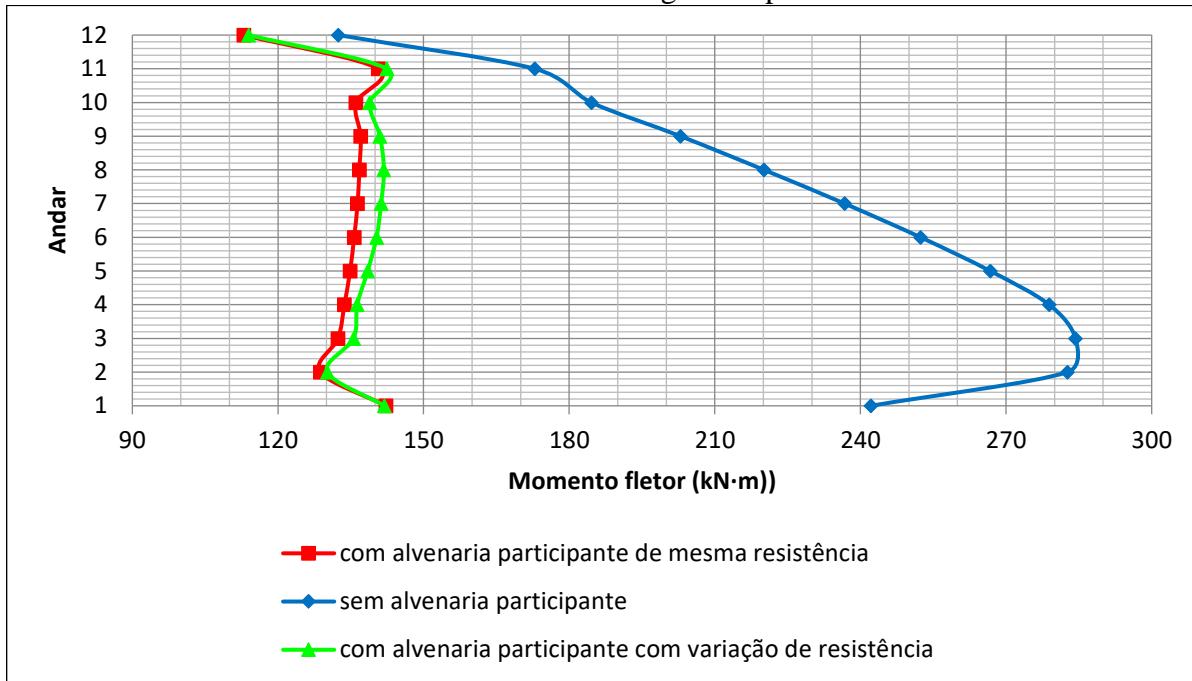
Os Gráficos 4 e 5 apresentam os momentos fletores negativos nas vigas junto aos apoios: o primeiro para o apoio interno (Gráfico 4) e o segundo para o apoio de extremidade (Gráfico 5). O Gráfico 6 mostra os valores do máximo momento positivo nos vãos das vigas.

Gráfico 4 – Momentos fletores nas vigas no apoio interno



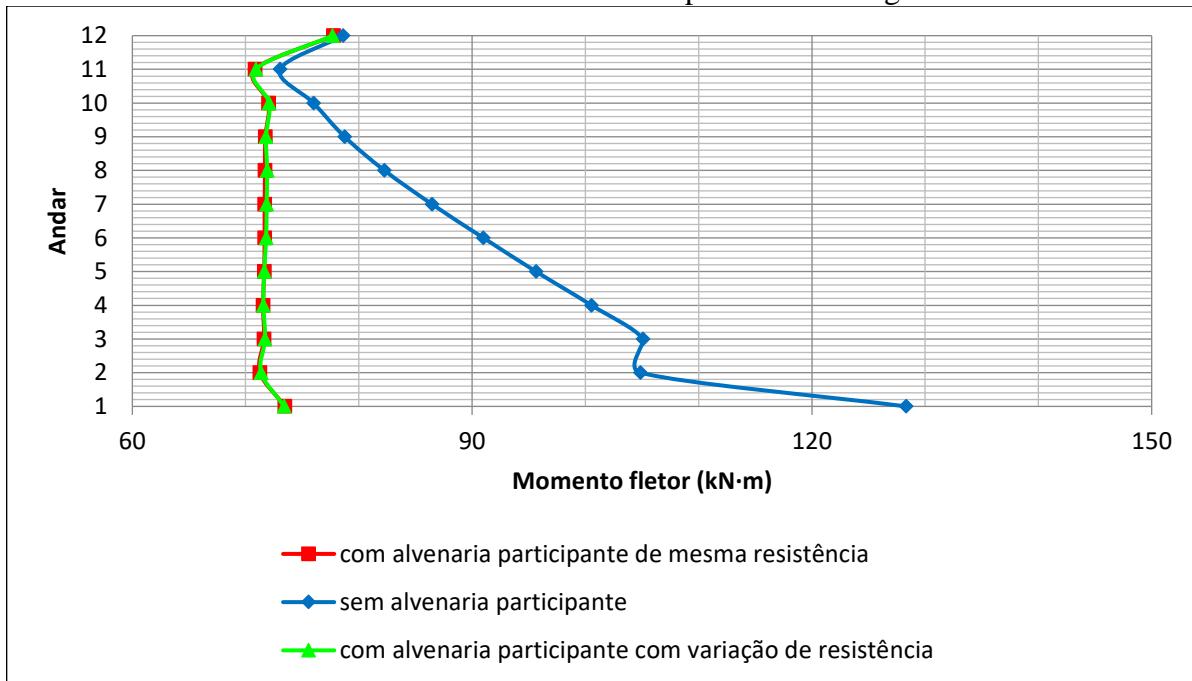
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 5 – Momentos fletores nas vigas no apoio de extremidade



Fonte: Autor (2019).

Gráfico 6 – Momentos fletores positivos nas vigas



Fonte: Autor (2019).

Assim como para os pilares, a presença da alvenaria propicia redução nos momentos solicitantes das vigas, não havendo grandes discrepâncias quando comparados os modelos com alvenaria

de mesmo bloco e com variação da resistência do bloco ao longo da altura da edificação. Para os momentos negativos nas vigas, houve redução média em torno de 40% e, para os positivos, diminuição de 20% quando comparados os valores do caso sem alvenaria com o caso da presença de alvenaria participante. O andar que apresentou as maiores diferenças em termos de momentos nas vigas, foi o 2º, onde houve variação de aproximadamente 50 kN·m para os momentos negativos e 32 kN·m para os momentos positivos.

3.6 CONCLUSÕES DO EXEMPLO NUMÉRICO

Observa-se que a metodologia de consideração da alvenaria participante proposta pelo projeto de norma é de fácil aplicação, exigindo-se apenas que haja correta especificação das propriedades dos materiais que compõem o pórtico e a alvenaria.

Para as solicitações do exemplo em análise os blocos com resistência entre 3 MPa e 8 MPa não são suficientemente resistentes para atender a segurança, considerando a construção com apenas um tipo de bloco, sendo necessário no mínimo blocos de 10 MPa.

Pela análise dos deslocamentos e esforços solicitantes é possível concluir que a presença da alvenaria participante enrijece a estrutura, contribuindo para diminuição do deslocamento lateral e redistribuição dos esforços solicitantes ao longo das vigas e pilares.

A variação da resistência dos blocos ao longo da altura da edificação, considerando a diminuição dos esforços solicitantes nos pavimentos superiores, apresentou praticamente os mesmos resultados, em termos de deslocamentos e momentos fletores nas vigas e pilares, que a solução com blocos de 10 MPa em toda a edificação. Dessa forma conclui-se que é vantajoso o uso da variação dos blocos, a fim de minimizar os custos com a aquisição de blocos de concreto.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS E SIMULAÇÃO MEF

As simulações apresentadas neste capítulo visam validar a metodologia de modelagem empregada em trabalhos anteriores, como o de Silva (2014) e Montandon (2018), comparando com resultados experimentais. Atenção especial à comparação de resultados foi dada à fase elástico-linear do comportamento dos pórticos preenchidos.

Alguns dos pórticos ensaiados por Mehrabi *et al.* (1996) foram simulados utilizando o MEF, no programa ANSYS (plataforma Mechanical APDL), a fim de verificar se as simplificações e adequações realizadas nos modelos não prejudicam sua fidelidade à estrutura representada. Mehrabi *et al.* (1996) ensaiaram quadros (pórticos) classificados como “fracos” e “fortes” em termos de resistência: *weak frames* os dimensionados para ações de vento de 1,24 kN/m²; *strong frames* os dimensionados para forças horizontais sísmicas equivalentes da Zona Sísmica 4 do UBC (1991).

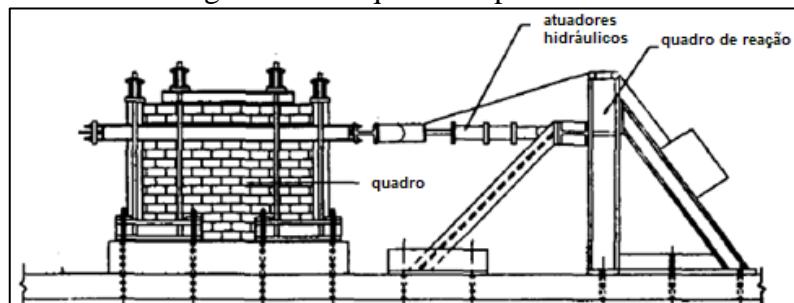
Foram escolhidos para as simulações os quadros classificados como “fracos” (*weak frame*, dimensionados para ações de vento de 1,24 kN/m²). Estes possuem razão altura/comprimento do vão livre (h/L) de 1/1,5.

Dois quadros distintos foram considerados:

- modelo 1 – estrutura sem preenchimento de alvenaria;
- modelo 2 – estrutura preenchida com alvenaria de bloco vazado;

Na Figura 10 é apresentado o esquema experimental utilizado por Mehrabi *et al.* (1996), considerando a instrumentação do pórtico e o equipamento utilizado para aplicação do carregamento.

Figura 10 – Esquema Experimental

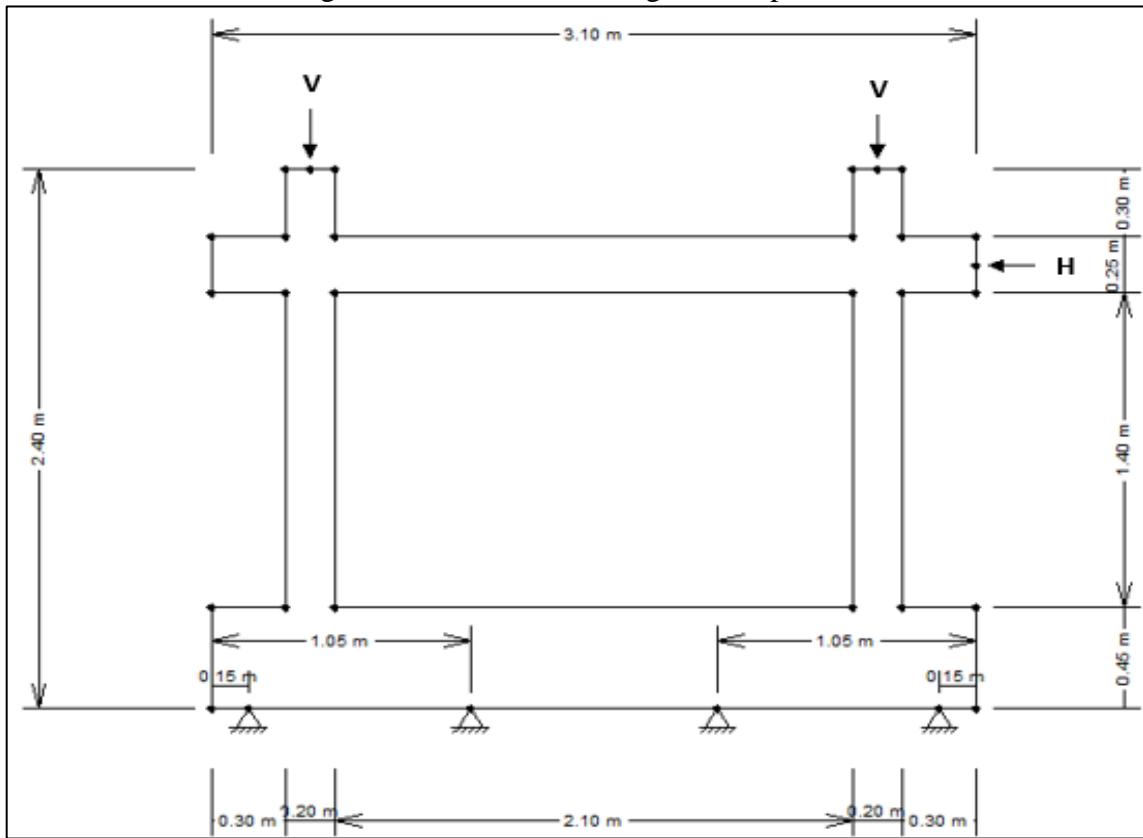


Fonte: Mehrabi *et al.* (1996).

A força lateral foi aplicada com o uso de dois atuadores hidráulicos servo-controlados, cada um com capacidade de carga de 489 kN. A fim de evitar surgimento de esforços de tração na viga superior, foram instaladas quatro hastes de aço rígidas para transmitir a força de tração para a amostra em qualquer direção. As forças verticais foram exercidas por macacos hidráulicos controlados manualmente, monitoradas por medidores de tensão acoplados às hastes. Para os dois modelos analisados a carga vertical foi aplicada apenas nos pilares, sendo mantida constante durante todo o experimento. As deformações nas barras de reforço e no painel foram medidas com o uso de *strain gages* e transdutores de deslocamento.

Na Figura 11 é apresentado um esquema para representar o experimento, para o modelo 2 considera-se ainda a presença da alvenaria. A viga superior, a viga inferior e os pilares possuem seção transversal de 15 cm × 25 cm, 15 cm × 45 cm e 20 cm × 20 cm, respectivamente. A espessura da parede é de 9 cm.

Figura 11 – Características gerais do pórtico



Fonte: Autor (2019).

