

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

EMERSON DE SOUZA DOS SANTOS

**ESTUDO EM GALPÕES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADOS CONSIDERANDO A
INTERAÇÃO ENTRE PÓRTICO E ALVENARIA DE VEDAÇÃO**

Maceió - AL

2019

EMERSON DE SOUZA DOS SANTOS

**ESTUDO EM GALPÕES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADOS CONSIDERANDO A
INTERAÇÃO ENTRE PÓRTICO E ALVENARIA DE VEDAÇÃO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Aline da Silva Ramos
Barboza

Coorientador: Prof. Dr. Eduardo Nobre Lages

Maceió - AL

2019

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central

Bibliotecária Responsável: Helena Cristina Pimentel do Vale – CRB4 -661

S237e Santos, Emerson de Souza dos.
Estudo em galpões de concreto pré-moldados considerando a interação entre pórtico e alvenaria de vedação / Emerson de Souza dos Santos. - 2019.
97 f. : il. color.

Orientadora: Aline da Silva Ramos Barboza.

Orientador: Eduardo Nobre Lages.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2019.

Bibliografia: f. 77-80.

Apêndices: f. 81-97.

1. Engenharia civil. 2. Pórticos estruturais. 3. Pré-moldados de concreto.
4. Galpões. 5. Alvenaria de vedação. 6. Ligação semirígida. I. Título.

CDU: 624.012.3



Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Unidade Acadêmica Centro de Tecnologia – CTEC
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC



**ESTUDO EM GALPÕES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADOS
CONSIDERANDO A INTERAÇÃO ENTRE PÓRTICO E ALVENARIA DE
VEDAÇÃO**

EMERSON DE SOUZA DOS SANTOS

Dissertação submetida à banca examinadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas e aprovada no dia 15 do mês de fevereiro do ano de 2019.

Banca Examinadora:

Prof.ª Dr.ª Aline da Silva Ramos Barboza
(Orientadora – PPGEC/UFAL)

Prof. Dr. Eduardo Nobre Lagés
(Coorientador - PPGEC/UFAL)

Prof. Dr. Francisco Patrick Afaujo Almeida
(Avaliador Interno – PPGEC/UFAL)

Prof. Dr. Cláudius de Sousa Barbosa
(Avaliador Externo – USP)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais e familiares que sempre me apoiaram nessa jornada e aos colegas de curso pela companhia.

Aos professores do mestrado e, especialmente, à orientadora, Prof.^a Dr.^a Aline da Silva Ramos Barboza, e coorientador, Prof. Dr. Eduardo Nobre Lages, pelo grande auxílio.

Ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e à Universidade Federal de Alagoas pela estrutura física, assim como à CAPES pelo apoio financeiro.

RESUMO

As construções com pórticos formados por elementos pré-moldados de concreto são vistas comumente em todo território brasileiro. São estruturas de elevada esbelteza, que pela ação do vento podem apresentar deslocamentos elevados, e são na maioria das vezes preenchidas por alvenaria de vedação. Nesse cenário é possível idealizar que o enrijecimento dos pórticos por meio da incorporação de paredes de alvenaria que utilizam blocos com resistência à compressão de até 3,0 MPa representa uma possibilidade de melhoria para o comportamento estrutural do sistema. De outro ponto de vista, a alvenaria pode estar sendo solicitada excessivamente, ocasionando o surgimento de fissuras, problema recorrente nas edificações, mas que poderia ser evitado pela utilização de blocos mais resistentes. Este estudo de caso tem como objetivo avaliar a influência da alvenaria de vedação no comportamento de sistemas estruturais aporticados de galpões pré-moldados, por meio dos esforços na parede e pilares, e dos deslocamentos nestes. O sistema do galpão adotado no estudo possui duas águas e é formado por cinco pórticos ligados entre si por meio de vigas transversais. A análise linear do comportamento do sistema estrutural é feita mediante simulações numéricas, considerando a contribuição das alvenarias por meio de diagonais equivalentes de compressão (w) vinculadas às laterais do galpão. Com o programa ABAQUS[®], construiu-se 3 Modelos de pórtico bidimensional para melhor entender sobre a transmissão dos esforços à parede, como a região de contato e de compressão. Para as simulações computacionais do galpão foram utilizados dois módulos computacionais em linguagem MATLAB, a saber: P3D e P3DGALPAO. O módulo P3D consiste em um programa geral de análise linear de pórticos tridimensionais em que são combinados elementos de barras retilíneas, com consideração de ligações perfeitamente rígidas, semirrígidas e rotuladas. O módulo P3DGALPAO corresponde a uma customização do módulo geral P3D, no qual se cria um *template* de análise de galpões a partir de um conjunto de parâmetros. Os resultados obtidos para esforços e deslocamentos foram avaliados sob os critérios estabelecidos pelas Normas Brasileiras NBR 9062 (ABNT, 2017) e NBR 6118 (ABNT, 2014). Comparando os resultados da análise sem diagonal equivalente e com esta, a diagonal promoveu algumas vantagens como a redução dos momentos na base do pilar do pórtico e dos deslocamentos no topo dos pilares. Verificou-se que a alvenaria sofreu ruptura por tração. Paredes com blocos de vedação com f_{ck} de 1,5 MPa apresentaram ruptura por tração decorrentes da incidência de vento na estrutura com velocidade máxima de 30 km/h. Para prevenção do surgimento de fissuras, recomenda-se blocos com f_{ck} de 2,0 MPa ou 3,0 MPa, que resistiram a ação de ventos com velocidades de 40 km/h e 50 km/h, respectivamente. O bloco com f_{ck} 3,0 MPa apresentou melhor resultado, ainda que tenha uma baixa resistência, indicando que é possível uma melhoria no enrijecimento dos pórticos com utilização de blocos de boa qualidade e com f_{ck} maiores.

Palavras-Chave: Pré-moldados, galpões, alvenaria de vedação, diagonal equivalente, análise linear.

ABSTRACT

The constructions with framed structures formed by reinforced precast concrete elements are commonly seen in all Brazilian territory. They are high and slender structures that the wind action can cause elevated displacements, and at the most of situations full filled by masonry. In this context, the masonry inclusion on the framed system, using blocks of compressive strength up to 3.0 MPa could seem like an efficient way to the stiffen as a possibility to improve the structural system behavior. From another point of view, the excessive requested of the masonry could result in cracks appearing, which could be avoided by the use of a more resistant blocks. This study objectives to evaluate the masonry influence in the structural systems behavior of skeletal systems precast reinforced concrete, through the efforts and displacement value in the wall and column elements. The skeletal system is formed by five parallel frames connected to each other by transversal beams. The linear analysis is done by numerical simulations, considering the masonry contribution by means of a diagonal compression bar of fixed dimension (w). By using ABAQUS® software, three two-dimensional frames models were built to better understand the stresses distribution to the wall, such as the contact and compression region. For computational simulations of skeletal system, two computational modules were used in MATLAB language, namely: P3D and P3DGALPAO. The P3D module consists of a general program of linear analysis of three-dimensional frames in which connection perfectly rigid, semi-rigid and articulate are considered. The P3DGALPAO module corresponds to a customization of the general module P3D, in which a frame analysis *template* is created from a set of parameters. The results obtained for efforts and displacements were evaluated according to the criteria established by Brazilian Standards NBR 9062 (ABNT, 2017) and NBR 6118 (ABNT, 2014). Comparing the results of the analysis without equivalent diagonal and with this one, the diagonal promoted some advantages like the reduction of the flexural moments at the column base and the displacements at the top of the columns. It was verified that the masonry only suffered rupture by traction. Walls with f_{ck} blocks of 1.5 MPa withstand the stresses resulting from the incidence of wind in the structure with a maximum speed of 30 km/h. To prevent cracking, blocks with f_{ck} of 2.0 MPa or 3.0 MPa are recommended, which withstand the action of winds at speeds of 40 km/h and 50 km/h, respectively. The block with f_{ck} 3.0 MPa compression strength presented an adequate result, although it has a low resistance, indicating that it is possible an improvement in the stiffening of the lateral frames with the use of blocks of good quality and with larger f_{ck} .

Keywords: Precast concrete, sheds, non-structural masonry, equivalent strut, linear analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Fluxograma com a metodologia do trabalho.	16
Figura 2 - Traves apoiadas apoiando a cobertura e os elementos de fachadas.	19
Figura 3 - Estrutura de esqueleto pré-moldada típica.	20
Figura 4 - Esquema construtivo de eixo reto.	20
Figura 5 - Formas básicas de eixo reto e curvo.	21
Figura 6 - Sistema estrutural com elementos em forma de vierendel.	21
Figura 7 - Fator de restrição à rotação.	23
Figura 8 - Esquemas com molas representando a deformabilidade nas extremidades de uma barra.	25
Figura 9 - Representação em 2D dos graus de liberdades por nó.	26
Figura 10 - Exemplo de uma Ligação viga-pilar com almofada de elastômero e chumbador.	28
Figura 11 - Esquematização por meio de molas dos mecanismos de deformação na ligação.	29
Figura 12 - a) Modelos de paredes utilizados na compressão axial e b) compressão diagonal.	31
Figura 13 - a) Micromodelo detalhado; b) Macromodelo e c) Macromodelo simplificado.	32
Figura 14 - Classificação das alvenarias quanto ao sistema de ligação alvenaria/estrutura.	33
Figura 15 - Mostram-se a zona de contato, faixa de compressão e mecanismos de ruptura na parede.	34
Figura 16 - Curvas de deslocamento versus carregamento no topo da viga para diferentes coeficientes de atrito.	35
Figura 17 - Pórtico preenchido com a alvenaria e sua diagonal equivalente.	36
Figura 18 - Modelos modificados da diagonal equivalente e com múltiplas diagonais.	37
Figura 19 - Parâmetros associados ao modelo do pórtico equivalente.	38
Figura 20- Analogia do contato entre alvenaria e pórtico.	39
Figura 21 - Comprimento de contato em função de λ	40
Figura 22 - Largura efetiva segundo HENDRY (1981).	42
Figura 23 - Região comprimida entre o contato dos pilares e a alvenaria.	43
Figura 24 - Exemplo de parede preenchendo parcialmente o pórtico.	44
Figura 25 - Modelo genérico do pórtico plano adotado.	47
Figura 26 - a) Elemento quadrilátero bi-linear em tensão plana com integração reduzida, b) Compressão longitudinal e sistema de coordenadas local c) direções das tensões σ_{11} e σ_{22} no elemento.	49
Figura 27 - Mostra as tensões σ_{11} para o elemento deformado, distribuição de σ_{22} e relação $P-\delta$	50
Figura 28 - Sistema auto equilibrado de forças.	51
Figura 29 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M1 com $E_b = 450$ MPa e pórtico deformado.	52
Figura 30 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M1 com $E_b = 600$ MPa e pórtico deformado.	52
Figura 31 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M1 com $E_b = 900$ MPa e pórtico deformado.	53
Figura 32 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M2 com $E_b = 450$ MPa e pórtico deformado.	53
Figura 33 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M2 com $E_b = 600$ MPa e pórtico deformado.	54
Figura 34 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M2 com $E_b = 900$ MPa e pórtico deformado.	54

Figura 35 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M3 com $E_b = 450$ MPa e pórtico deformado.	55
Figura 36 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M3 com $E_b = 600$ MPa e pórtico deformado.	55
Figura 37 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M3 com $E_b = 900$ MPa e pórtico deformado.	56
Figura 38 - Largura de w na diagonal oposta.	56
Figura 39 - Força de contato em N na interface pórtico e alvenaria para o Modelo 1.	59
Figura 40 - Força de contato em N na interface pórtico e alvenaria para o Modelo 2.	59
Figura 41 - Força de contato em N na interface pórtico e alvenaria para o Modelo 3.	59
Figura 42 - Pórtico frontal.	61
Figura 43 - Planta de cobertura para o galpão em estudo (Obs.: fora de escala).	61
Figura 44 - Viga apoiada no pilar.	62
Figura 45 - Detalhe da ligação típica do galpão em estudo.	63
Figura 46 - Seção transversal em H do pilar.	63
Figura 47 - Seção transversal em I e vista de frente da viga de cobertura.	64
Figura 48 - Fundação tipo cálice utilizada no galpão.	64
Figura 49 - Seção transversal das terças de concreto armado.	65
Figura 50 - Representação do pórtico e seus elementos.	65
Figura 51 - Representação do pórtico e seus nós.	66
Figura 52 - Cargas nos pórticos devido ao peso próprio e sobrecarga.	67
Figura 53: Cargas nos pórticos devido às terças e telhas.	67
Figura 54 - Resultante da ação do vento no pilar frontal paralelamente ao plano lateral.	68
Figura 55 - Cargas devido ao vento nos pórticos na direção vertical.	69
Figura 56 - Momento fletor nos pórticos laterais.	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Expressões para o cálculo da largura da diagonal.....	45
Tabela 2 - Dados das dimensões dos pórticos.....	47
Tabela 3 - Valores da largura da diagonal equivalente das várias expressões.....	48
Tabela 4 - Valores das resistências da parede	50
Tabela 5 -Carregamento auto equilibrado.....	50
Tabela 6 - Carregamentos e combinações consideradas.....	69
Tabela 7 - Dados da ligação.....	70
Tabela 8 - Deformabilidade dos mecanismos de deformação da ligação.....	70
Tabela 9 - Esforços normais atuante e resistente na diagonal equivalente com E_b igual a 450 MPa.....	71
Tabela 10 - Esforços normais atuante e resistente na diagonal equivalente com E_b igual a 600 MPa.....	72
Tabela 11 - Esforços normais atuante e resistente na diagonal equivalente com E_b igual a 900 MPa.....	72
Tabela 12 - Resumo do momento na base do pilar.....	73
Tabela 13 - Deslocamento no topo do pilar na direção longitudinal Y.....	74

LISTA DE ABREVIACOES

CTEC	Centro de Tecnologia
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
LIN	Linear
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite ltimo
FEMA	Federal Emergency Management Agency
SD	Sem Diagonal
CD	Com Diagonal

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Justificativa	14
1.1	Objetivos	16
1.2	Metodologia	16
1.3	Estrutura do trabalho	17
2	SISTEMAS ESTRUTURAIS EM CONCRETO PRÉ-MOLDADOS APLICADOS A GALPÕES	19
2.1	Sistema estrutural aporticado	19
2.2	Sistema estrutural em esqueleto	19
2.2.1	Sistemas com elementos de eixo reto	20
2.2.2	Sistemas com elementos compostos de trechos de eixo reto e curvo.....	20
2.3	Ligações viga-pilar aplicadas a galpões	22
2.3.1	Parâmetros relacionados à rigidez das ligações.....	22
2.4	Parâmetros de estabilidade global e efeitos de segunda ordem	24
2.5	Método para a análise linear de pórticos planos com nós semirrígidos	24
2.6	Modelos analíticos adotados neste trabalho	26
2.6.1	Ligação viga-pilar com almofada de elastômero não fretado e chumbador.....	27
2.6.2	Modelo analítico da ligação da viga pilar com chumbadores.....	28
2.6.3	A deformabilidade	29
3	ALVENARIA DE VEDAÇÃO	30
3.1	Resistência da parede	30
3.2	Modelagem	32
3.3	Considerações sobre a ligação da alvenaria ao pórtico	32
3.4	Pórticos preenchidos por alvenaria	33
3.5	Efeitos do atrito e ajuste da alvenaria com o pórtico	34
3.6	Conceito de diagonal equivalente	35
3.7	Propriedades da diagonal comprimida	37
3.8	Resistência da diagonal equivalente	45
4	DEFINIÇÃO DE MODELO REPRESENTATIVO DA ALVENARIA	47
4.1	Cálculo da largura da diagonal equivalente	48
4.2	Modelagem com elementos finitos	48

4.2.1	Resultados das simulações dos modelos.....	51
5	ESTUDO DE CASO	61
5.1	Galpão de estudo.....	61
5.2	Considerações de carregamentos aplicados à estruturas e combinações	66
5.3	Parâmetros de rigidez da ligação viga-pilar adotada	69
5.4	Resultados e análise das simulações	71
6	CONCLUSÃO	76
	REFERÊNCIAS.....	79
	APÊNDICE A.....	82
	A.1. Código do módulo P3D	82
	A.2. Código do módulo P3DGALPAO.....	93

1 INTRODUÇÃO

O setor da construção civil que utiliza o processo da pré-moldagem ou pré-fabricação se desenvolveu para atender às demandas do mercado da construção por estruturas mais econômicas, duráveis, estruturalmente seguras, com versatilidade arquitetônica e que fossem sustentáveis. Atualmente este setor apresenta-se consolidado, com significativa organização, no qual são utilizadas técnicas modernas de produção e gestão da construção.

Nas estruturas pré-moldadas como em outras modalidades a alvenaria se encontra em forma de paredes e é usualmente executada com blocos de vedação, mas não é considerada como membro integrante do sistema responsável pelo suporte de cargas.

As paredes de alvenaria que preenchem pórticos em estruturas de concreto ou aço têm sido estudadas por muitos pesquisadores há décadas. Os primeiros estudos a respeito do comportamento do pórtico com alvenaria foram realizados por Polyakov¹ (1960 *apud* ALVARENGA, 2002). Os estudos demonstraram como benefícios obtidos na associação do pórtico com a parede de alvenaria o aumento da rigidez e a redução dos deslocamentos horizontais dessas estruturas compostas.

Segundo Crisafulli et al. (2000), evidencia-se por meio de observações experimentais que tais estruturas exibem um comportamento não linear inelástico. Alguns dos importantes fatores que contribuem para isto podem ser resumidos na sequência:

Parede de preenchimento: fissuração e esmagamento da alvenaria, perdas de resistência;

Contorno do pórtico: fissuração do concreto, gerando nas barras de reforço, deslizamento local das ligações;

Interface do pórtico: desgaste do mecanismo de ligação e variação do comprimento do contato.

Em busca de idealizar um modelo de alvenaria são propostas diferentes técnicas encontradas na literatura e divididas em dois grupos, a saber: local ou micromodelos e simplificado ou macromodelos. No primeiro grupo os elementos constituintes são considerados separadamente para se ter mais detalhes dos efeitos locais, contudo no segundo grupo incluem-

¹ 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, 1960. p. 36-42.

se modelos simplificados baseados no entendimento físico do comportamento da parede, a qual é representada por uma ou mais barras diagonais de resistência à compressão equivalentes.

Alvarenga (2002), em seu doutorado, realizou um estudo sobre o comportamento de estruturas de pórticos metálicos preenchidos por painéis de alvenaria submetidos a ações horizontais, com a consideração da contribuição da alvenaria na rigidez global da estrutura, obtendo resultados que confirmaram a contribuição dos painéis na rigidez e resistência de pórticos preenchidos, sob os aspectos teórico, experimental e numérico.

Madia (2012), em seu trabalho de mestrado, realizou uma pesquisa do estado da arte sobre o comportamento de estruturas aporticadas preenchidas com parede de alvenaria para fins de contraventamento de edificações. Por meio de alguns estudos de caso, foram testados vários modelos de diagonal equivalente aplicados em modelos teóricos de pórticos de um ou mais pavimentos com o intuito de verificar se há aumento da rigidez da estrutura. Com base no estudo de diferentes autores, comprovou-se que as cargas caminham por bielas diagonais e, dessa forma, uma proposição teórica para a representação desse comportamento passa pela consideração da parede como barra diagonal equivalente, empregando a macromodelagem.

Nos trabalhos apresentados anteriormente é observada uma contribuição da alvenaria na rigidez de pórticos e por isso, nas estruturas aporticadas o deslocamento excessivo poderia ser reduzido por meio desse mecanismo de contraventamento. Assim, neste trabalho busca-se por intermédio de análise numérica avaliar o comportamento de sistemas aporticados usados em galpões, considerando a influência da alvenaria de vedação na distribuição de esforços e seus efeitos nos deslocamentos dos elementos. Como o objetivo do trabalho não está focado em análise das ligações entre os elementos estruturais do galpão, será utilizada para a ligação viga-pilar, a ligação semirrígida com almofada de elastômero não fretado e chumbadores, que foi testada por Almeida (2014), como também o parâmetro de rigidez da ligação adotados pelo mesmo. Trata-se de um tipo de ligação simples e bastante utilizada em galpões.

1.1 Justificativa

A alvenaria de vedação não é incluída na maioria das estruturas como elemento estrutural por questão de simplificação da análise, isto devido à falta de informações que permitam avaliar o comportamento estrutural do conjunto. Nos pórticos, por estar confinada, a alvenaria absorve parte dos esforços transmitidos pelas vigas e pilares, sofrendo danos pelo excesso de cargas absorvidas, isto ocorre por não ser dimensionada para tal propósito, porém contribui para aumentar a rigidez estrutural.

A partir dos estudos realizados para entender o comportamento de paredes de alvenaria inseridas em pórticos e qual sua contribuição na rigidez do pórtico preenchido, resultaram vários modelos representativos das mesmas. Esses modelos advêm de experimentos físicos e modelagem computacional das estruturas em escalas variadas, alguns divergindo entre si devido às seguintes razões: formas de consideração dos vínculos entre pórtico e alvenaria; formato do pórtico, relação altura e largura; tipos de estrutura, se concreto ou aço, e dimensões dos elementos das estruturas, sendo mais ou menos esbeltos.

Com a devida análise das características de uma dada estrutura, pode-se aplicar um ou alguns modelos mais adequados à modelagem estrutural em questão, como por exemplo em galpões pré-moldados de concreto, estrutura em estudo neste trabalho.

Alvarenga (2002) considera uma alternativa viável para enrijecimento de estruturas metálicas ou de concreto a substituição dos contraventamentos por painéis de alvenaria, tendo em vista o aumento de rigidez e resistência produzido na estrutura composta resultante. Segundo Drysdale² et al (1999 *apud* MADIA, 2012) deveria ser considerada a alvenaria de preenchimento pelas seguintes razões, dentre outras:

- a) Ignorar o aumento de rigidez substancial na estrutura pode levar a um projeto menos eficiente e antieconômico, no qual as seções dos elementos poderiam ser substancialmente reduzidas e;
- b) Talvez, mais importante ainda, projetos conservadores nem sempre são aqueles que desconsideram a contribuição das paredes de enchimento, visto que os painéis podem enrijecer um pórtico flexível e redistribuir de forma significativa as cargas laterais em várias partes do edifício. Dessa forma, uma seção preenchida pode atrair cargas mais elevadas do que o esperado, possivelmente manifestando rachaduras na parede e pórtico.

A FEMA-356 (Federal Emergency Management Agency) (2000) traz suas recomendações para a consideração da rigidez da parede de preenchimento. A norma americana *Building Code Requirements for Masonry Structures* (ACI 530-13/ASCE 5-13/TMS 402-13) (2013) anexou descrições para a alvenaria de preenchimento. A instituição IMI (*International Masonry Institute*) desenvolveu um método para utilizar a alvenaria inserida em pórticos metálicos para resistir às cargas laterais (HIBRID MASONRY DESIGN, 2009).

² DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A.; BAKER, L.R. *Masonry Structures - Behavior and Design*. 2. ed. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1999. 888 p.

Madia (2012) afirma serem importantes os estudos sobre pórtico preenchido de estruturas pré-moldadas de múltiplos pavimentos como galpões por exemplo, pois estas estruturas exigem contraventamento e aplicação correta das ligações, uma vez que apresentam grande número de patologias.

Dessa forma, este estudo é importante para a compreensão do comportamento do sistema estrutural de estruturas pré-moldadas de galpões incorporando a alvenaria como parte resistente a esforços laterais. Assim, busca-se como benefício, prever possíveis danos à alvenaria ou substituir elementos de contraventamento por parede de alvenaria.

1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho é analisar a contribuição da alvenaria de vedação no comportamento de sistemas aporticados de galpões pré-moldados por meio dos esforços na alvenaria e do momento fletor, e deslocamento no topo dos pilares do sistema estrutural.

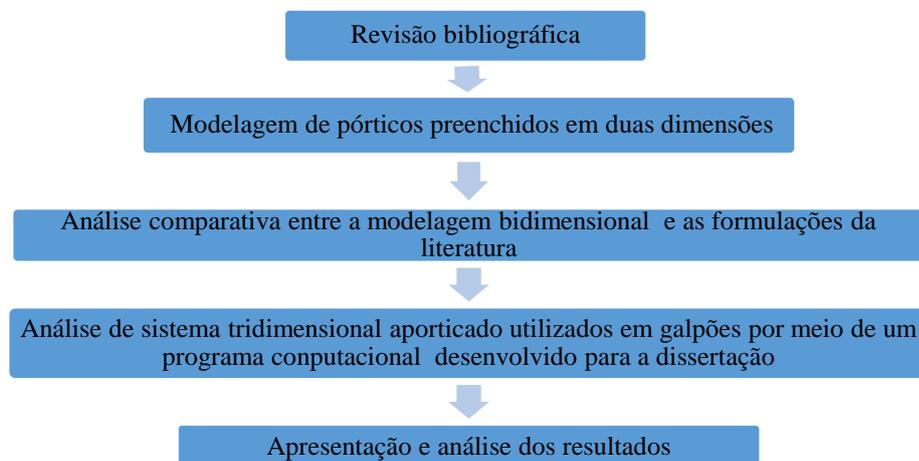
Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a) Estabelecer um modelo de interação entre o pórtico e a alvenaria com base na análise de modelos bidimensionais utilizando o programa ABAQUS®.
- b) Aplicar o modelo de interação no sistema estrutural de um galpão e avaliar a distribuição dos esforços e os deslocamentos do sistema estrutural.

1.3 Metodologia

A fim de se atender aos objetivos propostos neste trabalho, foram seguidas as etapas mostradas na **Figura 1**.

Figura 1 - Fluxograma com a metodologia do trabalho.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Na primeira etapa realizou-se uma revisão bibliográfica dos temas que foram abordados neste trabalho, como o comportamento do pórtico de concreto preenchido com alvenaria e os modelos descritos na literatura que substituem a rigidez da alvenaria inserida no pórtico.

Em seguida, definiram-se as ligações entre os elementos dos pórticos. Construiu-se 3 Modelos de alvenaria em duas dimensões com programa ABAQUS®. Avaliaram-se os esforços nos modelos e comparando-os com as formulações da literatura, adotou-se um modelo mais adequado ao estudo de caso.

Realizaram-se testes comparativos entre modelos de pórticos com e sem a diagonal equivalente via simulação numérica, avaliando-se a distribuição dos esforços e os efeitos nos deslocamentos do sistema estrutural.

Para as simulações computacionais dos modelos a serem estudados nesta dissertação de mestrado, dois módulos computacionais foram desenvolvidos em MATLAB: P3D (LAGES et al., 2017a) e P3DGALPAO (LAGES et al., 2017b). Os códigos encontram-se no apêndice A.

O módulo P3D consiste em um programa geral de análise linear de pórticos tridimensionais em que são combinados elementos de barras retilíneas, com consideração de ligações perfeitamente rígidas, semirrígidas e rotuladas.

O módulo P3DGALPAO corresponde a uma customização do módulo geral P3D, no qual se cria um *template* de análise de galpões a partir de um conjunto de parâmetros. É uma customização do P3D.

1.4 Estrutura do trabalho

No Capítulo 1 apresentam-se as delimitações do trabalho, com uma introdução ao tema e justificativa para a escolha do mesmo, o objetivo proposto e a metodologia de desenvolvimento seguida.

No Capítulo 2 apresentam-se os sistemas estruturais em concreto pré-moldado utilizados para galpões e os tipos de ligações viga-pilar aplicadas aos mesmos, assim como as ligações são classificadas e quais seus parâmetros relacionados a rigidez.

No Capítulo 3 apresentam-se os conteúdos relacionados à função da alvenaria de vedação na estrutura e suas propriedades mecânicas. Para considerar a alvenaria no modelo de pórtico, são apresentados dois tipos de modelagem: micromodelagem e macromodelagem. Este macromodelo é representado por uma diagonal equivalente, em que suas propriedades físicas, geométricas e de resistência são definidas.

