

RODRIGO FELIPE SANTOS

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE PÓRTICOS DE AÇO PREENCHIDOS  
COM PAINÉIS DE ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE  
CONCRETO SUBMETIDOS À CARREGAMENTOS CÍCLICOS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA  
MINAS GERAIS - BRASIL  
2019

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade  
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

S237a  
2019 Santos, Rodrigo Felipe, 1988-  
Avaliação numérica de pórticos de aço preenchidos com  
painéis de alvenaria estrutural de blocos de concreto submetidos  
à carregamentos cíclicos / Rodrigo Felipe Santos. – Viçosa, MG,  
2019.

xiii, 98 f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: José Carlos Lopes Ribeiro.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 93-98.

1. Pórticos estruturais. 2. Alvenaria. 3. Análise numérica.  
4. Calibração. 5. Blocos de concreto. I. Universidade Federal de  
Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.1772

**RODRIGO FELIPE SANTOS**

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE PÓRTICOS DE AÇO PREENCHIDOS  
COM PAINÉIS DE ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE  
CONCRETO SUBMETIDOS À CARREGAMENTOS CÍCLICOS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 22 de março de 2019.



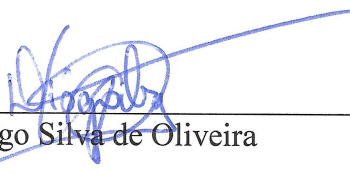
---

Roberto Márcio da Silva  
(Coorientador)



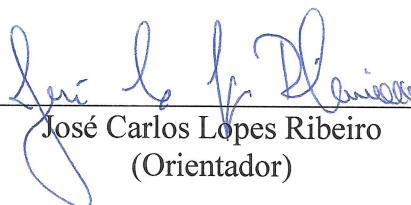
---

Leonardo Gonçalves Pedroti  
(Coorientador)



---

Diôgo Silva de Oliveira



---

José Carlos Lopes Ribeiro  
(Orientador)

“A vida é um palco de teatro que não admite ensaios. Por isso, cante, chore, ria, antes que as cortinas se fechem e o espetáculo termine sem aplausos.”  
(Charles Chaplin)

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por ter colocado em meu caminho a oportunidade do mestrado e me conferido saúde e condições para realizá-lo da melhor forma possível. Além disso, agradeço a Ele por ter posto em meu caminho tantas pessoas especiais que tornaram esta tarefa viável.

À professora Rita, que tanto me ajudou durante a graduação e foi responsável pelo caminho acadêmico que segui. Foi uma pessoa muito especial, que adorava o ensino e a pesquisa, e a qual tento seguir como exemplo.

Ao professor José Carlos, pela orientação fundamental no mestrado, pelo conhecimento compartilhado e conselhos dados.

Ao professor Roberto Márcio, que idealizou o projeto com a professora Rita e me coorientou.

Ao professor Leonardo Pedroti pela participação na etapa final do trabalho.

Aos professores Diôgo e Petruski, ao mestrando Elisson e ao doutorando Wallison, pela disponibilidade em me ajudar nos momentos em que tive dificuldade.

À Universidade Federal de Viçosa, especialmente ao Departamento de Engenharia Civil, pela infraestrutura oferecida para a realização do meu mestrado.

À CAPES, pelo auxílio financeiro.

Aos meus pais, Odair e Cleusa, que tanto batalharam para me dar uma boa educação e vibraram com todas as minhas conquistas. O apoio deles foi essencial em todo meu percurso.

Ao meu irmão Ruan, pelo companheirismo nas brincadeiras, estudos, dificuldades e alegrias, e pela influência que teve em minha vida.

À Bianca, pelo amor, carinho e apoio dedicados a mim, tornando meus dias mais leves e agradáveis.

A todos os meus amigos que, cada um à sua maneira, tiveram influência no que sou hoje e tornaram meu caminho mais divertido e prazeroso.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>vi</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>x</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....</b>	<b>xi</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>xii</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>xiii</b>
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Objetivos .....	2
1.2.1. Objetivo Geral.....	2
1.2.2. Objetivos Específicos.....	2
1.3. Justificativa .....	3
1.4. Organização do trabalho .....	3
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>4</b>
2.1. Trabalhos experimentais iniciais .....	4
2.2. Comportamento dos painéis de alvenaria para carregamentos laterais .....	6
2.3. Estudos com pórticos preenchidos no Brasil .....	9
2.4. Pesquisas no mundo sobre pórticos preenchidos .....	11
2.5. Pesquisa e resultados de De Grandi (2018) .....	17
2.5.1. Considerações iniciais.....	17
2.5.2. Características do protótipo ensaiado .....	18
2.5.3. Características da alvenaria de preenchimento .....	19
2.5.4. Sistema de aplicação de cargas .....	20
2.5.5. Resultados experimentais de De Grandi (2018).....	23
2.5.5.1. <i>Caracterização dos materiais</i> .....	23
2.5.5.2. <i>Ensaio de pequenas paredes</i> .....	24
2.5.5.3. <i>Pórtico vazio</i> .....	24
2.5.5.4. <i>Pórticos preenchidos</i> .....	25
2.6. Modelagem numérica.....	28
2.6.1. Comportamento do aço .....	28
2.6.2. Técnicas de modelagem numérica de alvenaria.....	30
2.6.3. Modelo constitutivo para o concreto: <i>Concrete Damaged Plasticity</i> .....	32
2.6.3.1. <i>Comportamento à compressão uniaxial do concreto</i> .....	32
2.6.3.2. <i>Comportamento à tração uniaxial do concreto</i> .....	34

2.6.3.3. <i>Comportamento em carregamento cíclico uniaxial</i> .....	37
2.6.3.4. <i>Critério de plastificação</i> .....	38
2.6.3.5. <i>Parâmetros utilizados no CDP</i> .....	40
2.6.3.6. <i>Efeito pinching</i> .....	42
2.6.4. <i>Ligação entre elementos</i> .....	43
<b>3. MATERIAL E MÉTODOS .....</b>	<b>45</b>
3.1. <i>Considerações iniciais</i> .....	45
3.2. <i>Construção da geometria e interfaces do modelo numérico</i> .....	46
3.2.1. <i>Pórtico vazio</i> .....	46
3.2.2. <i>Pórtico com alvenaria participante</i> .....	47
3.2.2.1. <i>Definição das interfaces entre os blocos</i> .....	49
3.2.2.2. <i>Definição das interfaces entre o pórtico e os blocos</i> .....	53
3.3. <i>Malha de elementos finitos</i> .....	54
3.4. <i>Modelos constitutivos adotados</i> .....	55
3.4.1. <i>Modelo constitutivo para o aço</i> .....	55
3.4.2. <i>Modelo constitutivo para o concreto</i> .....	56
3.4.2.1. <i>Concreto submetido à compressão</i> .....	56
3.4.2.2. <i>Concreto submetido à tração</i> .....	59
3.5. <i>Aplicação do carregamento e monitoramento dos resultados</i> .....	60
3.6. <i>Condições de contorno</i> .....	62
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>64</b>
4.1. <i>Resultados numéricos para o pórtico vazio</i> .....	64
4.2. <i>Resultados numéricos para o pórtico preenchido</i> .....	69
4.2.1. <i>Interações entre os blocos e entre a alvenaria e o pórtico de aço</i> .....	69
4.2.1.1. <i>Modelo PP-E415-050Exp</i> .....	69
4.2.1.2. <i>Modelo PP-E530-050Exp</i> .....	81
4.2.2. <i>Comparação entre os ensaios experimentais e os modelos numéricos</i> .....	85
4.2.3. <i>Efeito do atrito entre a alvenaria e o pórtico</i> .....	86
<b>5. CONCLUSÕES.....</b>	<b>89</b>
5.1. <i>Conclusões gerais</i> .....	89
5.2. <i>Sugestões para trabalhos futuros</i> .....	92
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>93</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Método da barra diagonal equivalente: (a) Sistema pórtico-parede; (b) comprimento de contato das interfaces em um pórtico solicitado por ações horizontais. ....	5
Figura 2 – Analogia de treliça em pórticos preenchidos. ....	7
Figura 3 – Esmagamento dos cantos da diagonal comprimida e compressão da diagonal. ....	8
Figura 4 – Escorregamento por cisalhamento, fissuração da diagonal comprimida e colapso do pórtico. ....	9
Figura 5 – Pórtico preenchido usado no ensaio cíclico (dimensões em mm).....	14
Figura 6 – Sequência de deslocamentos aplicados no ensaio.....	14
Figura 7 – Comparação entre os resultados experimental e numérico. ....	15
Figura 8 – Organograma dos ensaios experimentais realizados.....	17
Figura 9 – Esquema do pórtico preenchido ensaiado (dimensões em cm).....	19
Figura 10 – Construção da alvenaria participante. ....	19
Figura 11 – Tipos de argamassa utilizadas no experimento.....	20
Figura 12 – Pórtico de aço associado ao sistema de carregamento antes do preenchimento com alvenaria.....	20
Figura 13 – Histórico de carregamento dos pórticos vazios.....	21
Figura 14 – Histórico do carregamento programado para os pórticos preenchidos ensaiados.....	21
Figura 15 – Posição dos transdutores de deslocamento. ....	22
Figura 16 – Diagrama força-deslocamento dos pórticos vazios: (a) PV-1-0.14; (b) PV-2-0.3; (c) PV-3-0.3; (d) PV-4-CE-0.3; (e) PV-5-CE-0.3; (f) PV-6-CE-1.2. ....	25
Figura 17 – Diagramas força-deslocamento dos pórticos preenchidos: (a) PP-1-0.5/2.0; (b) PP-2-CE-0.5/2.0; (c) PP-3-CE-0.5/2.0. ....	26
Figura 18 – Padrão de fissuração do pórtico PP-1-0.5/2.0 após ensaio. ....	27
Figura 19 – Padrão de fissuração do pórtico PP-2-CE-0.5/2.0 após ensaio. ....	27
Figura 20 – Padrão de fissuração do pórtico PP-3-CE-0.5/2.0 após ensaio. ....	28
Figura 21 – Diagrama tensão x deformação do aço. ....	29
Figura 22 – Modelo elastoplástico com encruamento do aço. ....	29
Figura 23 – Resultados obtidos de ensaios de tração. ....	30
Figura 24 – Modelagem de alvenaria: (a) amostra real de alvenaria; (b) micromodelagem detalhada; (c) micromodelagem simplificada; (d) macromodelagem. ....	31