4.1 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS E FORÇAS APLICADAS

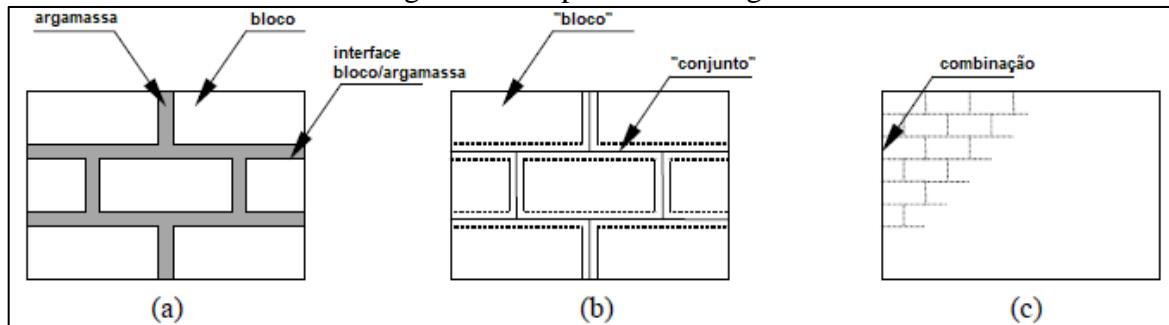
Conforme apresentado por Mehrabi *et al.* (1996), as vigas e pilares são constituídos por concreto armado de módulo de elasticidade $2,2 \cdot 10^7$ kPa e coeficiente de Poisson 0,20. As alvenarias de bloco vazado apresentam módulo de elasticidade $3,1 \cdot 10^6$ kPa e as de bloco sólido $9,5 \cdot 10^6$ kPa, sendo o coeficiente de Poisson igual a 0,15 para ambos os casos. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento também foram obtidos dos dados do ensaio experimental, sendo o coeficiente de atrito igual 0,9 e a coesão de 345 kPa.

Para os dois modelos, o carregamento vertical equivale a 294 kN (147 kN aplicados em cada pilar), com ausência de carregamento direto sobre a viga (para outros modelos analisados pelos autores o carregamento vertical foi distribuído entre os dois pilares e a viga superior). Os carregamentos horizontais devido às forças de vento foram de 107 kN e 151 kN, para os modelos 1 e 2 respectivamente.

4.2 ANÁLISE NUMÉRICA

A modelagem de pórticos preenchidos segue três linhas de abordagem: micromodelagem, mesomodelagem e/ou macromodelagem. Para Lourenço et al. (2006) na micromodelagem a argamassa e os blocos são modelados por elementos contínuos e elementos descontínuos representam o contato bloco/argamassa (Figura 12a). Assim bloco, argamassa e o contato são definidos por modelos constitutivos distintos. Na mesomodelagem os blocos são modelados por elementos contínuos e a interface bloco/argamassa são modeladas em conjunto por elementos descontínuos (Figura 12b). Já na macromodelagem os três elementos são representados de forma contínua (Figura 12c).

Figura 12 – Tipos de modelagem



Fonte: Lourenço et al (2006).

Os mesomodelos aplicados neste trabalho foram desenvolvidos a partir da evolução de modelos ao longo dos anos. Segundo Doudoumis (2007b), as primeiras aplicações de micromodelos em análises de quadros preenchidos datam de 1968, quando Mallick e Severn calculavam a rigidez elástica de painéis de andar por andar.

Doudoumis (2007b) estudou analiticamente o comportamento de pórticos preenchidos aplicando a micromodelagem. Seu objetivo principal centrou-se na avaliação da influência quantitativa de certas premissas de modelagem simplificada e em parâmetros de grande influência no comportamento estrutural. Avaliou o comportamento do sistema estrutural frente a variações da interface pórtico/alvenaria, da densidade da malha de discretização, do coeficiente de atrito, da rigidez do pilar, da relação de tamanho entre pórtico e alvenaria e da ortotropia do painel de preenchimento.

A partir de seus estudos, Doudoumis (2007b), concluiu que o quadro isolado representa satisfatoriamente a estrutura real, possibilitando que os resultados encontrados na micromodelagem sejam extrapolados para o todo.

A fim de simplificar as análises, tanto a alvenaria quanto o pórtico foram admitidos como materiais de comportamento isotrópico e elástico-linear. Todo o quadro foi simulado utilizando elementos do tipo PLANE 182. O referido elemento finito possui quatro nós, sendo que cada nó apresenta dois graus de liberdade: as translações no plano da estrutura analisada.

Outra preocupação durante a simulação foi o contato pórtico/alvenaria, que deve apresentar tensões de contato nos cantos da diagonal comprimida e separação entre os elementos nos cantos da diagonal oposta, tracionada. Para representar tal situação foram aplicados os elementos CONTA172/TARGE169, a fim de permitir o deslizamento e a separação entre as superfícies em contato.

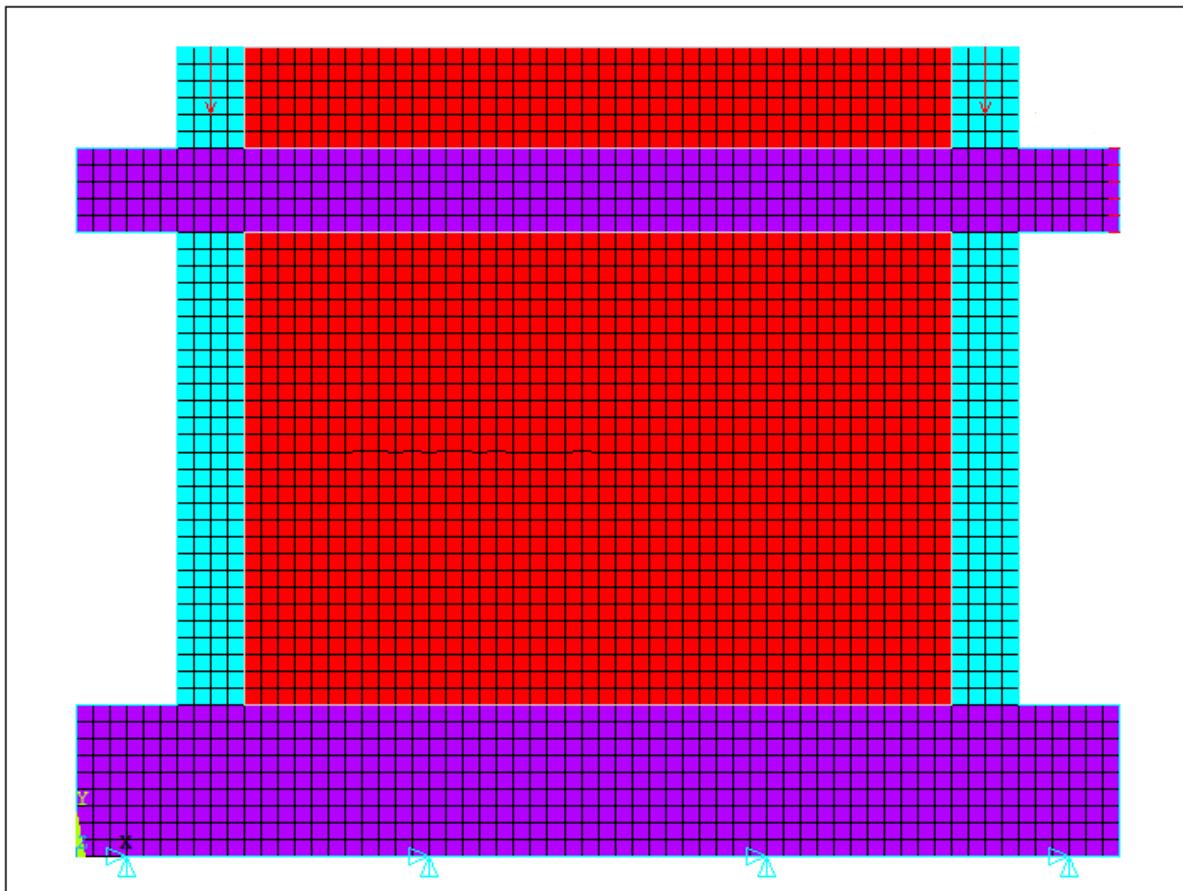
Fisicamente os elementos em contato (pórtico e alvenaria) não deveriam admitir nenhuma penetração entre si. No entanto, por problemas de convergência numérica é necessário permitir certo nível de penetração. O programa ANSYS lida com tal situação a partir de dois coeficientes FKN (fator de rigidez normal de contato) e FTOLN (fator de tolerância à penetração). O fator FKN dita quanto um corpo é resistente à penetração de outro: quanto maior este fator, menor a penetração. Já o FTOLN é a máxima penetração permitida entre os elementos em contato, calculado como o produto entre a profundidade do elemento e o fator de tolerância à penetração. Para o modelo 2 foi possível aplicar FKN 0,15, atingindo convergência numérica.

Segundo Doudoumis (2007b) a densidade de malha $4\text{ cm} \times 4\text{ cm}$ fornece resultados satisfatórios em termos de rigidez total do sistema e tensão dentro do painel de preenchimento, para os casos em que é considerado comportamento linear do material. A malha de todos os modelos foi definida como sendo de $5\text{ cm} \times 5\text{ cm}$, de forma que melhor se ajustou as dimensões do painel em análise e conduziu a resultados praticamente iguais aos obtidos com a malha $4\text{ cm} \times 4\text{ cm}$.

Os apoios foram definidos na face inferior da viga (como mostra a Figura 11) a fim de simular o contato e transmissão de esforços tal como realizado no experimento. Os carregamentos foram

aplicados na face externa dos pilares e vigas. A fim de considerar a dimensão do aparelho de aplicação da força, a força horizontal foi dividida igualmente entre os nós da face externa da viga. A Figura 13 mostra o modelo numérico desenvolvido no programa ANSYS, plataforma APDL.

Figura 13 – Modelo numérico



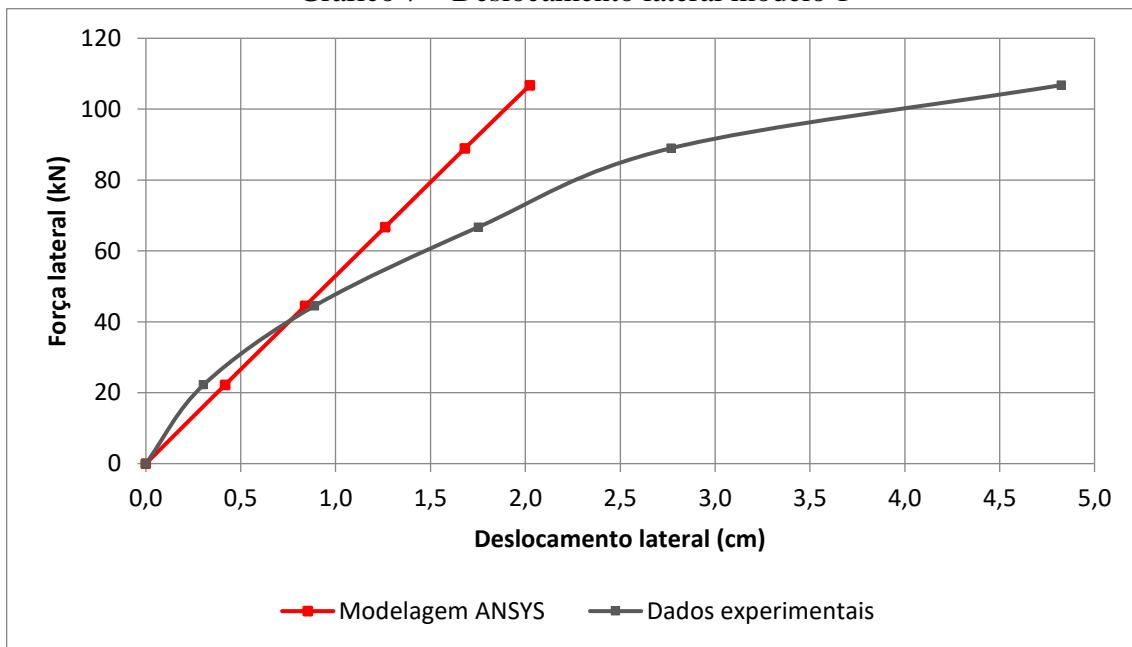
Fonte: Autor (2019).

Foram aplicadas as reduções de inércia nos componentes da estrutura, para a consideração da não-linearidade física (fissuração) conforme indicadas pelas normas brasileiras ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 15961-1:2011, a saber: $0,5E_c$ para pilares; $0,4E_c$ para vigas; e $0,5E_a$ para a alvenaria.

Os gráficos 7 e 8 apresentam as curvas de deslocamento horizontal geradas pela análise com o Método dos Elementos Finitos (programa ANSYS) comparadas às curvas do ensaio experimental. Os valores de deslocamentos foram medidos nos pontos de aplicação da força

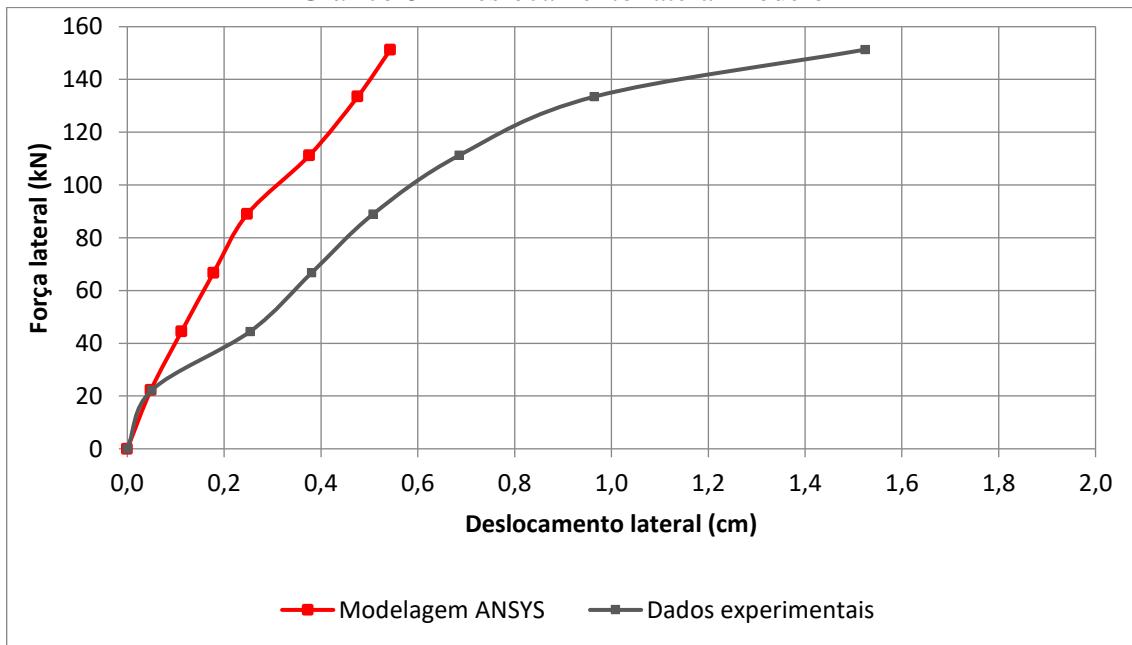
(determinando um valor médio entre os seis pontos de aplicação), na face externa direita da viga superior.