No Capítulo 4 mostram-se algumas aplicações dos modelos de diagonais equivalente apresentados no capítulo 3, em que foram calculados os valores da largura da diagonal equivalente (w) relativos as propriedades físicas e geométricas de 3 modelos distintos. Também se mostram os resultados da modelagem desses 3 modelos realizada no programa ABAQUS®.

No Capítulo 5 são avaliados a distribuição dos esforços e os deslocamentos num sistema estrutural de galpão considerando a alvenaria como elemento estrutural do sistema. Definem-se as características físicas e geométricas do galpão em estudo e as cargas consideradas na simulação com o programa P3D. Também são apresentados os resultados das simulações e as análises dos mesmos.

No Capítulo 6 expõem-se as conclusões do trabalho e algumas sugestões para continuação de estudos do tema.

2 SISTEMAS ESTRUTURAIS EM CONCRETO PRÉ-MOLDADOS APLICADOS A GALPÕES

Na indústria de pré-moldados aparentemente existem inúmeros sistemas e soluções técnicas para as construções pré-moldadas que, na verdade, fazem parte de um número limitado de sistemas básicos, nos quais os princípios de projetos são similares (ACKER, 2002). Os tipos mais comuns de sistemas estruturais aplicados a galpões podem ser classificados como mostrado a seguir.

2.1 Sistema estrutural aporticado

Estruturas aporticadas, como a da **Figura 2**, que consistem de pilares e vigas de fechamento, sendo utilizadas para construções industriais, armazéns, construções comerciais, etc.

Figura 2 - Traves aporticadas apoiando a cobertura e os elementos de fachadas.



Fonte: ACKER, 2002.

2.2 Sistema estrutural em esqueleto

Estruturas em esqueleto consistem de pilares, vigas e lajes, para edificações de alturas médias e baixas, e com um número pequeno de paredes de contraventamento para estruturas altas, como exemplo, tem-se a **Figura 3**. As estruturas em esqueletos são utilizadas principalmente para construções de escritórios, escolas, hospitais, estacionamentos, etc.

Figura 3 - Estrutura de esqueleto pré-moldada típica.



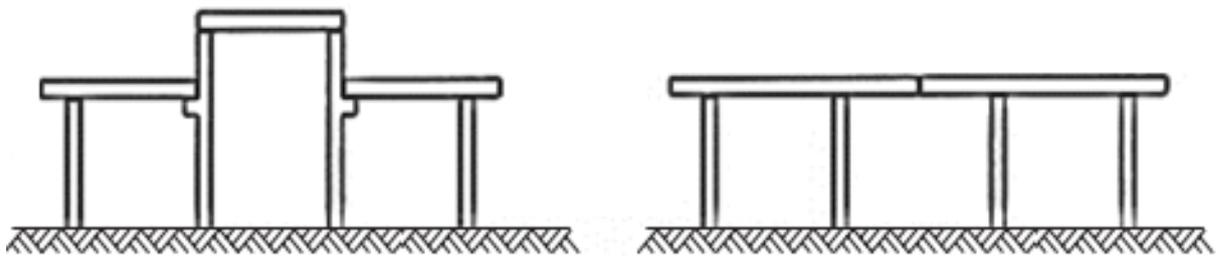
Fonte: ACKER, 2002.

De acordo com EL DEBS (2017), os sistemas estruturais de esqueleto são divididos em sistemas com elementos de eixo reto, sistemas com elementos compostos de trechos de eixo reto e curvo.

2.2.1 Sistemas com elementos de eixo reto

Os sistemas estruturais com elementos de eixo reto, **Figura 4**, apresentam facilidades em todas as etapas de produção da estrutura, podendo ser aplicada a protensão com aderência inicial naturalmente. Por essas duas características, em princípio, os mesmos são mais adequados para pré-moldados de fábricas, no entanto, em geral são poucos favoráveis à distribuição dos esforços solicitantes.

Figura 4 - Esquema construtivo de eixo reto.



Fonte: Adaptado de EL DEBS, 2017.

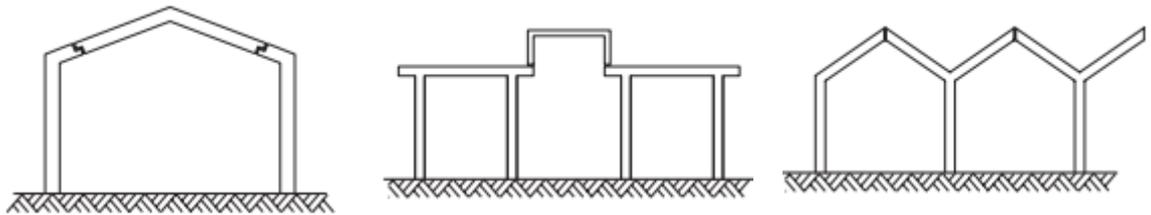
2.2.2 Sistemas com elementos compostos de trechos de eixo reto e curvo

Comparado ao anterior, os sistemas estruturais com elementos compostos por trechos de eixos reto e curvo, em forma de arco, geralmente resulta em melhor distribuição de esforços solicitantes, no entanto, sua execução, transporte e montagem são mais trabalhosos.

Os sistemas estruturais com elementos compostos por trechos retos, **Figura 5**, podem ser colocados nas formas básicas apresentadas a seguir:

- Com elementos engastados na fundação e duas articulações na trave;
- Com elementos em forma de U;
- Com elementos em forma de L ou T.

Figura 5 - Formas básicas de eixo reto e curvo.



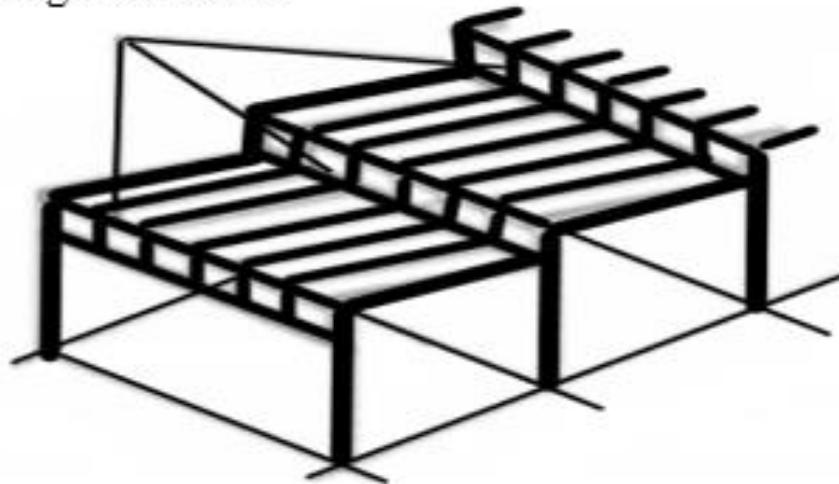
- Com elementos engastados na fundação e duas articulações na trave.
- Com elementos em forma de “U”.
- Com elementos em forma de “L” ou “T”.

Fonte: Adaptado de EL DEBS, 2017.

Como alternativas dos sistemas anteriores apresentados, têm-se os sistemas estruturais com elementos que apresentam abertura entre os banzo, **Figura 6**, os quais podem representar elementos com as seguintes formas: treliça, viga vierendel ou viga armada. Pode-se observar que essas formas de elementos se caracterizam pela redução no consumo de materiais e menor peso dos elementos, conseqüentemente.

Figura 6 - Sistema estrutural com elementos em forma de vierendel.

Viga Vierendel



Fonte: Adaptado de EL DEBS, 2017.

2.3 Ligações viga-pilar aplicadas a galpões

As ligações para Acker (2002) são um dos tópicos mais relevantes em relação às estruturas pré-moldadas, uma vez que estas exercem o papel de promover uma interligação racional entre os elementos para compor um sistema estrutural capaz de resistir ao conjunto de forças atuantes, incluindo ações indiretas provenientes da retração, fluência, movimentos térmicos, fogo, etc.

El Debs (2017) afirma que as estruturas mais solicitadas aos momentos fletores são normalmente as compostas por ligações mais simples. Em compensação, para melhor reproduzir o comportamento das estruturas de concreto moldado no local, as ligações devem promover a transmissão de momento fletor entre os elementos, tornando-se mais complexas e trabalhosas devido às necessidades de realizar as ligações de ambos, concreto e aço, reduzindo, em parte, suas vantagens. Destaca-se neste trabalho uma das formas de classificar as ligações dos elementos, quanto ao tipo de vinculação, assim, têm-se as ligações:

- a) Articulada - não transmite momento fletor;
- b) Rígida - transmite momento fletor;
- c) Semirrígida - transmite parcialmente o momento fletor.

2.3.1 Parâmetros Relacionados à Rigidez das Ligações

Os estudos iniciais das ligações semirrígidas foram em estruturas metálicas, relacionando a ligação com sua deformabilidade à flexão. A deformabilidade se define como o inverso da rigidez, portanto, é a relação do deslocamento relativo entre os elementos constituintes da ligação e os esforços solicitantes, ambos em uma mesma direção.

De acordo com Queiros (2007) as principais propriedades atribuídas as ligações são: resistência, rigidez e ductilidade. A resistência da ligação depende da resistência do material da mesma e pode ser influenciada majoritariamente pela geometria em caso de ser super-armada.

Queiros (2007) apresenta o parâmetro K_ϕ , rigidez rotacional da ligação, que é relativo à deformabilidade da ligação, dado por

$$K_\phi = M/\phi \quad (2.1)$$

e seu inverso, λ_ϕ , denominado de flexibilidade, é expresso por

$$\lambda_\phi = \phi/M \quad (2.2)$$

em que M e ϕ são, respectivamente, o momento e a rotação relacionados à ligação.

Para classificar a ligação de acordo com sua rigidez, tem-se um parâmetro que define a rigidez relativa de uma ligação, denominado fator de restrição à rotação (α_r), que varia de 0 (isostática) a 1 (engastada), essa classificação encontra-se na NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017).

A variação do parâmetro α_r permite uma correlação simples da porcentagem de restrição à rotação em relação a uma ligação rígida, assim, uma ligação que resiste a 75% do engastamento perfeito, terá um $\alpha_r = 0,75$, (MUNTE E MELO, 2007).

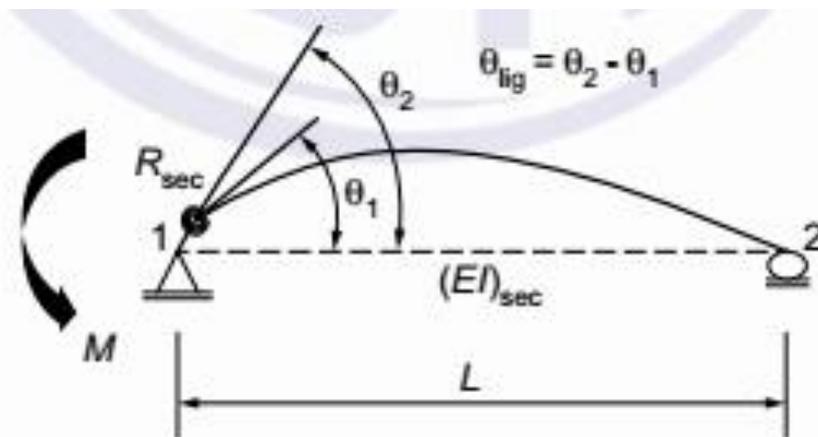
Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), o fator de restrição α_r pode ser calculado como

$$\alpha_r = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{K_{sec}L_{ef}}} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (2.3)$$

sendo $(EI)_{sec}$ é a rigidez secante da viga, L_{ef} é o vão efetivo entre apoios e K_{sec} é a rigidez secante ao momento fletor da ligação.

A **Figura 7** mostra a rotação da extremidade do elemento (θ_1) e a rotação combinada do elemento e da ligação (θ_2) devido ao momento de extremidade. Os valores de K_{sec} podem ser obtidos por meio dos diagramas momento x rotação.

Figura 7 - Fator de restrição à rotação.



Fonte: NBR 9062 (ABNT, 2017).

2.4 Parâmetros de estabilidade global e efeitos de segunda ordem

Os galpões são estruturas constituídas de elementos de elevada esbeltez e sofrem com as instabilidades devidas às imperfeições na constituição física e geométrica, gerando efeitos que tornam a análise do sistema estrutural mais complexa.

Efeitos de 2ª ordem são decorrentes de imperfeições geométricas ou alteração do eixo de aplicação dos esforços principalmente em elementos mais esbeltos. A NBR 6118 (ABNT, 2014) utiliza dois parâmetros para a verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem, o parâmetro de instabilidade, α , e o coeficiente de avaliação da importância destes esforços, γ_z , que só é válido para estruturas reticulares de no mínimo quatro andares.

Considera-se uma estrutura como sendo de nós fixos quando o parâmetro α , dado por

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}} \quad (2.4)$$

é menor que o valor de α_1 , em que

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ para } n \leq 3 \quad (2.5)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ para } n > 3 \quad (2.6)$$

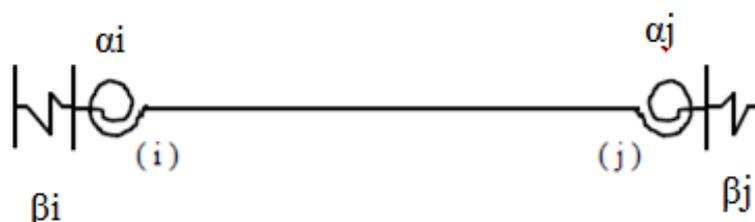
sendo n o número de pavimentos acima da fundação ou nível deslocável do subsolo, H_{tot} a altura total da edificação medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo; N_k a somatória de todas as forças verticais atuantes na estrutura com o seu valor característico; e $E_{cs}I_c$ o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de pilares com rigidez variável ao longo da altura ou pórticos deve ser considerado o valor da rigidez de um pilar equivalente de seção constante (EI_{eq}).

2.5 Método para a análise linear de pórticos planos com nós semirrígidos

A presença das ligações semirrígidas introduz mudanças na análise estrutural do pórtico plano, pois acarreta a redistribuição dos esforços que, por sua vez, modificam os deslocamentos finais dos nós da estrutura. Uma metodologia para considerar a semirrigidez da ligação é proposta por Monfort e Wu (1963 *apud* FERREIRA, 1999), na qual se utiliza o mesmo modelo matemático do método dos deslocamentos para pórticos rígidos, no entanto, corrige a matriz de

rigidez dos elementos e os esforços de bloqueio em função da deformabilidade em suas extremidades, mantendo a indeterminação cinemática. Ferreira (1993) adicionou molas horizontais relativas à deformabilidade axial ao modelo de Monfort e Wu ³(1963 *apud* FERREIRA, 1999) que consideravam apenas as correções relativas aos esforços de flexão. A **Figura 8** mostra o elemento de barra com as molas que representam a deformabilidade.

Figura 8 - Esquemas com molas representando a deformabilidade nas extremidades de uma barra.



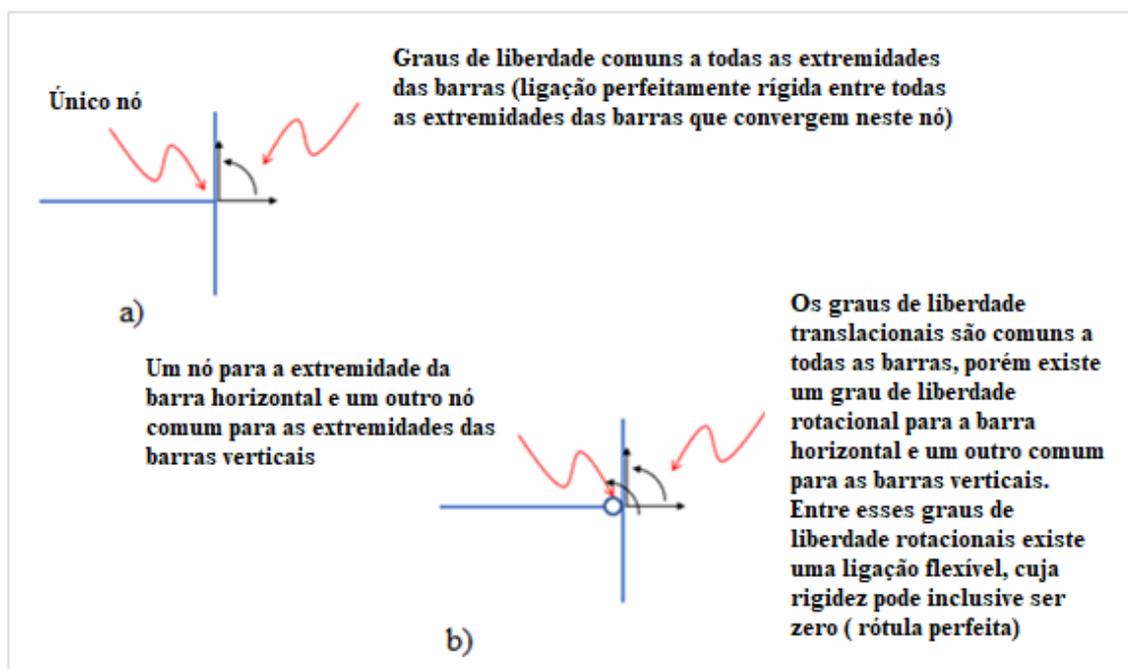
Fonte: Adaptado de FERREIRA, 1999.

Na Figura 2.7, α_i e α_j são fatores de restrição à rotação nas extremidades do elemento, associados à deformabilidade de flexão. Os parâmetros β_i e β_j estão relacionados à deformabilidade do elemento na direção axial nas extremidades do mesmo, maiores detalhes para a obtenção destes valores podem ser encontrados em (FERREIRA, 1993 e 1999).

Normalmente na modelagem de pórticos as barras são conectadas entre si por meio de ligações rígidas perfeitas, ou seja, as movimentações (translações e rotações) dessas extremidades são iguais, portanto são utilizados os mesmos graus de liberdade associados a um único nó para descrever essas movimentações comuns, **Figura 9-a**).

³ MONFORTON, G.R.; WU, T.S. Matrix analysis of semi-rigidly connected frames. Journal the structural Division. ASCE, Dec. 1963. 89 V. p.13-42.

Figura 9 - Representação em 2D dos graus de liberdade por nó.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Neste trabalho de dissertação propõe-se a seguinte estratégia para a consideração das ligações semirrígidas: quando as extremidades das barras apresentam pelo menos uma movimentação diferente, a ideia adotada consiste em definir mais de um nó na mesma posição geométrica, associando-os a barras diferentes. Com isso, os nós poderão apresentar graus de liberdade diferentes associados a elementos de ligação semirrígidas entre eles. Dessa forma, não há nenhuma mudança em relação à montagem da matriz de rigidez do elemento de barra, à da matriz de rigidez global da estrutura e do vetor de forças nodais equivalentes. Além das contribuições das matrizes de rigidez das barras, caso haja ligações semirrígidas, as respectivas rigidezes contribuem no par de graus de liberdade global associado à ligação.

Os clássicos elementos de barras no espaço possuem 6 graus de liberdade por nó e, conseqüentemente, 12 graus de liberdade por elemento. Além dele, temos elementos de ligações elásticas pontuais que atuam nas movimentações relativas de graus de liberdade de elementos. Para ilustrar a ideia implementada apresenta-se o caso 2D na Figura 2.8-b, anteriormente apresentada.

2.6 Modelos analíticos adotados neste trabalho

Desenvolvido por Ferreira (1999), o modelo que será adotado neste trabalho procura obter a deformabilidade de uma determinada ligação por meio de um equacionamento

representativo do comportamento em conjunto dos mecanismos básicos de deformação presentes na ligação. Sendo, portanto, um método que avalia três fatores interdependentes:

- a) Os sistemas de vinculação adotados na ligação;
- b) Os esforços a serem transmitidos;
- c) Os mecanismos básicos de deformação a serem considerados.

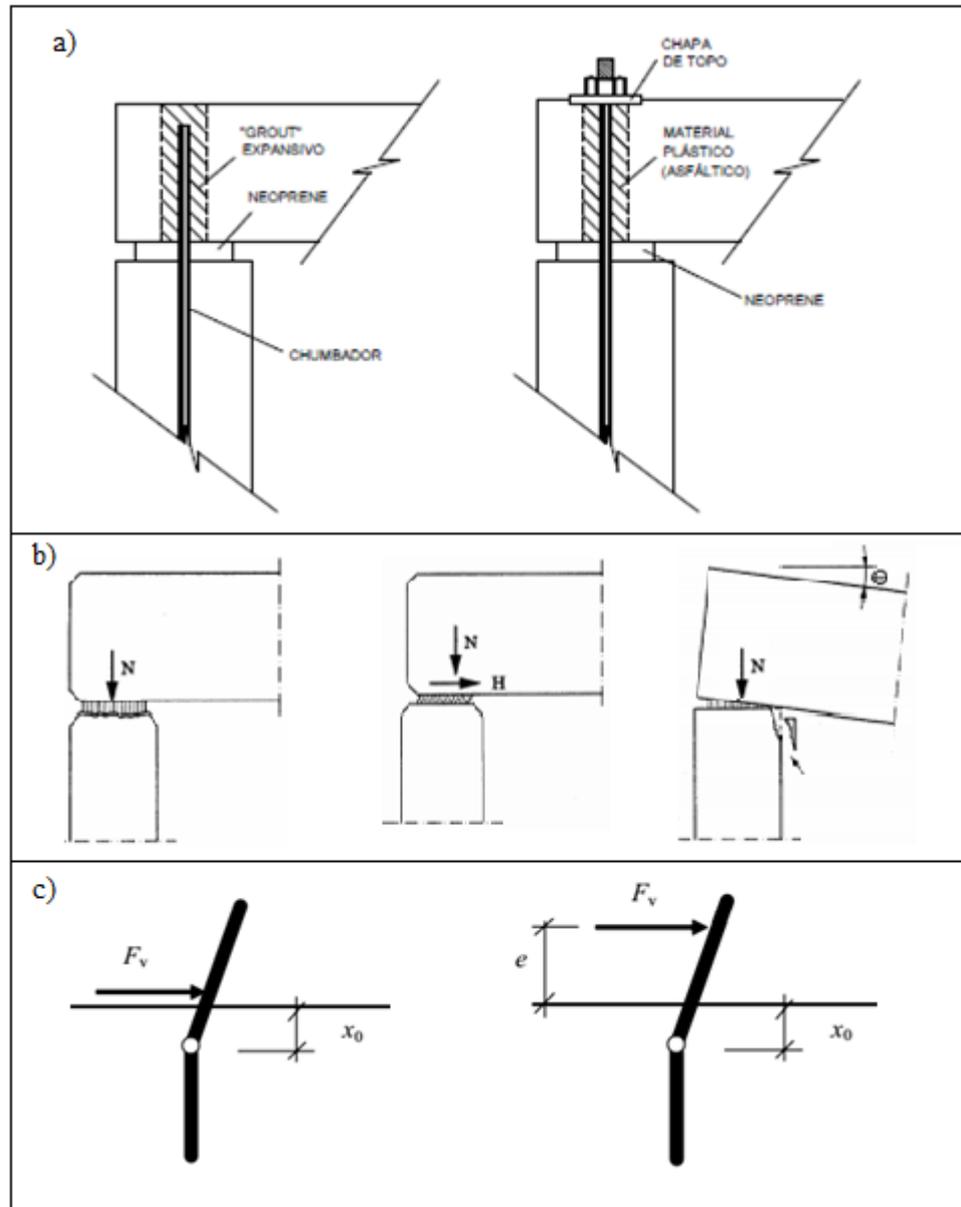
2.6.1 Ligação viga-pilar com almofada de elastômero não fretado e chumbador

A tipologia de ligação viga-pilar com almofada de elastômero não fretado e chumbador, mostrada na **Figura 10-a)** na sequência, tem sido bastante utilizada para estruturas pré-moldadas de galpões e edificações com mais de um pavimento e pequena altura (FERREIRA, 1999).

As forças de compressão entre elementos de concreto adjacentes podem ser transferidas por meio de contato direto, por meio de juntas com argamassas ou por meio de almofadas (aparelhos) de apoio. As almofadas de neoprene mostradas a seguir na **Figura 10-b)** são empregadas para compensar as irregularidades e distribuir melhor as tensões sobre a área de contato e têm espessuras em torno de 2 a 20 mm. As espessuras maiores são utilizadas para liberar deslocamentos e rotações com o propósito de reduzir as forças induzidas nas ligações (ACKER, 2002).

De acordo com Acker (2002) os chumbadores são utilizados em ligações para a transferência de ações horizontais de um elemento para o outro em estruturas pré-moldadas. Ao longo do trecho que está inserido no concreto são apoiados por tensões de contato e na junta de interface são solicitados por cisalhamento, sendo que este estado de solicitações gera deformações por flexão no chumbador. Na **Figura 10-c)** são mostradas as forças aplicadas na barra sem excentricidade e com excentricidade.

Figura 10 - Exemplo de uma Ligação viga-pilar com almofada de elastômero e chumbador.

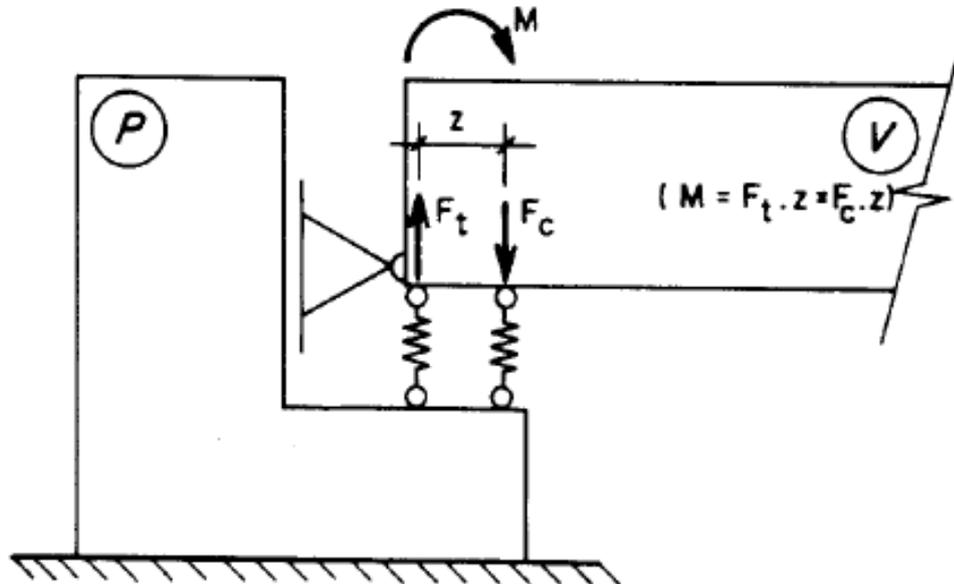


Fonte: Adaptado de FERREIRA, 1999.

2.6.2 Modelo analítico da ligação da viga pilar com chumbadores

A solidarização entre os elementos pré-moldados e os chumbados, devido ao enchimento com “graut” gera uma pequena restrição à rotação das extremidades das vigas por meio da formação de um binário de forças composto pela tração na barra e compressão do elastômero na ligação, esse binário representa o momento fletor transferidos entre os elementos de concreto. O esquema na **Figura 11** mostra o mecanismo de deformação por meio de molas, na qual F_t é o esforço da barra e F_c no elastômero (FERREIRA, 1993).

Figura 11 - Esquemáticação por meio de molas dos mecanismos de deformação na ligação.



Fonte: FERREIRA, 1993.

2.6.3 A deformabilidade

A deformabilidade à flexão da ligação pode ser encontrada por meio do equilíbrio de forças e momento. Portanto, tem-se

$$\lambda_{\phi l} = \frac{l_s}{E_s A_s z^2} + \frac{h_n}{4z^2 G b (1 + 0,25(a/h_n))^2} \quad (2.7)$$

em que: l_s = comprimento do chumbador; E_s = módulo de elasticidade do aço; A_s = a área da seção transversal do chumbador; z = braço de alavanca; h_n = espessura do elastômero; G = módulo de deformação transversal do elastômero; a = menor dimensão do elastômero; b = maior dimensão elastômero.