Figura 25 – Gráfico tensão x deformação específica do concreto sob compressão uniaxial. .	33
Figura 26 – Curva tensão-deformação proposta por Guo (2014). .....	34
Figura 27 – Gráfico tensão x deformação específica do concreto sob tração uniaxial. ....	35
Figura 28 – Curva tabular tensão x abertura de fissuras. ....	36
Figura 29 – Curva linear tensão x abertura de fissuras com base apenas na energia de fratura.....	36
Figura 30 – Ciclo de carregamento uniaxial assumindo $w_c = 1$ e $w_t = 0$ . ....	38
Figura 31 – Superfície de plastificação para um estado plano de tensões.....	39
Figura 32 – Influência do parâmetro K sobre a forma da superfície de escoamento. ....	40
Figura 33 – Função de fluxo plástico no plano $p$ e $q$ . .....	41
Figura 34 – Curva de histerese experimental. ....	42
Figura 35 – Comparação da histerese experimental com os resultados numéricos.....	43
Figura 36 – Sequência de atividades desenvolvidas durante a modelagem dos pórticos. ....	45
Figura 37 – Ligação entre os perfis de aço do pórtico utilizando os conectores <i>Join +</i> <i>Rotation</i> . ....	47
Figura 38 – Ligação semirrígida da base do pilar utilizando o conector <i>Join + Rotation</i> . ....	48
Figura 39 – Modelo inteiro do pórtico de aço vazio. ....	48
Figura 40 – Critério de atrito limitado por uma tensão de cisalhamento crítica. ....	50
Figura 41 – Típica resposta tração-separação. ....	50
Figura 42 – Evolução linear do dano.....	52
Figura 43 – Evolução exponencial do dano. ....	53
Figura 44 – Interações entre os blocos e entre a alvenaria e o pórtico. ....	54
Figura 45 – Esquema do elemento CPS4. ....	54
Figura 46 – Curva tensão x deformação do aço. ....	55
Figura 47 – Diagrama tensão x deformação do concreto. ....	57
Figura 48 – Diagrama tensão x deformação plástica do concreto sob compressão uniaxial...58	
Figura 49 – Diagrama dano x deformação plástica do concreto sob compressão uniaxial. ....58	
Figura 50 – Diagrama tensão x abertura de fissura. ....	59
Figura 51 – Diagrama dano x abertura de fissura.....	60
Figura 52 – Carregamento aplicado no modelo numérico. ....	61
Figura 53 – Acoplamento cinemático adotado para aplicação do carregamento. ....	62
Figura 54 – Posição do marcador ( <i>set</i> ) que representa o DT-1 (ponto vermelho). ....	62

Figura 55 – Diagrama força-deslocamento do PV-6-CE-1.2. ....	63
Figura 56 – Comparação entre os resultados experimental e numérico (pórtico vazio). ....	64
Figura 57 – Construção de uma envoltória para análise de curvas de histerese.....	65
Figura 58 – Confeção da envoltória para o pórtico vazio.....	66
Figura 59 – Comparação das envoltórias experimental e numérica (pórtico vazio). ....	66
Figura 60 – Fissuras no pórtico preenchido PP-3-CE-0.5/2.0.....	70
Figura 61 – Formação da biela de compressão no deslocamento para a esquerda do pórtico (fator de escala de deformação: 1x).....	71
Figura 62 – Formação da biela de compressão no deslocamento para a direita do pórtico (fator de escala de deformação: 1x).....	71
Figura 63 – Regiões tracionadas no carregamento para a esquerda (fator de escala de deformação: 1x).....	72
Figura 64 – Regiões tracionadas no carregamento para a direita (fator de escala de deformação: 1x).....	72
Figura 65 – Separação das unidades no carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 40x). ....	73
Figura 66 – Tensões de compressão durante o carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 40x). ....	73
Figura 67 – Afastamento observado nos contatos conforme a variável COPEN no carregamento de 70 kN (fator de escala de deformação: 1x). ....	74
Figura 68 – Danos observados na alvenaria durante o carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).....	74
Figura 69 – Afastamento observado nos contatos conforme a variável COPEN após o carregamento de 70 kN (fator de escala de deformação: 1x). ....	75
Figura 70 – Danos observados na alvenaria após o carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).....	75
Figura 71 – Afastamento observado nos contatos conforme a variável COPEN no primeiro carregamento de 70 kN para a esquerda (fator de escala de deformação: 1x).....	76
Figura 72 – Danos observados na alvenaria no primeiro carregamento de 70 kN para a esquerda (fator de escala de deformação: 1x).....	76
Figura 73 – Afastamento observado nos contatos conforme a variável COPEN no segundo carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).....	77
Figura 74 – Danos observados na alvenaria no segundo carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).....	77
Figura 75 – Afastamento observado nos contatos conforme a variável COPEN no segundo carregamento de 70 kN para a esquerda (fator de escala de deformação: 1x).....	78

Figura 76 – Danos observados na alvenaria no segundo carregamento de 70 kN para a esquerda (fator de escala de deformação: 1x).....	78
Figura 77 – Fissuras no pórtico ensaiado PP-1-0.5/2.0.....	79
Figura 78 – Fissuras no pórtico ensaiado PP-2-CE-0.5/2.0.....	80
Figura 79 – Envoltória carregamento x deslocamento para o modelo PP-E415-05Exp. ....	80
Figura 80 – Dano à tração no último ciclo do 11º passo de carga do modelo PP-E530-050Exp (fator de escala de deformação: 1x).....	82
Figura 81 – Abertura de contatos no último ciclo do 11º passo de carga do modelo PP-E530-050Exp (fator de escala de deformação: 1x). ....	82
Figura 82 – Comparação das envoltórias experimental e do modelo PP-E530-050Exp.....	83
Figura 83 – Danos dos materiais no carregamento de 100 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).....	83
Figura 84 – Separação das superfícies de contato no carregamento de 100 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).....	84
Figura 85 – Comparação entre os pórticos ensaiados e os modelos numéricos. ....	86
Figura 86 – Comparação das envoltórias experimental e numéricas com e sem atrito. ....	87
Figura 87 – Dano nos modelos numéricos (a) com atrito e (b) sem atrito no primeiro carregamento de 70 kN para a direita (fator escala de deformação: 1x). ....	87
Figura 88 – Separação entre os blocos nos modelos numéricos (a) com atrito e (b) sem atrito no primeiro carregamento de 70 kN para a direita (fator escala de deformação: 1x).....	88