Gráfico 7 – Deslocamento lateral modelo 1



Fonte: Autor (2019).

Gráfico 8 – Deslocamento lateral modelo 2



Fonte: Autor (2019).

4.3 CONCLUSÕES DAS MODELAGENS

A partir da análise das curvas força-deslocamento, percebe-se que os modelos 1 e 2 foram capazes de representar razoavelmente as estruturas ensaiadas na fase elástico-linear, especialmente para forças aplicadas em torno de 30% da força última (máxima). As diferenças de rigidez a partir desse ponto podem ser explicadas devido a consideração simplificada da não linearidade física dos elementos da estrutura (apenas por meio da redução de inércia).

Para o modelo 2 (alvenaria de bloco vazado), a rigidez lateral do modelo numérico foi praticamente igual à do modelo experimental até o início da fissuração (queda mais brusca da perda de rigidez da curva força-deslocamento para uma força de aproximadamente 22kN).

Observa-se comportamento não-linear nas curvas força-deslocamento do modelo 2 (onde há alvenaria de preenchimento). Esse comportamento se deve a não-linearidade de contato, que pelo Gráfico 8, torna-se mais pronunciada para cerca de 60% da força última (máxima).

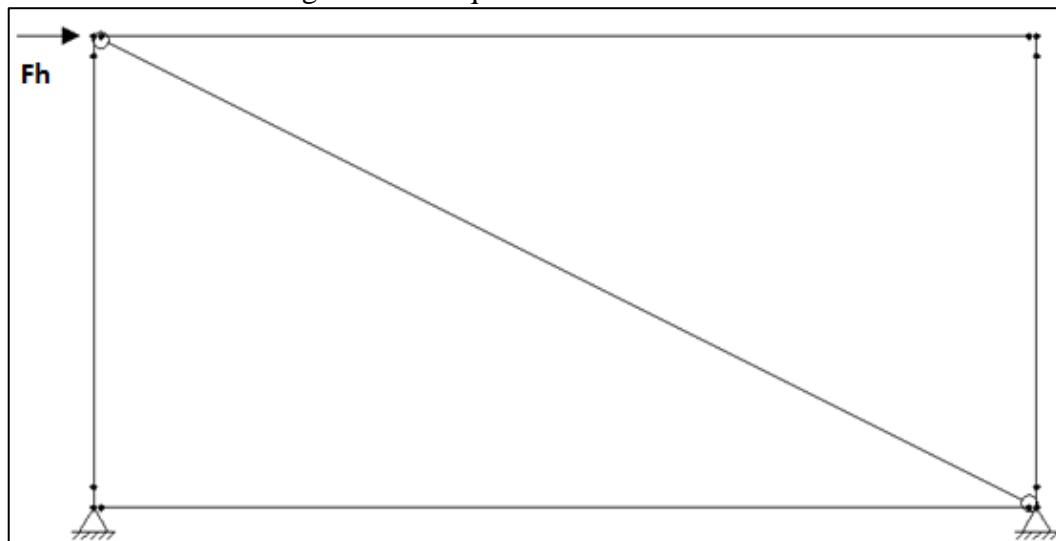
5 DETERMINAÇÃO DA LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE

Conforme já discutido na revisão bibliográfica, grandes são as discrepâncias encontradas na determinação da largura da diagonal equivalente, conforme a expressão analítica utilizada. Os trabalhos desenvolvidos anteriormente, no entanto, concentraram-se apenas no Estado Limite de Serviço. Assim, o objetivo desta seção é a comparação da largura da diagonal equivalente para um pórtico com alvenaria participante de blocos de concreto em Estado Limite Último.

Para isso serão utilizadas duas formas de análise: análise em MEF, a partir da utilização do programa computacional ANSYS, plataforma Mechanical APDL; e análise com o emprego do MDE, com a utilização do programa FTOOL para a resolução de pórticos planos.

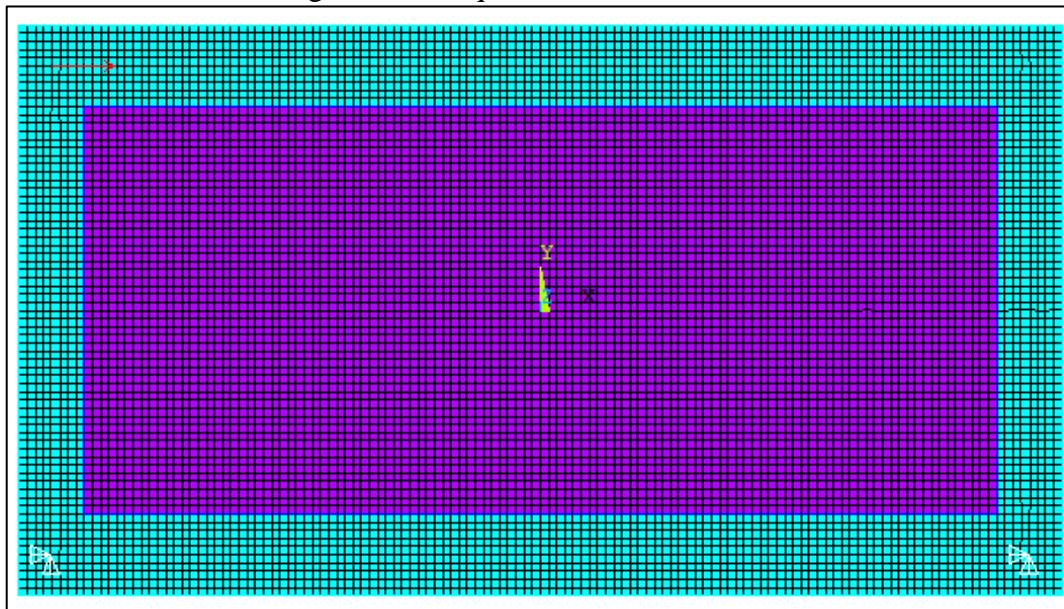
Os modelos desenvolvidos neste trabalho foram adaptações de alguns daqueles utilizados por Montandon (2018), considerando os pilares do pórtico de mesma seção transversal. A Figura 14 apresenta um esquema geral dos modelos MDE e a Figura 15 um modelo em MEF aplicados na análise desenvolvida.

Figura 14 – Esquema dos modelos MDE



Fonte: Autor (2019).

Figura 15 – Esquema dos modelos MEF



Fonte: Autor (2019).

Foram considerados quadros (pórticos) de comprimento $L = 4,5\text{ m}$; $6,0\text{ m}$; e $7,5\text{ m}$, pé-direito estrutural $H = 3,0\text{ m}$, vigas de seção transversal $20\text{ cm} \times 40\text{ cm}$; $20\text{ cm} \times 50\text{ cm}$; $20\text{ cm} \times 60\text{ cm}$, e pilares de seção $20\text{ cm} \times 40\text{ cm}$, $20\text{ cm} \times 60\text{ cm}$, $20\text{ cm} \times 80\text{ cm}$ e $20\text{ cm} \times 100\text{ cm}$. A espessura da alvenaria para todas as simulações foi de 20 cm .

5.1 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS E ESFORÇOS

Para pilares e vigas foi utilizado concreto armado com f_{ck} de 25 MPa (mínima resistência para edificações construídas em ambientes com classe de agressividade ambiental CAA II), módulo de elasticidade determinado conforme prescrições da ABNT NBR 6118:2014 e igual a $2,5 \cdot 10^4\text{ MPa}$ e coeficiente de Poisson de $0,20$. A fim de simplificar as análises, o material foi admitido como isotrópico e elástico-linear.

A alvenaria, composta por blocos vazados de concreto, teve suas características mecânicas determinadas conforme prescrições do projeto de norma ABNT NBR 16868-1:2020. Foram utilizados blocos de resistência característica a compressão de $4,0$; $8,0$; $12,0$ e $16,0\text{ MPa}$. Utilizando a Tabela 2 foram determinadas as resistências da argamassa e do prisma. Conforme indicado na Tabela 3, o coeficiente de Poisson é igual a $0,20$ e o módulo de elasticidade

calculado em função da resistência do prisma: $2,6 \cdot 10^3$ MPa; $4,8 \cdot 10^3$ MPa; $6,7 \cdot 10^3$ MPa; $8,3 \cdot 10^3$ MPa (respectivamente para os blocos de f_{bk} 4,0; 8,0; 12,0 e 16,0 MPa). A alvenaria também foi admitida como material isotrópico e elástico-linear.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram determinados conforme o critério de Coulomb (Equação 5).

$$\tau = \tau_0 + \mu \cdot \sigma \quad (5)$$

τ – tensão de cisalhamento mobilizada

τ_0 – coesão;

μ – coeficiente de atrito entre a parede e o pórtico de concreto; e

σ – pressão de contato entre a parede e o pórtico de concreto.

O projeto de norma estabelece os coeficientes da equação em função da resistência da argamassa utilizada em cada caso. Como a análise em elementos finitos fornece a tensão em cada nó (ou em cada elemento finito), é necessário também atentar-se à máxima tensão resistente ao cisalhamento, indicada pela norma. Portanto, de acordo com a Tabela 4 (retirada do projeto de norma), o coeficiente de atrito para todas as situações será igual a 0,5, a coesão e a máxima tensão de cisalhamento para os painéis com blocos de resistência a compressão de 4,0 e 8,0 MPa equivale a 0,150 MPa e 1,4 MPa, respectivamente; e para os painéis de resistência 12,0 e 16,0 MPa igual a 0,345 MPa, e 1,7 MPa, respectivamente.

Quanto à força horizontal aplicada em cada modelo, partiu-se do exposto por Montandon (2018) para definição do carregamento. No trabalho desenvolvido pelo autor foram aplicadas forças de vento capazes de produzir, na estrutura não preenchida, deslocamentos relativos entre dois andares consecutivos iguais a $H/850$ (limite recomendado pela ABNT NBR 6118:2014 para verificação dos Estados Limites de Serviço), sendo H a distância entre andares consecutivos.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 para combinação frequente de serviço (ELS), o fator de redução ψ_2 da ação do vento é igual a 0,3. Para as combinações do estado limite último (ELU) em que o vento é ação variável principal, o coeficiente de ponderação é igual a 1,4. Desta forma, tem-se uma relação de aproximadamente 4,5 vezes entre os valores das ações do ELU e do ELS. Assim, as forças aplicadas por Montandon (2018) foram multiplicadas por 4,5 e aplicadas aos novos modelos em análise.

As Tabelas 7, 8 e 9 apresentam um resumo das principais características dos modelos analisados, incluindo a nomenclatura adotada para cada modelo, para os pórticos de 4,5 m; 6,0 m e 7,5 m de vão, respectivamente. As variáveis correspondem a: f_{bk} – resistência característica à compressão do bloco; f_a – resistência média à compressão da argamassa; f_{pk} – resistência característica à compressão do prisma; E_a – módulo de elasticidade da alvenaria participante.

Tabela 7 – Modelos analisados L= 4,5 m

L = 4,5 m (Viga 20 cm x 40 cm)							
Modelo	f_{bk} (MPa)	f_a (MPa)	f_{pk} (MPa)	E_a (MPa)	Coesão (MPa)	Dimensões do pilar (cm)	Força aplicada (kN)
B4V40P40	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×40	162,90
B4V40P60	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×60	238,50
B4V40P80	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×80	292,95
B4V40P100	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×100	344,70
B8V40P40	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×40	162,90
B8V40P60	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×60	238,50
B8V40P80	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×80	292,95
B8V40P100	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×100	344,70
B12V40P40	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×40	162,90
B12V40P60	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×60	238,50
B12V40P80	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×80	292,95
B12V40P100	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×100	344,70
B16V40P40	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×40	162,90
B16V40P60	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×60	238,50
B16V40P80	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×80	292,95
B16V40P100	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×100	344,70

Fonte: Autor (2019).

Tabela 8 – Modelos analisados L= 6,0 m

L = 6,0 m (Viga 20 cm x 50 cm)							
Modelo	f _{bk} (MPa)	f _a (MPa)	f _{pk} (MPa)	E _a (MPa)	Coesão (MPa)	Dimensões do pilar (cm)	Força aplicada (kN)
B4V50P40	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×40	203,85
B4V50P60	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×60	308,70
B4V50P80	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×80	374,85
B4V50P100	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×100	428,40
B8V50P40	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×40	203,85
B8V50P60	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×60	308,70
B8V50P80	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×80	374,85
B8V50P100	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×100	428,40
B12V50P40	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×40	203,85
B12V50P60	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×60	308,70
B12V50P80	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×80	374,85
B12V50P100	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×100	428,40
B16V50P40	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×40	203,85
B16V50P60	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×60	308,70
B16V50P80	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×80	374,85
B16V50P100	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×100	428,40

Fonte: Autor (2019).

Tabela 9 – Modelos analisados L= 7,5 m

L = 7,5 m (Viga 20 cm x 60 cm)							
Modelo	f _{bk} (MPa)	f _a (MPa)	f _{pk} (MPa)	E _a (MPa)	Coesão (MPa)	Dimensões do pilar (cm)	Força aplicada (kN)
B4V60P40	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×40	246,15
B4V60P60	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×60	386,55
B4V60P80	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×80	472,05
B4V60P100	4,0	4,0	3,2	$2,6 \times 10^3$	0,150	20×100	534,60
B8V60P40	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×40	246,15
B8V60P60	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×60	386,55
B8V60P80	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×80	472,05
B8V60P100	8,0	6,0	6,0	$4,8 \times 10^3$	0,150	20×100	534,60
B12V60P40	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×40	246,15
B12V60P60	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×60	386,55
B12V60P80	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×80	472,05
B12V60P100	12,0	8,0	8,4	$6,7 \times 10^3$	0,345	20×100	534,60
B16V60P40	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×40	246,15
B16V60P60	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×60	386,55
B16V60P80	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×80	472,05
B16V60P100	16,0	12,0	10,4	$8,3 \times 10^3$	0,345	20×100	534,60

Fonte: Autor (2019).

5.2 ANÁLISE NUMÉRICA

Para a simulação utilizando o programa ANSYS foram definidas as propriedades dos materiais conforme exposto na seção anterior. Para a discretização do pórtico e do painel de alvenaria foram utilizados elementos do tipo PLANE 182 para estado plano de tensões, que por suas características apresenta deslocamento apenas de translação no plano da estrutura.

Para representar o contato pórtico/alvenaria foram empregados os elementos CONTA172/TARGE169 (determinados pela interface do programa assim que é criado o par de contato), a fim de permitir o deslizamento e a separação entre as superfícies em contato. Assim como nas simulações do capítulo anterior, foram calibrados os valores de FKN e FTOLN para que, com a menor penetração possível, fossem obtidos resultados satisfatórios com convergência numérica (sem ultrapassar o número máximo de iterações do programa ANSYS).