3 ALVENARIA DE VEDAÇÃO

A alvenaria de vedação é um elemento da construção civil cuja função é delimitar os ambientes estabelecidos no projeto arquitetônico. Formada basicamente por bloco e argamassa de assentamento, sua resistência à compressão é predominantemente influenciada pela resistência à compressão do bloco, porém alguns estudos já mostram uma contribuição considerável da argamassa de revestimento na resistência da parede. A obtenção de suas características mecânicas ocorre por meio de ensaios em laboratório e podem ser simuladas via modelagem computacional. A seguir, comenta-se brevemente sobre o assunto.

3.1 Resistência da parede

A resistência à compressão da parede é obtida por meio de ensaios à compressão seguindo as recomendações da NBR 15270-2 (ABNT, 2017). Para estimar a força normal de projeto da parede, a NBR 15812-1 (ABNT, 2010) indica uma expressão para seu cálculo, dada por

$$N_{Rd} = f_p \cdot A \cdot R \quad (3.1)$$

na qual N_{Rd} é a carga admissível, f_p é a resistência à compressão do prisma, A é a área da seção resistente e $R = \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$ é o fator de redução da resistência associado à esbeltez, tendo como parâmetros h e t , a altura e a espessura do prisma, respectivamente.

A verificação da resistência ao cisalhamento considerando o critério de Mohr–Coulomb, e de acordo com a NBR 15812-1 (ABNT, 2010), se faz na forma

$$f_{vk} = 0,1 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,0 \quad (3.2)$$

em que a resistência média de compressão da argamassa deve estar entre os valores de 1,5 a 3,4 MPa e σ é 90% da tensão normal das cargas permanentes.

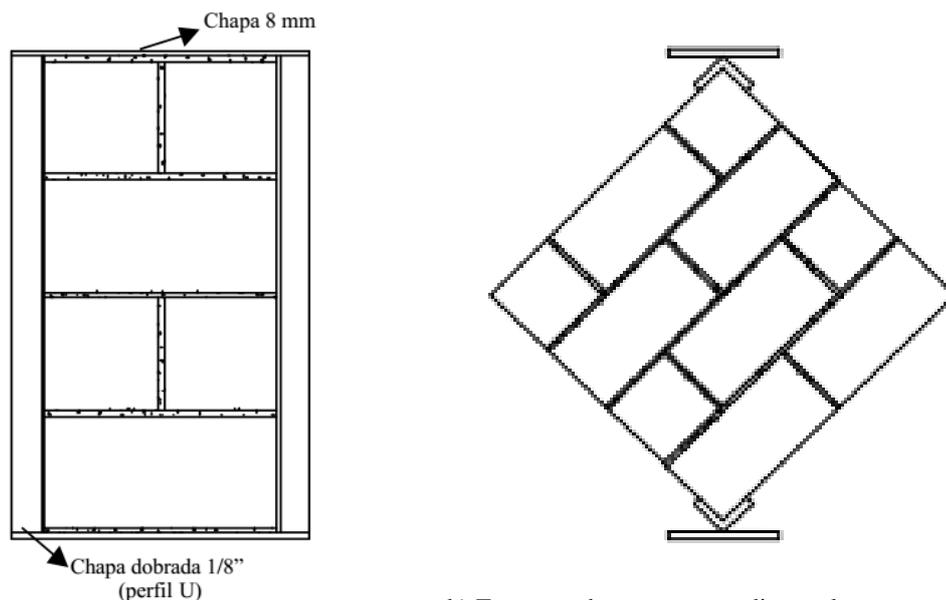
Portanto, a força horizontal admissível aplicada na parede, que não provoca a ruptura por cisalhamento, pode ser obtida por

$$\frac{F_v \cdot \gamma_f}{A_b} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (3.3)$$

na qual A_b é a área da base da alvenaria, $\gamma_f = 1,4$ e $\gamma_m = 2,0$ são os coeficientes das ações e resistências, respectivamente.

Como exemplo, Oliveira (2001) em seu trabalho realizou uma série de ensaios de compressão axial, utilizando corpos de prova com dimensões de 39 cm x 81 cm (**Figura 12-a**)), com o objetivo de obter a resistência de parede de alvenaria com blocos de concreto assentados com a argamassa preparada com o traço de 1: 0,5: 4,5 (ASTM C270), a qual apresentou resistência média de 11 MPa aos 28 dias. Em relação às paredes sem revestimento, a resistência média à compressão em relação à área bruta do bloco foi de 9,44 MPa e a do prisma 8 MPa, a ruptura ocorreu com um carregamento médio de 406 kN e 387 kN para as duas amostras da série. Testando as paredes com revestimento fraco com traço de 1:3,5:10 (cimento:cal:areia), o rompimento ocorreu com carregamento de 485 kN e 300 kN para as suas amostras da série. Como resultado observa-se a influência da argamassa de revestimento na resistência da parede. A autora justifica a baixa carga de ruptura numa das amostras da série com revestimento por um erro de execução no preenchimento do revestimento de topo das paredes. Desprezando esse valor, houve um aumento de cerca de 20% na resistência da parede, mesmo com a aplicação de uma argamassa de revestimento de baixa resistência.

Figura 12 - a) Modelos de paredes utilizados na compressão axial e b) compressão diagonal.



a) Esquema da compressão axial
Fonte: OLIVEIRA, 2001.

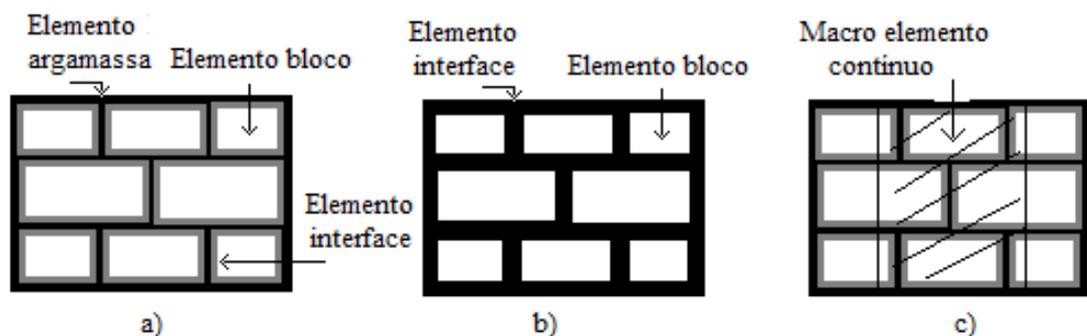
b) Esquema da compressão diagonal

A autora realizou outra série de ensaios de paredes submetidas à compressão diagonal, em modelos com dimensões de 79 cm x 79 cm, Figura 3.1-b, baseado na ASTM E 519 (1993) - *Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages*. Este tipo de teste simula o comportamento de paredes de edifícios submetidos aos esforços laterais devido ao vento. A resistência média à compressão em relação à área bruta do bloco foi de 9 MPa, a resistência ao cisalhamento 0,57 MPa, e a ruptura ocorreu com um carregamento de 89 kN, para parede sem revestimento. Com revestimento fraco de resistência à compressão 4 MPa a resistência ao cisalhamento foi de 0,73 MPa e a ruptura ocorreu a 147 kN.

3.2 Modelagem

O pórtico e a alvenaria em conjunto podem ser modelados numericamente por meio da Micromodelagem, na qual a interface entre ambos, como também a interface entre a argamassa e o bloco recebem um tratamento específico. Outra forma consiste numa Macromodelagem, em que a alvenaria é um composto. Dependendo do grau de precisão e simplificação desejadas, é possível utilizar os seguintes métodos para este tipo de modelagem, como se mostra na **Figura 13**: a) Micromodelagem detalhada, em que as juntas de argamassa, os blocos e a interface entre eles, são considerados distintamente em relação às propriedades de resistência e módulo de elasticidade; b) Micromodelagem simplificada, em que difere da anterior pelo fato da interface entre argamassa e bloco mais a junta de argamassa serem um único meio; c) Macromodelagem, a qual consiste em considerar as propriedades de resistência e módulo de elasticidade da parede de alvenaria como sendo uma homogeneização das propriedades dos componentes, assim a alvenaria é considerada um contínuo homogêneo isotrópico ou anisotrópico (ASTERIS et al., 2013).

Figura 13 - a) Micromodelo detalhado; b) Macromodelo e c) Macromodelo simplificado.



Fonte: Adaptado de ASTERIS et al., 2013.

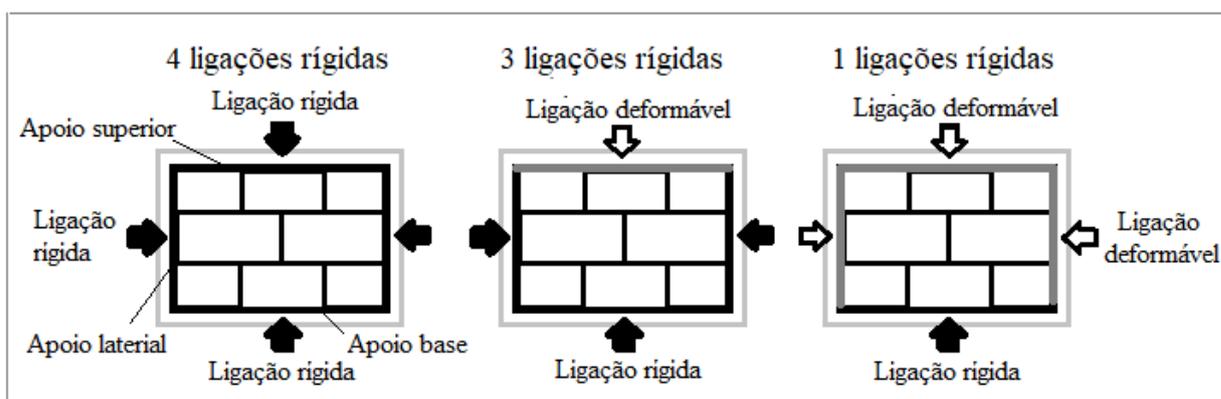
3.3 Considerações sobre a ligação da alvenaria ao pórtico

Os vínculos estruturais da alvenaria com a estrutura periférica devem existir mesmo quando a alvenaria é de vedação. De acordo com Nascimento (2004), quanto ao sistema de ligação alvenaria/estrutura, as alvenarias de vedação são classificadas da seguinte forma:

- Sistema rígido – 4 ligações rígidas;
- Sistema semirrígido – 3 ligações rígidas;
- Sistema deformável – 1 ligação rígida.

Na sequência, a **Figura 14** mostra uma ilustração dos 3 tipos de ligações descritos acima.

Figura 14 - Classificação das alvenarias quanto ao sistema de ligação alvenaria/estrutura.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

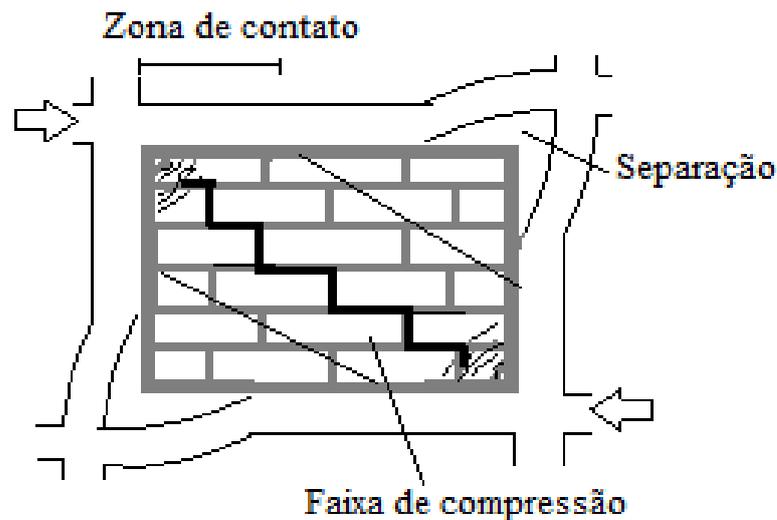
3.4 Pórticos preenchidos por alvenaria

Os primeiros estudos a respeito do comportamento do pórtico preenchido com alvenaria foram feitos por Polyakov (1960 *apud* ALVARENGA, 2002), e baseados na teoria da elasticidade. O autor verificou que sob carga lateral o comportamento do conjunto pórtico-parede pode ser descrito em três estágios. No primeiro estágio, o comportamento da parede de alvenaria e o pórtico é de uma estrutura monolítica, posto que não existem fissuras na parede. O término deste estágio ocorre quando se inicia o surgimento das primeiras fissuras na interface entre pórtico e parede nos cantos tracionados.

O segundo estágio tem por característica o encurtamento da diagonal comprimida correspondente a uma biela de compressão e o alongamento da diagonal tracionada. Este finaliza-se ao aparecimento de fissuras ao longo da diagonal comprimida, que surgem de forma escalonadas nas juntas horizontais e verticais.

O terceiro estágio ocorre quando mantido o carregamento aplicado, a resistência da parede chega ao limite e o sistema não consegue suportar mais acréscimos de carga, assim aumentam-se as fissuras na diagonal comprimida e fissuras nos cantos comprimidos, onde ocorre esmagamento da parede. A **Figura 15** mostra três formas de ruptura da parede de alvenaria.

Figura 15 - Mostram-se a zona de contato, faixa de compressão e mecanismos de ruptura na parede.



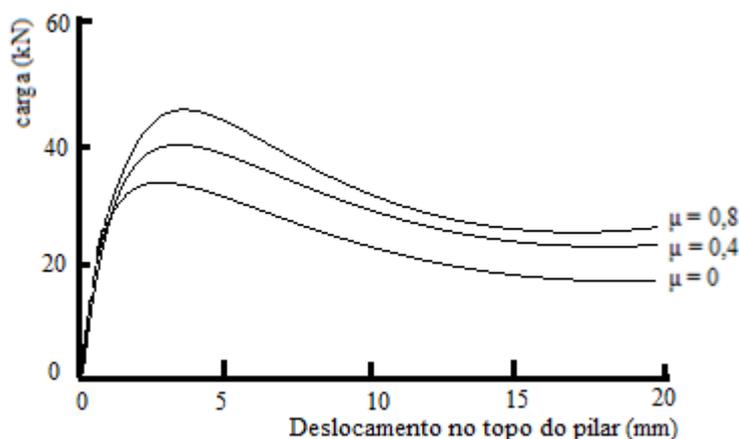
Fonte: Adaptado de OLIVEIRA, 1995.

3.5 Efeitos do atrito e ajuste da alvenaria com o pórtico

Liauw e Kwan (1984) realizaram um estudo paramétrico para verificar as mudanças na rigidez e resistência por efeito do ajuste da alvenaria ao pórtico e do atrito na superfície de contato dos mesmos. Os autores constataram que a falta de ajuste se torna de pouca importância após um firme contato seja estabelecido com o carregamento. Em relação ao atrito, verificaram que ambos a resistência e rigidez do pórtico preenchido crescem em torno de 10 a 20% com o aumento do coeficiente de atrito, no entanto, essa contribuição pode ser negligenciada para uma estimativa mais conservativa.

Na **Figura 16** podem ser vistas as curvas de deslocamento versus carregamento no topo da viga para diferentes coeficientes de atrito.

Figura 16 - Curvas de deslocamento versus carregamento no topo da viga para diferentes coeficientes de atrito.



Fonte: LIAUW e KWAN, 1984.

3.6 Conceito de diagonal equivalente

De acordo com Alvarenga (2002), devida a formação de uma região comprimida e outra tracionada na alvenaria que preenche o pórtico, apenas uma faixa diagonal da parede resiste às ações aplicadas. Com isso a alvenaria pode ser substituída por uma diagonal comprimida equivalente bi-rotulada no modelo de pórtico em barras, conforme mostrado na **Figura 17**.

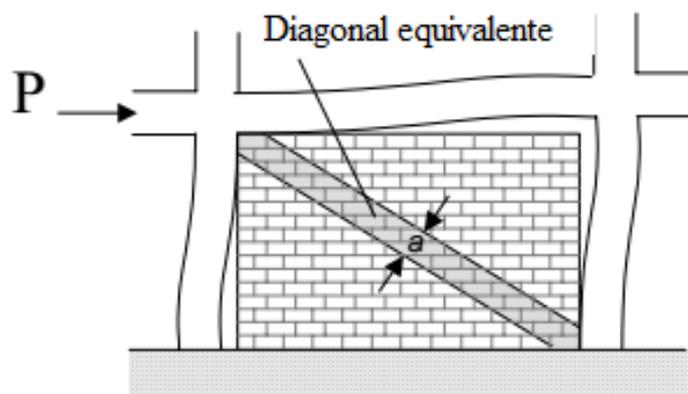
Os estudos produzidos por Polyakov⁴ (1956 *apud* ALVARENGA, 2002), em pórticos preenchidos introduziram o conceito de diagonal equivalente. Posteriormente, seu desenvolvimento ocorreu com Holmes (1961) e em seguida refinado por Stafford Smith⁵ (1962 *apud* ALVARENGA, 2002), Smith e Carter (1969), Mainstone⁶ (1971 *apud* CRISAFULLI ET AL., 2000) e também Liauw e Lee (1977).

⁴ POLYAKOV, S. V. (1956). Masonry in framed buildings (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literaturny Po Stroitel'stvo i Arhitektura. Moscow, 1956). Traduzido por G.L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston.

⁵ STAFFORD-SMITH, B. (1962). Lateral stiffness of infilled frames. *ASCE Journal of Structural Division*, v. 88, n. ST6, p. 183-199.

⁶ Mainstone, R. J. On the Stiffnesses and Strengths of Infilled Frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1971, Supplement IV, pp 57-90.

Figura 17 - Pórtico preenchido com a alvenaria e sua diagonal equivalente.



Fonte: ALVARENGA, 2002.

No entanto, nesta configuração, as forças impostas nos pilares e nas vigas não estão representadas. Para considerar estes efeitos, as diagonais comprimidas devem ser postas excentricamente dentro do pórtico como ilustrado na **Figura 18**. Se os modelos analíticos incorporarem a diagonal comprimida com a excentricidade, os resultados devem gerar efeitos de preenchimento diretamente no pilar (FEMA-356, 2000). As diagonais equivalentes também podem ser empregadas para incorporar a rigidez da alvenaria em paredes com aberturas. Neste caso, Al-Chaar (2002) propõe um fator de redução de rigidez da alvenaria quando a abertura é centralizada e Mondal e Jain (2008) propõem o mesmo fator independentemente da posição da abertura.

Crisafulli et al. (2000) explica que o modelo de diagonal comprimida simples é capaz de representar a influência da alvenaria no sentido global. No entanto, não é capaz de descrever os efeitos de interação no contorno do quadro com a parede. Como resultado, o momento fletor, força cisalhante, e rótulas plásticas não podem ser previstas adequadamente. Por isso, alguns autores propuseram algumas modificações no modelo.

Zarnic e Tomazevic (1984⁷; 1985⁸; 1988⁹ *apud* CRISAFULLI ET AL., 2000), propuseram o modelo ilustrado na **Figura 18** (a), o qual pode ser aplicado nos casos em que fissuras se desenvolvem no topo do pilar, embora este mecanismo não seja usualmente

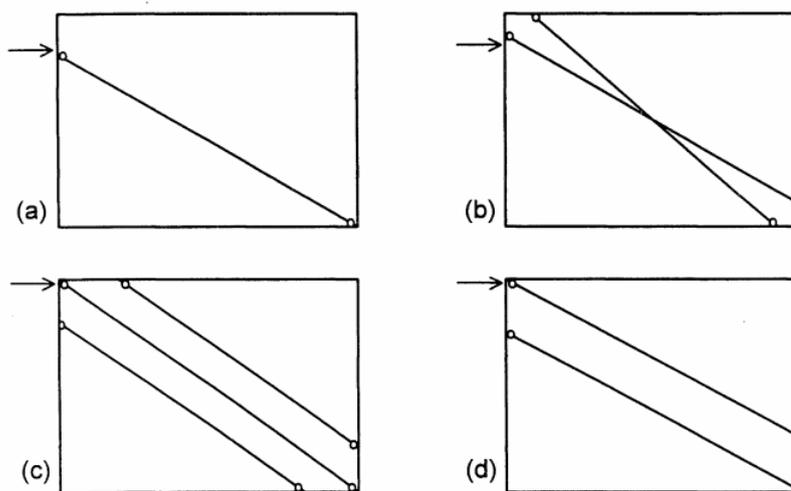
⁷ ZARNIC, R; TOMAZEVIC, M. S. The Behaviour of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames Subjected to Cyclic Lateral Loading. *Proceeding of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*. San Francisco, USA, Vol. VI, 1984, pp. 863-870.

⁸ Id. 1985.p.1315-1325.

⁹ Id.1988. p. 163-168.

observado em testes de laboratório. Schmidt¹⁰ (1991 *apud* KONIG, 1991), Chrysostomou (1991) e Crisafulli (1997) propuseram os modelos com múltiplas diagonais como mostrados na Figura 3.7 (b), (c) e (d), respectivamente. Apesar da maior complexidade, apresentam a vantagem de representar melhormente as ações no pórtico.

Figura 18 - Modelos modificados da diagonal equivalente e com múltiplas diagonais.



Fonte: CRISAFULLI et al., 2000.

3.7 Propriedades da diagonal comprimida

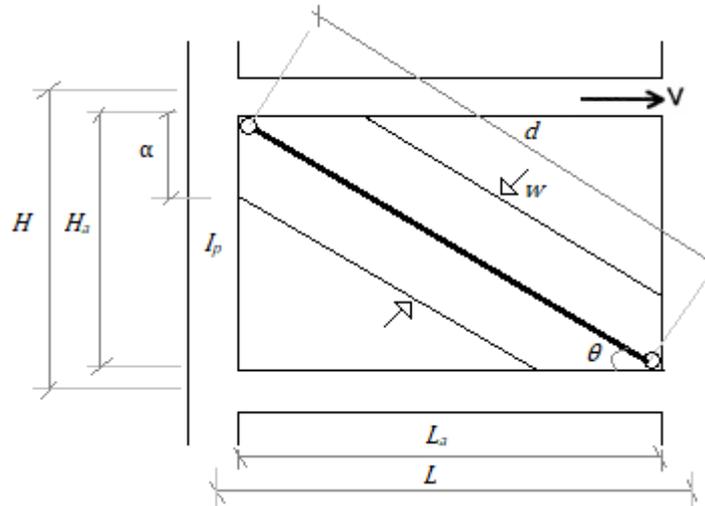
Entender o comportamento do pórtico com a alvenaria visa a definição do modelo de diagonal equivalente e suas propriedades, e isso, por sua vez, dependem dos seguintes fatores: o tipo de análise, esta pode ser linear ou não linear e o carregamento, sendo este monotônico, cíclico ou dinâmico.

Na análise linear, proposta neste trabalho, apenas a área, o comprimento e o módulo de elasticidades são necessários para o cálculo da rigidez elástica, no caso de comportamento não linear do material, afirma Crisafulli et al (2000) que todas as relações de força e deslocamentos são exigidas.

Na literatura, a largura da diagonal, w , é calculada por duas abordagens, podendo ser experimental por meio de pórticos em diversos tamanhos e materiais ou simulação numérica. A **Figura 19** mostra os parâmetros que são associados ao modelo de pórtico equivalente.

¹⁰ SCHMIDT, T. Nonlinear Behaviour of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames. Tese, TH Darmstadt, 1991.

Figura 19 - Parâmetros associados ao modelo do pórtico equivalente.



Fonte: Adaptado de CRISAFULLI et al., 2000.

sendo:

H = altura do pilar entre as linhas centrais da viga, m;

H_a = altura da parede de alvenaria, m;

I_p = é o momento de inércia do pilar, m^4 ;

L_a = Comprimento da parede, m;

d = Comprimento da diagonal no painel, m;

θ = Inclinação da diagonal da parede;

α = Comprimento de contato, m.

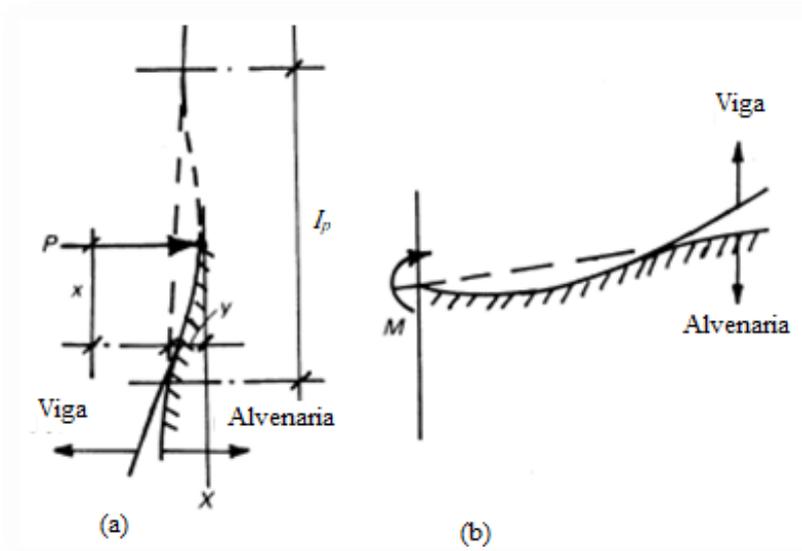
Com o intuito de definir essas propriedades apresentadas, Holmes (1961) foi o primeiro a sugerir um valor para o cálculo de w . Em seus experimentos, analisou 3 tipos de pórticos de metal preenchidos por parede de concreto de variada resistência, de dimensões 50 cm x 50 cm, 305 cm x 366 cm e 241 cm x 355 cm submetidos a forças horizontais. As ligações viga pilar eram rígidas ou articuladas e o encaixe da parede negligenciado. De acordo com o mesmo, o concreto de baixa resistência poderia ser substituído por alvenaria com resistência à compressão mínima de 3,1 MPa. O valor para w sugerido é dado por

$$w = \frac{d}{3} \quad (3.4)$$

Posteriormente Smith e Carter (1969) avaliaram o comportamento de pórticos preenchidos de vários andares, submetidos à carga lateral, e assim desenvolveram um método de projeto baseado no conceito de diagonal equivalente para prever a rigidez lateral do pórtico, sendo esta influenciada preponderantemente pela rigidez do pilar nas estruturas de vários andares, ao passo que a rigidez da viga mostrou-se ter pouco efeito sobre o comportamento da estrutura pelo fato do comprimento de contato da viga não variar muito em cada andar. Para o caso do material de preenchimento não linear, a largura da diagonal equivalente dependerá não só do comprimento de contacto e das proporções da parede, mas também das características de tensão e deformação do material de enchimento e do valor da carga diagonal no painel, assim como da proporção: compressão da diagonal por carga de ruptura e a rigidez relativas entre pórtico e parede, λ .

Por meio de estudos experimentais eles foram os primeiros a desenvolver uma analogia do problema, considerando vigas apoiadas em base elástica para o cálculo do comprimento de contato, α , **Figura 20**.

Figura 20- Analogia do contato entre alvenaria e pórtico.

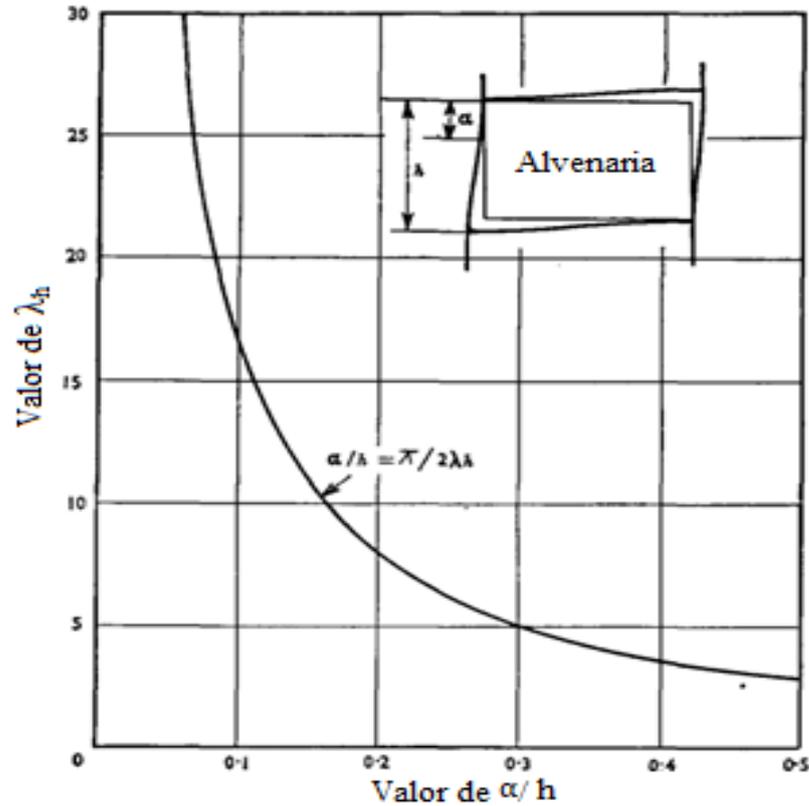


Fonte: HENDRY, 1981.