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características geométricas do pórtico de aço ensaiado.....	18
Tabela 2 – Nomenclatura adotada para os pórticos ensaiados. ....	22
Tabela 3 – Análise dimensional dos blocos de concreto. ....	23
Tabela 4 – Resultados dos ensaios de compressão dos blocos de concreto. ....	23
Tabela 5 – Resistência média à compressão dos CPs prismáticos da argamassa. ....	24
Tabela 6 – Resistência ao cisalhamento ( $\tau_{alv}$ ) e módulo de deformação transversal (G). ....	24
Tabela 7 – Parâmetros da curva nominal tensão x deformação do aço. ....	55
Tabela 8 – Propriedades mecânicas do aço. ....	56
Tabela 9 – Parâmetros para o modelo CDP - blocos. ....	57
Tabela 10 – Parâmetros para construção da curva de compressão do bloco. ....	57
Tabela 11 – Parâmetros para construção da curva tensão-abertura de fissura. ....	59
Tabela 12 – Resultados obtidos numericamente e desvios em cada passo de carga (pórtico vazio). ....	67
Tabela 13 – Desvios observados nos ramos comprimido e tracionado do modelo PP-E415-050Exp. ....	81
Tabela 14 – Desvios observados nos ramos comprimido e tracionado do modelo PP-E530-050Exp. ....	84

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CDP	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
CSA	<i>Canadian Standards Association</i>
DT	Transdutor de Deslocamento
ELS	Estado Limite de Serviço
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
FIB	Federação Internacional do Betão
LAEES	Laboratório de Análise Experimental de Estruturas
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
NZS	<i>New Zealand Standards</i>
TMS	<i>The Masonry Society</i>
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais

## RESUMO

SANTOS, Rodrigo Felipe, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, março de 2019. **Avaliação numérica de pórticos de aço preenchidos com painéis de alvenaria estrutural de blocos de concreto submetidos à carregamentos cíclicos.** Orientador: José Carlos Lopes Ribeiro. Coorientadores: Roberto Márcio da Silva e Leonardo Gonçalves Pedroti.

A contribuição da alvenaria participante no aumento da rigidez de pórticos tem sido verificada desde a década de 1960. Muitos estudos experimentais, analíticos e numéricos, já foram desenvolvidos, mas ainda é um sistema construtivo pouco utilizado. Usualmente a interação entre pórtico e painel é desconsiderada e a parede atua apenas como vedação. Uma explicação para esse fato é a complexidade do comportamento dos pórticos preenchidos e a abordagem modesta em normas técnicas no mundo. O presente trabalho consistiu na construção de modelos numéricos que representassem pórticos vazios e preenchidos por alvenaria estrutural não armada submetidos a carregamentos cíclicos. O objetivo foi calibrar tais modelos baseando-se em ensaios experimentais, de modo a obter as envoltórias de força-deslocamento concordantes e identificar os modos de colapso que ocorrem na alvenaria. Primeiramente, modelou-se um pórtico de aço vazio no *software* Abaqus, sendo definidas as rigidezes das ligações entre os perfis de aço e entre o pórtico e sua base. Em seguida, a alvenaria foi modelada empregando-se a estratégia de micromodelagem simplificada. As argamassas foram reduzidas a interfaces de espessura nula e a elas foram atribuídas propriedades que simulassem o seu comportamento. Foi constatado que a energia de fratura adotada para as juntas de assentamento tem grande impacto no comportamento da estrutura, tanto no seu deslocamento frente ao carregamento quanto nos mecanismos de colapso do painel. O coeficiente de atrito entre os blocos e a superfície metálica do pórtico também influencia essas características. O efeito *pinching*, comum em estruturas de concreto submetidas a carregamentos cíclicos, não foi reproduzido pelo modelo. Porém, a adoção de envoltórias de carregamento-deslocamento foram suficientes para a calibração. Em concordância com os demais trabalhos na área, foi constatado que a alvenaria participante confere grandes ganhos aos pórticos em termos de deslocamento e rigidez, sendo um potencial contraventamento em estruturas metálicas.

## ABSTRACT

SANTOS, Rodrigo Felipe, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, March, 2019. **Numerical evaluation of steel frames infilled with structural masonry of concrete blocks subject to cyclic loading.** Adviser: José Carlos Lopes Ribeiro. Co-advisers: Roberto Márcio da Silva and Leonardo Gonçalves Pedroti.

The contribution of masonry to the stiffness of frames has been observed since the 1960s. Although many experimental, analytical and numerical studies have already been developed, this building system is still barely applied. Usually, the interaction between frame and masonry is not considered, and the masonry is used only as cladding for the building exterior or as partition to separate spaces inside the building. An explanation to this is the complexity of infilled frames behavior and the low occurrence of this topic in technical standards around the world. The present study consisted in the development of numerical models to represent bare steel frames and structural masonry-infilled steel frames under cyclic loading. The aim was to calibrate such models according to experimental results, obtain force-displacements envelopes and identify the masonry collapse modes. Firstly, it was created a bare steel frame model using the software Abaqus and the stiffness of the connections between beams and columns was defined. The same thing was made between columns and foundation. Then, it was made a masonry model using the simplified micromodeling approach. The mortar was represented by an interface with zero thickness and properties that simulated its behavior were defined. It was verified that the adopted fracture energy to the mortar joints had a critical role on the structure behavior in terms of frame's displacement and masonry's collapse. The friction coefficient between the masonry and the steel frame also has influence in the analysis results. The pinching effect, a common phenomenon in concrete structures under cyclic loading, was not reproduced by the models. However, the use of load-displacements envelopes was enough to adequately calibrate the models. In accordance with other studies, it was demonstrated that masonry panels provide wide improvements to the frames behavior in terms of displacement and stiffness. Therefore, masonry of concrete blocks are a potential bracing system to resist horizontal forces in steel buildings.

**1.1. Generalidades**

A alvenaria tem sido empregada pela humanidade desde a antiguidade, sendo relatadas edificações com mais de 10 mil anos. Com o passar do tempo, a forma de construção e os materiais utilizados se modificaram bastante (PARSEKIAN *et al.*, 2014).

Atualmente, o processo construtivo possui alto grau de racionalização, sendo as alvenarias empregadas como componente estrutural da edificação ou como vedação de ambientes. No primeiro caso, os blocos possuem maiores resistências e as paredes têm papel primordial no sistema estrutural. Já no segundo caso, a aplicação da alvenaria se dá frequentemente na forma de painéis preenchendo pórticos de aço ou concreto armado. Por não serem contabilizadas na resistência às ações solicitantes, acaba-se por gerar projetos menos econômicos (ALVARENGA, 2002; PARSEKIAN *et al.*, 2014).

Quando os painéis são construídos de tal forma que interajam com os pórticos, há um ganho no comportamento desse sistema, e essa configuração é conhecida como pórtico preenchido (*infilled frame*). Tais ganhos correspondem ao aumento da rigidez dos pórticos e redução dos deslocamentos diante das ações laterais, como ventos e sismos. No caso de pórticos de aço, a alvenaria poderia substituir os contraventamentos usuais, diminuindo o consumo de aço e evitando recortes dos blocos dispostos no mesmo plano dos perfis. Porém, variáveis como os materiais constituintes dos painéis, suas propriedades, o carregamento aplicado e os detalhes construtivos tornam o comportamento do sistema complexo. Outras dificuldades são a carência de formulações práticas para o cálculo e a falta de normas técnicas que abordem o tema de forma ampla e completa, o que torna o emprego dos pórticos preenchidos limitado e pouco difundido (ALVARENGA, 2002; ASTERIS *et al.*, 2011).