A malha definida foi de $5\text{ cm} \times 5\text{ cm}$, como já discutido no capítulo 4. Os fatores FTOLN (0,1 – default do programa) e FKN (maior valor 0,08, sendo necessária diminuição para os pórticos com maior força aplicada a fim de haver convergência numérica) foram calibrados de modo a obter a menor penetração entre os elementos (da ordem de $0,500 \cdot 10^{-3}\text{ m}$) garantindo-se a convergência numérica (máximo número de iterações do programa), em todos os casos.

As condições de apoio e a força horizontal foram aplicadas no eixo do encontro pilar/viga, a fim de se aproximar da modelagem em MDE (conforme Figura 14). Os valores de deslocamentos horizontais retirados da simulação foram obtidos no ponto de aplicação da força. Os deslocamentos obtidos em cada simulação são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Deslocamentos horizontais no ponto de aplicação da força

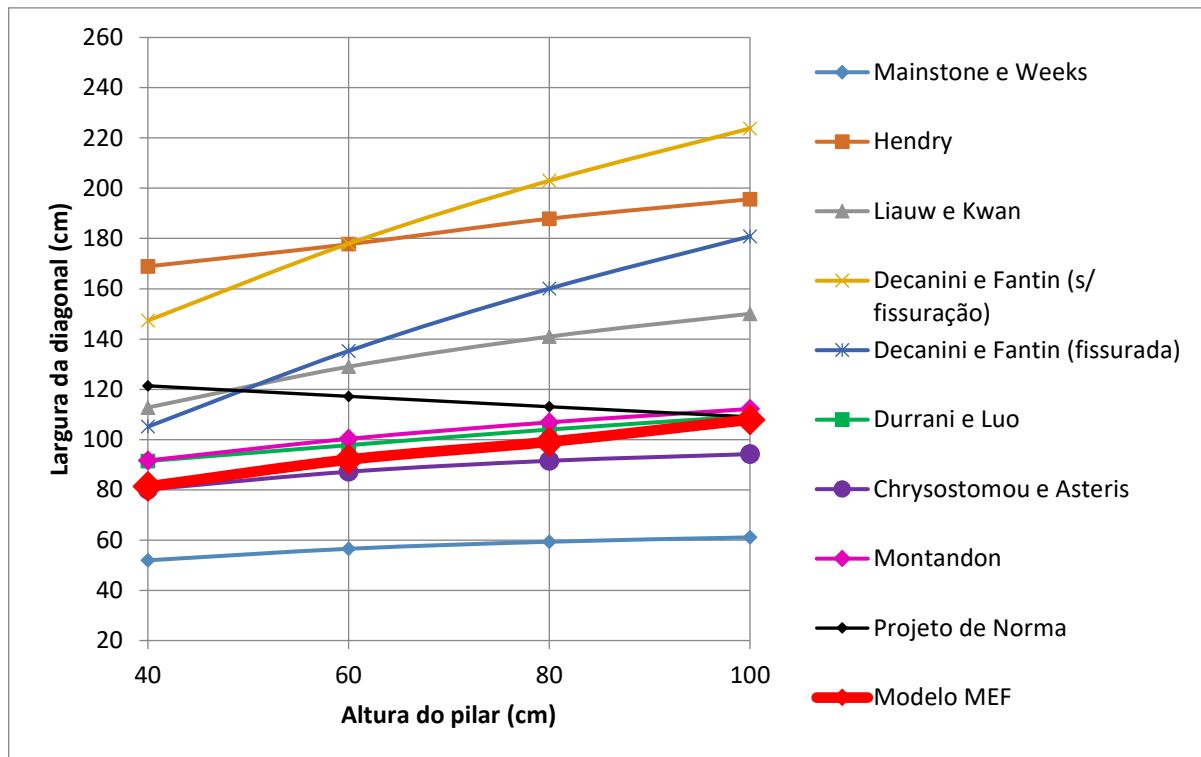
L = 4,5 m		L = 6,0 m		L = 7,5 m	
Modelo	Deslocamento (mm)	Modelo	Deslocamento (mm)	Modelo	Deslocamento (mm)
B4V40P40	2,66	B4V50P40	3,41	B4V60P40	4,35
B4V40P60	3,21	B4V50P60	4,36	B4V60P60	5,60
B4V40P80	3,55	B4V50P80	4,76	B4V60P80	6,15
B4V40P100	3,76	B4V50P100	4,92	B4V60P100	6,43
B8V40P40	1,95	B8V50P40	2,32	B8V60P40	3,21
B8V40P60	2,34	B8V50P60	3,16	B8V60P60	3,74
B8V40P80	2,65	B8V50P80	3,46	B8V60P80	4,18
B8V40P100	2,67	B8V50P100	3,60	B8V60P100	4,43
B12V40P40	1,70	B12V50P40	2,11	B12V60P40	2,66
B12V40P60	1,99	B12V50P60	2,72	B12V60P60	3,29
B12V40P80	2,30	B12V50P80	2,97	B12V60P80	3,59
B12V40P100	2,40	B12V50P100	3,09	B12V60P100	3,74
B16V40P40	1,65	B16V50P40	2,04	B16V60P40	2,54
B16V40P60	1,85	B16V50P60	2,40	B16V60P60	2,95
B16V40P80	2,02	B16V50P80	2,63	B16V60P80	3,23
B16V40P100	2,14	B16V50P100	2,74	B16V60P100	3,37

Fonte: Autor (2019).

A partir dos deslocamentos horizontais obtidos nos modelos MEF (programa ANSYS) determinou-se a largura da diagonal equivalente nos modelos MDE (programa FTOOL) para a igualdade de deslocamentos nos dois tipos de modelos, ou seja, foi variada a seção transversal da diagonal equivalente até que o deslocamento horizontal obtido fosse igual ao encontrado na simulação em MEF. Cabe salientar que nos modelos MDE foram considerados os trechos rígidos nos encontros viga/pilar.

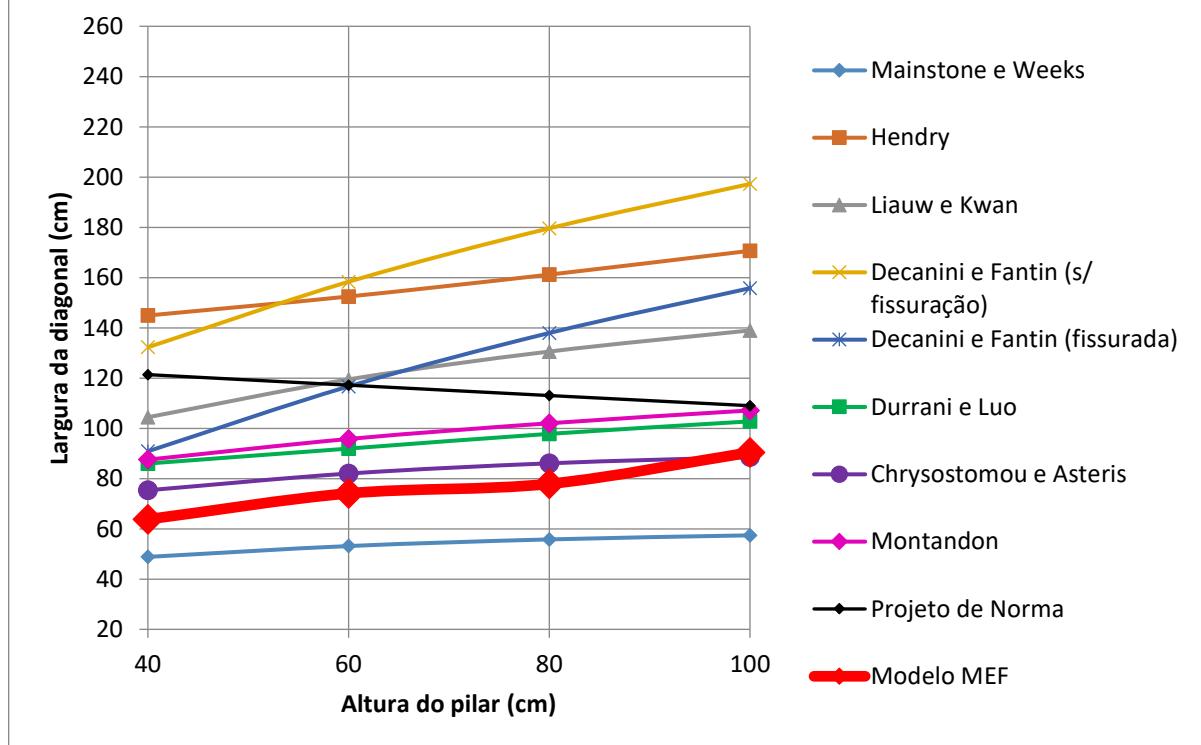
Utilizando as expressões propostas por diversos autores (descritas na Tabela 1), também foram calculados os valores de largura da diagonal equivalente. Os resultados estão apresentados nos Gráficos de 9 a 20, juntamente com a calibração feita por meio da simulação em elementos finitos. Para os modelos analisados, a expressão de Hendry (1981) resultou, em todos os casos, em valores maiores do que a proposta por Paulay e Priestley (1992). Por essa razão, a largura da diagonal equivalente para projeto de norma foi limitada pela segunda expressão.

Gráfico 9 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 4 MPa – L = 4,5 m



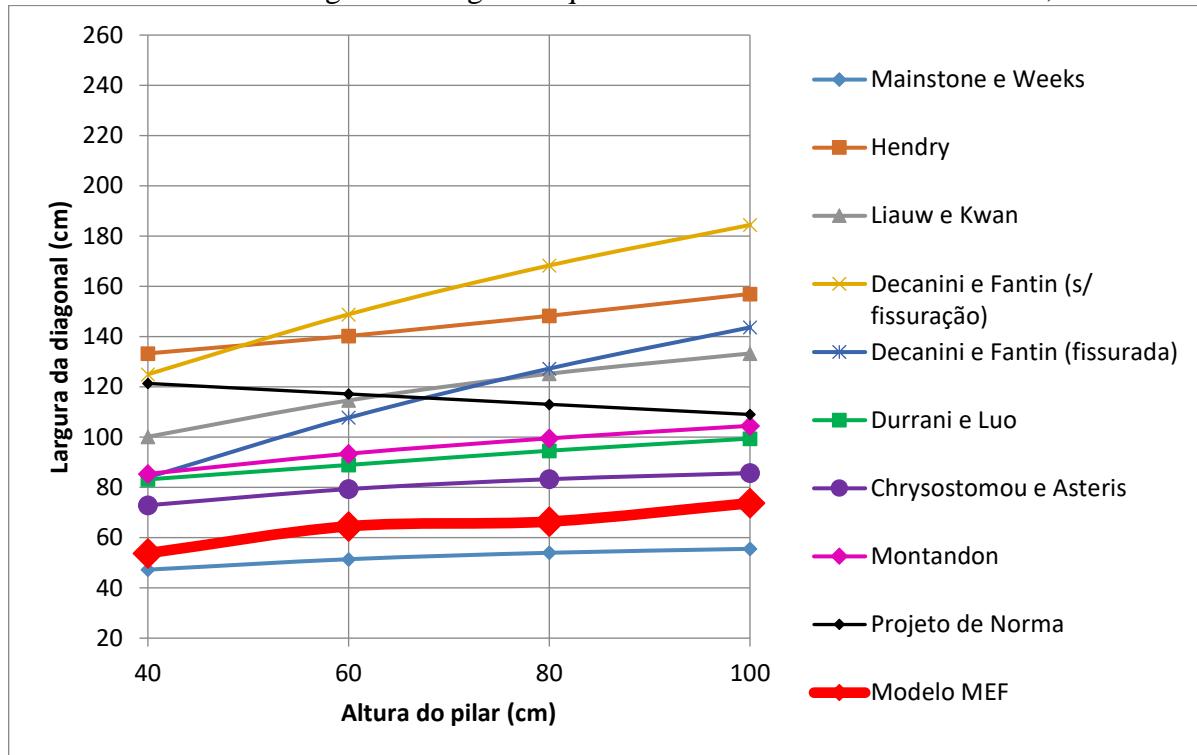
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 10 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 8 MPa – L = 4,5 m



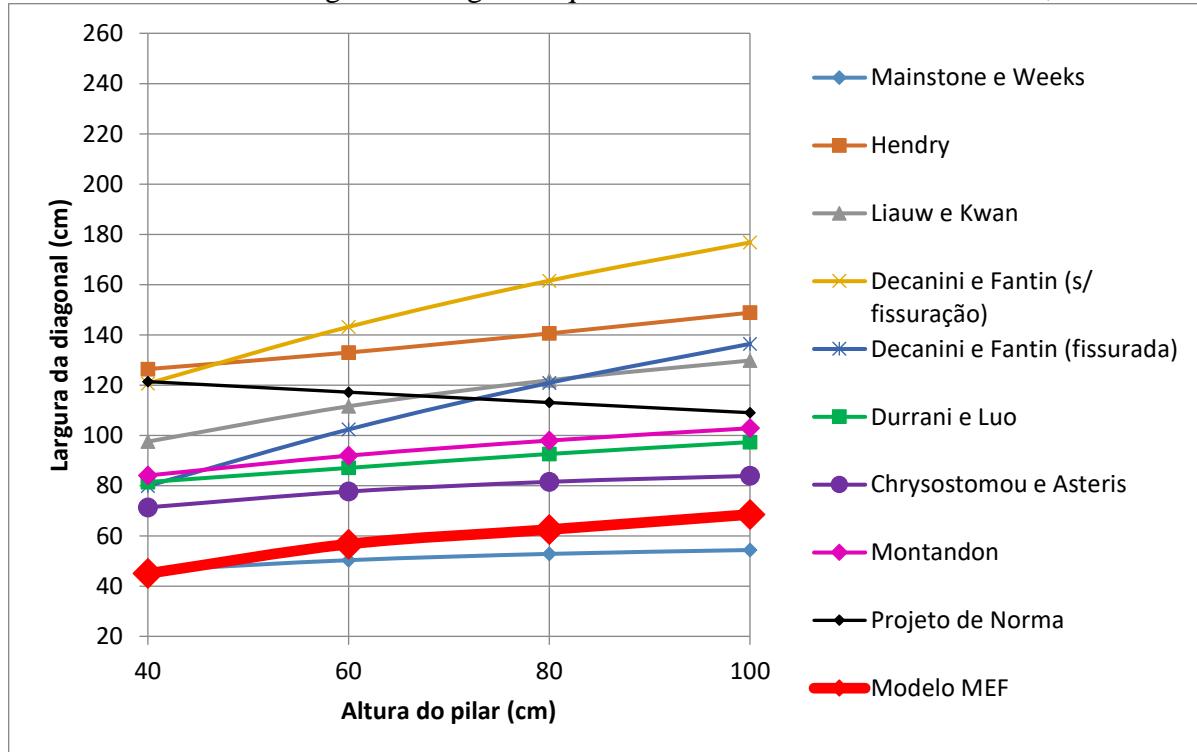
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 11 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 12 MPa – L = 4,5 m