O gráfico da **Figura 21** mostra a relação entre λ e a razão entre comprimento de contato e altura da alvenaria, α/h , expressa como:

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2\lambda_h} \quad (3.5)$$

Figura 21 - Comprimento de contato em função de λ .



Fonte: SMITH e CARTER, 1969.

Segundo Smith e Carter (1969), a proposta para o cálculo da largura da diagonal equivalente (w) é dada por:

$$w = 0,58 \left(\frac{1}{H_p} \right)^{-0,445} \cdot (\lambda_h \cdot H_a)^{(0,335d)} \cdot \left(\frac{1}{H_p} \right)^{0,064} \quad (3.6)$$

sendo H_p e H_a a altura do pilar e da alvenaria, respectivamente, d o comprimento da diagonal e a rigidez relativa λ_h , é um parâmetro adimensional tal que:

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_a t \sin 2\theta}{4E_p I_p H_a}} \quad (3.7)$$

em que t é a espessura da alvenaria, I_p é o momento de inércia do pilar, E_a é o módulo de elasticidade da alvenaria e E_p é o módulo de elasticidade do concreto.

Mainstone¹¹ (1971 *apud* CRISAFULLI ET AL., 2000) propôs a Equação 3.8 baseada em dados experimentais, a qual indica que $\frac{w}{d}$ diminui quando λ_h aumenta

$$w = 0,16 \cdot \lambda_h^{-0,3} \cdot d \quad (3.8)$$

De acordo com Hendry (1981), o problema essencial nessa abordagem é a determinação do comprimento de contato, α , entre o pórtico e a alvenaria para encontrar a largura efetiva da diagonal equivalente e estabelecer o modo de falha e a resistência da alvenaria. Assim como Smith e Carter (1969), considera que o comprimento de contato depende da geometria da alvenaria e da rigidez relativa entre o pórtico e a alvenaria, considerando uma região onde as tensões de compressão são uniformes, **Figura 22**, assim definindo w como sendo

$$w = \frac{\sqrt{\alpha_p^2 + \alpha_v^2}}{2} \quad (3.9)$$

em que α_p e α_v são os comprimentos de contato da alvenaria com os pilares e vigas, respectivamente, sendo definidos como

$$\alpha_p = \frac{\pi}{2\lambda_p} \quad (3.10)$$

$$\alpha_v = \frac{\pi}{2\lambda_v} \quad (3.11)$$

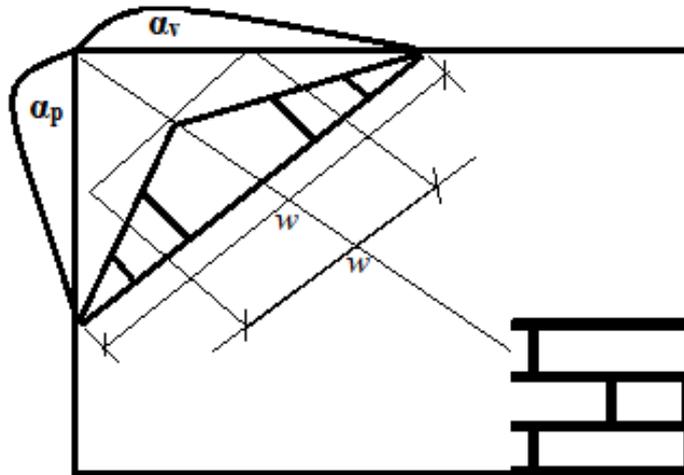
Da mesma forma, definem-se pelas Equação 3.12 e 3.13 as rigidezes relativas ao pilar (λ_p) e à viga (λ_v) como

$$\lambda_p = \sqrt[4]{\frac{E_a t \sin 2\theta}{4E_p I_p H_a}} \quad (3.12)$$

$$\lambda_v = \sqrt[4]{\frac{E_a t \sin 2\theta}{4E_p I_v L_a}} \quad (3.13)$$

¹¹ Mainstone, R. J. On the Stiffnesses and Strengths of Infilled Frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1971, Supplement IV, pp 57-90.

Figura 22 - Largura efetiva segundo HENDRY (1981).



Fonte: Adaptado de HENDRY, 1981.

Liauw e Kwan (1984) baseando-se em análises experimentais e analíticas propuseram as Equações 3.14 e 3.15, em que o atrito lateral entre pórtico e alvenaria é considerado nulo na primeira. Nas análises foram consideradas estruturas aporricadas de 4 pavimentos constituída por barras de metal solidas de seção transversal 22 mm x 22 mm preenchidos com microconcreto de dimensões 605 mm x 305 mm x 22 mm. No estudo numérico, utilizou-se o método dos elementos finitos, tomando-se em consideração a não linearidades do material e da interface de contato entre pórtico e paredes. Analisando a influência do coeficiente de atrito na interface, verificou uma sutil diferença nesta análise, expressa por:

$$\text{Sem atrito} \quad w = \frac{0,86 \cdot H_a \cdot \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}} \quad (3.14)$$

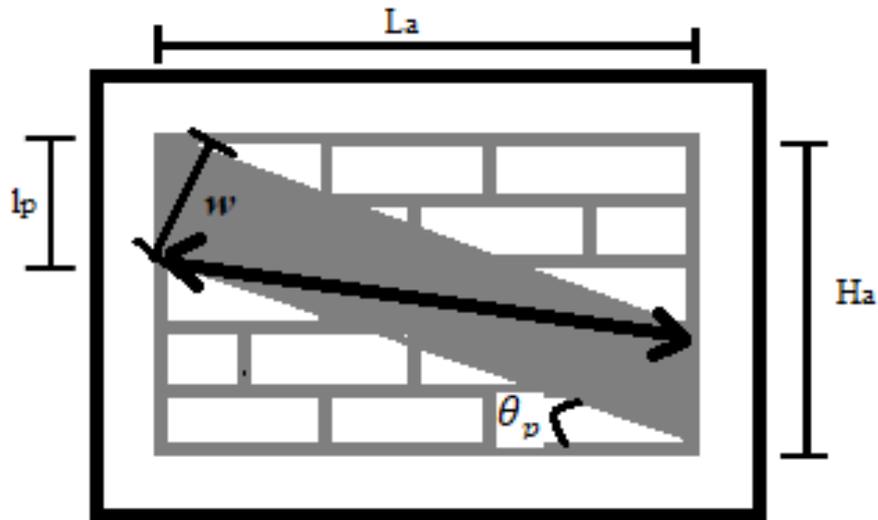
$$\text{Com atrito} \quad w = \frac{0,95 \cdot H_a \cdot \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}} \quad (3.15)$$

A FEMA-306 (1998), por meio de estudos realizados em estruturas de concreto armado e metálica, com paredes de alvenaria de tijolo maciço, blocos cerâmicos furados e de concreto, traz como recomendação normativa para a consideração da rigidez da alvenaria por meio da diagonal comprimida a seguinte expressão,

$$w = 0,175 \cdot (\lambda_h \cdot H_p)^{-0,4} \cdot d \quad (3.16)$$

Al-Chaar (2002), considerando as estruturas encontradas na FEMA-306 (1998), propôs que a diagonal equivalente deve ser conectada excentricamente conforme **Figura 23**, afirmando que as forças resistidas pela alvenaria são principalmente devidas aos pilares, assim a diagonal deve ser rotulada às colunas a uma distância l_p da face das vigas, região onde ocorre o surgimento de rótulas plásticas.

Figura 23 - Região comprimida entre o contato dos pilares e a alvenaria



Fonte: Adaptado de AL-CHAAR, 2002.

Esta distância é definida por

$$l_p = \frac{w}{\cos \theta_p} \quad (3.17)$$

na qual

$$\operatorname{tg} \theta_p = \frac{H_a - \frac{w}{\cos \theta_p}}{L_a} \quad (3.18)$$

em que w é calculado pela Equação 3.16.

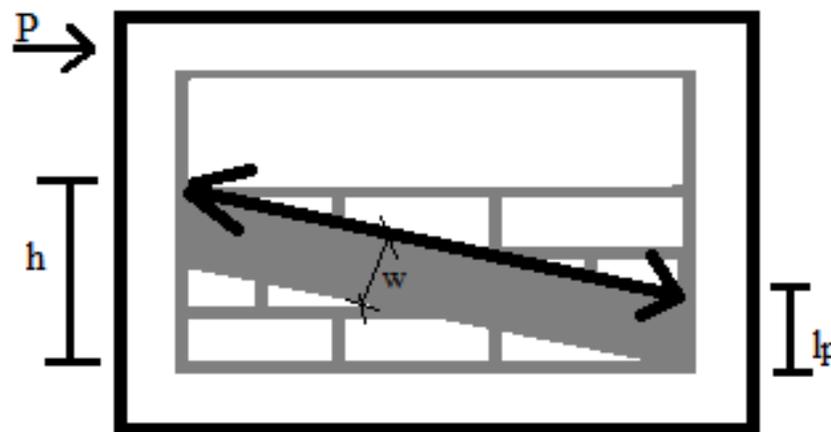
No entanto, se na parede houver aberturas e/ou apresentar algum dano, a largura da diagonal passa a ser reduzida na forma

$$w_{red} = w(R_1)_i(R_2)_i \quad (3.19)$$

na qual $(R_1)_i$ é o fator dependente de aberturas e $(R_2)_i$ relativo ao dano na parede. Quando a parede preencher parcialmente o pórtico, **Figura 24**, $(R_1)_i$ é calculado como

$$(R_1)_i = 0,6 \left(\frac{A_{abertura}}{A_{parede}} \right)^2 - \left(\frac{A_{abertura}}{A_{parede}} \right) + 1,0 \quad (3.20)$$

Figura 24 - Exemplo de parede preenchendo parcialmente o pórtico.



Fonte: Adaptado de AL-CHAAR, 2002.

Observa-se que, com exceção de Holmes (1961), as diversas propostas para o valor de w têm como pontos em comum, sua dependência em relação ao parâmetro λ_h , a preponderância da interação da alvenaria com o pilar, resultando em expressões de λ_h que só consideram a inércia deste. Converte também, o fato de que o acoplamento entre a alvenaria e o pórtico não sofre influência considerável em relação ao coeficiente de atrito entre ambos.

A respeito da parcela de contribuição da viga na distribuição dos esforços à alvenaria, quando existe o contato entre as partes, a interação é aumentada com o aumento do carregamento vertical na viga e, conseqüentemente, do deslocamento. A verificação destas condições na configuração do pórtico possibilita sua consideração no cálculo de w .

Portanto, é indicado posicionar a diagonal equivalente de forma excêntrica no pilar quando os pórticos preenchidos tenham a alvenaria sem o contato com a viga, pois a transmissão da força horizontal será por parte do pilar.

Um resumo das expressões que calculam w é apresentado na **Tabela 1**.

Tabela 1 - Expressões para o cálculo da largura da diagonal.

Autores	Expressões para w
Holmes	$d/3$
Mainstone	$w = 0,16 \cdot \lambda_h^{-0,3} \cdot d$
Smith	$w = 0,58 \left(\frac{1}{H_p}\right)^{-0,445} \cdot (\lambda_h \cdot H_a)^{(0,335d)} \cdot \left(\frac{1}{H_p}\right)^{0,064}$
Liauw	$w = \frac{0,86 \cdot H_a \cdot \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}}$
	$w = \frac{0,95 \cdot H_a \cdot \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}}$
Hendry	$w = \frac{\sqrt{\alpha_p^2 + \alpha_v^2}}{2}$
	$\alpha_p = \frac{\pi}{2\lambda_h}$ $\alpha_v = \frac{\pi}{2\lambda_v}$
FEMA-306	$w = 0,175 \cdot (\lambda_h \cdot h_p)^{-0,4} \cdot d$

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

3.8 Resistência da diagonal equivalente

Considerando a alvenaria como uma diagonal equivalente, sabe-se que esta pode sofrer ruptura por compressão, tração ou cisalhamento, como foi apresentado anteriormente. Diante disto, neste tópico são apresentadas as expressões para o cálculo da resistência da diagonal equivalente segundo a (FEMA-306, 1998). Uma forma de definir a resistência da diagonal equivalente é relaciona-la com a força horizontal no topo do pilar no plano da parede. Assim, segue que a força horizontal na parede que provoca a ruptura da diagonal por compressão é dada por

$$F_{Rc} = w \cdot t \cdot f_{c,\theta} \cdot \cos \theta \quad (3.21)$$

na qual w e t são parâmetros geométricos da seção transversal da alvenaria; $f_{c,\theta}$ é a resistência à compressão diagonal; θ é o ângulo entre a diagonal e a horizontal.

A resistência à compressão diagonal é considerada igual a compressão paralelamente à fiada, assim, $f_{c,\theta}$ é 50% de f_p , a resistência à compressão do prisma. Logo, a força normal de resistência à ruptura da diagonal devida à compressão diagonal é dada por

$$F_{D,Rc} = \frac{F_{Rc}}{\cos \theta} \quad (3.22)$$

A força horizontal na parede que provoca a ruptura por tração diagonal é expressa por

$$F_{Rt} = \frac{2\sqrt{2} \cdot f_{t,\theta} \cdot L \cdot t}{\left(\frac{L}{H} + \frac{H}{L}\right)} \quad (3.23)$$

na qual L e H são a largura e altura da parede e $f_{t,\theta}$ é a resistência à tração diagonal e igual a $f_p/40$.

Assim, a força normal resistente à ruptura da diagonal em razão da ação do esforço de tração é dada por

$$F_{D,Rt} = \frac{F_{Rt}}{\cos \theta} \quad (3.24)$$

A força horizontal na parede que provoca a ruptura da diagonal associada ao cisalhamento é a mesma Equação 3.3 apresentada no tópico 3.1. Portanto, a força normal resistente à ruptura da diagonal por causa da ação do esforço cisalhante é dada por

$$F_{D,Rv} = \frac{F_{Rv}}{\cos \theta} \quad (3.25)$$

4 DEFINIÇÃO DE MODELO REPRESENTATIVO DA ALVENARIA

Com base na revisão sobre a macromodelagem da alvenaria, verificou-se que não há por parte dos pesquisadores da área um consenso no que se refere à definição da largura da diagonal equivalente da parede de alvenaria. Dessa forma, para avaliar melhor as expressões encontradas na literatura, foi desenvolvido uma modelagem numérica com o programa ABAQUS®, considerando três modelos de pórtico preenchidos. Todos os 3 modelos têm as mesmas dimensões de altura de 280 cm, com secção transversal dos pilares e vigas iguais, nos valores de 14 cm e 45 cm para espessura e altura, respectivamente. As dimensões de largura adotadas estão resumidas na Tabela 2. A largura e a altura representadas na **Figura 25** na sequência são bases para os modelos e são relativas ao ponto médio entre as extremidades da viga e pilar.

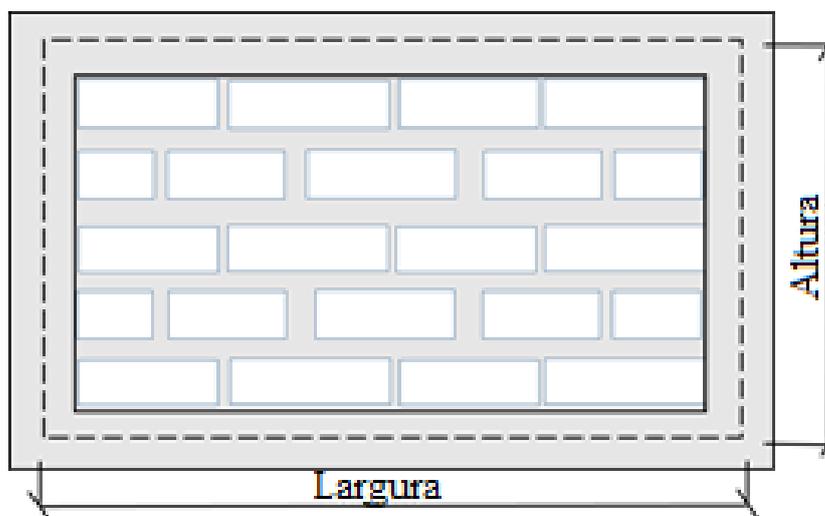
Tabela 2 - Dados das dimensões dos pórticos.

Modelo	Pórtico
	Largura
M1	600 cm
M2	450 cm
M3	300 cm

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

No modelo adotado, **Figura 25** a alvenaria e o pórtico não estão engastados no contorno, a ligação entre estes elementos é do tipo flexível, que promove o encunhamento e resiste à pressão do vento.

Figura 25 - Modelo genérico do pórtico plano adotado.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

4.1 Cálculo da largura da diagonal equivalente

No Capítulo 3 foram apresentadas diversas expressões para o cálculo da largura da diagonal equivalente, w . Neste tópico são apresentados os resultados dos valores de w , calculados por meio dessas expressões e obtidos para os três modelos com a variação do módulo de elasticidade dos blocos nos valores de 450, 600 e 900 MPa, **Tabela 3**.

Tabela 3 - Valores da largura da diagonal equivalente das várias expressões.

Modelos	E_b (MPa)	W - Largura da diagonal equivalente (m)					
		Holmes	FEMA	Mainstone	Liuaw	Smith	Hendry
	450	2,02	0,84	1,26	0,90	2,06	1,92
M1	600	2,02	0,81	1,23	0,87	2,37	1,79
	900	2,02	0,78	1,18	0,83	2,87	1,62
	450	1,58	0,64	0,96	0,83	1,85	1,75
M2	600	1,58	0,62	0,94	0,80	2,06	1,63
	900	1,58	0,60	0,90	0,76	2,39	1,47
	450	1,17	0,47	0,70	0,69	1,60	1,59
M3	600	1,17	0,45	0,68	0,67	1,74	1,48
	900	1,17	0,44	0,66	0,64	1,94	1,34

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Como era esperado, devido às diferenças dos modelos, observa-se na **Tabela 3** que há uma divergência nos valores do cálculo de w entre os vários autores. Nota-se que os valores de w aumentam com o aumento da largura do pórtico e levemente se reduzem com o aumento do módulo de elasticidade, com exceção dos dados na coluna para Smith. Esta diferença se explica pelo fato de que w na Equação 3.6 se relaciona direta com λ_h , ao passo que nas demais essa relação é inversa.

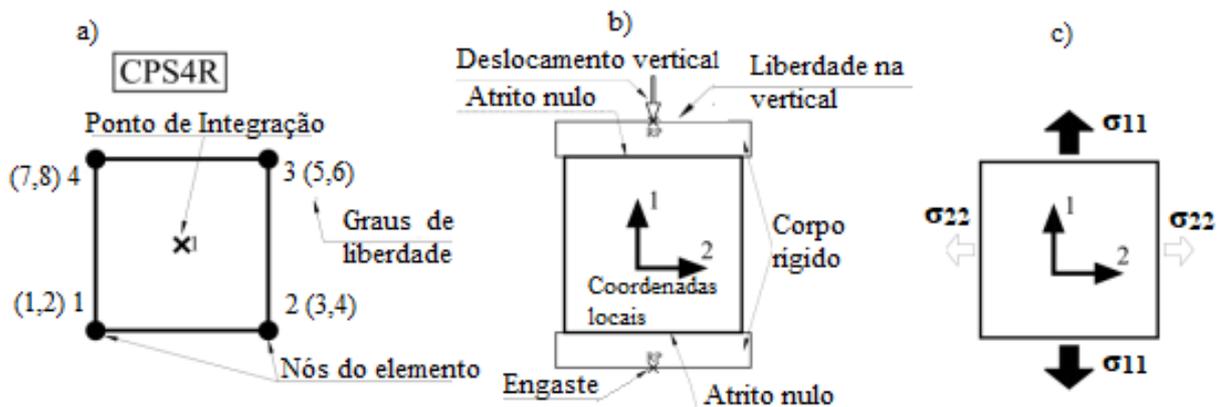
4.2 Modelagem com elementos finitos

Nas simulações numéricas considerando como ferramenta computacional o programa de elementos finitos ABAQUS®, o contato na interface entre o pórtico e a alvenaria foi modelado com elementos de contato rígido, superfície contra superfície, em que a superfície do pórtico, sendo mais resistente, não pode ser penetrada pela superfície da alvenaria. O acoplamento entre os dois é preponderante na transmissão de esforços, disto não se considerou mecanismos de engastamento entre os pilares e a parede, portanto a rigidez tangencial entre as superfícies foi considerada nula. Isto tem influência irrelevante nos esforços na parede, pois o

coeficiente de atrito pouco modifica os resultados, conforme mencionado por Liauw e Kwan (1984).

Para efeito de pequenas deformações e comportamento elástico linear dos materiais do modelo, as malhas geradas nas modelagens constituíam-se do elemento CPS4R, elemento quadrilátero bi-linear em tensão plana com integração reduzida, um ponto de integração centrado no elemento. Em seguida na **Figura 26 a)** são apresentadas as características do elemento CPS4R, na **Figura 26 b)** a aplicação do deslocamento vertical com o sistema de coordenadas e na **Figura 26 c)** as direções das tensões σ_{11} e σ_{22} no elemento.

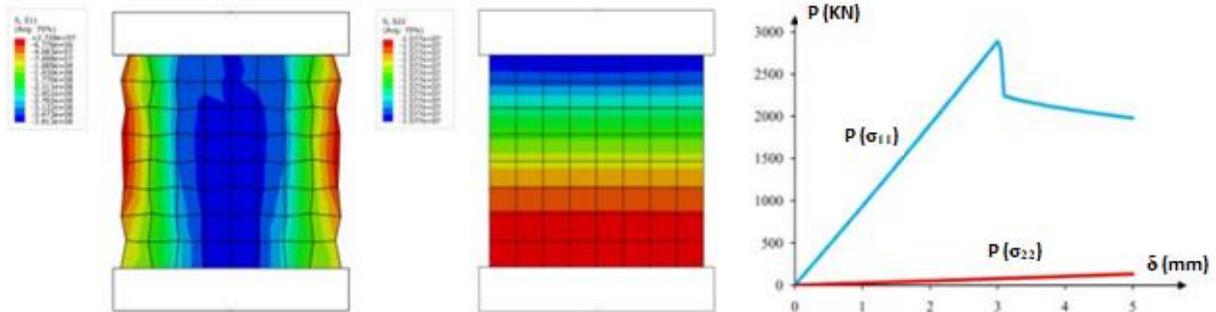
Figura 26 - a) Elemento quadrilátero bi-linear em tensão plana com integração reduzida, b) Compressão longitudinal e sistema de coordenadas local c) direções das tensões σ_{11} e σ_{22} no elemento.



Fonte: Adaptado de KAWECKI e PODGÓRSKI, 2017.

O elemento CPS4R serviu de objeto de estudo por Kawecki e Podgórski (2017). Os mesmos realizaram algumas simulações por meio do ABAQUS[®], modelando um material de comportamento ortotrópico, submetido à compressão axial e utilizando os elementos CPS4R, CPS4I, CPS4, CPS8R, CPS8. O objetivo foi comparar a qualidade dos resultados obtidos para cada um deles. Os autores verificaram que o elemento CPS4R apresentou resultados com boa acurácia para pequenas deformações e análise linear. Os resultados das tensões σ_{11} e σ_{22} e a relação destes com o deslocamento, δ , para o elemento CPS4R são exibidos na **Figura 27**, nesta observa-se o comportamento linear para valores de δ até 3 mm na relação P- δ .

Figura 27 - Mostra as tensões σ_{11} para o elemento deformado, distribuição de σ_{22} e relação P- δ .



Fonte: Adaptado de KAWECKI e PODGÓRSKI, 2017.

Com relação as cargas aplicadas nos Modelos, para que a parede de alvenaria fosse sollicitação a níveis de tensão equivalentes aos da própria resistência, mas que não viesse a se romper de nenhum modo, foi utilizado um sistema de carregamento com base nos critérios de resistência expostos no item 3.7. Com isso, foram calculadas as resistências da parede aos esforços de compressão, cisalhamento e tração (**Tabela 4**).

Tabela 4 - Valores das resistências da parede

Resistências da parede (MPa)			
E_b (MPa)	Compressão	Cisalhamento	Tração
450	0,4	0,2	0,02
600	0,5	0,2	0,03
900	0,8	0,2	0,04

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Com estes resultados foram obtidas as forças horizontais máximas de resistências a serem aplicadas no topo do pilar, sendo a relativa à tração a que apresentou o valor adequado, pois é o menor deles. Assim, baseando-se na resistência da parede à tração, são apresentados os valores dos carregamentos auto equilibrados correspondentes à força horizontal em relação aos três modelos, Tabela 5.

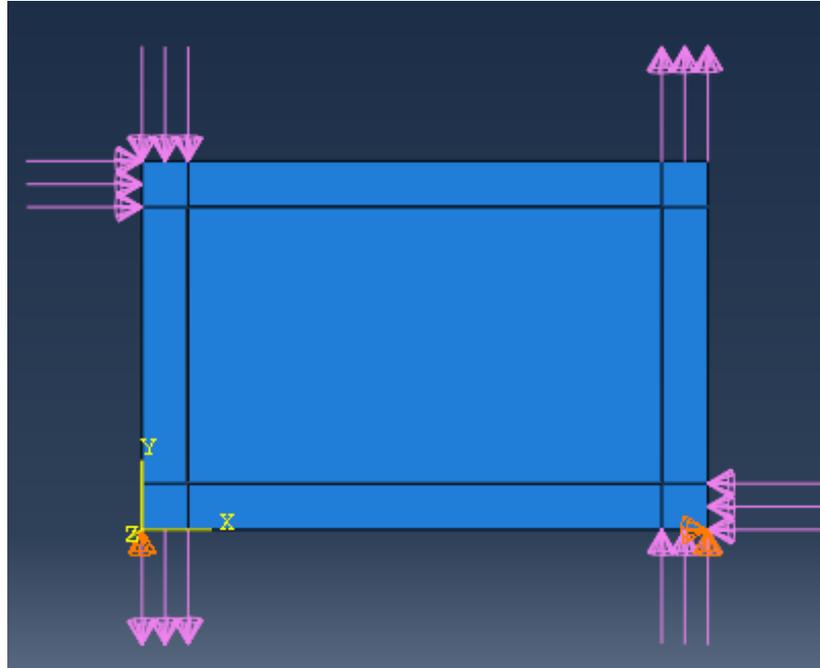
Tabela 5 -Carregamento auto equilibrado.

Carregamento auto equilibrado (N/m)				
Força	E_b (MPa)	M1	M2	M3
Horizontal	450	270.952,4	237.936,5	176.349,2
	600	361.269,8	317.142,9	235.079,4
	900	541.269,8	475.714,3	352.698,4
Vertical	450	63.222,2	74.024,7	82.296,3
	600	84.296,3	98.666,7	109.703,7
	900	126.296,3	148.000,0	164.592,6

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

A **Figura 28** apresenta o modelo construído no ABAQUS® com a representação do carregamento auto equilibrado.