Assim, pesquisas sobre o tema ainda são importantes para contornar os problemas apontados e popularizar a utilização dos pórticos preenchidos por projetistas e construtores. Nesse contexto, estudos experimentais e numéricos são interessantes por permitirem um melhor entendimento do sistema. Através de dados obtidos em ensaios experimentais, pode-se modelar

e simular numericamente a estrutura, obtendo-se informações sobre o comportamento de cada componente da mesma, os esforços gerados e os modos de colapso. Vários parâmetros podem ser estudados e, ao final, são obtidos modelos e formulações que elucidam o funcionamento do sistema. Outra vantagem da modelagem numérica é a redução da quantidade de ensaios experimentais a serem realizados, os quais são onerosos e muitas vezes podem ser fatores limitantes para as pesquisas.

Este trabalho teve a intenção de contribuir para o entendimento do comportamento dos pórticos preenchidos com alvenaria sujeitos a carregamentos cíclicos, de forma a ampliar o conhecimento e popularização desse sistema, sobretudo no Brasil onde ainda há poucos estudos na área. Baseando-se em resultados experimentais obtidos por De Grandi (2018) no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES/UFMG), foi feita a modelagem e a simulação numérica via Método dos Elementos Finitos (MEF) dos pórticos ensaiados.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo Geral**

Esta pesquisa teve por objetivo a avaliação numérica do comportamento e da influência dos painéis de alvenaria estrutural em pórticos de aço preenchidos quando submetidos a carregamentos cíclicos.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos consistiram em:

- desenvolver e validar, com base em resultados experimentais, um modelo de pórtico preenchido por alvenaria estrutural submetido a carregamentos cíclicos, pelo MEF, utilizando o *software* comercial Abaqus;
- propor um modelo numérico representativo para os pórticos preenchidos ensaiados experimentalmente por De Grandi (2018), juntamente com o conjunto de parâmetros calibrados;
- avaliar a distribuição de esforços e identificar os modos de colapso da alvenaria.

### **1.3. Justificativa**

Embora painéis de alvenaria participante colaborem para o aumento da rigidez e redução do deslocamento horizontal de pórticos, sua aplicação ainda é incipiente. Estudos são necessários para uma melhor compreensão do comportamento desse sistema, além da obtenção de modelos que tornem sua aplicação mais prática e imediata.

Em se tratando de pórticos de aço, cujas ligações entre os perfis geralmente não são rígidas, há a necessidade de contraventamento vertical. Porém, esses elementos têm restrições quanto ao seu posicionamento na edificação, não sendo indicados em painéis com aberturas, além de gerar lentidão na execução de paredes em seu plano por demandar o corte de blocos. Assim, o contraventamento de pórticos de aço pela própria alvenaria se torna interessante, eliminando os problemas descritos e contando com os benefícios citados no parágrafo anterior. Adicionalmente, como as paredes estariam presentes independentemente de terem função estrutural ou não, ao substituírem os elementos de contraventamento acarretam uma redução de custos na obra.

Além disso, destaca-se também que a consideração de carregamentos cíclicos em pórticos preenchidos fornece embasamento para estudos dinâmicos que poderão ser desenvolvidos em trabalhos futuros.

Apesar de todas as vantagens apresentadas, ainda há uma carência de estudos nessa área, sobretudo no Brasil. Esse motivo demonstra a importância do presente trabalho, o qual consiste no desenvolvimento de modelos numéricos que representem o comportamento dos painéis de alvenaria sob carregamentos horizontais cíclicos por meio do Método dos Elementos Finitos.

### **1.4. Organização do trabalho**

A presente dissertação consiste em cinco capítulos, incluindo este capítulo introdutório:

- No capítulo 2 apresenta-se a revisão bibliográfica, onde são levantadas informações e pesquisas relacionadas com o tema desta dissertação.
- No capítulo 3 trata-se da metodologia empregada no desenvolvimento e calibração dos modelos numéricos propostos.
- No capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados obtidos com os modelos.
- No último capítulo, aborda-se as conclusões do trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

---

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O emprego da alvenaria em construções acompanha a civilização, com registro de obras com considerável sofisticação há 10 mil anos atrás. Ao longo do tempo, os materiais utilizados evoluíram, novas soluções técnicas surgiram e o empirismo deu lugar ao cálculo racional, permitindo a economia de tempo e custos (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014).

Porém, até a década de 1930 ainda não se dava importância para o papel da alvenaria no preenchimento de pórticos perante ações laterais, fato que mudou com um evento ocorrido após a conclusão do edifício Empire State, em Nova York. Como relatado por Rathbun (1938), em uma tempestade com rajadas de ventos superiores a 145 km/h, observou-se rachaduras diagonais em alguns painéis de alvenaria nos 29º e 41º andares, assim como o desprendimento entre as paredes e os pórticos. No entanto, os extensômetros instalados nos pilares de aço não registraram qualquer deformação anterior ao surgimento das fissuras nos painéis, mesmo com a enorme intensidade do vento. O autor atribuiu tal fato à alta rigidez dos painéis, que enquanto estavam intactos preveniram a distorção dos pórticos. E mesmo com a formação de fissuras e decréscimo da sua rigidez, os painéis continuaram colaborando com o pórtico na resistência ao carregamento lateral promovido pelo vento.

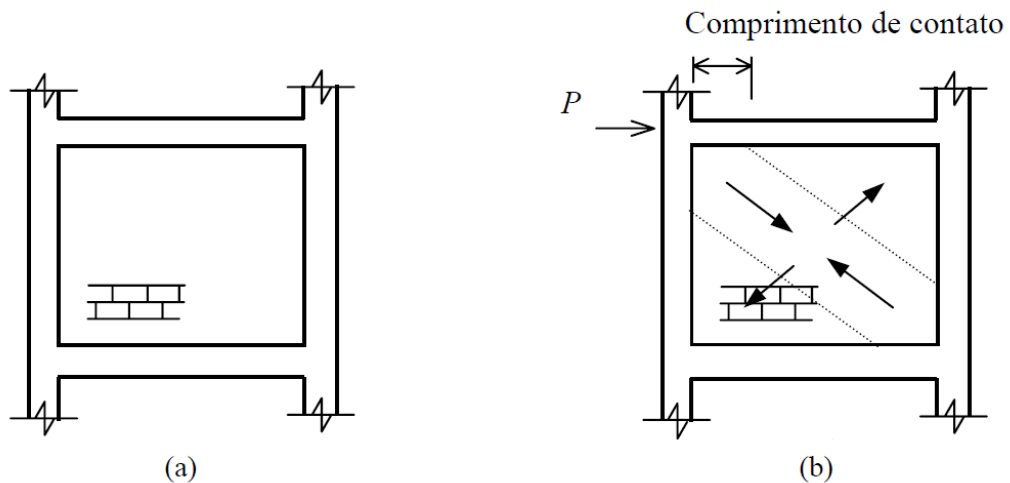
Esse acontecimento serviu de estímulo a muitos trabalhos que visavam entender melhor o ocorrido e as vantagens que os pórticos preenchidos apresentavam.

### **2.1. Trabalhos experimentais iniciais**

Polyakov (1956) conduziu uma bateria de ensaios entre 1948 e 1953 com corpos de prova reduzidos de pórticos preenchidos, avaliando as tensões de tração e cisalhantes desenvolvidas. Complementando a pesquisa, ele realizou outros 65 ensaios em maior escala, investigando os parâmetros: efeito do tipo de bloco, traços de argamassa, métodos de aplicação de carregamento (monotônico ou cíclico) e presença ou não de aberturas no painel. Ainda na mesma linha, Polyakov (1960) trabalhou com modelos de pórticos de aço preenchidos que

apresentavam três ramos e três pavimentos, possuindo cada painel as dimensões de 1200 mm × 1200 mm, a partir dos quais propôs uma técnica analítica em que o sistema de pórtico preenchido era equivalente a um pórtico com a alvenaria sendo substituída por uma diagonal equivalente comprimida. Posteriormente, essa técnica foi refinada por sucessivos trabalhos de Stafford-Smith (1962, 1966, 1967a, 1967b) e Stafford-Smith e Carter (1969), sendo as propriedades da barra diagonal equivalente dependentes do comprimento de contato entre a alvenaria e o pórtico, como apresentado na Figura 1. Das técnicas analíticas já propostas, essa é a mais simples e mais estudada (ALVARENGA, 2002).