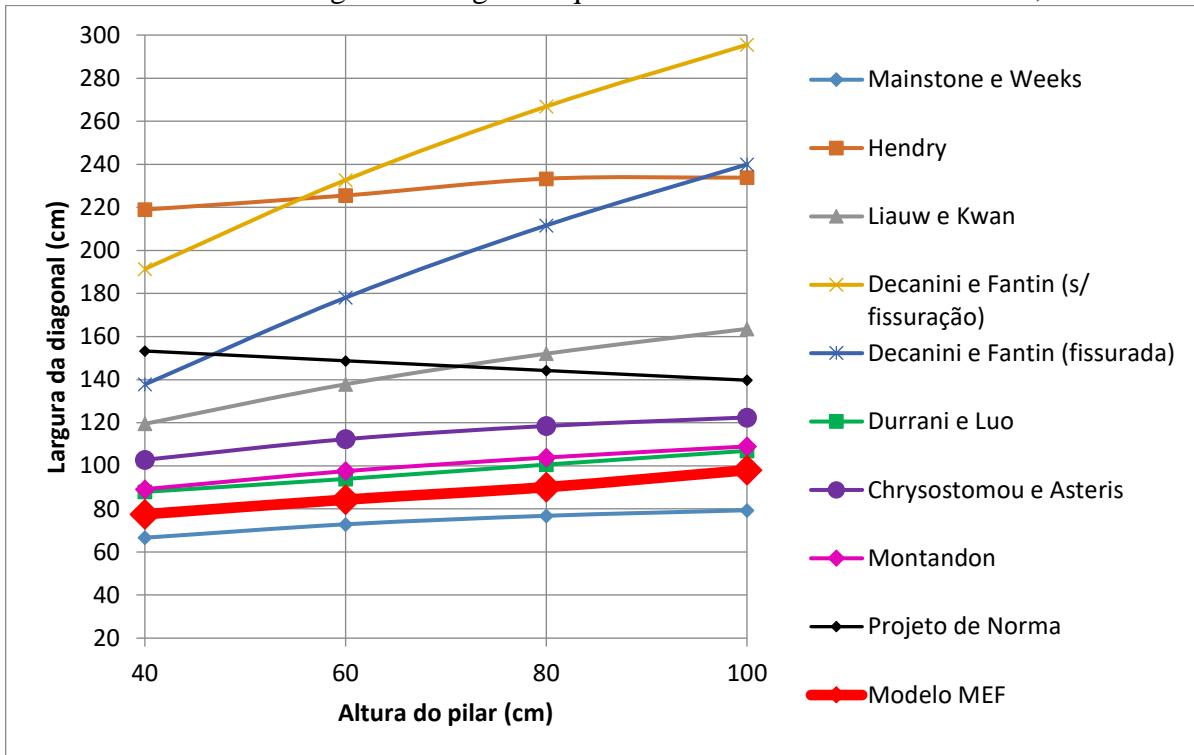
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 12 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 16 MPa – L = 4,5 m



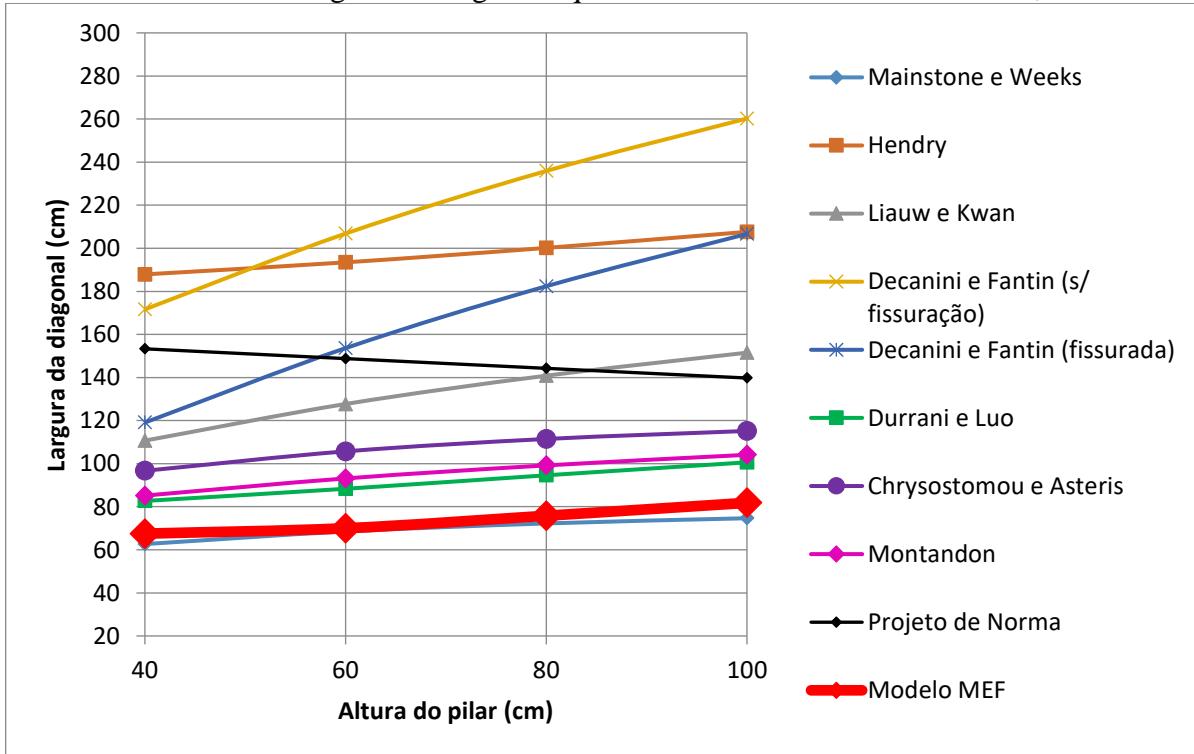
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 13 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 4 MPa – L = 6,0 m



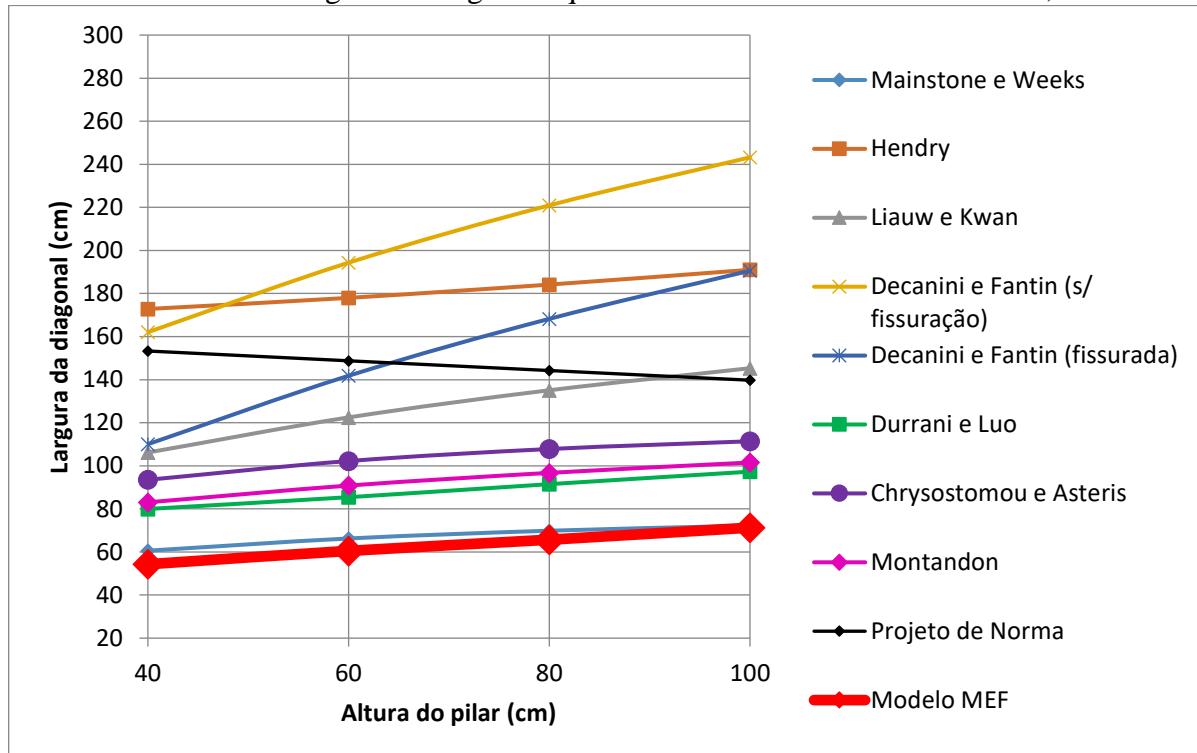
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 14 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 8 MPa – L = 6,0 m



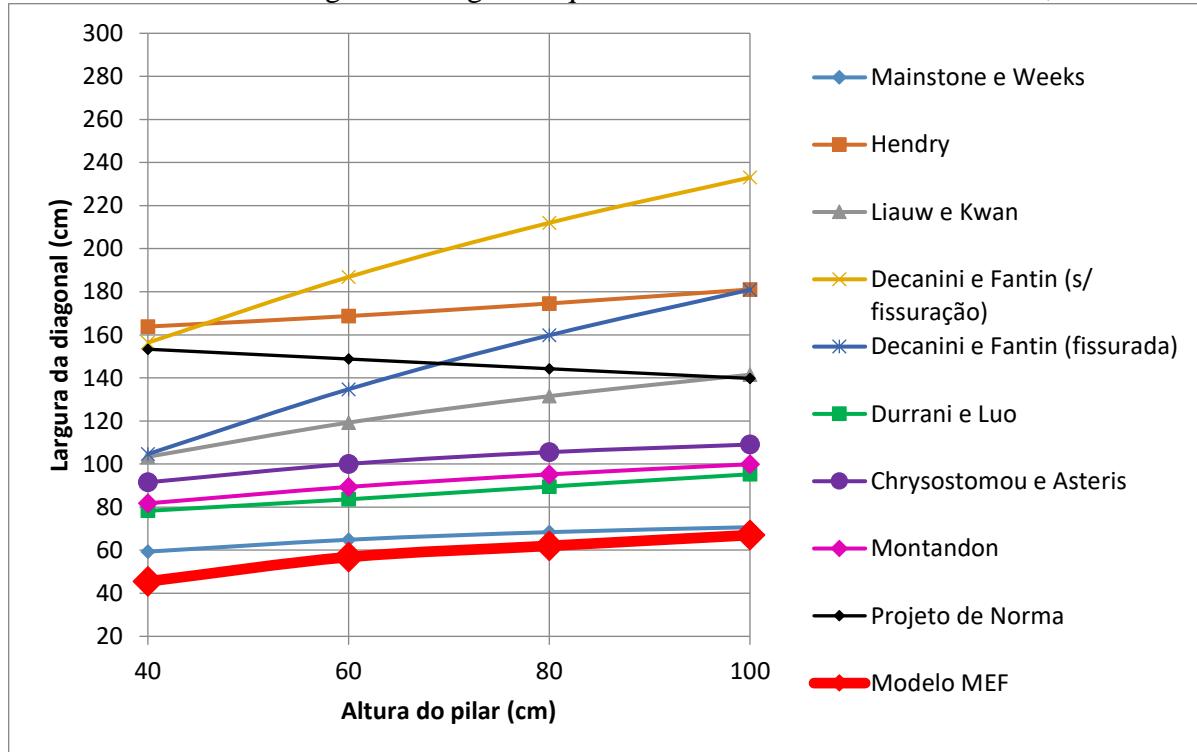
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 15 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 12 MPa – L = 6,0 m



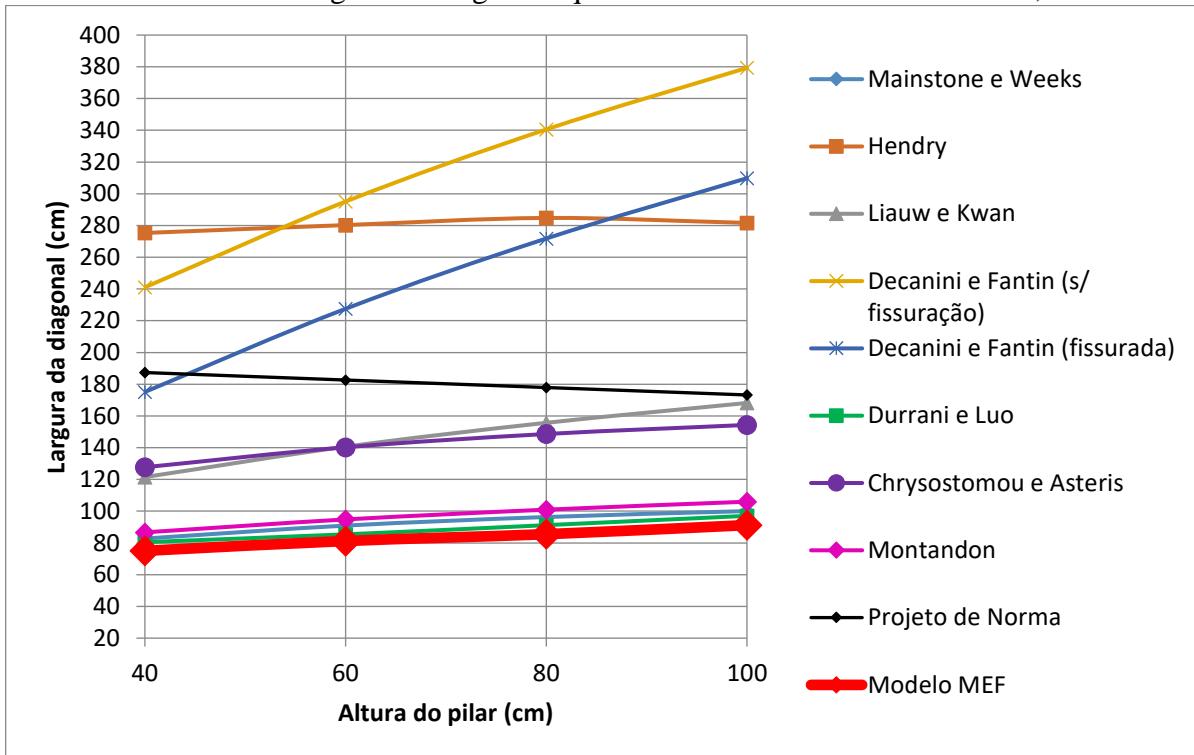
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 16 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 16 MPa – L = 6,0 m