Figura 28 -Sistema auto equilibrado de forças.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

4.2.1 Resultados das simulações dos modelos

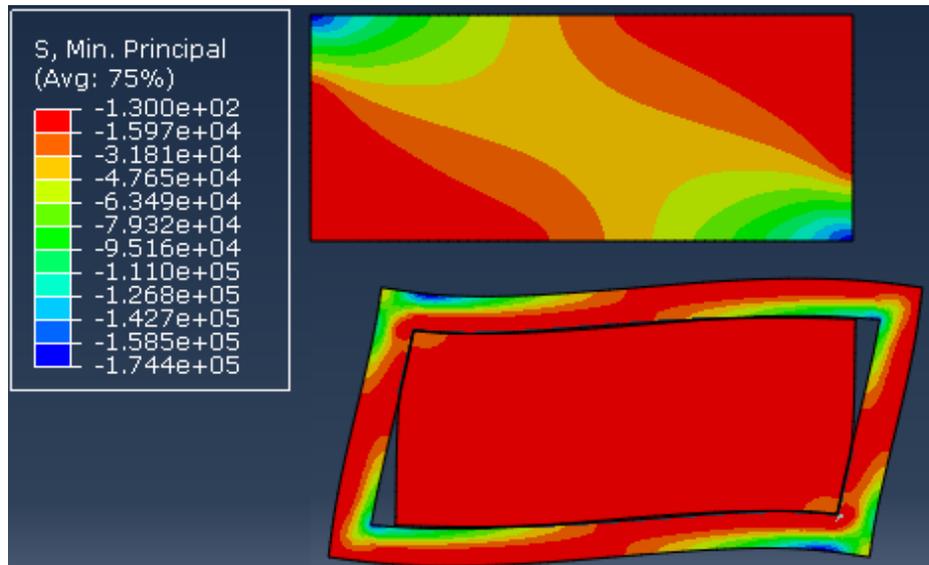
Nesta seção são apresentados os resultados das modelagens 2D.

4.2.1.1 Tensão mínima de compressão na parede

As tensões de compressão na parede são visualizadas como uma diagonal. Em cada figura também se encontra a imagem do respectivo pórtico preenchido em seu estado deformado, no qual é possível observar a separação entre pórtico e parede.

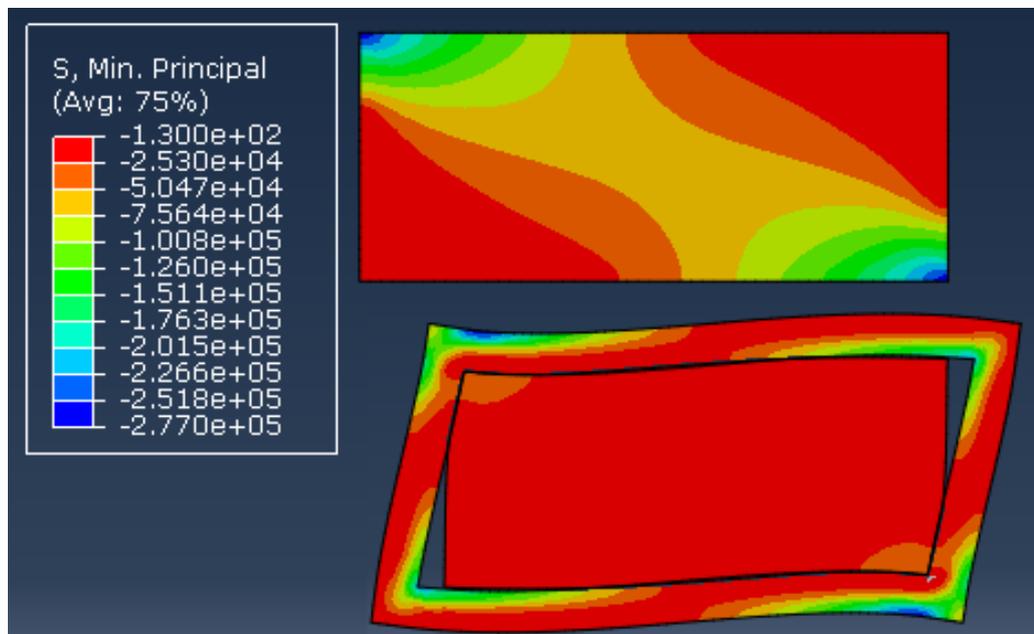
A **Figura 29**, **Figura 30** e **Figura 31** são referentes ao modelo 1.

Figura 29 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M1 com $E_b = 450 \text{ MPa}$ e pórtico deformado.



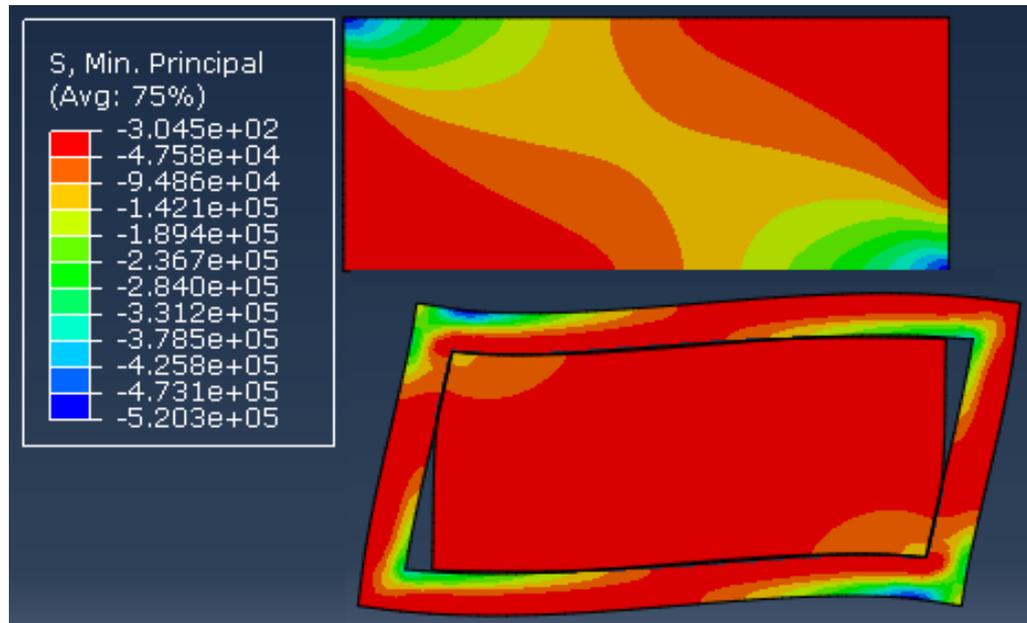
Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 30 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M1 com $E_b = 600 \text{ MPa}$ e pórtico deformado.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

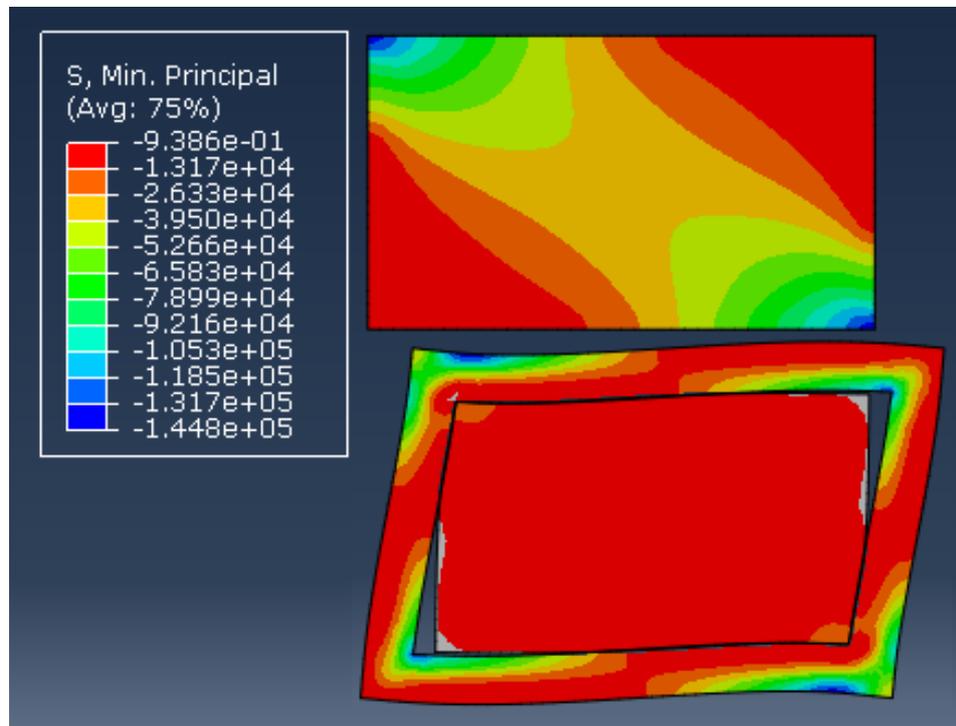
Figura 31 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M1 com $E_b = 900$ MPa e pórtico deformado.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

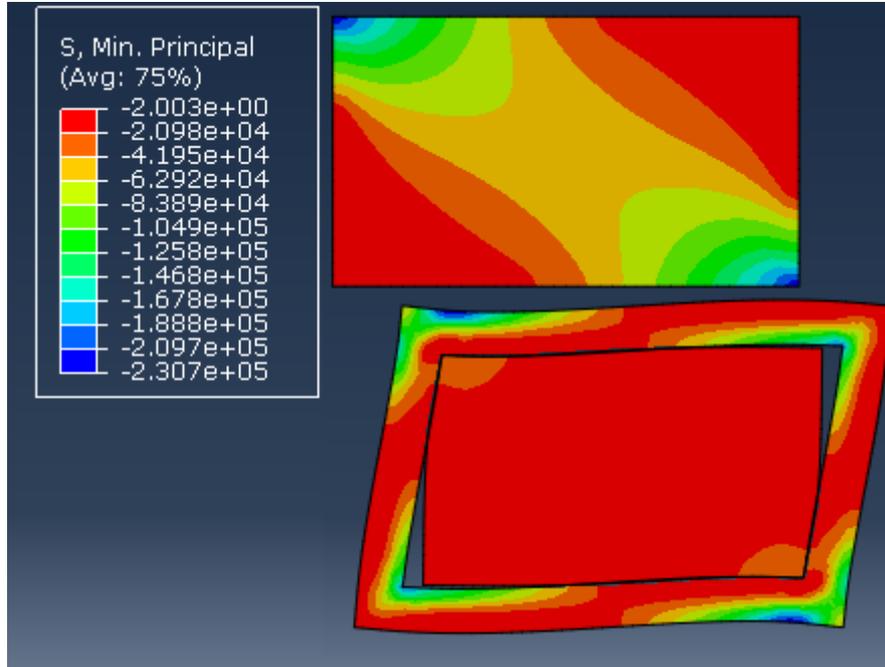
A **Figura 32**, **Figura 33** e **Figura 34** são referentes ao modelo 2.

Figura 32 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M2 com $E_b = 450$ MPa e pórtico deformado.



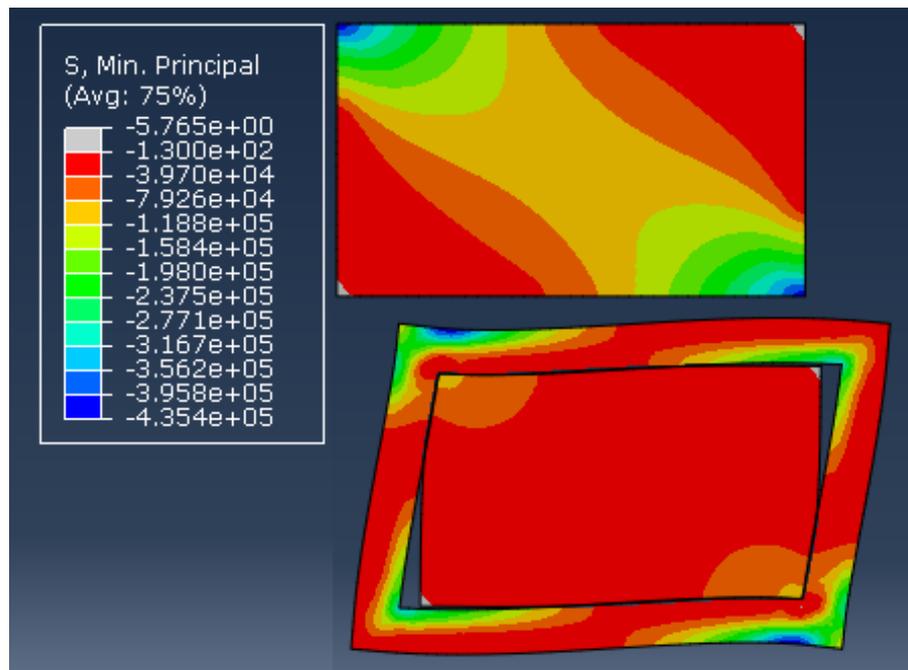
Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 33 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M2 com $E_b = 600$ MPa e pórtico deformado.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

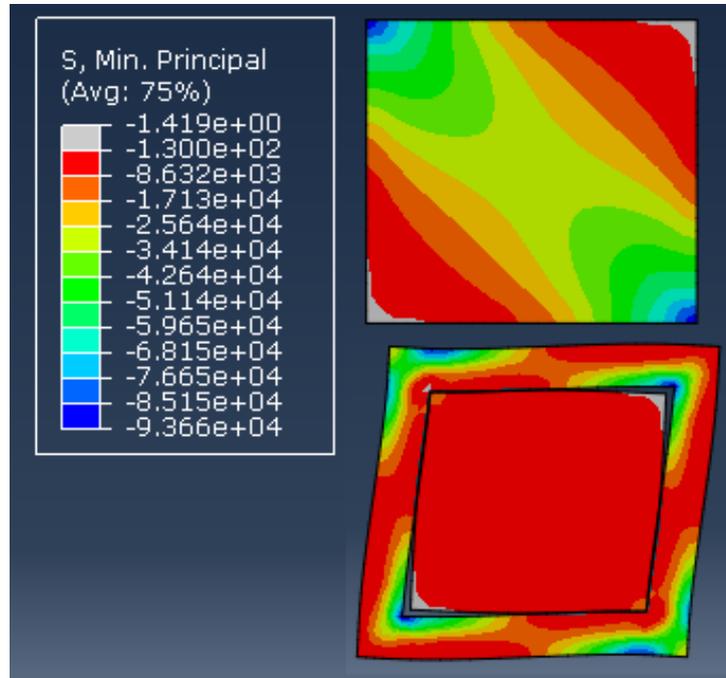
Figura 34 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M2 com $E_b = 900$ MPa e pórtico deformado.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

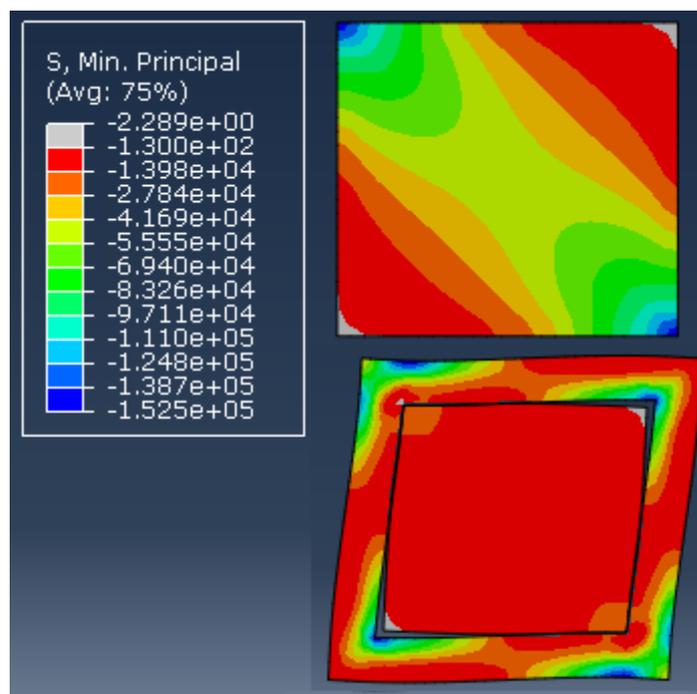
Por fim, a **Figura 35**, **Figura 36** e **Figura 37** são referentes ao modelo 3.

Figura 35 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M3 com $E_b = 450$ MPa e pórtico deformado.



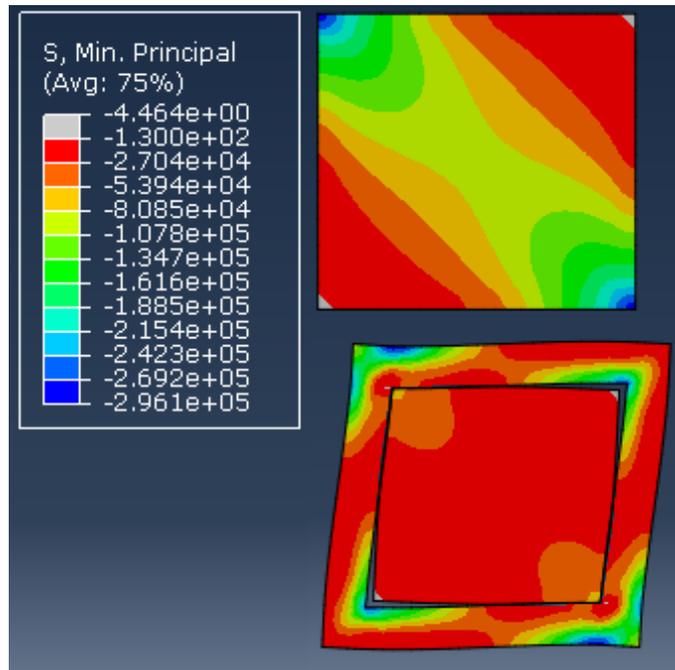
Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 36 - Tensões de compressão em N/m^2 para o M3 com $E_b = 600$ MPa e pórtico deformado.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 37 - Tensões de compressão em N/m² para o M3 com $E_b = 900$ MPa e pórtico deformado.



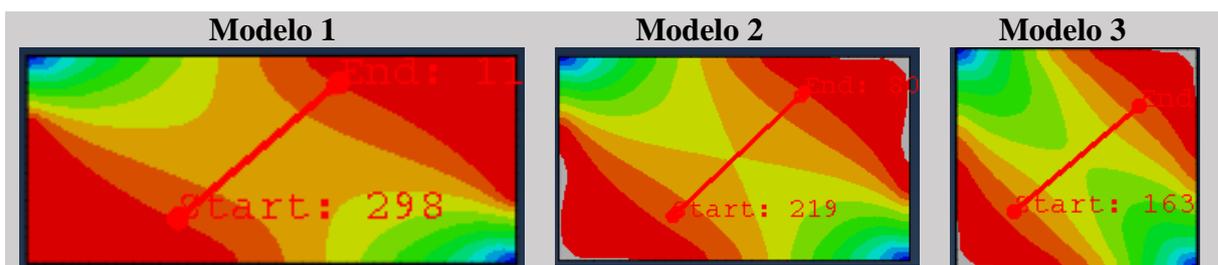
Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Observa-se que a região das tensões de compressões no interior da alvenaria é claramente a formação de uma diagonal comprimida. As tensões são maiores nas proximidades dos vértices, sendo influenciada pela relação altura e comprimento da parede (H/L), no modelo 1 por exemplo, as curvas de tensão são mais concentradas nos pilares que nas vigas.

4.2.1.2 Tensão mínima de compressão ao longo da diagonal apostada

Nos **Gráficos 1, 2 e 3** são apresentados os resultados da tensão mínima de compressão ao longo da diagonal apostada, mostrando o perfil dessas tensões. Na **Figura 38** são apresentadas as regiões analisadas com w ao longo da diagonal oposta nos 3 modelos, região central com os valores extremos.

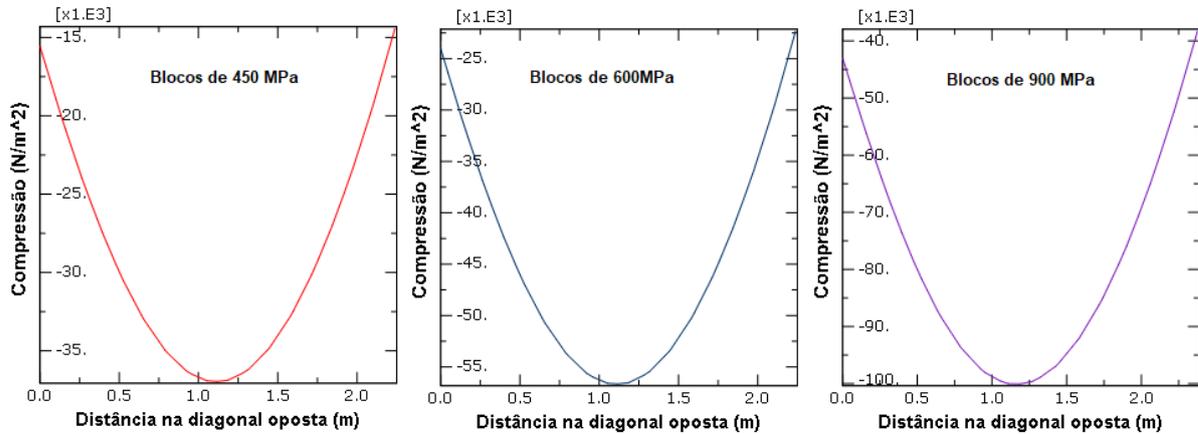
Figura 38 - Largura de w na diagonal oposta.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Gráfico 1 - Perfil de tesões principais compressão ao longo da diagonal oposta do M1.

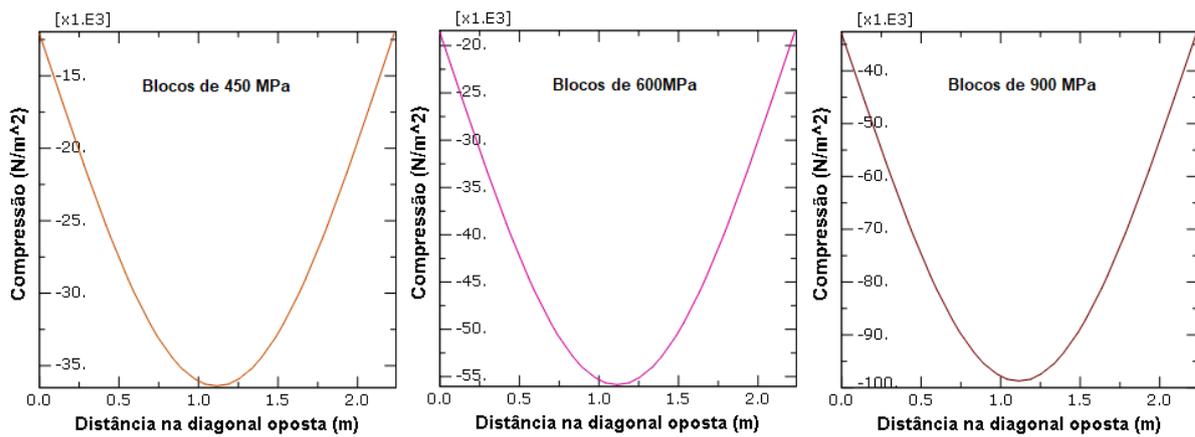
Tensão mínima de compressão no modelo 1: blocos de 450, 600 e 900MPa



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Gráfico 2 - Perfil de tesões principais compressão ao longo da diagonal oposta do M2

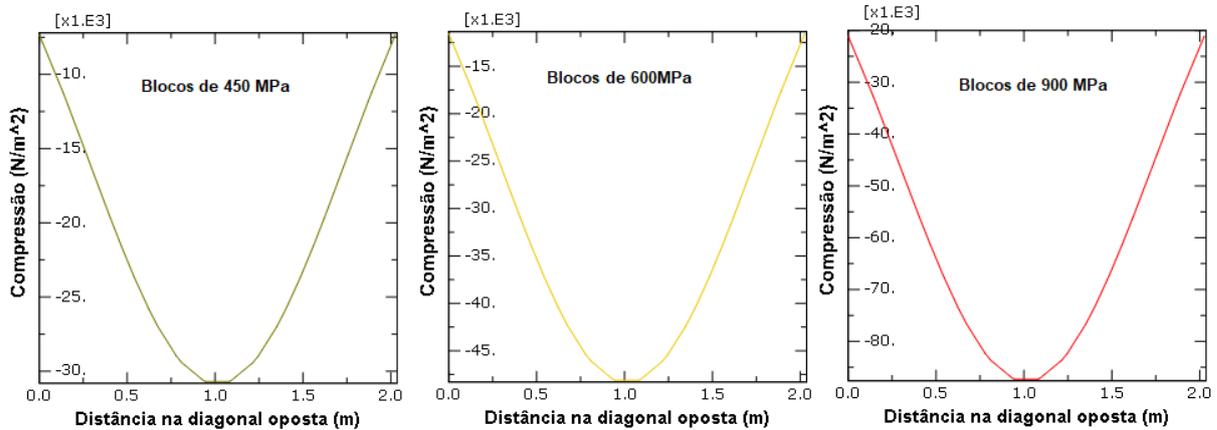
Tensão mínima de compressão no modelo 2: blocos de 450, 600 e 900MPa



Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Gráfico 3 - Perfil de tensões principais compressão ao longo da diagonal oposta do M3.

Tensão mínima de compressão no modelo 3: blocos de 450, 600 e 900MPa



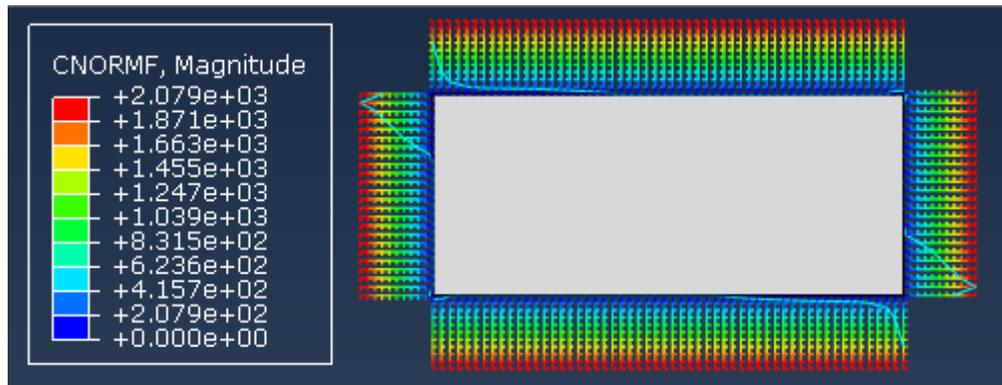
Fonte: Elaborado pelo autor, 2019.

Os gráficos mostram que as tensões ao longo da diagonal oposta têm uma distribuição semelhante ao considerado por Hendry (1981) que a aproxima a uma distribuição triangular. Sua intensidade é maior para maiores módulos de elasticidade, indicando um aumento na absorção dos esforços pela parede, ou seja, alarga-se o comprimento de w , pois os carregamentos auto equilibrados também são maiores. Os valores de w observados nos gráficos quando passamos de um modelo maior para um menor diminuem como os da **Tabela 3**, porém são maiores que na maioria dos autores, estando na faixa de 2,0 m, no mínimo, sendo w de Smith e Carter (1969) o que se aproxima dessa faixa. No entanto, isso depende de qual região comprimida e como cada autor retirou seu valor de w , por exemplo, valores extremos, média.

4.2.1.3 Força de contato entre a alvenaria e o pórtico

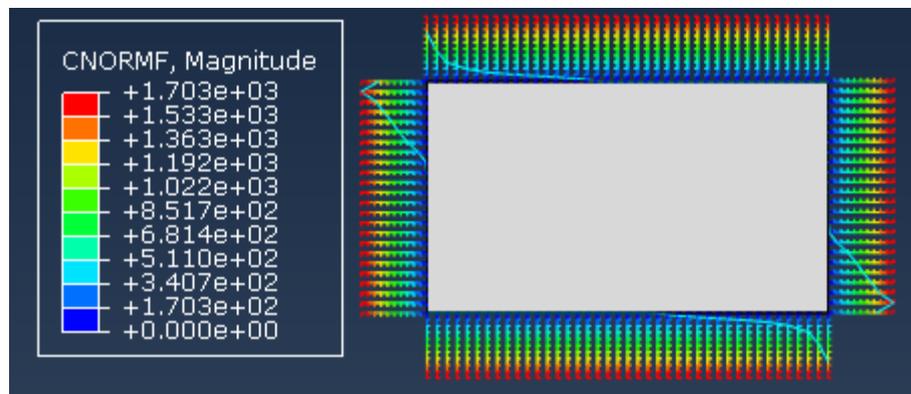
As **Figuras 39, 40 e 41** expõem as forças de contato entre a alvenaria e o pórtico. A intensidade do contato é representada por uma linha contínua, isto é importante para ter o conhecimento de como ocorre a transferência de cargas do pórtico para a alvenaria.