Figura 1 – Método da barra diagonal equivalente: (a) Sistema pórtico-parede; (b) comprimento de contato das interfaces em um pórtico solicitado por ações horizontais.



Fonte: Alvarenga (2002).

Polyakov (1960) também descreveu três estágios no comportamento da estrutura durante o carregamento. No primeiro, o pórtico e o painel de alvenaria se comportam como uma estrutura monolítica. O próximo estágio se inicia quando se observa a separação desses dois componentes em sua interface, ficando unidos apenas nos dois cantos diagonalmente opostos onde o pórtico comprime a parede. Nessa fase há um encurtamento dessa diagonal de compressão e alongamento da diagonal de tração. O terceiro estágio começa quando ocorrem fissuras na alvenaria ao longo de sua diagonal comprimida, usualmente escalonadas nas juntas verticais e horizontais. Porém, mesmo com danos na alvenaria ainda se observa certa resistência do pórtico preenchido ao carregamento. Mantendo-se a solicitação, as fissuras na diagonal da parede continuam a aumentar e surgem novas fissuras, até que o sistema não mais suporta acréscimos de carga.

Contemporaneamente aos trabalhos de Polyakov (1956, 1960), Thomas (1953) e Wood (1958) demonstraram, através de ensaios experimentais, que até mesmo painéis relativamente fracos eram capazes de incrementar a resistência e rigidez de pórticos flexíveis. Whitney *et al.* (1955) ensaiaram modelos de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria ou concreto, de um ramo e um pavimento, sujeitos a carregamentos horizontais cíclicos para simular explosões atômicas. Usando a Teoria de Vigas, eles estimaram a resistência do sistema. Por outro lado, Benjamin e Williams (1958) propuseram adotar uma abordagem simples da resistência dos materiais, baseada apenas na contribuição do painel de preenchimento para estimar a rigidez e resistência dos pórticos preenchidos.

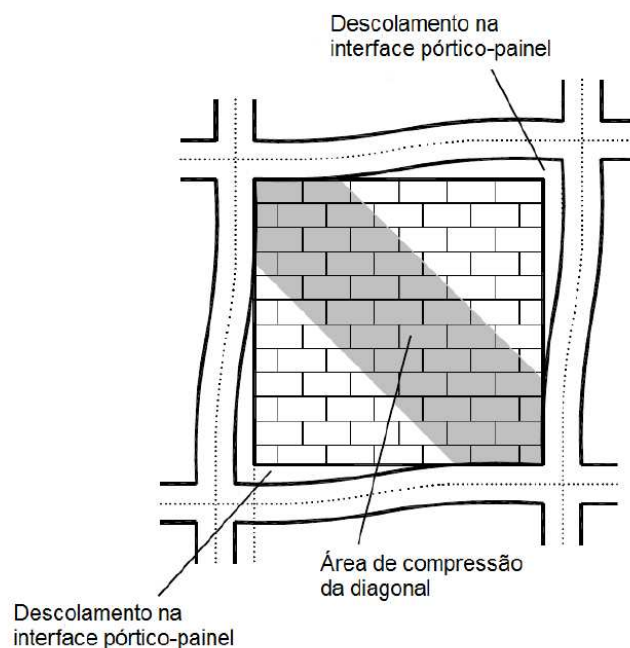
Vale ressaltar que todos esses trabalhos demonstraram que o preenchimento de pórticos por painéis de alvenaria ou concreto promovem um aumento de rigidez do sistema.

## **2.2. Comportamento dos painéis de alvenaria para carregamentos laterais**

Os pórticos preenchidos apresentam uma sequência de danos que evoluem com o aumento do carregamento, acabando por culminar na ruína da alvenaria participante, do pórtico ou de ambos. Asteris *et al.* (2011) apontam que, quando os pórticos preenchidos são submetidos a carregamentos laterais moderados, ocorre um desprendimento do painel em relação ao pórtico devido à diferença de deformação entre um e outro, permanecendo unidos apenas em uma porção sob compressão em dois cantos diagonalmente opostos da estrutura. Nesse caso, o painel passa a atuar como uma diagonal de treliça comprimida, como indicado na Figura 2. O estado de tensão do painel é então caracterizado por uma tensão de compressão ao longo dessa diagonal e por uma tensão de tração perpendicular à diagonal.

Com o aumento da solicitação, a ruína pode ocorrer tanto no pórtico quanto no painel conforme a resistência de cada um. Quando o painel é suficientemente rígido, a falha se dá por tensão normal ou cisalhante na coluna do pórtico onde a ação atua, ou por cisalhamento da viga. Por outro lado, caso o pórtico tenha resistência suficiente, a falha ocorrerá no painel.

Figura 2 – Analogia de treliça em pórticos preenchidos.



Fonte: Adaptado de ASTERIS *et al.* (2011).

Assim, tendo por base trabalhos experimentais e analíticos, como os de Mainstone<sup>1</sup> (1962), Liauw e Kwan<sup>2</sup> (1983), Mehrabi e Shing<sup>3</sup> (1997) e Al-Chaar *et al.*<sup>4</sup> (2002), Asteris *et al.* (2011) apontam cinco possíveis modos de colapso, sendo esses:

- **Modo de esmagamento dos cantos comprimidos:** pelo menos um dos cantos da diagonal comprimida é esmagado (Figura 3), estando esse modo frequentemente associado a painéis de alvenaria pouco resistentes e pórticos formados por elementos resistentes com fracas ligações entre si.
- **Modo de compressão da diagonal:** nesse caso, o esmagamento se dá na região central da diagonal comprimida (Figura 3), estando associado a um painel esbelto e com a falha ocorrendo fora do plano.

<sup>1</sup> MAINSTONE, R. J. Discussion on steel frames with brickwork and concrete infilling. Proceedings of the Institution of Civil Engineers (London), 23, 94-99, 1962.

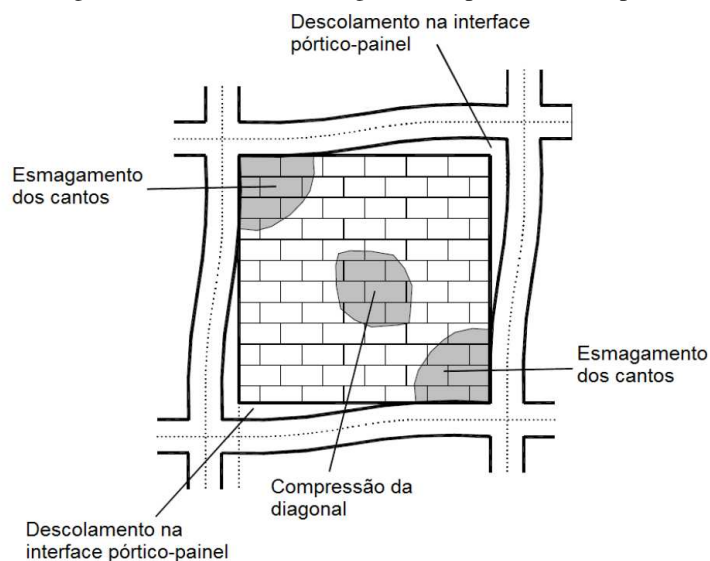
<sup>2</sup> LIAUW, T. C.; KWAN, K. H. Plastic theory of nonintegral infilled frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers (London), Part 2, 75, pp. 379-396, 1983.

<sup>3</sup> MEHRABI, A. B.; SHING, P. B. Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. J. Struct. Engrg., ASCE, 123(5), 604-613, 1997.

<sup>4</sup> AL-CHAAR, G.; ISSA, M.; SWEENEY, S. Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames. J. Struct. Engrg. ASCE, 128 (8), pp. 1055-1063, 2002.