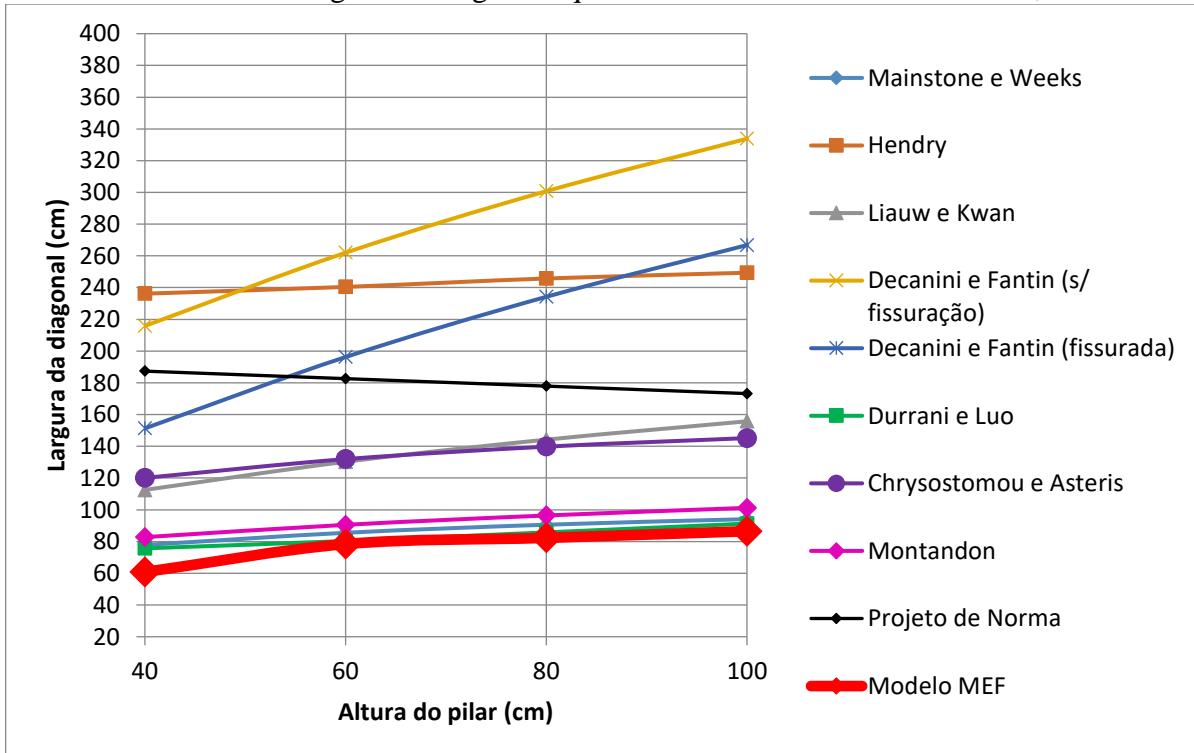
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 17 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 4 MPa – L = 7,5 m



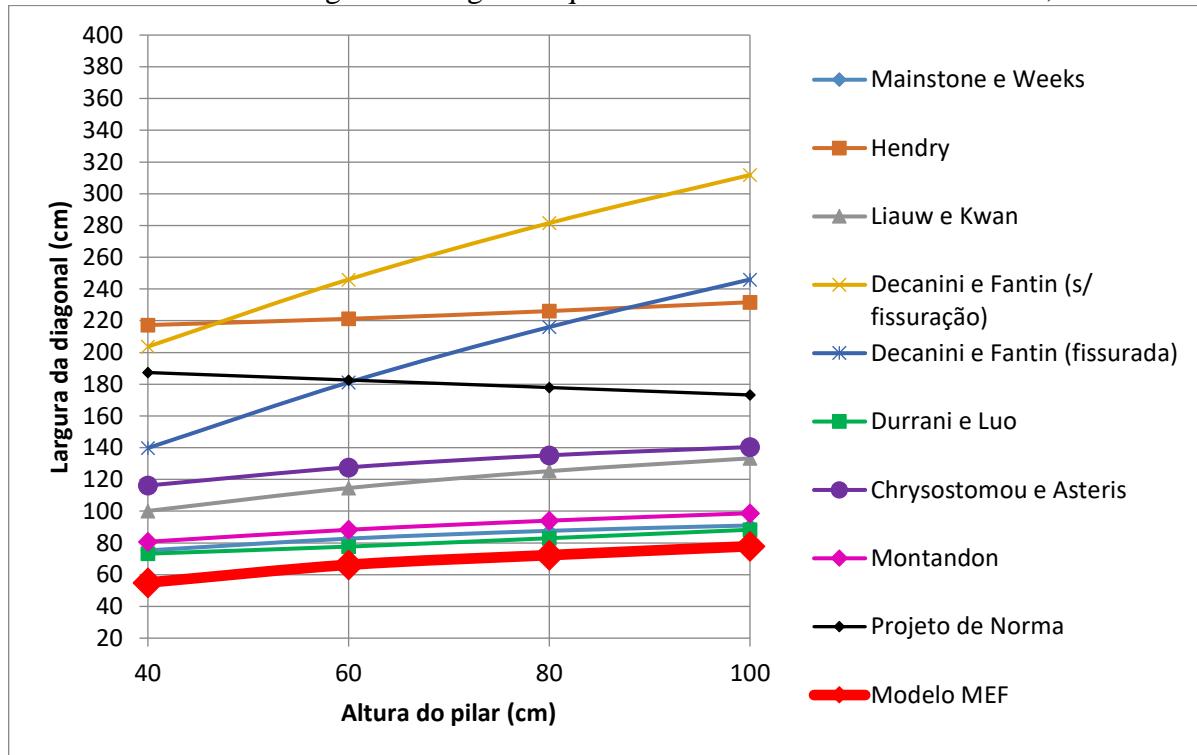
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 18 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 8 MPa – L = 7,5 m



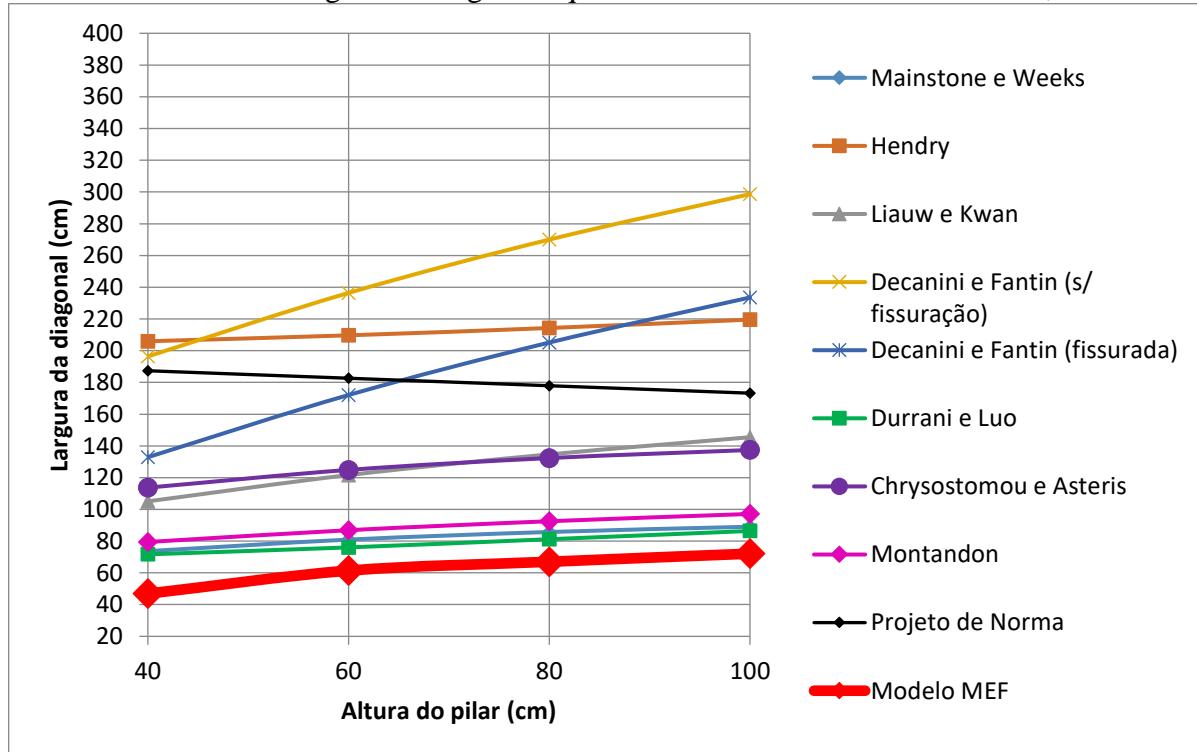
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 19 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 12 MPa – L = 7,5 m



Fonte: Autor (2019).

Gráfico 20 – Largura da diagonal equivalente – bloco de 16 MPa – L = 7,5 m



Fonte: Autor (2019).

5.3 CONCLUSÕES DAS SIMULAÇÕES

Pela análise dos resultados obtidos nota-se que o aumento da resistência dos blocos da alvenaria faz com que a largura da diagonal equivalente da modelagem em elementos finitos se aproxime dos valores encontrados aplicando a expressão de Mainstone (1974), a mais conhecida na literatura e empregada em normas internacionais (considerada também a mais conservadora).

Para os quadros com viga de vão de 4,5 m a expressão de Mainstone (1974) apresentou valores mais conservadores do que a simulação em MEF, sendo a largura média obtida com a simulação numérica 1,35 vezes maior do que a calculada pela expressão analítica. Considerando vigas de 6,0 m o comportamento se modifica para blocos de resistência a compressão de 12,0 e 16,0 MPa, para os quais a largura obtida pela aplicação da equação de Mainstone é maior do que a encontrada pela simulação em MEF; para os painéis com esse comprimento de viga a razão largura modelo MEF/ largura expressão de Mainstone é, em média, 1,01, variando entre 1,16 (razão maior que 1,0 para blocos de 4,0 e 8,0 MPa) e 0,95 (razão menor que 1,0 para blocos de 12,0 e 16,0 MPa). No caso dos painéis formados por vigas de 7,5 m, a razão largura MEF / largura de Mainstone foi de 0,83.

Com a variação do vão da viga ($L = 4,5\text{ m}; 6,0\text{ m e }7,5\text{ m}$), nota-se que quanto maior o vão menos rígida é a estrutura e maiores são os valores de largura da diagonal equivalente calculados em todas as expressões. Assim como no caso da resistência dos blocos, o aumento do vão da viga faz com que a largura da diagonal equivalente calculada com a utilização da modelagem MEF se aproxime dos obtidos com aplicação da expressão de Mainstone (1974).

Assim como constado na bibliografia as expressões que forneceram os maiores valores para largura da diagonal, em grande parte dos casos, foram de Decanini e Fantin (1987) e Hendry (1981); e a que forneceu os menores valores Mainstone (1974). Para o vão da viga de 7,5 m as expressões de Durrani e Luo (1994) e Montandon (2018) apresentaram valores bem próximos aos calculados com a utilização da expressão de Mainstone (1974).

As expressões de Durrani e Luo (1994) e Montandon (2018) para os três comprimentos de vão da viga apresentaram comportamento semelhante quando comparadas a simulação em método

dos elementos finitos. Para blocos de resistência de 4,0 e 8,0 MPa, os valores de largura da diagonal equivalente foram em média 14% maiores com a aplicação das expressões. Já para blocos de resistência 12,0 e 16,0 MPa, esta diferença foi mais expressiva, alcançando valores médios 40% superiores.

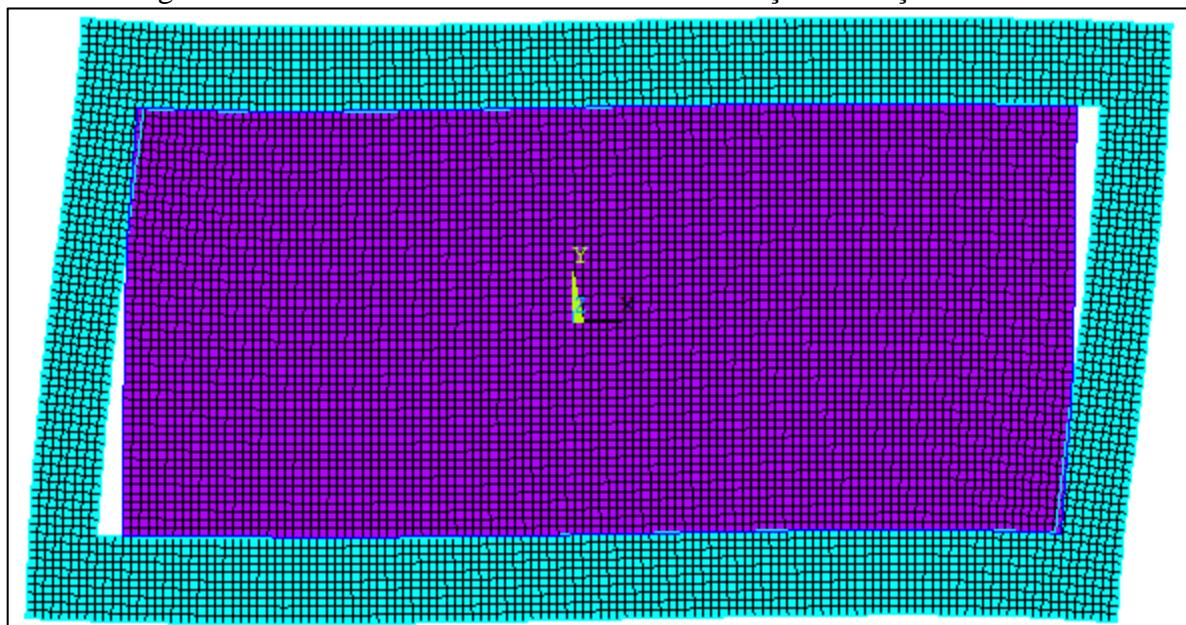
A expressão de Decanini e Fantin (1987) fornece, considerando uma média de todas as simulações realizadas, valores 212% maiores do que os calculados com a expressão de Mainstone (1974), evidenciando a grande variação entre as expressões da literatura para todas as modificações das características físicas e mecânicas dos painéis analisados.

Para todas as expressões, com exceção a do projeto de norma, o aumento da seção transversal do pilar gerou aumento da largura da diagonal equivalente, o que se pode explicar pela parcela adicional de força horizontal em cada caso, para que se mantenha o mesmo deslocamento horizontal relativo escolhido. Como esperado o aumento da resistência do bloco gera redução da largura da diagonal para todas as expressões, fato explicado pela elevação da rigidez do painel.