Figura 39 - Força de contato em N na interface pórtico e alvenaria para o Modelo 1.



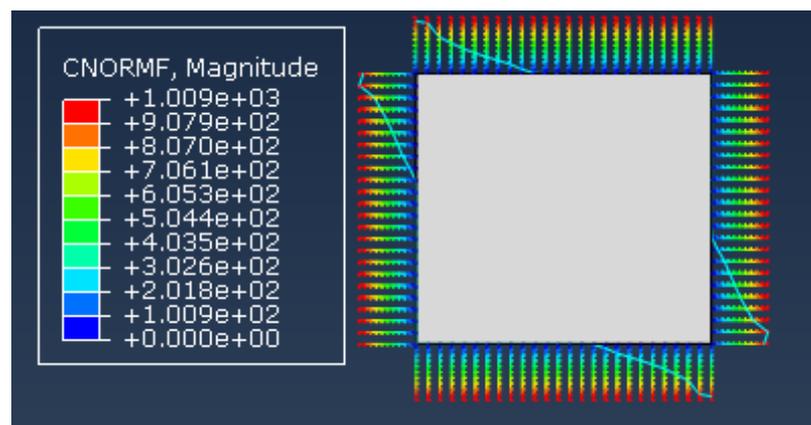
Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 40 - Força de contato em N na interface pórtico e alvenaria para o Modelo 2.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 41 - Força de contato em N na interface pórtico e alvenaria para o Modelo 3.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Com anteriormente observado, nas arestas superior e inferior da parede a força normal de contato tem intensidade alta nos cantos, decaindo em direção ao centro. Nas arestas verticais essa força tende sempre a uma distribuição linear. Para uma relação H/L mais próxima de 1, as forças de contato apresentam o padrão linearmente distribuído em ambas as arestas. A

transferência de carga na região da viga é menos intensa nos modelos 1 e 2, porém de maior contato. Essa relação entre a intensidade força e comprimento de contato na formação da diagonal de compressão não é bem entendida, o que dificulta a obtenção de w .

4.2.1.4 Posicionamento e escolha de w

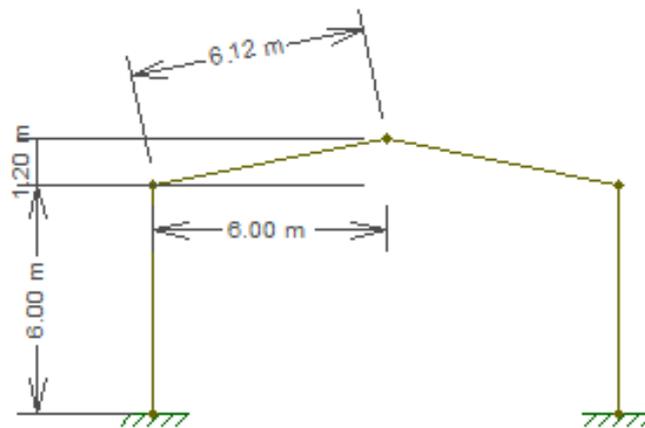
Na busca para definir o valor de w por meio da modelagem, depara-se com uma variação na distribuição de forças e no comprimento de contato, ambos em função da relação H/L , além disto os valores de w em alguns pontos comportam-se distintamente dos calculados na **Tabela 3**, isso dificulta alcançar uma formulação mais precisa que determine esse parâmetro ou o comprimento de contato, α . Por esses motivos necessita-se de uma adequação ao presente estudo de caso, adota-se, portanto, uma proposta mais conservadora e que represente apenas a interação entre o pilar e alvenaria, assim escolhem-se as considerações do autor Al-Chaar (2002) que utiliza w expresso pela FEMA-306 (1998), a qual tem os menores valores comparados aos outros autores e posiciona a diagonal afastado do topo e base dos pilares.

5 ESTUDO DE CASO

5.1 Galpão de estudo

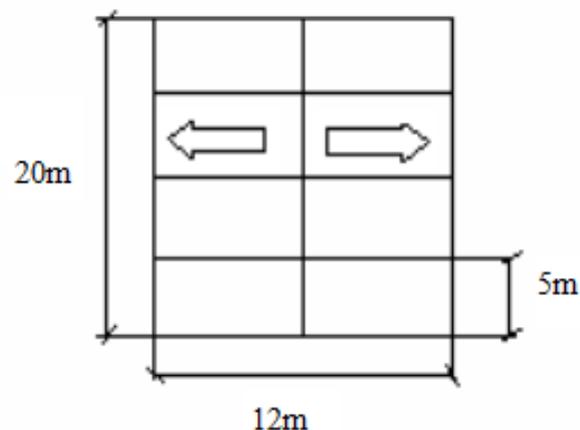
O estudo de caso considerado no trabalho foi o mesmo sistema estudado por (QUEIROS, 2007). O sistema estrutural possui telhado de duas águas com pé direito de 6 m, altura do topo do pilar até a cumeeira de 1,2 m e o vão do pórtico é de 12 m conforme representado na **Figura 42**. A distância entre cada pórtico ao longo do comprimento da edificação é de 5 m. Admite-se no total 5 pórticos correspondentes a 20 m de comprimento da edificação, como apresentado na **Figura 43**. Foi considerado o fechamento lateral e no fundo por alvenaria e portões na parte frontal.

Figura 42 - Pórtico frontal.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 43 - Planta de cobertura para o galpão em estudo (Obs.: fora de escala)



Fonte: Adaptado de Queiros, 2007.

A resistência característica à compressão do concreto adotada para os elementos estruturais do galpão, f_{ck} , foi 30 MPa, bastante empregado para os elementos pré-moldados, o valor de E do concreto 25000 MPa. O coeficiente de Poisson do concreto 0,2 e da alvenaria 0,15. Para os blocos, os valores de f_{ck} adotados foram 1,5, 2,0 e 3,0 MPa, valores característicos para blocos de vedação, em que a resistência mínima do bloco é 1,5 MPa de acordo com o Anexo- C da NBR 15270-2 (ABNT, 2017). A eficiência, η , entre resistência do prisma e bloco foi de 50%, portanto, a resistência à compressão do prisma é 0,75, 1,0 e 1,5 MPa. Considerando os valores de f_{ck} para cada bloco, os valores dos módulos de elasticidade, E, da alvenaria foram 450, 600 e 900 MPa, em que $E = 600 \cdot f_{ck,prisma}$, de acordo com a NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

Considerando a resistência à compressão da argamassa entre os valores de 1,5 a 3,4 MPa, pelo critério da Equação 3.2, conforme a NBR 15812-1 (ABNT, 2010), tem-se como resistência ao cisalhamento da parede, f_{kv} , o valor de 0,14 MPa.

Em relação aos chumbadores de aço que são inseridos no topo do pilar satisfatoriamente ancorados e inseridos em orifícios nas extremidades das vigas previamente determinados em projeto, é utilizado o aço CA-50 com ϕ de 16 mm elasticidade de 210000 MPa, que são grauteados no interior do nicho da viga, **Figura 44**.

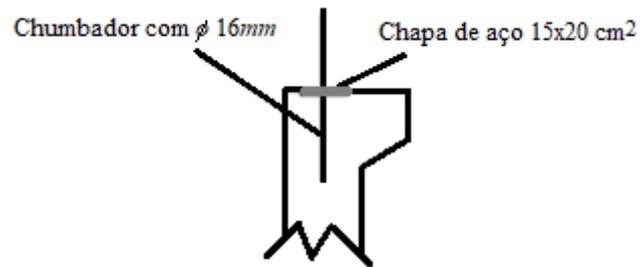
Figura 44 - Viga apoiada no pilar.



Fonte: QUEIROS, 2007.

Um detalhe mais específico na ligação proposta no presente trabalho pode ser visto na **Figura 45**.

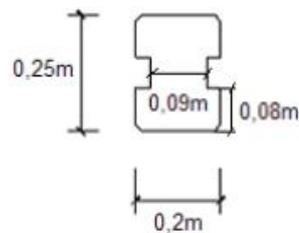
Figura 45 - Detalhe da ligação típica do galpão em estudo.



Fonte: QUEIROS, 2007.

Os pilares possuem seção H, que já permitem o travamento das alvenarias sem a necessidade de ferros de espera, **Figura 46**.

Figura 46 - Seção transversal em H do pilar.

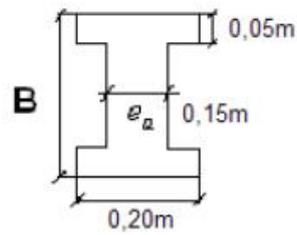


Fonte: QUEIROS, 2007.

As vigas da cobertura que formam os pórticos são contínuas e inclinadas e possuem seção em I variável desde o topo do pilar até a cumeeira. A **Figura 47** mostra a seção transversal e vista frontal da viga.

Figura 47 - Seção transversal em I e vista de frente da viga de cobertura

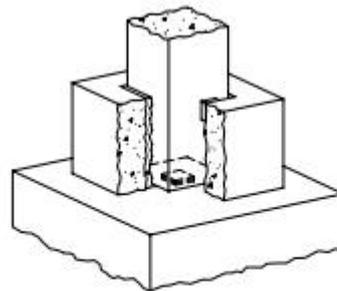
Obs: Figura fora de escala



Fonte: QUEIROS, 2007.

As fundações são em cálice conforme mostrado na **Figura 48**, com o pilar engastado.

Figura 48 - Fundação tipo cálice utilizada no galpão.



Cálice

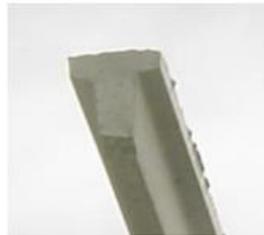
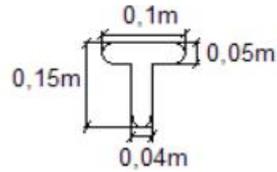
PCI (1988) – Adaptado por CANHA (2004).



Fonte: QUEIROS, 2007.

As terças são em concreto armado com 5 m de comprimento, cuja seção transversal encontra-se ilustrada na **Figura 49**.

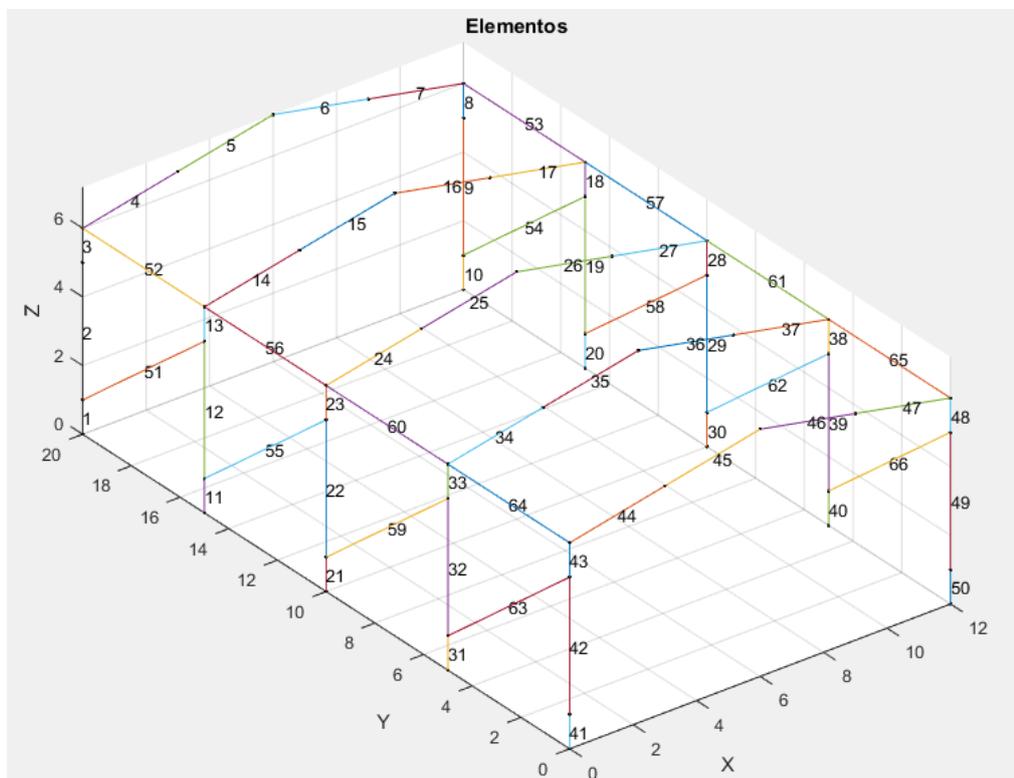
Figura 49 - Seção transversal das terças de concreto armado.



Fonte: QUEIROS, 2007.

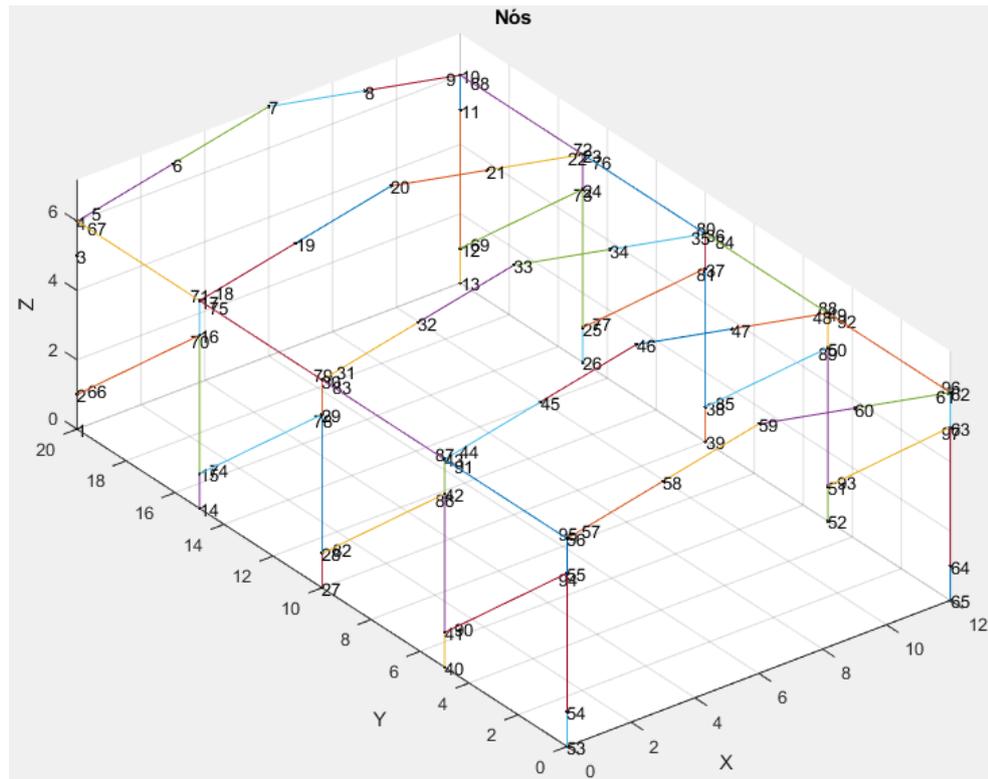
A discretização adotada para a análise do galpão e o sistema de coordenadas de referências das análises são representados nas **Figura 50** e **Figura 51**.

Figura 50 - Representação do pórtico e seus elementos.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 51 - Representação do pórtico e seus nós.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

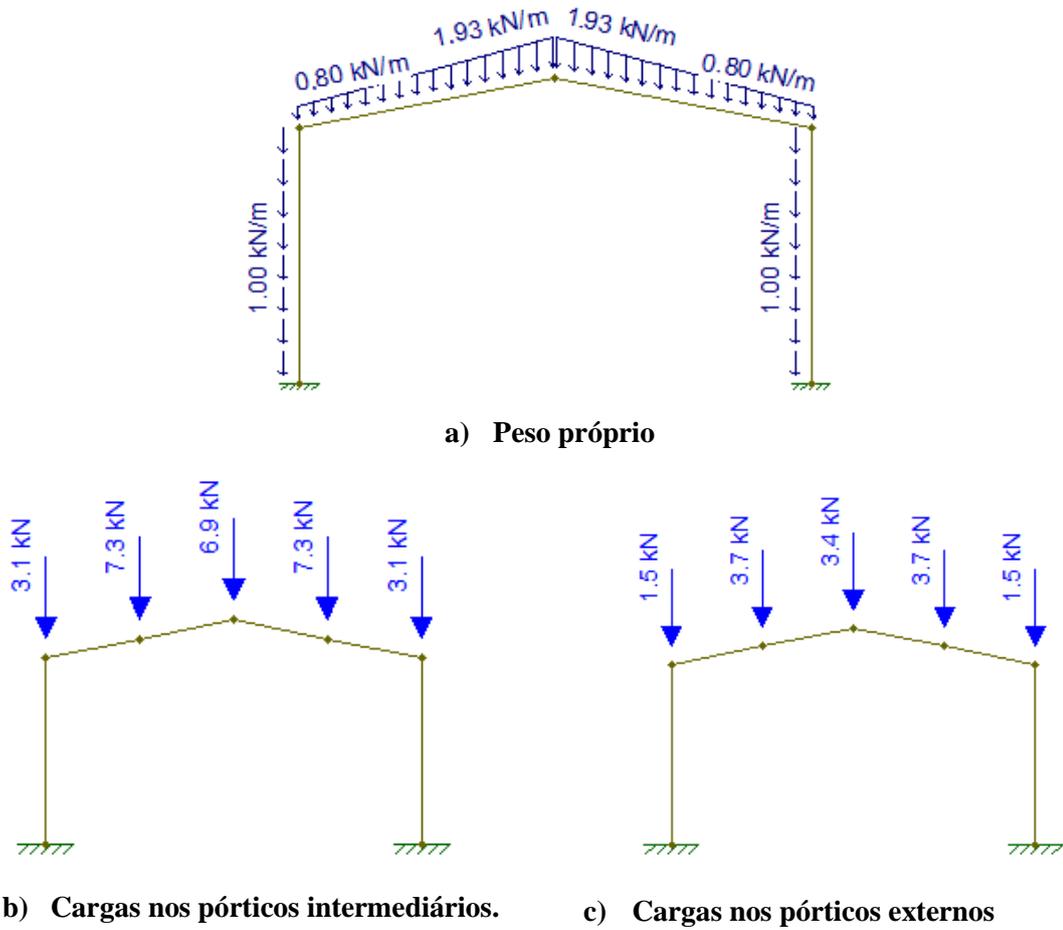
5.2 Considerações de carregamentos aplicados à estruturas e combinações

Os carregamentos que são mostrados neste tópico foram gerados com auxílio dos programas Ftool e Visual Ventos. Na **Figura 52** são mostrados os carregamentos devido ao peso próprio e sobrecargas, e na **Figura 53**, os carregamentos nos pórticos devido às terças e telhas.

Os carregamentos permanentes considerados são os seguintes:

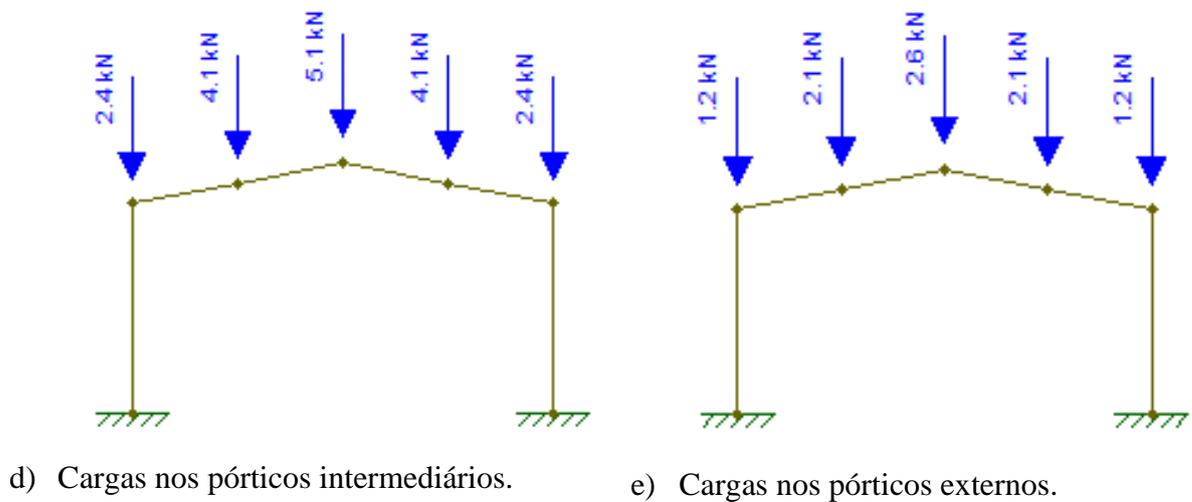
- Peso próprio da viga igual a 0,800 e 1,925 kN/m (do beiral à cumeeira);
- Peso próprio do pilar igual a 1,003 kN/m;
- Peso próprio da terça igual a 0,225 kN/m;
- Peso próprio da telha de fibrocimento igual a 0,163 kN/m²;
- Sobrecarga no telhado igual a 0,4 kN/m.

Figura 52 - Cargas nos pórticos devido ao peso próprio e sobrecarga.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 53: Cargas nos pórticos devido às terças e telhas.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

O cálculo do parâmetro de instabilidade α é apresentado a seguir.

Por utilização da Equação 2.4, tem-se que

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot 1 = 0,3 \text{ e } \alpha = 0,02.$$

Portanto, a estrutura é de nó fixo e não há necessidade de análise de 2ª ordem.

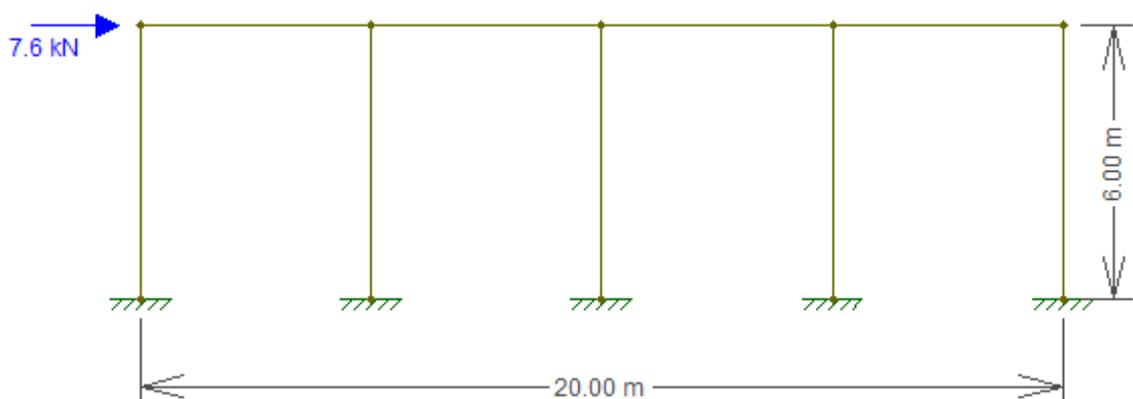
Os dados dos cálculos da ação do vento são apresentados de acordo com NBR 6123 (ABNT, 1988), em que para o carregamento devido ao vento, são considerados o terreno plano ou quase plano, terreno com poucos obstáculos categoria III, classe A, grupo 3.

O cálculo da ação do vento tem os resultados mostrados a seguir:

- Velocidade básica do vento, V_0 : 30, 40 e 50 m/s;
- Velocidade característica, V_{kv} : 25,9, 34,6 e 43,2 m/s;
- Pressão do Vento, q : 0,41, 0,73 e 1,15 kN/m²;
- Fator topográfico, S_1 , igual a 1;
- Rugosidade do terreno, S_2 igual a 0,91;
- Fator estatístico, S_3 , igual a 0,95;
- Ângulo de incidência do vento: 0° e 90°.

Neste caso, tem-se como resultado as cargas mostradas na **Figura 54** para V_0 igual a 30 m/s, em que se considera a ação frontal do vento, q . Para uma situação mais desfavorável, foi escolhido a resultante da combinação entre o vento a 0° com o coeficiente de pressão interno, C_{pi} , de valor 0,30.

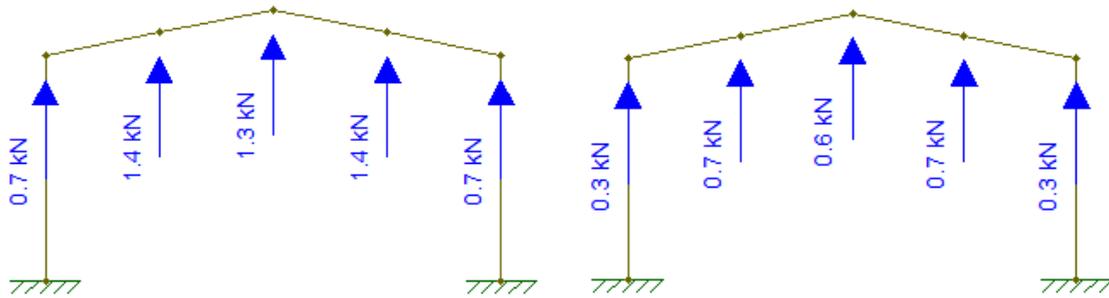
Figura 54 - Resultante da ação do vento no pilar frontal paralelamente ao plano lateral.



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Na **Figura 55** são apresentadas as cargas devido ao vento nos pórticos intermediários e nos externos.

Figura 55 - Cargas devido ao vento nos pórticos na direção vertical.



a) Cargas nos pórticos intermediários
Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

b) Cargas nos pórticos externos.

Maiores detalhes sobre o cálculo da carga de vento em edificações podem ser vistos na NBR 6123 (ABNT, 1988).

A **Tabela 6** apresenta um resumo das combinações que serão analisadas no estudo de caso, nas quais CP são cargas permanentes, SC são as cargas acidentais e CV são as cargas de vento. Neste são consideradas duas combinações de cargas para cada estado de solicitação, a primeira inclui o peso próprio e a carga acidental, e a segunda considera o peso próprio e a ação do vento. Para o estado limite último será considerada a combinação última normal e para o estado de serviço será utilizada a combinação frequente.

Tabela 6 - Carregamentos e combinações consideradas.

Combinação	Combinação 1	Combinação 2
ELU – NORMAL	$1,3 \cdot CP + 1,4 \cdot SC + 0,84 \cdot CV$	$1,3 \cdot CP + 1,4 \cdot CV + 1,12 \cdot SC$
ELS FREQUENTE	$1,0 \cdot CP + 0,7 \cdot SC$	$1,0 \cdot CP + 0,3 \cdot CV + 0,6 \cdot SC$

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

5.3 Parâmetros de rigidez da ligação viga-pilar adotada

A ligação viga-pilar, tipologia com elastômero não fretado e chumbador, que foi objeto de estudo de Almeida (2014), apresentada no item 2.5.1 deste trabalho, será aplicada ao galpão em estudo e seus dados estão presentes na **Tabela 7**.

Tabela 7 - Dados da ligação.

Dados do elastômero	
$a = 18,00 \text{ cm}$	$h_n = 10,00 \text{ mm}$
$b = 32,00 \text{ cm}$	$G = 1,00 \text{ MPa}$
Dados do chumbador	
$A_s = 6,28 \text{ cm}^2$	$l_s = 77,00 \text{ cm}$
$E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$	

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Em alinhamento com Almeida (2014), a hipótese básica adotada no cálculo da deformabilidade a flexão desta ligação considera a deformabilidade do chumbador e do elastômero. Na **Tabela 8** são apresentados os valores da deformabilidade dos elementos a partir da Equação (2.4) com a aplicação de forças unitárias.

Tabela 8 - Deformabilidade dos mecanismos de deformação da ligação.