- **Modo de escorregamento por cisalhamento:** ocorre um escorregamento horizontal entre regiões do painel devido à falha das juntas de argamassa por cisalhamento (Figura 4). É comum quando o pórtico é rígido e as juntas de argamassa pouco resistentes.
- **Modo de fissuração da diagonal comprimida:** é uma forma de colapso por tração normal à diagonal comprimida do painel de preenchimento, estando geralmente associado ao modo de escorregamento por cisalhamento (Figura 4). Esse tipo de ruína ocorre quando o pórtico é pouco resistente ou possui ligações fracas entre seus elementos, e o painel de alvenaria é rígido.
- **Modo de colapso do pórtico:** tem-se formação de rótulas plásticas nos elementos do pórtico, sejam nas colunas ou nas ligações entre as colunas e a viga (Figura 4). Ocorre em situações similares ao do modo de fissuração da diagonal comprimida.

Figura 3 – Esmagamento dos cantos da diagonal comprimida e compressão da diagonal.

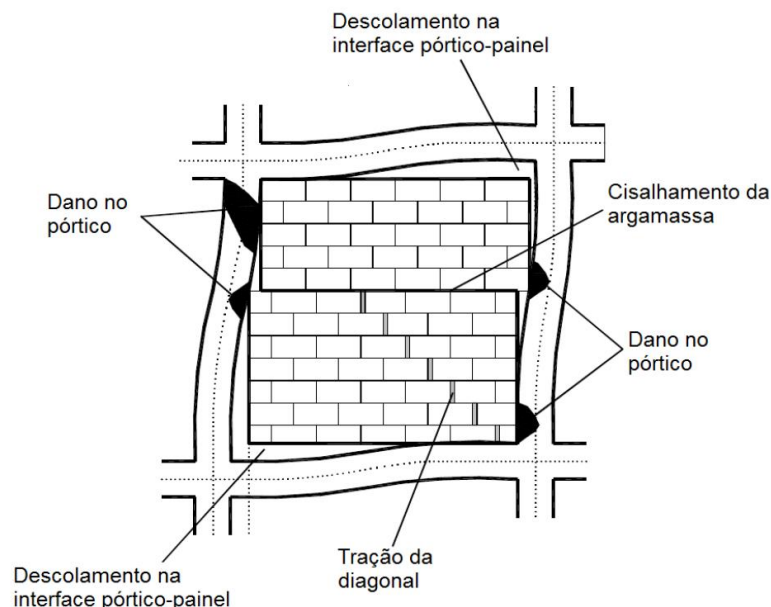


Fonte: Adaptado de ASTERIS *et al.* (2011).

Vale ressaltar, no entanto, que a modelagem do comportamento de pórticos preenchidos submetidos a carregamentos laterais é uma tarefa complexa, pois a resposta observada é altamente não linear devido à interação entre a alvenaria e o pórtico. Nessa interação estão envolvidos diversos parâmetros, entre eles: tipos de blocos (cerâmicos, sílico-calcáreos, de concreto), características mecânicas da argamassa, geometria dos blocos (furados ou maciços), qualidade da mão de obra e rigidez relativa entre o painel e o pórtico. Assim, mesmo após seis décadas de pesquisas e estudos, esse tipo de sistema ainda não tem seu uso disseminado, havendo poucas normas e prescrições que discorrem sobre o uso de alvenaria participante, como

a norma canadense CSA S304-14, a neozelandesa NZS 4230-04, a americana TMS 402/602-16 e as prescrições italianas DM 16/01/96 e CIRC. 10/04/97 N. 65. A norma brasileira de alvenaria estrutural está atualmente em revisão e passará também a incluir esse assunto.

Figura 4 – Escorregamento por cisalhamento, fissuração da diagonal comprimida e colapso do pórtico.



Fonte: Adaptado de ASTERIS *et al.* (2011).

No entanto, é inquestionável o papel dos painéis na performance das construções, aumentando a sua rigidez e resistência aos movimentos laterais, inclusive sob sismos (ASTERIS *et al.*, 2011; ELADLY, 2017; NICOLA *et al.*, 2015; RADIC'; MARKULAK; SIGMUND, 2016).

### 2.3. Estudos com pórticos preenchidos no Brasil

No Brasil, Braguim (1989) conduziu um trabalho experimental onde foram ensaiados 12 pórticos de aço preenchidos por blocos de concreto, sendo que a metade deles apresentava ligações viga-pilar articuladas e a outra metade ligações semirrígidas. A partir da análise dos dados verificou-se a influência das ligações entre os perfis de aço no comportamento de pórticos preenchidos.

Continuando o trabalho anterior, Braguim (1993) utilizou o método da diagonal equivalente para estudar a influência das ligações dos perfis de aço. Foram considerados

pórticos de quatro pavimentos e chegou-se à conclusão de que a introdução de diagonais confere um enrijecimento significativo na estrutura, independente da ligação viga-pilar.

Fonseca (1999) ensaiou um protótipo de pórtico de aço preenchido com alvenaria, em escala real, de um ramo e um pavimento, submetido a ações horizontais. Em seguida, promoveu uma macromodelagem do sistema, usando um modelo constitutivo que simulava o comportamento não linear da alvenaria. Com o estudo, a autora concluiu que o painel tem grande influência no incremento de rigidez do pórtico preenchido.

Alvarenga (2002) deu continuidade ao trabalho de Fonseca (1999), ensaiando uma série de protótipos de aço em escala real preenchidos com alvenaria de blocos de concreto celular autoclavado. Foi realizada tanto uma análise pelo método da diagonal equivalente quanto a macromodelagem numérica pelo Método dos Elementos Finitos. Foram estudados diferentes parâmetros como o tipo de argamassa de assentamento, a relação altura-comprimento do pórtico, o tipo de ligação entre o pórtico e o painel, e a presença de aberturas na alvenaria. Nesse estudo foi proposto a obtenção da carga de colapso dos painéis de alvenaria através do modelo de bielas e tirantes. Além disso, verificou-se que o emprego de argamassa colante nas juntas verticais e horizontais aumenta a resistência da alvenaria. Já a aplicação de ferros-cabelo na interface pórtico-alvenaria tem pouca influência na rigidez do sistema. Quanto à presença de aberturas, observou-se que elas reduzem a rigidez dos painéis.

Silva (2011) avaliou o comportamento estrutural de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de blocos de concreto celular autoclavado através do método de bielas e tirantes apresentado por Alvarenga (2002). Para tal, ele estudou três pórticos de aço contraventados com barras de aço, descritos por Pires Filho (2011), com dois, quatro e oito pavimentos. Em seguida, trabalhou com um edifício de múltiplos andares cujo número de pavimentos variou em quatro, seis e oito pavimentos. Esses seis casos foram estudados considerando ora contraventamentos de aço, ora preenchidos por alvenaria. A conclusão foi que as barras de aço podem ser substituídas pela alvenaria na função de contraventamento até determinado número de pavimentos, sendo esse número dependente da rigidez dos pórticos e dos painéis de alvenaria, e da intensidade das ações aplicadas.

Silva (2014) analisou pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria submetidos a ações horizontais no Estado Limite de Serviço (ELS), utilizando modelagem em elementos finitos e o modelo de diagonal equivalente. No total foram analisados 48 modelos, variando os vãos, a rigidez dos pilares, as propriedades da alvenaria, a presença ou não de aberturas, e as disposições e dimensões das aberturas quando presentes. Foi constatado que

embora o método da diagonal equivalente seja mais prático, há grande divergência entre as diferentes expressões existentes na literatura. Já a modelagem por elementos finitos, embora mais real, é bem mais complexa. De toda forma, como nos demais trabalhos, foi demonstrada a influência da alvenaria no incremento de rigidez da estrutura.

Medeiros (2018) efetuou a modelagem numérica de pórticos de concreto preenchido com painéis de alvenaria, visando entender a contribuição desse sistema frente a carregamentos horizontais monotônicos. Foi feita uma análise tridimensional no programa Abaqus, calibrando-se inicialmente os modelos com resultados experimentais presentes na literatura. Como foram obtidos resultados bem próximos aos experimentais, o modelo foi usado no estudo do comportamento de quadros de concreto pré-fabricado com e sem preenchimento de alvenaria participante. Foram considerados modelos de um quadro com um, cinco e dez andares, duas resistências de alvenaria e preenchimento ou não com argamassa entre a parede e a viga superior do pórtico. Com a calibração de uma largura para a diagonal equivalente, modelou-se um prédio de concreto pré-fabricado de 10 andares. Como conclusão do seu trabalho, Medeiros (2018) mostra que a falta de encunhamento diminui significativamente a formação de uma diagonal comprimida na alvenaria participante, que as normas técnicas são bastante conservadoras quando comparadas à modelagem em elementos finitos, e que é possível contraventar a estrutura em pórticos de concreto pré-fabricados com alvenaria, sem necessidade de ligações rígidas entre os pilares e vigas.