O projeto de norma forneceu valores de largura da diagonal equivalente superiores aos obtidos com aplicação do modelo em elementos finitos. Para os quadros formados por vigas de comprimento 4,5 m as diferenças foram de 65% (em média), maiores com o cálculo do projeto de norma. Quando o vão da viga foi de 6,0 m os valores do projeto de norma se distanciaram mais dos valores em MEF, sendo a largura da diagonal 116% maior com a expressão do projeto. Para quadros de 7,5 m o projeto de norma superou em até 299% o valor encontrado com a simulação computacional.

Pode-se comprovar que, independentemente do carregamento aplicado ou das características físicas e mecânicas do painel analisado, os pares de elementos (pórtico de concreto/alvenaria de preenchimento) que apresentaram separação e os que se mantiveram em contato foram sempre os mesmos (Figura 16), detalhe já observado e relatado por Doudoumis (2007a) em seus estudos.

Figura 16 – Deslocamento da estrutura devido à ação da força horizontal



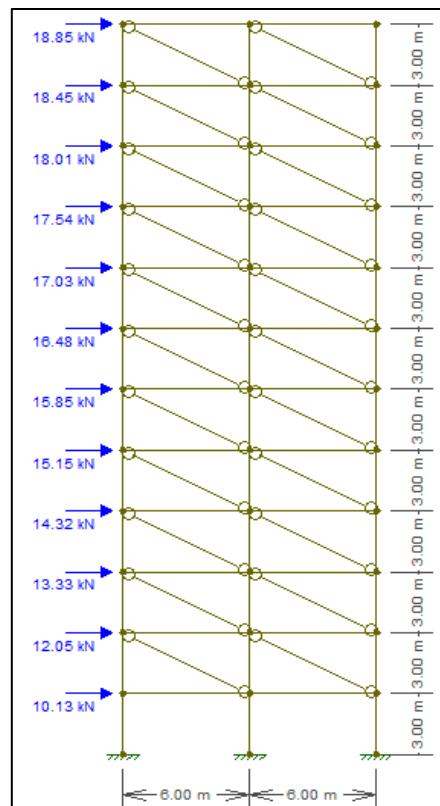
Fonte: Autor (2019).

6 ANÁLISES DE DESLOCAMENTOS NO PÓRTICO CONSIDERANDO AS EXPRESSÕES DA LITERATURA PARA O CÁLCULO DA LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE

No capítulo anterior evidenciaram-se as diferenças encontradas ao se aplicar as diferentes expressões da literatura no cálculo da largura da diagonal equivalente para um pórtico isolado. Neste capítulo os deslocamentos horizontais e esforços solicitantes do pórtico analisado no Capítulo 3 (Figura 6), serão calculados considerando que a alvenaria de preenchimento será modelada com o uso do método dos elementos finitos e também pelo modelo da diagonal equivalente, sendo a largura calculada segundo as mesmas expressões da literatura utilizadas no Capítulo 5.

Para as modelagens foram utilizados os programas computacionais FTOOL e ANSYS, plataforma Mechanical APDL. A Figura 17 apresenta o pórtico em análise, modelado no programa FTOOL.

Figura 17 – Modelo da estrutura em análise



Fonte: Autor (2019).

A alvenaria participante possui espessura de 19 cm e é composta por blocos de concreto com resistência característica à compressão de 10,0 MPa (módulo de elasticidade 5,6 GPa), sendo a argamassa de assentamento de 8,0 MPa, ao longo de toda a edificação. As vigas e pilares são constituídos por concreto C25 (módulo de elasticidade 28,0 GPa). As forças horizontais da ação do vento foram obtidas conforme informações evidenciadas no capítulo 3.

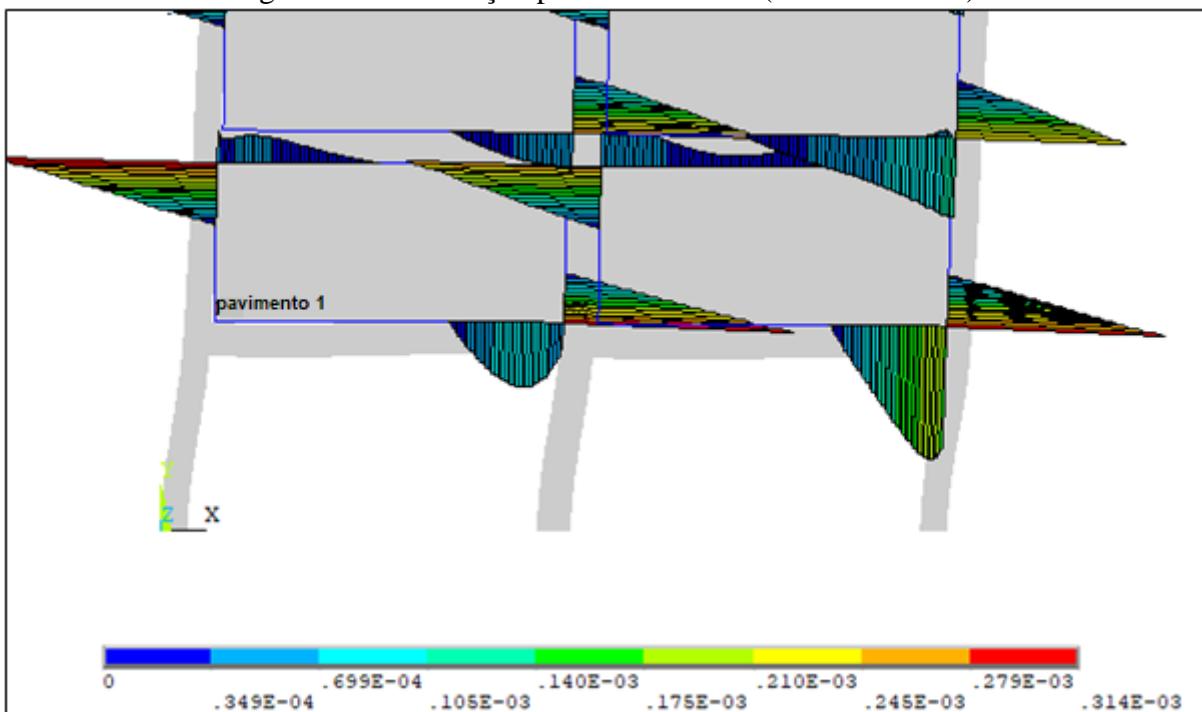
Conforme indicado pelo projeto de norma ABNT NBR 16868-1:2020 foram aplicadas as reduções de inércia na alvenaria participante, para a consideração da não-linearidade física (fissuração). Assim, o módulo de elasticidade da alvenaria foi considerado como $0,5E_a$.

6.1 ANÁLISE NUMÉRICA

O modelo numérico no programa ANSYS foi discretizado aplicando o elemento PLANE 182 para estado plano de tensões, tanto para alvenaria como para o pórtico. O contato pórtico/alvenaria foi simulado com uso dos elementos CONTA172/TARGE169, a fim de permitir o deslizamento e a separação entre as superfícies em contato.

Como já discutido anteriormente, é necessário tolerar alguma penetração no contato pórtico/alvenaria a fim de que se encontre convergência numérica no modelo analisado. O fator FTOLN aplicado foi 0,1 e FKN 0,02. Considerando a malha de $5\text{ cm} \times 5\text{ cm}$ (a mesma utilizada para modelagem de um painel isolado), tem-se penetrações máximas de $0,314 \cdot 10^{-3}\text{ m}$. A Figura 18 mostra as penetrações entre os elementos nos primeiros pavimentos.

Figura 18 – Penetração pôrtico/alvenaria (unidades em m)



Fonte: Autor (2019).

Os pilares foram considerados engastados junto às fundações e as forças horizontais aplicadas no eixo do encontro pilar/viga, a fim de se aproximar da modelagem em MDE.

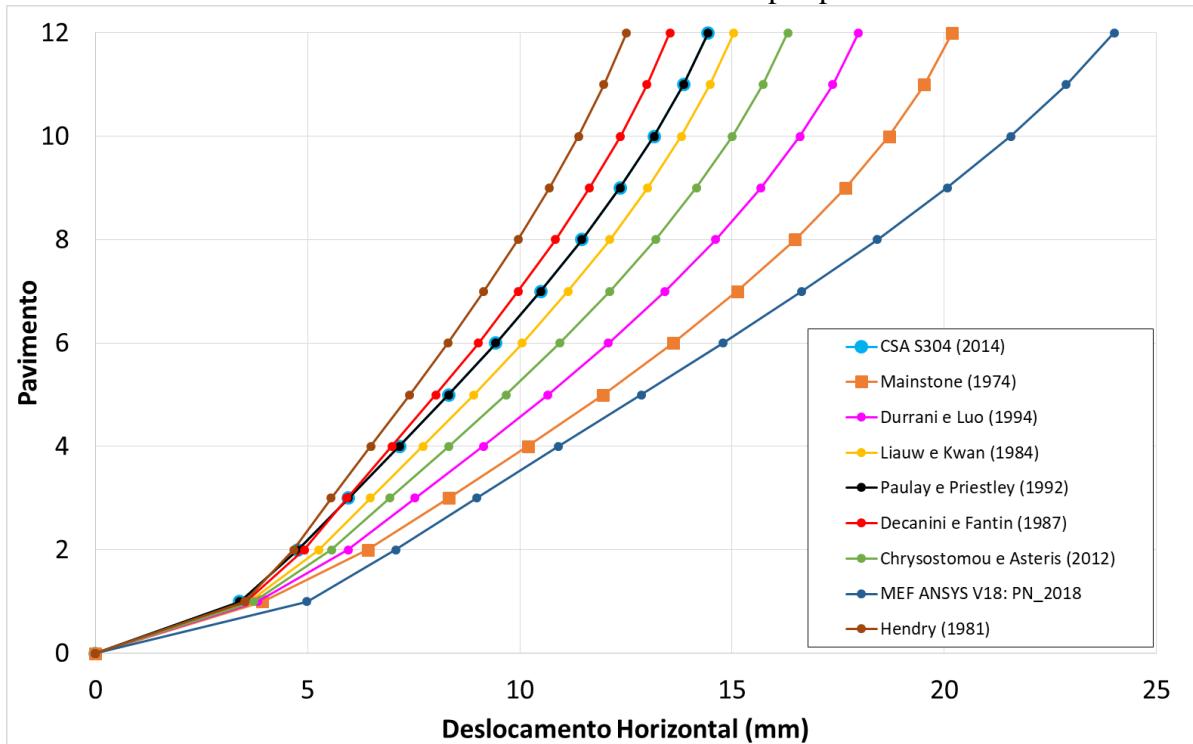
A Tabela 11 apresenta os valores da largura da diagonal equivalente obtidos para cada uma das expressões presentes na literatura. Utilizando o programa FTOOL, para cada valor de largura de diagonal, foram obtidos os deslocamentos horizontais dos pavimentos os quais estão apresentados no Gráfico 21.

Tabela 11 – Largura da diagonal equivalente

Expressão	Largura (cm)
Mainstone e Weeks (1974)	74,08
Hendry (1981)	225,98
Liauw e Kwan (1984)	137,53
Decanini e Fantin (1987)	179,68
Paulay e Priestley (1992)	152,18
Durrani e Luo (1994)	93,00
Chrysostomou e Asteris (2012)	114,30
Norma Canadense CSA 304 (2014)	152,18

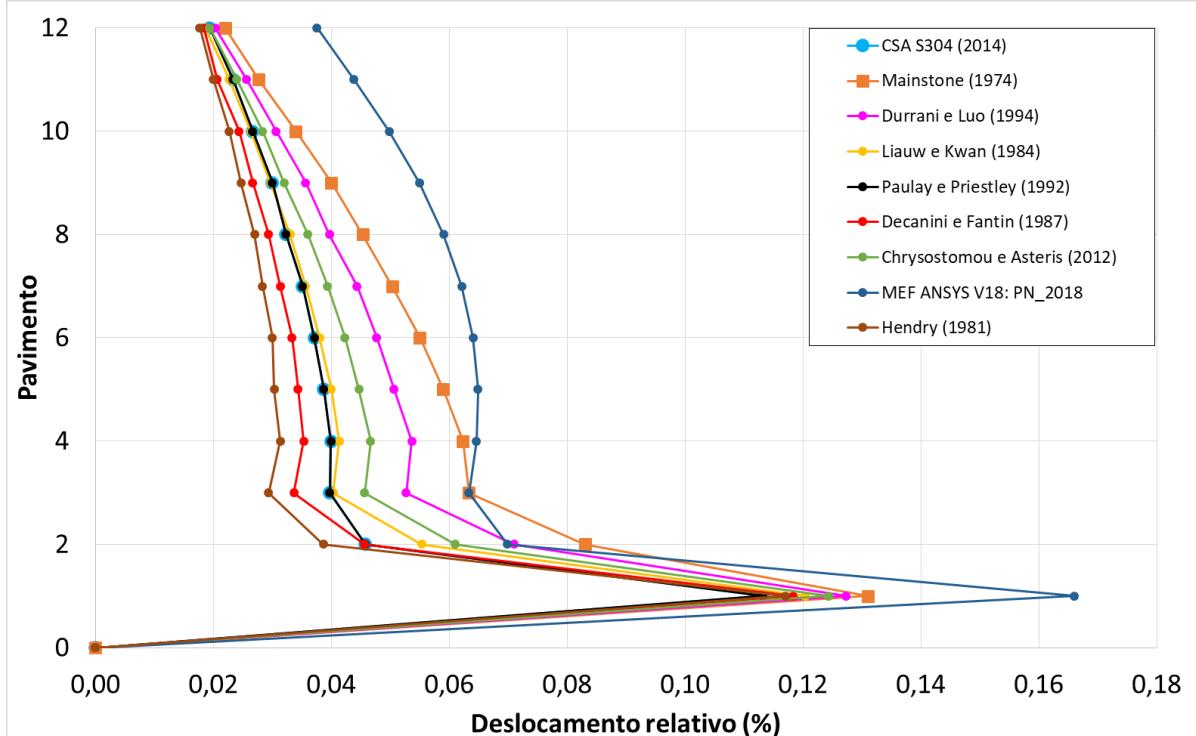
Fonte: Autor (2019).

Gráfico 21 – Deslocamento horizontal por pavimento



Fonte: Autor (2019).