Deformabilidade axial na barra do chumbador:	$\lambda_{tb} = 6,13 \cdot 10^{-6} \text{ m/kN}$
Deformabilidade à compressão para 1/3 da almofada:	$\lambda_{cn} = 1,30 \cdot 10^{-5} \text{ m/kN}$

Fonte: ALMEIDA, 2014.

Em relação aos valores acima, para o cálculo da deformabilidade à flexão da ligação considerou-se a hipótese de compressão de 1/3 da almofada, assim obtendo os valores das Equação 5.1 e Equação 5.2:

$$\lambda_{tb}/\lambda_{cn} = 0,47 \quad (5.1)$$

$$x = 7,28 \text{ cm} \quad (5.2)$$

e a partir da Equação (2.4) presente no item 2.5.3, a deformabilidade encontrada é mostrada na Equação 5.1:

$$\lambda_{\phi 1} = 4,78 \cdot 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{kN.cm}} \quad (5.3)$$

De acordo com os valores recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e por El Debs (2000) para rigidez secante de vigas de concreto armado, Almeida (2014) calculou o parâmetro de restrição à rotação a partir da Equação 2.3, resultando em

$$\alpha_{r1} = 1,01 \cdot 10^{-3} \quad (5.4)$$

5.4 Resultados e análise das simulações

Neste tópico são apresentados os resultados das simulações da estrutura do galpão, estas realizadas para os casos sem diagonal (SD) e com diagonal (CD), em que foram considerados ventos de 30, 40 e 50 km/h. As direções X, Y e Z, referidas aos momentos e deslocamentos nos resultados, são relativas ao sistema global de coordenadas. São mostrados resultados relativos aos elementos da lateral esquerda, tendo os elementos da lateral direita os mesmos resultados por simetria. Em relação à alvenaria, obtiveram-se os esforços normais nas diagonais equivalentes para comparação com os critérios de resistência. Em relação aos pilares, obtiveram-se os valores dos deslocamentos no topo e momento fletor na base. Outros parâmetros foram o momento fletor e flecha máxima nas vigas.

Com relação ao esforço normal na diagonal equivalente, apresentam-se nas **Tabela 9**, **Tabela 10** e **Tabela 11**, os valores atuantes, resistentes e os casos de ruptura da alvenaria.

Tabela 9 - Esforços normais atuante e resistente na diagonal equivalente com E_b igual a 450 MPa.

E_b (Mpa)	Combinação	Vento	Força normal (kN)				Resistência (kN)			Ruptura
		Velocidade (km/h)	Diagonal				F_{Rc}	F_{Rv}	F_{Rt}	
			63	59	55	51				
450	ELU-1	30	4,2	4,4	4,4	4,2	12,7	46,3	6,5	Não
		40	7,6	7,9	7,8	7,4				Tração
		50	11,9	12,2	12,1	11,6				Tração
	ELU-2	30	2,4	2,7	2,7	2,6				Não
		40	4,5	4,8	4,7	4,5				Não
		50	7,1	7,4	7,3	7,0				Tração

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Tabela 10 - Esforços normais atuante e resistente na diagonal equivalente com E_b igual a 600 MPa.

E_b (MPa)	Combinação	Vento	Força normal (kN)				Resistência (kN)			Ruptura
		Velocidade (km/h)	Diagonal				F_{Rc}	F_{Rv}	F_{Rt}	
			63	59	55	51				
600	ELU-1	30	4,2	4,5	4,4	4,2	16,5	46,3	8,7	Não
		40	7,7	7,9	7,8	7,4				Não
		50	12,0	12,3	12,1	11,5				Tração
	ELU-2	30	2,5	2,7	2,7	2,6				Não
		40	4,5	4,8	4,7	4,5				Não
		50	7,1	7,4	7,3	7,0				Não

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Tabela 11 - Esforços normais atuante e resistente na diagonal equivalente com E_b igual a 900 MPa.

E_b (MPa)	Combinação	Vento	Força normal (kN)				Resistência (kN)			Ruptura
		Velocidade (km/h)	Diagonal				F_{Rc}	F_{Rv}	F_{Rt}	
			63	59	55	51				
900	ELU-1	30	4,3	4,5	4,4	4,2	23,8	46,3	13,0	Não
		40	7,7	8,0	7,8	7,4				Não
		50	12,1	12,4	12,1	11,5				Não
	ELU-2	30	2,5	2,7	2,7	2,6				Não
		40	4,6	4,8	4,7	4,5				Não
		50	7,2	7,5	7,3	6,9				Não

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

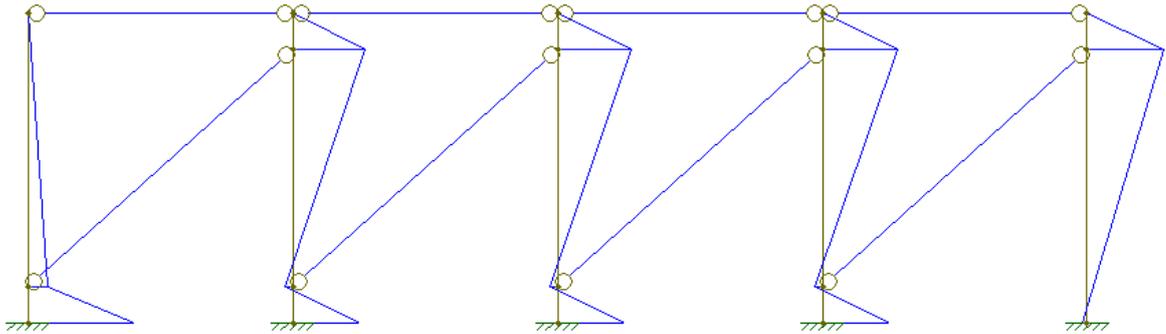
Avaliando a resistência da diagonal equivalente no ELU frente aos esforços de compressão, verifica-se a ocorrência de ruptura somente por tração da diagonal, o que representa a fragilidade para este modo de falha. Na **Tabela 9** em que E_b é igual a 450 MPa, vê-se que não ocorre ruptura somente na presença da ação do vento a 30 km/h, para as outras velocidades a diagonal se rompe em alguma combinação, ou seja, a resistência da alvenaria é muito limitada. Com E_b igual a 600 MPa (**Tabela 10**) só ocorre ruptura para a combinação ELU 1 e vento de 50 km/h, ou seja, a resistência melhor bastante. Para o valor de E_b igual a 900 MPa (**Tabela 11**) a diagonal equivalente não sofre mais ruptura para as duas combinações e ventos de até 50 km/h, indicando que o bloco apresenta ótima resistência. Para ventos de 30 km/h a alvenaria resiste sem rompimento. No entanto, partindo para ventos de 40 km/h, é indicado blocos de 600 MPa, e para ventos de 50 km/h, blocos de 900 MPa.

Os resultados por meio desta análise possibilitam prever uma possível ruptura indesejada da alvenaria, sendo mais provável com a utilização de blocos de 450 MPa, assim pode-se escolher da melhor forma o valor do E_b . Evita-se dessa forma problemas de ordem

estética e gastos com manutenção, situação que não é prevista comumente nas análises de projetos.

O momento fletor nos elementos dos pórticos laterais tem seu comportamento mostrado na **Figura 56** e os valores na base dos pilares na direção X encontram-se na **Tabela 12**.

Figura 56 - Momento fletor nos pórticos laterais



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Tabela 12 - Resumo do momento na base do pilar.

Combinação	E_b (MPa)	Vento Velocidade (km/h)	Momento na base do Pilar kN·m									
			Nó 53		Nó 40		Nó 27		Nó 14		Nó 1	
			SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD
ELS-1	450	30	-12,8	0,5	-12,8	-1,3	-12,8	-1,3	-12,8	-1,3	-12,8	-2,2
		40	-22,9	-22,9	-22,9	-22,9	-22,8	-22,8	-22,8	-22,8	-22,8	-22,8
		50	-35,7	-35,7	-35,6							
	600	30	-12,8	0,6	-12,8	-1,2	-12,8	-1,2	-12,8	-1,2	-12,8	-2,1
		40	-22,9	1,0	-22,9	-2,1	-22,8	-2,1	-22,8	-2,2	-22,8	-3,8
		50	-35,7	-35,7	-35,6							
	900	30	-12,8	0,7	-12,8	-1,0	-12,8	-1,1	-12,8	-1,1	-12,8	-1,9
		40	-22,9	1,1	-22,9	-1,9	-22,8	-1,9	-22,8	-1,9	-22,8	-3,4
		50	-35,7	1,8	-35,6	-3,0	-35,6	-3,0	-35,6	-3,1	-35,6	-5,4
ELS-2	450	30	-7,7	0,3	-7,7	-0,7	-7,7	-0,8	-7,7	-0,8	-7,7	-1,3
		40	-13,7	0,6	-13,7	-1,4	-13,7	-1,4	-13,7	-1,4	-13,7	-2,4
		50	-21,4	-21,4	-21,4	-21,4	-21,4	-21,4	-21,4	-21,4	-21,3	-21,3
	600	30	-7,7	0,4	-7,7	-0,7	-7,7	-0,7	-7,7	-0,7	-7,7	-1,2
		40	-13,7	0,6	-13,7	-1,2	-13,7	-1,3	-13,7	-1,3	-13,7	-2,2
		50	-21,4	1,0	-21,4	-2,0	-21,4	-2,0	-21,4	-2,0	-21,3	-3,5
	900	30	-7,7	0,4	-7,7	-0,6	-7,7	-0,6	-7,7	-0,6	-7,7	-1,1
		40	-13,7	0,7	-13,7	-1,1	-13,7	-1,1	-13,7	-1,2	-13,7	-2,0
		50	-21,4	1,1	-21,4	-1,8	-21,4	-1,8	-21,4	-1,8	-21,3	-3,2

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Os resultados da **Tabela 12** destacados em negrito são referentes aos casos em há a ruptura da alvenaria, sendo, portanto, descartados da análise, uma vez que a alvenaria já não contribui totalmente com sua rigidez. Em todas as combinações ocorre uma considerável contribuição da diagonal equivalente na redução do momento na base do pilar, nota-se também uma mudança no sentido do momento no pilar frontal, que apresenta uma configuração diferente dos demais (**Figura 56**).

A **Tabela 13** expõe os valores do deslocamento no topo do pilar na direção longitudinal Y no ELS-2, a combinação ELS-1 não influencia na ação do vento. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o deslocamento horizontal limita-se à razão $H/250$, sendo H a altura efetiva do pilar, no caso, 12 m. Assim,

$$H/250 = 2 \cdot 600/250 = 4,8 \text{ cm.}$$

Tabela 13 - Deslocamento no topo do pilar na direção longitudinal Y.

E_b (MPa)	Vento	Deslocamento no topo dos pilares (cm)						NBR (6118)
	Velocidade (km/h)	SD	CD					
		Nós de Ref.	Nó 56	Nó 91	Nó 83	Nó 75	Nó 67	
450	30	0,79	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	4,80
	40	1,41	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	
	50	2,20	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	
600	30	0,79	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	
	40	1,41	0,08	0,08	0,08	0,07	0,07	
	50	2,20	0,11	0,10	0,10	0,10	0,10	
900	30	0,79	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	
	40	1,41	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	
	50	2,20	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Quando comparados os valores dos deslocamentos nas colunas SD e CD na **Tabela 13** observa-se uma redução expressiva quando considerada a alvenaria para a combinação ELS-2 em todos os casos, por exemplo no caso de E_b igual a 450 MPa e vento de 30 km/h o valor do deslocamento altera-se de 0,79 cm (SD) para 0,05 cm (CD), uma redução da ordem de 93,7%. Nota-se que o valor de E_b passa a influenciar mais expressivamente no deslocamento a partir do valor de 900 MPa. Mas no caso da velocidade do vento, uma alteração de 30 km/h para

40 km/h aumenta os deslocamentos em 60% para E_b de 450 MPa, sendo entre 37% e 60% nos demais casos.

Em relação ao momento fletor na viga inclinada, foi avaliada os valores em 3 pontos distintos: ligação viga-pilar, metade do trecho inclinado e cumeeira, ou seja, 0, $L/2$ e L , respectivamente, com L igual a 6,12 m. Como esperado, a presença da diagonal não alterou o momento fletor, uma vez que ambos estão em planos perpendiculares.

Quanto aos deslocamentos verticais na estrutura, a NBR 9062 (ABNT, 2017) estabelece o seguinte limite para o ELS: deslocamento vertical de elementos lineares ou cobertura $L/250$, sendo L o comprimento da viga inclinada, ou seja, 12 m. Assim,

$$L/250 = 1200 \text{ cm}/250 = 4,8 \text{ cm}.$$

No entanto, como no caso do momento fletor, não houve alteração dos valores pela presença da diagonal.

6 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo estudar a contribuição da alvenaria de vedação em estruturas aporticadas por meio de uma avaliação dos esforços e deslocamentos em uma estrutura de galpão, observando-se também os danos causados à própria alvenaria. Disto, foi explorada a possibilidade de utilizar a alvenaria como elemento resistente em galpões pré-moldados de concreto, que são estruturas de elevada esbeltez e que se deslocam excessivamente sob a ação frontal do vento quando são contraventadas de forma ineficiente.

Para que a alvenaria seja utilizada para tal propósito, vários métodos foram desenvolvidos e estão presentes na literatura. Assim, utilizou-se neste trabalho um macromodelo que representa a alvenaria com suas propriedades físicas e mecânica por uma diagonal equivalente. Foi visto que existem várias possibilidades de considerar as propriedades geométricas da diagonal, que vai de acordo com as características físicas e geométricas de cada estrutura. Quando avaliadas as diversas expressões para o cálculo de w , resultaram em diferentes valores para cada uma delas, o que dificulta a proposição de um valor específico como referencial para um projeto real. Outras variáveis foram também determinadas, tais como a quantidade e o posicionamento da diagonal no pórtico.

Nas simulações realizadas com o software ABAQUS[®], verificou-se como as tensões de compressão se desenvolvem na alvenaria como uma diagonal e em seu contorno com o pilar. As forças de contato tendem a um comportamento linear em todos os 3 modelos. Conforme Hendry (1981), também, à medida que as dimensões de altura e largura da parede se igualam, esta tendência é observada no contorno com a viga. A determinação do valor de w é dificultada pela existência dessas variações no contato.

Verificou-se que a transmissão de esforços para a alvenaria ocorre pelo confinamento da mesma, uma vez que o atrito foi desconsiderado. Observou-se que a transmissão dos esforços por meio do pilar sempre acontece, no entanto, pela viga depende da geometria da parede, assim, quando a viga é desconsiderada, tem-se somente a contribuição dos pilares.

Diante do cenário diverso para a definição w , bem como para o posicionamento da diagonal, no caso particular das presentes características físicas e geométricas do galpão estudado, optou-se pelo valor mais conservador de w definido pela FEMA-306 (1998) e o posicionamento da diagonal na interação pórtico alvenaria adaptado da proposta de Al-Chaar (2002), pois não foi considerada a viga superior. Também, no contorno entre pilares e alvenaria, o coeficiente de atrito foi considerado nulo nas simulações, sem aplicação de elementos de

ligação como ferro-cabelo, às vezes usados na estrutura real por exemplo, uma vez que a influência do mesmo numa variação de 0 a 0,8 é em torno de 10% nos esforços de compressão, conforme Liauw e Kwan (1984), sendo assim, negligenciada.

As simulações com a aplicação da diagonal equivalente nas laterais do galpão por meio de um código em Matlab consideraram uma análise linear, pois o parâmetro $\alpha = 0,02$ resultou numa estrutura de nós fixos. Comparando os resultados provenientes da análise sem diagonal equivalente com os advindos da consideração da mesma, houveram algumas vantagens, como a redução dos momentos na base de forma expressiva e dos deslocamentos em mais de 90% no topo dos pilares. Isso indica que mesmo usando uma expressão conservadora para a definição da largura da diagonal equivalente, os resultados positivos são evidentes. Entretanto, ressaltase que a fragilidade da parede está na baixa resistência à tração, resistindo bem à compressão e ao cisalhamento.

Quanto ao surgimento de fissuras na alvenaria lateral do galpão, os resultados indicam que a utilização de blocos com E_b de 450 MPa (f_{ck} de 1,5 MPa) só é recomendada sob ação de ventos a velocidades menores que 30 km/h, ao passo que blocos com E_b de 600 MPa (f_{ck} de 2,0 MPa) recomendam-se até velocidades de 40 km/h e com E_b de 900 MPa (f_{ck} de 3,0 MPa) até 50 km/h. Tais resultados ratificam a importância de se adotar melhoria na resistência do bloco para evitar problemas estruturais nas paredes laterais.

Na garantia de que a parede possa resistir bem aos esforços, mantendo sua integridade física, recomenda-se utilizar blocos com resistências maiores que 3 MPa quando se deseja submeter a estrutura a maiores ações de vento, sem a necessidade de aumento da rigidez dos pilares.

Deve-se garantir ainda a qualidade dos blocos para que não tenham uma elevada variabilidade na resistência e a confiabilidade do método não seja reduzida.

Por fim, este trabalho se limitou ao estudo de galpões com a alvenaria preenchendo a lateral desde a base até o topo dos pilares. Com isso, fica como sugestão as seguintes propostas:

- a) Realizar um estudo de galpão com vãos e comprimentos maiores considerando vigas laterais a meia altura, assim, seriam utilizadas duas diagonais por região entre pilares, levando a resultados mais específicos;
- b) Avaliar estruturas com mais pavimentos, para se ter um resultado da influência em cada nível. O que implica em utilizar outras maneiras de consideração da diagonal, podendo ser com duas barras excêntrica, já que a viga passa a ser considerada na rigidez equivalente da diagonal;

- c) Aplicar ligações semirrígidas em regiões de elementos influenciados pela consideração da alvenaria de vedação, fazendo uma avaliação dos momentos nas mesmas;
- d) Avaliar os efeitos de 2ª ordem.

REFERÊNCIAS

ACKER, A. V. Manual of prefabricated concrete systems. **FIP**: 2002. Tradução: Ferreira, M. A. Manual de sistemas pré-fabricados. **ABCIC**, 2003.

AL-CHAAR, G. Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures. **US Army Corp of Engineers**, Engineer Research and Development Center, Jan, 2002.

ALMEIDA, H. D. **Comportamento estrutural de pórticos planos formados por elementos pré-moldados levando-se em consideração a semi-rigidez das ligações e as não-linearidades físicas e geométrica**. Maceió, 2014. 114f . Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas e Materiais), Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2014.

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

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE AND AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Building Code Requirements for Masonry Structures, **ACI 530-13/ASCE 5-13/TMS 402-13**. Masonry Standards Joint Committee, Detroit, New York, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15270-1**: Componente cerâmico - Blocos e tijolos para alvenaria. Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **ABNT NBR 15270-2**: Componente cerâmico - Blocos e tijolos para alvenaria. Parte 2: Métodos de ensaios. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **ABNT NBR 15812-1**: Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos: Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro: Rio de Janeiro, 2010.

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

_____. **ABNT NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **ABNT NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

ASTERIS, P. G. et al. Mathematical micromodeling of infilled frames: state of the art. **Engineering Structures**, v. 56, p. 1905-1921, 2013.

CHRYSOSTOMOU, C. Z. **Effects of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two-Dimensional Steel Frames**. Tese, Cornell University, 1991.

CRISAFULLI, F. J. **Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills**. PHD Thesis, University of Canterbury, New Zealand, 1997.

CRISAFULLI, F. J.; CARR, A. J.; PARK, R. Analytical Modelling of Infilled Frame Structures - A general Review. **Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering**. v. 33, n. 1, 2000.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. 2. ed. Oficina de Texto, São Paulo, 2017.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. Seismic Rehabilitation Prestandard, Chapter 7: Masonry, **FEMA 356**, Washington, DC, 2000.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Chapter 8: Infilled Frames, **FEMA 306**, Washington, DC, 1998.

FERREIRA, M. **Deformabilidade de Ligações Viga Pilar de Concreto Pré-Moldado**. São Carlos, 1999, p. 13-33. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

FERREIRA, M. **Estudo de Deformabilidade de Ligações para Análise Linear de Pórticos Planos de Elementos Pré-Moldados de Concreto**. São Carlos, 1993. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

HENDRY, A. W. **Structural Brickwork**. 1. ed. The Macmillan Press LTD, Londres, 1981.

HOLMES, M. Steel Frames with Brickwork and Concrete infilling. **Institute of Technology**, Bradford, 1961.

HYBRID MASONRY DESIGN. **Technology Brief**, Annapolis: International Masonry Institute, n. 2.13.01, Dec., 2009. Disponível em: <http://imiweb.org/wpcontent/uploads/2015/09/HYBRID-MASONRY-DESIGN-2.13.01_12.29.09.pdf>. Acesso em: 17 Jan. 2019.

KAWECKI, B.; PODGÓRSKI, J. Numerical results quality in dependence on abaqus plane stress elements type in big displacements compression test. **Applied Computer Science**, Lublin, Poland, v. 13, n. 4, p. 56-64, 2017.

KONIG, G. The State of the art in earthquake engineering research. **Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering**. ed. J. Donea e P. M. Jones, 1991, p.22.

LAGES, E.N.; BARBOZA, A.S.R.; SANTOS, E.S. P3D. LCCV/CTEC/UFAL, 2017a.

LAGES, E.N.; BARBOZA, A.S.R.; SANTOS, E.S. P3D GALPAO. LCCV/CTEC/UFAL, 2017b.

LIAUW, T.; KWAN, K. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. **Computer and Structures**.v.18, n. 3, p. 551-560, 1984.

LIAUW, T. C.; LEE, S. W. On the behaviour and the analysis of multi-storey infilled frames subjected to lateral loading. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. v. 63, 1977. p. 641-657. Parte 2.

MADIA, F. C. A. R. **Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria**. São Carlos, 2012. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

MONDAL, G.; JAIN, S. K. Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening. **Earthquake Spectra**, v.24, n.3, p.701-723, 2008.

MUNTE, C. I.; MELO, C. E. E. **Manual munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. 2. ed. São Paulo: PINI Ltda, 2007. p.41-53.

NASCIMENTO, O. L. **Alvenarias**. IBS/CBCA, 2.ed. Rio de Janeiro, 2004.

OLIVEIRA, D. V. C. **Comportamentos de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria**. Porto, 1995. Dissertação (Mestrado), Porto, Nov. 1995.

OLIVEIRA, F. L. **Reabilitação de paredes de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada**. São Carlos. 2001. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001.

QUEIROS, L. O. A. D. **Análise estrutural de galpões pré-moldados em concreto considerando a rigidez nas ligações viga-pilar**. Maceió, 2007. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Materiais), Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

SMITH, S. B.; CARTER, C. **A method of analysis for infilled frames**. University of Southampton, Southampton College of Technology, Nov. 1969.

APÊNDICE A

Neste apêndice encontram-se os códigos dos Programas P3D e P3DGALPAO.

A.1 Código do módulo P3D

```
function [nos,elems,ligeis]=p3d(nos,elems,ligs)
% -----
% P3D.M
% -----
% Função principal de análise de pórtico 3D com consideração de
% ligações semi-rígidas e de status de ativação dos elementos.
% -----
% Parâmetros:
%   nos      (E) - Vetor das estruturas dos dados dos nós do modelo.
%   elems   (E) - Vetor das estruturas dos dados dos elementos do modelo.
%   lig      (E) - Matriz de definição das ligações. Em cada linha são
%                 informados os identificadores dos nós envolvidos na
%                 ligação e as rigidezes da ligação em pauta para as três
%                 rotações relativas. Quando se quer representar uma
%                 ligação rígida em determinado grau de liberdade,
%                 informa-se a rigidez da ligação como "inf".
%   nos      (S) - Vetor das estruturas dos dados dos nós do modelo com os
%                 graus de liberdade e deslocamentos/rotações associados.
%   elems   (S) - Vetor das estruturas dos dados dos elementos do modelo
%                 com os esforços internos solicitantes no sistema local.
%   ligeis  (S) - Matriz dos esforços internos solicitantes nas ligações.
% -----
% Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC
% Laboratório de Computação Científica e Visualização - LCCV
% Centro de Tecnologia - CTEC
% Universidade Federal de Alagoas - UFAL
% -----
% Mestrando: Emerson de Souza dos Santos (emersongfortran@gmail.com)
% Orientadores: Aline da Silva Ramos Barboza (alramos@lccv.ufal.br)
%               Eduardo Nobre Lages (enl@lccv.ufal.br)
% -----
% Criação: 12/01/2010
% Versão: 28/02/2018
% -----

% Definição dos nós ativos do modelo
for i=1:length(nos),
    nos(i).ativo=0;
end

for i=1:length(elems),
    if elems(i).ativo
        for j=1:length(elems(i).nos),
            nos(elems(i).nos(j)).ativo=1;
        end
    end
end

% Geração inicial dos graus de liberdade livres
nglib=0;
```

```

for i=1:length(nos),

    if nos(i).ativo
        nos(i).glib=nos(i).cc;

        for j=1:6,
            if nos(i).glib(j)==0
                nglib=nglib+1;
                nos(i).glib(j)=nglib;
            else
                nos(i).glib(j)=0;
            end
        end
    else
        nos(i).glib=[];
    end
end

% Ajuste dos graus de liberdade em função dos elementos de ligação de tal
% forma que os graus de liberdade comuns são definidos a partir do nó da
% ligação de menor identificador
if ~isempty(ligs)
    for i=1:length(nos),
        if nos(i).ativo
            [idl, idc]=find(ligs(:,1:2)==i);
            if ~isempty(idl)
                idmin=length(nos)+1;
                for j=1:length(idl),
                    for k=1:2,
                        if nos(ligs(idl(j),k)).ativo &&
ligs(idl(j),k)<idmin
                            idmin=ligs(idl(j),k);
                        end
                    end
                end
            end
            for j=1:length(idl),
                for k=1:2,
                    nos(ligs(idl(j),k)).glib(1:3)=nos(idmin).glib(1:3);
                    for l=1:3,
                        if ligs(idl(j),l+2)==inf,
nos(ligs(idl(j),k)).glib(l+3)=min([nos(ligs(idl(j),1)).glib(l+3)
nos(ligs(idl(j),2)).glib(l+3)]);
                        end
                    end
                end
            end
        end
    end
end

% Repassa pelos graus de liberdade inicialmente gerados para
% identificar e renumerar sequencialmente os sobraram
glib=zeros(nglib,1);

for i=1:length(nos),
    if nos(i).ativo

```

```

        for j=1:6,
            if nos(i).glib(j)
                glib(nos(i).glib(j))=1;
            end
        end
    end
end

for i=1:length(glib),
    if glib(i)
        glib(i)=1;
        for j=1:i-1,
            if glib(j)
                glib(i)=glib(i)+1;
            end
        end
    end
end

for i=1:length(nos),
    if nos(i).ativo
        for j=1:6,
            if nos(i).glib(j)
                nos(i).glib(j)=glib(nos(i).glib(j));
            end
        end
    end
end

% Montagem da matriz de rigidez global
kg=p3dmrig(nos,elems,ligs);

% Montagem do vetor de carga global
[fg,elems]=p3dvcrq(nos,elems);

% Determina deslocamentos/rotações associados aos graus de liberdade
dg=kg\fg;

% Gera campo na estrutura dos nós do modelo com
% os correspondentes deslocamentos/rotações
for i=1:length(nos)
    nos(i).dr=zeros(6,1);
    for j=1:length(nos(i).glib)
        if nos(i).glib(j)
            nos(i).dr(j)=dg(nos(i).glib(j));
        end
    end
end

% Atualiza os esforços internos solicitantes, no sistema local dos
% elementos, oriundos dos deslocamentos nodais do modelo, bem como
% calcula os esforços internos solicitantes nas ligações
[elems,ligeis]=p3deis(nos,elems,ligs,dg);

% ===== FUNÇÕES INTERNAS =====

function kg=p3dmrig(nos,elems,ligs)