Percebe-se que a pesquisa no Brasil ainda é discreta no que diz respeito a pórticos preenchidos, além de ser carente quando se trata de carregamentos cíclicos. Também não foram encontradas, durante o levantamento bibliográfico, pesquisas envolvendo a micromodelagem de alvenarias participantes em pórticos de aço.

#### **2.4. Pesquisas no mundo sobre pórticos preenchidos**

Sucedendo os trabalhos iniciais citados no item 2.1, outros pesquisadores continuaram os estudos sobre o comportamento de pórticos preenchidos sob carregamento até a ruptura.

Dawe, Schriver e Sofocleous (1989) ensaiaram experimentalmente dez pórticos de aço preenchidos por painéis de alvenaria, com um terço de escala e submetidos a deslocamentos senoidais. Perceberam que os painéis aumentavam acentuadamente a resistência e rigidez dinâmica do sistema, sendo que paredes mais resistentes e ligações rígidas entre os perfis contribuíam bastante nesse comportamento. Em outra parte do trabalho, tais ensaios foram

comparados com três modelos analíticos simples. Desses, apenas um se mostrou insatisfatório em prever o comportamento dos pórticos sob carregamento dinâmico.

Schneider *et al.* (1998) conduziram um programa experimental para investigar o comportamento frente a sismos de pórticos de aço preenchidos por painéis de blocos cerâmicos não reforçados e com grandes aberturas. Foram ensaiados cinco pórticos preenchidos com variação do comprimento da parede entre a coluna metálica e a abertura, e o número de blocos ao longo da espessura do painel. Os autores não observaram um padrão na variação da resistência última em função dos parâmetros analisados. Além disso, a deterioração da rigidez do painel também pareceu ser independente dos parâmetros. Por fim, painéis com menores comprimentos entre a coluna e a abertura, e maiores quantidades de blocos ao longo da espessura do painel conferiram maior ductilidade ao sistema.

Dawe, Seah e Liu (2001) desenvolveram um modelo completo de resposta carregamento-deformação, baseado no Método dos Elementos Finitos, para um pórtico preenchido simples (com um ramo e um pavimento). Posteriormente, Dawe, Liu e Seah (2001) utilizaram o modelo desenvolvido para analisar oito parâmetros aplicáveis aos blocos de concreto usados no preenchimento de pórticos de aço. Entre algumas das conclusões, pode-se citar que a resistência do sistema é aumentada quando as juntas de argamassa são mais resistentes, que carregamentos verticais são benéficos à estrutura até certa intensidade e que o ganho de resistência do pórtico preenchido não é proporcional à rigidez do painel.

Doudoumis (2007) fez a macromodelagem de um pórtico preenchido simples sob carregamento monotônico e considerando comportamento linear dos materiais. Foram analisados diversos parâmetros, entre eles: razão comprimento/altura do painel, razão entre os momentos de inércia das colunas e viga, condições de interface painel-pórtico, densidade da malha e ortotropia do material. Do estudo, percebeu-se que todos os parâmetros testados afetam o comportamento dos pórticos preenchidos, exceto a ortotropia do material. Além disso, Doudoumis (2007) destaca a importância do entendimento de pórticos preenchidos simples para a compreensão de sistemas constituídos de vários ramos e pavimentos.

Kakaletsis e Karayannis (2008) ensaiaram sete pórticos simples de concreto armado preenchidos com painéis de alvenaria, na escala de um terço, sendo submetidos a um carregamento cíclico horizontal. Os resultados experimentais mostraram que a alvenaria de preenchimento, mesmo com aberturas, pode aumentar significativamente a performance de pórticos de concreto armado quanto à rigidez e capacidade de dissipação de energia. Além disso, painéis de maior resistência conferem maiores ganhos na rigidez da estrutura.

Kose (2009) estudou a influência de diferentes parâmetros no período fundamental de vibração de edifícios de concreto armado, considerando a contribuição das paredes. Foram desenvolvidos modelos tridimensionais de 189 edifícios, os quais foram analisados usando o Método dos Elementos Finitos. Concluiu-se que a interação das paredes com os pórticos de concreto armado promove a redução de 5% a 10% do período fundamental da estrutura em comparação a edifícios sem essa interação.

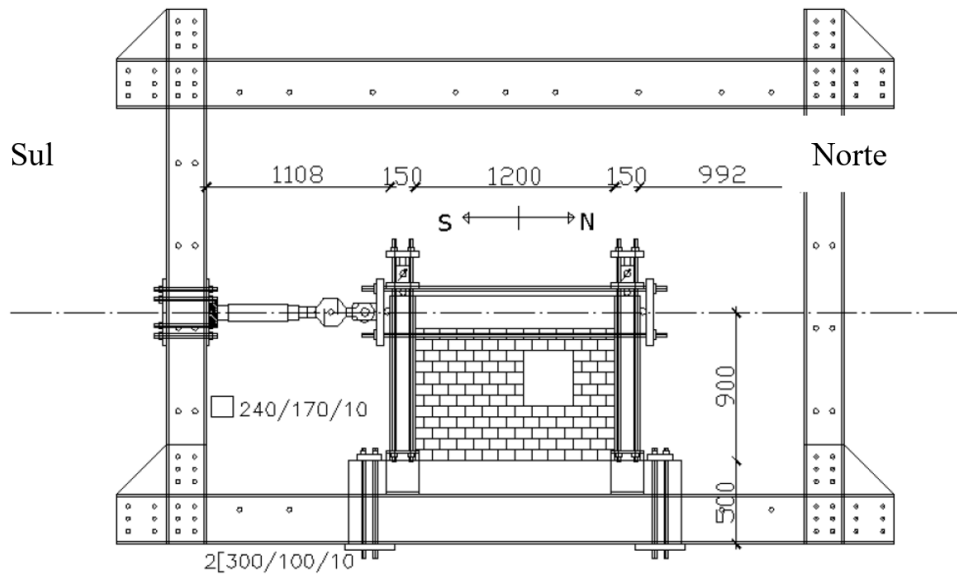
Tasnimi e Mohebkhah (2011) desenvolveram um programa experimental com pórticos de aço preenchidos por painéis de blocos cerâmicos com aberturas, de um pavimento e um vão. Esses pórticos foram sujeitos a um carregamento cíclico no plano da estrutura, aplicado em sua base. Os autores também elaboraram modelos numéricos para esse estudo. Assim como apontado por Kakaletsis e Karayannis (2008), observaram um incremento na rigidez do sistema e uma maior dissipação de energia ao se considerar os painéis. Perceberam também que nem sempre os pórticos preenchidos com aberturas são mais dúcteis que aqueles sem aberturas, sendo tal parâmetro dependente do modo de falha do painel.

Asteris *et al.* (2011) estabeleceram um esquema de classificação dos modos de colapso de pórticos preenchidos sem e com aberturas. Para o primeiro caso, a classificação foi definida de acordo com o que já havia sido proposto na literatura por outros autores, sendo apontados cinco modos de colapso como descrito no item 2.2. E para o segundo caso, Asteris *et al.* (2011) conduziram ensaios experimentais com pórticos de concreto armado preenchidos com blocos cerâmicos de um vão e um pavimento, com um terço de escala, sob carregamentos laterais cíclicos (Figura 5). A cada ciclo de carregamento, os deslocamentos aplicados eram aumentados gradualmente, como mostrado na Figura 6. Foram investigados o formato da abertura, seu tamanho e sua localização no painel. A conclusão foi que o mecanismo de falha se dá por formação de rótulas plásticas nas colunas, esmagamento interno de segmentos da alvenaria e deslizamento por cisalhamento de zonas do painel. Além disso, a presença de aberturas inviabiliza a consideração de diagonais equivalentes como feito para pórticos preenchidos sem aberturas.