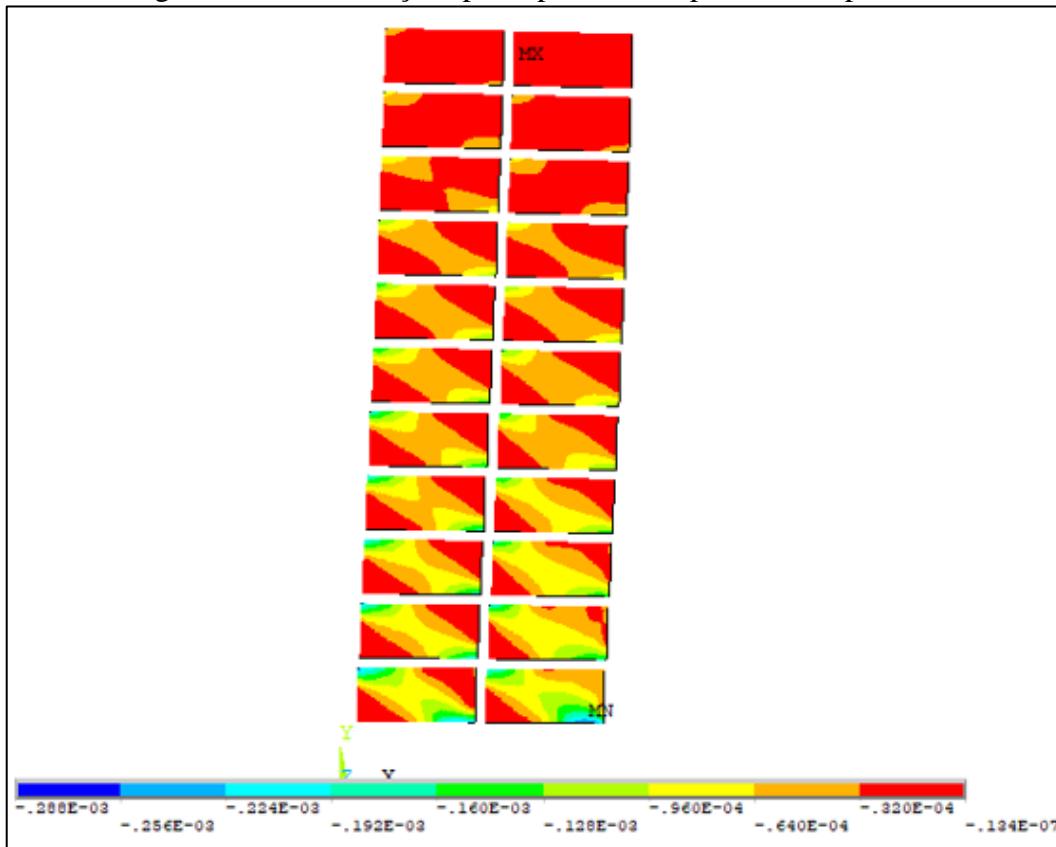
No Gráfico 22 uma análise do deslocamento relativo entre andares consecutivos é apresentada, pois esse está relacionado com as solicitações nas alvenarias participantes. Os pontos apresentados foram obtidos fazendo-se a diferença entre o deslocamento do pavimento “n” e do pavimento “n-1” (imediatamente inferior a ele), que posteriormente foi dividida pelo pé direito estrutural, multiplicado por 100 apresenta o deslocamento relativo percentual (*interstory drift*).

Gráfico 22 – Deslocamento horizontal relativo entre pavimentos (*interstory drift*)

Fonte: Autor (2019).

A análise em elementos finitos permitiu ainda verificar as deformações principais de compressão ao longo da edificação. Em todos os painéis é possível observar a formação de bielas de compressão na diagonal comprimida da alvenaria, como apresentado na Figura 19.

Figura 19 – Deformações principais de compressão nas paredes



Fonte: Autor (2019).

6.2 CONCLUSÕES DAS MODELAGENS

Pela análise dos resultados percebe-se que, assim como na obtenção da largura da diagonal equivalente, nota-se grande variação nos deslocamentos encontrados com a aplicação de cada uma das expressões numéricas.

Nota-se também que as expressões que apresentam os maiores valores de largura da diagonal são as que fornecem os menores deslocamentos da estrutura, e vice-versa. No entanto, a variação de deslocamento não é proporcional a diferença da largura da diagonal: o maior valor da largura de diagonal equivalente – Hendry (1981) – é 205% maior do que a menor largura calculada – Mainstone (1974); no entanto a média dos deslocamentos dos andares é apenas 55% maior com a aplicação da largura calculada com Mainstone (1974).

A expressão que obteve deslocamentos mais próximos aos encontrados com a simulação em MEF foi a de Mainstone (1974). Assim como apresentado na bibliografia as expressões que forneceram os maiores valores para largura da diagonal foram de Decanini e Fantin (1987) e Hendry (1981), sendo as que apresentaram também os menores deslocamentos horizontais; e a que forneceu os menores valores de largura da diagonal, Mainstone (1974), foi a que trouxe maiores deslocamentos à estrutura.

Para o deslocamento horizontal relativo, nota-se grande proximidade nos resultados para o 1º pavimento, fato que se deve à ausência de alvenaria no andar térreo. A expressão de Mainstone (1974) apresentou os deslocamentos relativos mais próximos aos da simulação em MEF, havendo convergência no 3º pavimento. A expressão que mais se distanciou e que forneceu os menores valores de deslocamentos relativos foi a de Hendry (1981), em média, a metade dos deslocamentos relativos fornecidos pela simulação numérica.

Não foi observada a completa formação das bielas de compressão na alvenaria dos pavimentos superiores, fato que pode ser explicado em virtude dos pequenos esforços aplicadas e à elevada resistência dos blocos que compõem os painéis.

7 CONCLUSÃO

O trabalho tratou da consideração da alvenaria participante com blocos de concreto em edifícios de concreto sob ações horizontais. Foram aplicados dois tipos de modelagem de estruturas: modelos de diagonal equivalente e modelos em elementos finitos, aplicando os programas FTOOL e ANSYS (plataforma Mechanical APDL), respectivamente. Foram simulados, no programa ANSYS, 48 modelos numéricos para a comparação com o modelo de diagonal equivalente. Também foi analisado um pórtico de edifício de 12 andares, com a modelagem via MEF (estado plano de tensões e problema de contato) e via modelos de diagonal equivalente (MDE) aplicando as expressões da literatura. Essa análise permitiu a comparação dos deslocamentos horizontais em cada pavimento fornecido por cada expressão (MDE) e pela modelagem MEF.

Para o desenvolvimento das simulações (com exceção as do capítulo 4), foram aplicadas as prescrições do projeto de norma ABNT NBR 16868-1:2020 Alvenaria Estrutural – Parte 1, no que diz respeito às propriedades mecânicas dos materiais empregados. Quanto às dimensões dos elementos estruturais, buscou-se aplicar medidas compatíveis com os projetos desenvolvidos usualmente na construção civil. Os esforços foram calculados conforme as prescrições das normas brasileiras vigentes.

A partir do desenvolvimento dos modelos foi possível concluir que:

- Inicialmente, com a aplicação das prescrições do projeto de norma, foi possível avaliar quais são as principais propriedades geométricas e mecânicas, do pórtico e da alvenaria envolvidas nos cálculos considerados. Além disso, nota-se que o método de cálculo é de fácil entendimento e aplicabilidade, tornando-se interessante do ponto de vista prático.
- A presença da alvenaria participante enriquece a estrutura, contribuindo para diminuição do deslocamento lateral e redistribuição dos esforços solicitantes ao longo das vigas e pilares de uma estrutura. Percebeu-se que é vantajosa a variação da resistência do bloco ao longo da altura, considerando que os esforços são menores nos andares superiores, a fim de minimizar os custos com a aquisição de blocos de concreto.

- A análise elástico-linear, com consideração simplificada da não linearidade física, fornece resultados próximos aos modelos experimentais para forças aplicadas até 30% da máxima resistida pela estrutura. A partir desses resultados conclui-se que os modelos utilizados representam satisfatoriamente o problema de contato (deslizamento e penetração) entre os elementos (pórtico e alvenaria).
- Como já constatado por outros autores, há grande variação dos resultados encontrados para a largura da diagonal equivalente aplicando as diversas expressões encontradas na literatura, a expressão que forneceu os maiores valores, Decanini e Fantin (1987), foi em média, 212% superior àquela que forneceu os menores valores, Mainstone (1974). O aumento da resistência dos blocos da alvenaria faz com que a largura da diagonal equivalente da modelagem em elementos finitos se aproxime dos valores encontrados aplicando a expressão de Mainstone (1974), a mais conhecida na literatura e empregada em normas internacionais (considerada também a mais conservadora).
- Com a variação do vão da viga, nota-se que, quanto maior o vão, menos rígida é a estrutura e maiores são os valores de largura da diagonal equivalente calculados em todas as expressões. Assim como no caso da resistência dos blocos, o aumento do vão da viga faz com que a largura da diagonal equivalente calculada com a utilização da modelagem MEF se aproxime dos obtidos com aplicação da expressão de Mainstone (1974).
- Nota-se que a expressão indicada pelo projeto de norma apresenta a variação dos valores de largura da diagonal equivalente diferente da que é evidenciada pela grande maioria das expressões presentes na literatura.
- Assim como na obtenção da largura da diagonal, nota-se grande variação nos deslocamentos encontrados com a aplicação de cada uma das expressões numéricas disponíveis na literatura. No entanto, a variação de deslocamento não é proporcional a diferença da largura da diagonal: o maior valor da largura de diagonal equivalente – Hendry (1981) – é 205% maior do que a menor largura calculada – Mainstone (1974); no entanto, a média dos deslocamentos dos andares é apenas 55% maior com a aplicação da largura calculada com Mainstone (1974).

Para desenvolvimento de trabalhos futuros sugere-se abordar os seguintes temas:

- Dimensionamento das estruturas, visando comparação da quantidade de aço necessária para estruturas com e sem a consideração da alvenaria participante.
- Possível diminuição da seção de concreto de vigas e pilares devido à consideração da alvenaria participante.
- Comparação do dimensionamento da estrutura considerando cada uma das formulações para obtenção da largura da diagonal equivalente, a fim de verificar se as discrepâncias no valor da largura serão refletidas na quantidade de material utilizada.
- Comparativo de custos de uma estrutura dimensionada com e sem a consideração da alvenaria participante.
- Mais investigações quanto a adequabilidade dos modelos em MEF à representação dos experimentos presentes na literatura, em especial considerando análises não lineares.

REFERÊNCIAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1:2011**: Alvenaria estrutural – blocos de concreto – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, ABNT, 2011.

_____. **NBR 6118:2014**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

_____. **Projeto NBR 16868-1**: Alvenaria estrutural – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2020.

ALVA, G. M. S.; KAMINSKI JR., J.; MOHAMAD, G.; SILVA, L. R. Estado limite de serviço de deformações horizontais excessivas com a consideração das alvenarias de preenchimento no modelo estrutural. **Revista IBRACON de estruturas e materiais**. v.8, nº 3, p.390-426, 2015.
<https://doi.org/10.1590/S1983-41952015000300008>

ALVARENGA, R. C. S. S. **Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço e preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado**. 331 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

CANADIAN STARDARDS ASSOCIATION. S304 – Design of masonry structures. CSA. Ontario. 2014.

CHRYSOSTOMOU, C. Z.; ASTERIS, P. G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. **Engineering Structures**, v.41, Aug, p.385-402, 2012.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.057>

CRISAFULLI, F. J.; CARR, A. J. **Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures**. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2007.
<https://doi.org/10.5459/bnzsee.40.2.69-77>

DECANINI, L. D.; FANTIN, G. E. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de stiffnessy resistencia lateral en estado límite. **Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural**, v.2, Buenos Aires, Argentina, p.817-836, 1987.

DOUDOUMIS, I. N. **Finite element modelling and investigation of the behavior of elastic infilled frames under monotonic loading**. Aristotle University of Thessaloniki, Thessaloniki, Greece, 2007a.

DOUDOUMIS, I.N. Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frames under monotonic loading. **Engineering Structures**, v. 29, n. 6, p.1004-1024, 2007b. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.07.011>

DURRANI, A.J.; LUO, Y.H. Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. **Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills**, National Center for Engineering Earthquake, Buffalo, N.Y., 1994.

GRANDI, A. B. C. **Avaliação experimental por meio de ensaios cíclicos de pórtico de aço preenchido com alvenaria participante**. 108 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2018.

HENDRY, A. W. **Structural Brickwork**. MacMillan, London, 1981.
<https://doi.org/10.1007/978-1-349-81439-8>

LIAUW, T. C.; KWAN, K. H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. **Computers and Structures**, v.18, n.3, p.551-560, 1984. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(84\)90070-1](https://doi.org/10.1016/0045-7949(84)90070-1)

LOURENÇO, P.B., ZUCCHINI, A., MILANI, G., TRALLI, A. Homogenisation approaches for structural analysis of masonry buildings. **Structural analysis of historical constructions**, p. 59-75, New Delhi, 2006.

MADIA, F. C. A. R. **Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria**. 142 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

MAINSTONE, R. J. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. **Building Research Station**, Garston, UK, 1974.

MARTINEZ, R. P; ESTEVA, L. Expected Performance Functions for Life-Cycle Analysis of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames. **Journal of Earthquake Engineering**. v. 16:2, p. 231-251, 2012. <https://doi.org/10.1080/13632469.2011.597489>

MEDEIROS, W.A. **Pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante**. 164 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2018.

MEDEIROS, W.A.; PARSEKIAN, G.A.; SILVA, R.M.; GRANDI, A.B.C. Avaliação da contribuição da alvenaria participante na rigidez lateral de pórticos pré-moldados de concreto. **Concreto & Construções**, p.90:95-102, 2018.

MEHRABI, A. B.; SHING, P. B., SCHULLER, M.; NOLAND, J. Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. **ASCE Journal of Structural Engineering**, v.122, p.228-237, 1996. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1996\)122:3\(228\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:3(228))

MONTANDON, G. A. **Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com blocos cerâmicos em edifícios de concreto armado**. 95 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, 2018.

MOSTAFAEI, H.; KABEYASAWA, T. Effect of infill masonry walls on the seismic response of reinforced concrete buildings subjected to the 2003 Bam earthquake Strong motion: A case study of Bam Telephone Center. **Bulletin Earthquake Research Institute**. The University of Tokyo, n° 79, p.133-156, 2004.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. Wiley, New York, 1992. 768 p. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural.** 2^a ed. EdUFSCar – Editora da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2013. 723 p.

PITANGA, M. A. Contribuição ao estudo de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos. 138 f. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 2016.

POLYAKOV, S. V. **On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall.** Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Institute, São Francisco, CA, p. 36-42, 1960.

SANTOS, E. M. **Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado.** 132 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, PE, 2007.

SILVA, L. R. **Modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria.** 155 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2014.