```

```

% -----
% Função de montagem da matriz de rigidez global do modelo de pórtico 3D
% que combina elementos de viga e treliça, com consideração de ligações
% semi-rígidas e de status de ativação dos elementos.
% -----
% Parâmetros:
% nos (E) - Vetor com dados dos nós do modelo.
% elems (E) - Vetor com dados dos elementos do modelo.
% ligs (E) - Matriz com os dados das ligações do modelo.
% kg (S) - Matriz de rigidez global.
% -----

% Determina número de graus de liberdade do modelo
nglib=0;

for i=1:length(nos),
    for j=1:length(nos(i).glib),
        if nos(i).glib(j)>nglib
            nglib=nos(i).glib(j);
        end
    end
end

% Inicialização da matriz de rigidez global
kg=zeros(nglib);

% Varredura nos elementos do modelo
for i=1:length(elems),

    % Verifica se o elemento está ativo na análise corrente
    if elems(i).ativo

        % Consulta as coordenadas dos nós do elemento
        cnoi=nos(elems(i).nos(1)).coord;
        cnof=nos(elems(i).nos(2)).coord;

        % Consulta os módulos de rigidez do elemento
        modrig=elems(i).modrig;

        % Consulta o ângulo de orientação dos eixos principais da seção
        alfa=elems(i).alfa;

        % Consulta a matriz de rigidez do elemento
        ke=mrig6(cnoi,cnof,modrig,alfa);

        % Monta o vetor dos graus de liberdade do elemento
        glib=[nos(elems(i).nos(1)).glib nos(elems(i).nos(2)).glib];

        % Explode a matriz de rigidez do elemento na global
        for j=1:length(glib),
            if glib(j)
                for k=1:length(glib),
                    if glib(k)
                        kg(glib(j),glib(k))=kg(glib(j),glib(k))+ke(j,k);
                    end
                end
            end
        end
    end
end

```



```

Lz=cnof(3)-cnoi(3);

% Calcula a matriz de incidência cinemática
cx=Lx/L;
cy=Ly/L;
cz=Lz/L;

if abs(cy)~=1
    D=sqrt(cx^2+cz^2);

    R(1,1)=cx;
    R(1,2)=cy;
    R(1,3)=cz;
    R(2,1)=(-cx*cy*cos(alfa)-cz*sin(alfa))/D;
    R(2,2)=D*cos(alfa);
    R(2,3)=(-cy*cz*cos(alfa)+cx*sin(alfa))/D;
    R(3,1)=(cx*cy*sin(alfa)-cz*cos(alfa))/D;
    R(3,2)=-D*sin(alfa);
    R(3,3)=(cy*cz*sin(alfa)+cx*cos(alfa))/D;
else
    R=[0 cy 0;-cy*cos(alfa) 0 sin(alfa);cy*sin(alfa) 0 cos(alfa)];
end

a=[R          zeros(3,3) zeros(3,3) zeros(3,3); ...
   zeros(3,3) R          zeros(3,3) zeros(3,3); ...
   zeros(3,3) zeros(3,3) R          zeros(3,3); ...
   zeros(3,3) zeros(3,3) zeros(3,3) R];

% Calcula a matriz de rigidez interna
kl=zeros(12);

kl(1,1)=modrig(1)/L;
kl(7,7)=kl(1,1);
kl(1,7)=-kl(1,1);
kl(7,1)=kl(1,7);

kl(4,4)=modrig(4)/L;
kl(10,10)=kl(4,4);
kl(4,10)=-kl(4,4);
kl(10,4)=kl(4,10);

kl(2,2)=modrig(3)*12/L^3;
kl(6,6)=modrig(3)*4/L;
kl(8,8)=kl(2,2);
kl(12,12)=kl(6,6);
kl(2,6)=modrig(3)*6/L^2;
kl(6,2)=kl(2,6);
kl(2,8)=-kl(2,2);
kl(8,2)=kl(2,8);
kl(2,12)=kl(2,6);
kl(12,2)=kl(2,12);
kl(6,8)=-kl(2,6);
kl(8,6)=kl(6,8);
kl(6,12)=modrig(3)*2/L;
kl(12,6)=kl(6,12);
kl(8,12)=kl(6,8);
kl(12,8)=kl(8,12);

```

```

kl(3,3)=modrig(2)*12/L^3;
kl(5,5)=modrig(2)*4/L;
kl(9,9)=kl(3,3);
kl(11,11)=kl(5,5);
kl(3,5)=-modrig(2)*6/L^2;
kl(5,3)=kl(3,5);
kl(3,9)=-kl(3,3);
kl(9,3)=kl(3,9);
kl(3,11)=kl(3,5);
kl(11,3)=kl(3,11);
kl(5,9)=-kl(3,5);
kl(9,5)=kl(5,9);
kl(5,11)=modrig(2)*2/L;
kl(11,5)=kl(5,11);
kl(9,11)=kl(5,9);
kl(11,9)=kl(9,11);

% Calcula a matriz de rigidez do elemento por transformação
% da matriz de rigidez do sistema interno
ke=a'*kl*a;

ke=ke;

function [fg,elems]=p3dvcrq(nos,elems)
% -----
% Função de montagem do vetor de carga total do modelo de pórtico 3D que
% combina elementos de viga e treliça, com consideração de ligações semi-
% rígidas e de status de ativação dos elementos.
% São considerados carregamentos uniformemente distribuídos nos elementos
% de viga e ações (força/momento) diretamente aplicadas nos nós do modelo.
% -----
% Parâmetros:
% nos (E) - Vetor com dados dos nós do modelo.
% elems (E) - Vetor com dados dos elementos do modelo.
% fg (E) - Vetor de carga total global.
% elems (S) - Vetor com dados dos elementos do modelo, atualizando
% campo com os esforços no sistema local provenientes
% dos carregamentos distribuídos.
% -----

% Determina número de graus de liberdade do modelo
nglib=0;

for i=1:length(nos),
    for j=1:length(nos(i).glib),
        if nos(i).glib(j)>nglib
            nglib=nos(i).glib(j);
        end
    end
end

% Inicialização o vetor de carga total global
fg=zeros(nglib,1);

% Varredura nos elementos do modelo
for i=1:length(elems),

```

```

% Verifica se o elemento está ativo na análise corrente
if elems(i).ativo

    % Consulta as coordenadas dos nós do elemento
    cnoi=nos(elems(i).nos(1)).coord;
    cnof=nos(elems(i).nos(2)).coord;

    % Consulta o ângulo de orientação dos eixos principais da seção
    alfa=elems(i).alfa;

    % Consulta os três carregamentos uniformemente distribuídos ao
    % longo das direções locais principais do elemento de viga
    crg=elems(i).crg;

    % Consulta o vetor de carga nodal equivalente
    % do elemento nos sistemas global e local
    [fe, fl]=vcrg6(cnoi,cnof,alfa,crg);

    % Acumula esforços internos solicitantes nas direções locais
    % do elemento oriundos dos carregamentos distribuídos
    elems(i).eis=-fl;

    % Monta o vetor dos graus de liberdade do elemento
    glib=[nos(elems(i).nos(1)).glib nos(elems(i).nos(2)).glib];

    % Explode o vetor de carga local no global
    for j=1:length(glib),
        if glib(j)
            fg(glib(j))=fg(glib(j))+fe(j);
        end
    end
end

% Varredura nos nós do modelo
for i=1:length(nos),

    % Varredura nos graus de liberdade do nó
    for j=1:length(nos(i).glib),

        % Verifica se o grau de liberdade é livre
        if nos(i).glib(j)

            % Contribui ação do nó no vetor global
            fg(nos(i).glib(j))=fg(nos(i).glib(j))+nos(i).crg(j);
        end
    end
end

function [fe,fl]=vcrg6(cnoi,cnof,alfa,crg)
% -----
% Calcula o vetor de carga nodal equivalente para um elemento de viga
% espacial.
% -----
% Parâmetros:
%   cnoi   (E) - Vetor das coordenadas do nó inicial.

```

```

% cnof (E) - Vetor das coordenadas do nó final.
% alfa (E) - Ângulo de orientação dos eixos principais da seção.
% crg (E) - Vetor dos carregamentos uniformemente distribuídos nas
%         direções locais principais do elemento de viga espacial.
% fe (S) - Vetor de carga nodal equivalente do elemento no sistema
%         global.
% fl (S) - Vetor de carga nodal equivalente do elemento no sistema
%         local.
% -----

% Calcula o comprimento do elemento e algumas projeções auxiliares
L=norm(cnof-cnoi);

Lx=cnof(1)-cnoi(1);
Ly=cnof(2)-cnoi(2);
Lz=cnof(3)-cnoi(3);

% Calcula a matriz de incidência cinemática
cx=Lx/L;
cy=Ly/L;
cz=Lz/L;

if abs(cy)~=1
    D=sqrt(cx^2+cz^2);

    R(1,1)=cx;
    R(1,2)=cy;
    R(1,3)=cz;
    R(2,1)=(-cx*cy*cos(alfa)-cz*sin(alfa))/D;
    R(2,2)=D*cos(alfa);
    R(2,3)=(-cy*cz*cos(alfa)+cx*sin(alfa))/D;
    R(3,1)=(cx*cy*sin(alfa)-cz*cos(alfa))/D;
    R(3,2)=-D*sin(alfa);
    R(3,3)=(cy*cz*sin(alfa)+cx*cos(alfa))/D;
else
    R=[0 cy 0;-cy*cos(alfa) 0 sin(alfa);cy*sin(alfa) 0 cos(alfa)];
end

a=[R          zeros(3,3) zeros(3,3) zeros(3,3); ...
   zeros(3,3) R          zeros(3,3) zeros(3,3); ...
   zeros(3,3) zeros(3,3) R          zeros(3,3); ...
   zeros(3,3) zeros(3,3) zeros(3,3) R];

% Calcula o vetor de carga nodal equivalente no sistema local
fl=zeros(12,1);

fl(1)=crg(1)*L/2;
fl(7)=fl(1);

fl(2)=crg(2)*L/2;
fl(8)=fl(2);
fl(6)=crg(2)*L^2/12;
fl(12)=-fl(6);

fl(3)=crg(3)*L/2;
fl(9)=fl(3);
fl(5)=-crg(3)*L^2/12;
fl(11)=-fl(5);

```

```
% Calcula o vetor de carga nodal equivalente do elemento no sistema global
fe=a'*fl;
```

```
function [elems,ligeis]=p3deis(nos,elems,ligs,dg)
```

```
% -----
% Função de complementação dos esforços internos solicitantes, no sistema
% local dos elementos, oriundos dos deslocamentos nodais do modelo, bem
% como os esforços internos solicitantes nos elementos de ligação.
% -----
```

```
% Parâmetros:
```

```
% nos      (E) - Vetor com dados dos nós do modelo.
% elems    (E) - Vetor com dados dos elementos do modelo.
% dg       (E) - Vetor de deslocamentos globais.
% elems    (S) - Vetor com dados dos elementos do modelo, atualizando
%              campo com os esforços no sistema local provenientes
%              dos deslocamentos nodais.
% ligeis   (S) - Matriz dos esforços internos solicitantes nas ligações.
% -----
```

```
% Varredura nos elementos do modelo
```

```
for i=1:length(elems),
```

```
    % Verifica se o elemento está ativo na análise corrente
    if elems(i).ativo
```

```
        % Consulta as coordenadas dos nós do elemento
        cnoi=nos(elems(i).nos(1)).coord;
        cnof=nos(elems(i).nos(2)).coord;
```

```
        % Consulta os módulos de rigidez do elemento
        modrig=elems(i).modrig;
```

```
        % Consulta o ângulo de orientação dos eixos principais da seção
        alfa=elems(i).alfa;
```

```
        % Consulta a matriz de rigidez do elemento
        % e a matriz de incidência cinemática
        [ke, kl, a]=mrig6(cnoi,cnof,modrig,alfa);
```

```
        % Monta o vetor dos deslocamentos do elemento
        de=zeros(12,1);
```

```
        id=1;
        for j=1:2,
            for k=1:6,
                glib=nos(elems(i).nos(j)).glib(k);
                if glib
                    de(id)=dg(glib);
                end
                id=id+1;
            end
        end
```

```
        % Transforma os deslocamentos globais
        % no elemento para o sistema local
```

```

dl=a*de;

% Calcula as forças no sistema local do elemento
% oriundas dos deslocamentos globais
fl=k1*dl;

% Acumula esforços locais oriundos dos deslocamentos
% nos esforços internos solicitantes do elemento
for j=1:length(elems(i).eis),
    elems(i).eis(j)=elems(i).eis(j)+fl(j);
end
end
end

% Varredura nas ligações para cálculo dos momentos
% nas direções que apresentam rigidezes finitas
if isempty(ligs)
    ligeis=[];
else
    ligeis=zeros(size(ligs,1),3);
end

for i=1:size(ligeis,1),
    for j=1:3,
        if ligs(i,2+j)==0 || ligs(i,2+j)==inf
            ligeis(i,j)=0;
        else
            if nos(ligs(i,2)).glib(3+j)
                rotrel=dg(nos(ligs(i,2)).glib(3+j));
            else
                rotrel=0;
            end

            if nos(ligs(i,1)).glib(3+j)
                rotrel=rotrel-dg(nos(ligs(i,1)).glib(3+j));
            end

            ligeis(i,j)=ligs(i,2+j)*rotrel;
        end
    end
end
end

```

A.2 Código do módulo P3DGALPAO

```

function p3dexemersongl
%% -----
% P3DEXEMERSONGL.M
% -----
% Exemplo do galpão tridimensional com uma única diagonal lateral entre
% pórticos.
% -----
% Universidade Federal de Alagoas - UFAL
% Centro de Tecnologia - CTEC
% Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC
% Laboratório de Computação Científica e Visualização - LCCV
% -----
% Mestrando: Emerson de Souza dos Santos (emersongfortran@gmail.com)
% Orientadores: Aline da Silva Ramos Barboza (alramos@lccv.ufal.br)
%               Eduardo Nobre Lages (enl@lccv.ufal.br)
% -----
% Versão: 26/07/2018
% -----

%% ===== PARÂMETROS DO MODELO =====

Np=5;      % Número de pórticos
Hp=12;     % Distância entre os pilares do mesmo pórtico
Dp=5;      % Distância entre pórticos
Vp=6;      % Altura dos pilares
Vi=1.2;    % Desnível dos trechos inclinados
Da=1;      % Distância da ligação da barra representativa da alvenaria

Cte=[1 2 3 2 1]; % Cargas de referência nas terças dos pórticos externos
Cti=[2 4 6 4 2]; % Cargas de referência nas terças dos pórticos internos

Cve=[1 1; ... % Cargas concentradas nas direções globais X (largura) e
      1 0; ... % Y (profundidade) representativas do efeito do vento,
      2 0; ... % atuando nas pontas dos pilares na lateral esquerda do
      2 0; ... % galpão (Np linhas x 2 colunas)
      2 1];

Cvd=[1 1; ... % Cargas concentradas nas direções globais X (largura) e
      1 0; ... % Y (profundidade) representativas do efeito do vento,
      2 0; ... % atuando nas pontas dos pilares na lateral direita do
      2 0; ... % galpão (Np linhas x 2 colunas)
      2 1];

Cd=[1 2 3 4]; % Cargas distribuídas verticais por unidade de comprimento no
              % pilar, nos dois elementos do trecho inclinado e na viga
              % horizontal de ligação de pórticos

Rp=[1 2 3 4; ... % Rigidezes axial, à flexão no plano e fora do
      1 2 3 4; ... % plano do pórtico e torsional para os pilares
      2 4 6 8]; % e para os trechos inclinados inferior e superior

Rl=[1 2 3 4; ... % Rigidezes axial, à flexão no plano e fora do plano
      1 2 3 4]; % lateral do galpão e torsional para as barras inclinada
              % de alvenaria e horizontal de ligação dos pórticos

```

```

kpv=10; % Rigidez rotacional entre os pilares e os trechos inclinados

%% ===== MONTAGEM DA ESTRUTURA DE DADOS DO MODELO =====

% Nós
nos= repmat(struct('coord',[0 0 0],'cc',[0 0 0 0 0 0],'crg',[0 0 0 0 0
0]),Np*13+(Np-1)*8,1);

for i=1:Np
    nos((i-1)*13+1).coord=[0 (Np-i)*Dp 0];
    nos((i-1)*13+1).cc=[1 1 1 1 1 1];
    nos((i-1)*13+2).coord=[0 (Np-i)*Dp Da];
    nos((i-1)*13+3).coord=[0 (Np-i)*Dp Vp-Da];
    nos((i-1)*13+4).coord=[0 (Np-i)*Dp Vp];
    nos((i-1)*13+5).coord=[0 (Np-i)*Dp Vp];
    nos((i-1)*13+6).coord=[Hp/4 (Np-i)*Dp Vp+Vi/2];
    nos((i-1)*13+7).coord=[Hp/2 (Np-i)*Dp Vp+Vi];
    nos((i-1)*13+8).coord=[3*Hp/4 (Np-i)*Dp Vp+Vi/2];
    nos((i-1)*13+9).coord=[Hp (Np-i)*Dp Vp];
    nos((i-1)*13+10).coord=[Hp (Np-i)*Dp Vp];
    nos((i-1)*13+11).coord=[Hp (Np-i)*Dp Vp-Da];
    nos((i-1)*13+12).coord=[Hp (Np-i)*Dp Da];
    nos((i-1)*13+13).coord=[Hp (Np-i)*Dp 0];
    nos((i-1)*13+13).cc=[1 1 1 1 1 1];

    % Aplicação das cargas das terças
    if i==1 || i==Np
        for j=1:5
            nos((i-1)*13+j+4).crg(3)=-Cte(j);
        end
    else
        for j=1:5
            nos((i-1)*13+j+4).crg(3)=-Cti(j);
        end
    end
end

for i=1:Np-1
    nos(Np*13+(i-1)*8+1).coord=[0 (Np-i)*Dp Da];
    nos(Np*13+(i-1)*8+2).coord=[0 (Np-i)*Dp Vp];
    nos(Np*13+(i-1)*8+3).coord=[Hp (Np-i)*Dp Vp];
    nos(Np*13+(i-1)*8+4).coord=[Hp (Np-i)*Dp Da];

    nos(Np*13+(i-1)*8+5).coord=[0 Dp*(Np-i-1) Vp-Da];
    nos(Np*13+(i-1)*8+6).coord=[0 Dp*(Np-i-1) Vp];
    nos(Np*13+(i-1)*8+7).coord=[Hp Dp*(Np-i-1) Vp];
    nos(Np*13+(i-1)*8+8).coord=[Hp Dp*(Np-i-1) Vp-Da];
end

% Aplicação das cargas de vento
for i=1:Np
    % Ponta dos pilares à esquerda
    nos(4+(i-1)*13).crg(1)=Cve(Np+1-i,1);
    nos(4+(i-1)*13).crg(2)=Cve(Np+1-i,2);

    % Ponta dos pilares à direita
    nos(10+(i-1)*13).crg(1)=Cvd(Np+1-i,1);
    nos(10+(i-1)*13).crg(2)=Cvd(Np+1-i,2);
end

```

```

end

% Elementos
elems= repmat(struct('ativo',1,'nos',[0;0],'crg',[0;0;0],'alfa',0,'modrig',[
0 0 0 0]),Np*10+(Np-1)*4,1);

for i=1:Np
    elems((i-1)*10+1).nos=[(i-1)*13+1;(i-1)*13+2];
    elems((i-1)*10+1).crg(1)=-Cd(1);
    elems((i-1)*10+1).modrig=Rp(1,:);
    elems((i-1)*10+2).nos=[(i-1)*13+2;(i-1)*13+3];
    elems((i-1)*10+2).crg(1)=-Cd(1);
    elems((i-1)*10+2).modrig=Rp(1,:);
    elems((i-1)*10+3).nos=[(i-1)*13+3;(i-1)*13+4];
    elems((i-1)*10+3).crg(1)=-Cd(1);
    elems((i-1)*10+3).modrig=Rp(1,:);
    elems((i-1)*10+4).nos=[(i-1)*13+5;(i-1)*13+6];
    elems((i-1)*10+4).crg=-Cd(2)*[Vi;0;Hp/2]/sqrt((Hp/2)^2+Vi^2);
    elems((i-1)*10+4).modrig=Rp(2,:);
    elems((i-1)*10+5).nos=[(i-1)*13+6;(i-1)*13+7];
    elems((i-1)*10+5).crg=-Cd(3)*[Vi;0;Hp/2]/sqrt((Hp/2)^2+Vi^2);
    elems((i-1)*10+5).modrig=Rp(3,:);
    elems((i-1)*10+6).nos=[(i-1)*13+7;(i-1)*13+8];
    elems((i-1)*10+6).crg=Cd(3)*[Vi;0;-Hp/2]/sqrt((Hp/2)^2+Vi^2);
    elems((i-1)*10+6).modrig=Rp(3,:);
    elems((i-1)*10+7).nos=[(i-1)*13+8;(i-1)*13+9];
    elems((i-1)*10+7).crg=Cd(2)*[Vi;0;-Hp/2]/sqrt((Hp/2)^2+Vi^2);
    elems((i-1)*10+7).modrig=Rp(2,:);
    elems((i-1)*10+8).nos=[(i-1)*13+10;(i-1)*13+11];
    elems((i-1)*10+8).crg(1)=Cd(1);
    elems((i-1)*10+8).modrig=Rp(1,:);
    elems((i-1)*10+9).nos=[(i-1)*13+11;(i-1)*13+12];
    elems((i-1)*10+9).crg(1)=Cd(1);
    elems((i-1)*10+9).modrig=Rp(1,:);
    elems((i-1)*10+10).nos=[(i-1)*13+12;(i-1)*13+13];
    elems((i-1)*10+10).crg(1)=Cd(1);
    elems((i-1)*10+10).modrig=Rp(1,:);
end

for i=1:Np-1
    elems(Np*10+(i-1)*4+1).nos=[Np*13+(i-1)*8+1;Np*13+(i-1)*8+5];
    elems(Np*10+(i-1)*4+1).modrig=Rl(1,:);
    elems(Np*10+(i-1)*4+2).nos=[Np*13+(i-1)*8+2;Np*13+(i-1)*8+6];
    elems(Np*10+(i-1)*4+2).crg(3)=-Cd(4);
    elems(Np*10+(i-1)*4+2).modrig=Rl(2,:);

    elems(Np*10+(i-1)*4+3).nos=[Np*13+(i-1)*8+3;Np*13+(i-1)*8+7];
    elems(Np*10+(i-1)*4+3).crg(3)=-Cd(4);
    elems(Np*10+(i-1)*4+3).modrig=Rl(2,:);
    elems(Np*10+(i-1)*4+4).nos=[Np*13+(i-1)*8+4;Np*13+(i-1)*8+8];
    elems(Np*10+(i-1)*4+4).modrig=Rl(1,:);
end

% Ligações
ligs=zeros(2*Np+8*(Np-1),5); % Duas por pórtico e oito entre dois
pórticos

for i=1:Np
    ligs(2*i-1,:)=[(i-1)*13+4 (i-1)*13+5 inf kpv inf];

```

```

    ligs(2*i,:) =[(i-1)*13+9 (i-1)*13+10 0    kpv 0];
end

for i=1:Np-1
    ligs(2*Np+(i-1)*8+1,:)=[(i-1)*13+2 Np*13+(i-1)*8+1 0 inf 0];
    ligs(2*Np+(i-1)*8+2,:)=[(i-1)*13+4 Np*13+(i-1)*8+2 0 inf 0];
    ligs(2*Np+(i-1)*8+3,:)=[(i-1)*13+10 Np*13+(i-1)*8+3 0 inf 0];
    ligs(2*Np+(i-1)*8+4,:)=[(i-1)*13+12 Np*13+(i-1)*8+4 0 inf 0];

    ligs(2*Np+(i-1)*8+5,:)=[i*13+3 Np*13+(i-1)*8+5 0 0 0];
    ligs(2*Np+(i-1)*8+6,:)=[i*13+4 Np*13+(i-1)*8+6 0 0 0];
    ligs(2*Np+(i-1)*8+7,:)=[i*13+10 Np*13+(i-1)*8+7 0 0 0];
    ligs(2*Np+(i-1)*8+8,:)=[i*13+11 Np*13+(i-1)*8+8 0 0 0];
end

%% ===== DESENHO DO GALPÃO =====

figure

for i=1:length(elems)
    coords=zeros(3,2);
    for j=1:2
        for k=1:3
            coords(k,j)=nos(elems(i).nos(j)).coord(k);
        end
    end
    plot3(coords(1,:),coords(2,:),coords(3,:));
    hold on
end

for i=1:length(nos)
    plot3(nos(i).coord(1),nos(i).coord(2),nos(i).coord(3),'.k');
end

for i=1:length(elems)
    text((nos(elems(i).nos(1)).coord(1)+nos(elems(i).nos(2)).coord(1))/2,
    ...
        (nos(elems(i).nos(1)).coord(2)+nos(elems(i).nos(2)).coord(2))/2,
    ...
        (nos(elems(i).nos(1)).coord(3)+nos(elems(i).nos(2)).coord(3))/2,
    ...
        num2str(i));
end

xlabel('X');
ylabel('Y');
zlabel('Z');

title('Elementos');

axis equal
grid on
rotate3d

figure

for i=1:length(elems)

```

```

coords=zeros(3,2);
for j=1:2
    for k=1:3
        coords(k,j)=nos(elems(i).nos(j)).coord(k);
    end
end
plot3(coords(1,:),coords(2,:),coords(3,:));
hold on
end

for i=1:length(nos)
    plot3(nos(i).coord(1),nos(i).coord(2),nos(i).coord(3),'.k');
end

for i=1:Np
    for j=[1 2 3 4 6 7 8 10 11 12 13]
        text(nos((i-1)*13+j).coord(1), ...
            nos((i-1)*13+j).coord(2), ...
            nos((i-1)*13+j).coord(3), ...
            num2str((i-1)*13+j));
    end

    text(nos((i-1)*13+5).coord(1)+0.075*Hp/2, ...
        nos((i-1)*13+5).coord(2), ...
        nos((i-1)*13+5).coord(3)+0.075*Vi, ...
        num2str((i-1)*13+5));

    text(nos((i-1)*13+9).coord(1)-0.075*Hp/2, ...
        nos((i-1)*13+9).coord(2), ...
        nos((i-1)*13+9).coord(3)+0.075*Vi, ...
        num2str((i-1)*13+9));
end

f=[0.08 0 0 0.08];

for i=1:Np-1
    for j=1:4
        text(nos(Np*13+(i-1)*8+j).coord(1), ...
            nos(Np*13+(i-1)*8+j).coord(2)-0.08*Dp, ...
            nos(Np*13+(i-1)*8+j).coord(3)+f(j)*(Vp-2*Da), ...
            num2str(Np*13+(i-1)*8+j));
    end

    for j=5:8
        text(nos(Np*13+(i-1)*8+j).coord(1), ...
            nos(Np*13+(i-1)*8+j).coord(2)+0.075*Dp, ...
            nos(Np*13+(i-1)*8+j).coord(3)-f(j-4)*(Vp-2*Da), ...
            num2str(Np*13+(i-1)*8+j));
    end
end

xlabel('X');
ylabel('Y');
zlabel('Z');

title('Nós');

axis equal

```

```

grid on
rotate3d

%% ===== ANÁLISE DO MODELO =====

[nos,elems,ligeis]=p3d(nos,elems,ligs);

%% ===== DADOS DE SAÍDA =====

% Nós
for i=1:length(nos)
    disp(['NÓ #' num2str(i)]);
    disp(['Deslocamentos X Y Z: ' mat2str((nos(i).dr(1:3)))']);
    disp(['Rotações X Y Z: ' mat2str((nos(i).dr(4:6)))']);
    disp(' ');
end

% Elementos
disp('-----');
disp(' ');
for i=1:length(elems)
    disp(['ELEMENTO #' num2str(i)]);
    disp(['Esforços: ' mat2str((elems(i).eis)')]);
    disp(' ');
end

% Ligações
disp('-----');
disp(' ');
for i=1:length(ligs)
    disp(['LIGAÇÃO #' num2str(i) ' (NÓS ' num2str(ligs(i,1)) '-'
num2str(ligs(i,2)) ')']);
    disp(['Momentos: ' mat2str(ligeis(i,:))]);
    disp(' ');
end

```