Chrysostomou e Asteris (2012) realizaram uma pesquisa geral sobre o conhecimento da época em relação ao comportamento de pórticos preenchidos e os parâmetros influenciadores. Eles compararam vários modelos analíticos propostos na literatura que determinavam as propriedades do sistema e seus modos de colapso, embasando-se em resultados experimentais quando disponíveis. Uma das suas conclusões reforçou que o método da diagonal pode ser usado de forma bem eficiente para pórticos preenchidos sem aberturas. Porém, caso essas

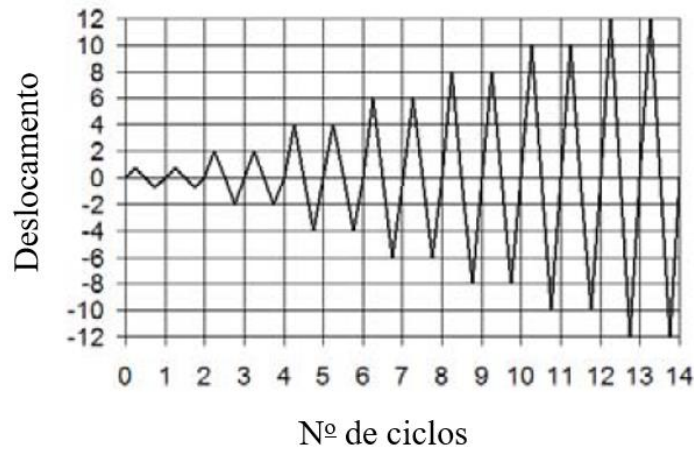
existam, os autores não encontraram métodos simples para a determinação do comportamento do sistema. Assim, sugeriram que cada caso deve ser analisado conforme suas particularidades, sendo o auxílio da modelagem por elementos finitos de grande valia.

Figura 5 – Pórtico preenchido usado no ensaio cíclico (dimensões em mm).



Fonte: Adaptado de ASTERIS *et al.* (2011)

Figura 6 – Sequência de deslocamentos aplicados no ensaio.

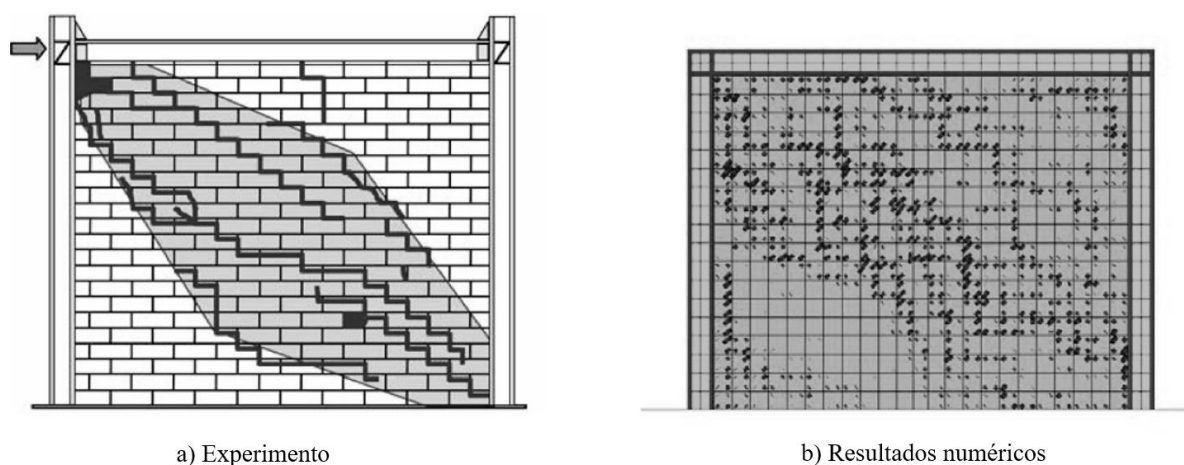


Fonte: Adaptado de ASTERIS *et al.* (2011)

Radnić *et al.* (2013) empreenderam uma análise numérica estática e dinâmica de pórticos de aço preenchidos de alvenaria carregados em seu plano. O modelo obtido foi verificado com base em dois ensaios experimentais promovidos por Tasnimi e Mohebkhah (2011) e Dawe, Schriver e Sofocleous (1989): um com o pórtico preenchido submetido a um carregamento cíclico estático e outro submetido a um carregamento dinâmico em sua base. No

primeiro ensaio, o topo do pórtico foi sujeito a ciclos de deslocamentos horizontais, semelhante ao apresentado na Figura 6. Isso foi feito tanto para o pórtico sem preenchimento quanto para o preenchido. Na Figura 7 mostra-se a comparação entre os resultados experimental e teórico, percebendo-se a concordância entre os dois. A mesma concordância ocorreu quando se comparou a modelagem numérica com o segundo ensaio experimental, onde a base do pórtico era excitada com um carregamento harmônico uniforme.

Figura 7 – Comparação entre os resultados experimental e numérico.



Fonte: RADNIĆ *et al.* (2013)

Nazief (2014) construiu nove modelos numéricos de pórticos preenchidos de aço e oito de concreto armado, com e sem aberturas, sob carregamento monotônico. O programa utilizado foi o Abaqus e a abordagem adotada foi a micromodelagem simplificada, na qual a argamassa era reduzida numa interface de espessura praticamente nula. O contato entre os blocos da alvenaria e entre o painel e o pórtico foi idealizado como sendo governado por um comportamento de tração-separação. Tal idealização levava em conta que as separações ocorriam devido às fissuras geradas pelas tensões de tração e cisalhamento desenvolvidas na estrutura. Nazief (2014) também promoveu um estudo paramétrico, constatando-se que, para se considerar uma completa separação entre o pórtico e a alvenaria, o espaço entre eles deve ser igual ou superior a 10 mm. Além disso, as aberturas reduzem a resistência ao carregamento lateral da estrutura e, quando elas são grandes, há um predomínio de falha da alvenaria do tipo escorregamento por cisalhamento.

Radić, Markulak e Sigmund (2016) promoveram uma análise numérica e analítica de pórticos de aço preenchidos, baseando-se em dados calibrados experimentalmente por Markulak, Radić e Sigmund (2013). Concluíram que o modelo de barra diagonal equivalente

foi muito eficiente em prever o comportamento global dos pórticos preenchidos com painéis de blocos cerâmicos comuns, porém apresentou uma acurácia menor quando se tratava de painéis menos resistentes. A vantagem dessa metodologia é a sua simplicidade, não demandando *software* especializados. Já a macromodelagem captou bem o comportamento de todos os tipos de painéis testados e com menor tempo de processamento, demonstrando sua viabilidade de aplicação prática na engenharia. Por fim, a micromodelagem detalhada gerou os resultados mais fiéis, sendo capaz de prever os modos de colapso e efeitos locais. Porém, esse tipo de modelagem exigiu um longo tempo de processamento e a calibração de uma grande quantidade de parâmetros, muitos desses obtidos de resultados experimentais.

Eladly (2017) criou um modelo numérico de pórticos de aço preenchidos com alvenaria sob carregamento cíclico, considerando a interação entre os perfis e o painel, e os componentes de ligações das colunas e viga. Foi utilizado o *software* Abaqus e, para a representação da alvenaria, adotou-se a macromodelagem. O modelo obtido se ajustou adequadamente aos resultados experimentais. Logo, com o modelo numérico validado, o autor conduziu um estudo paramétrico de cinco diferentes tipos de conexão entre os perfis, sendo o pórtico sujeito a carregamento horizontal cíclico e vertical. Além do tipo de conexão, avaliou-se também a influência da espessura do painel e da intensidade e modo de carregamento vertical. Desse estudo percebeu-se que aumentos no carregamento vertical uniformemente distribuído sobre a viga elevam a capacidade do pórtico preenchido ao carregamento horizontal, sua rigidez inicial e a dissipação de energia. Para um nível de carregamento vertical relativamente grande, as ligações parafusadas das almas da viga com as colunas por meio de placas metálicas se mostraram uma alternativa viável. Já para carregamentos verticais aplicados apenas nas colunas, verificou-se um aumento da rigidez do pórtico preenchido, mas nenhuma diferença foi constatada em sua capacidade última e na dissipação de energia.

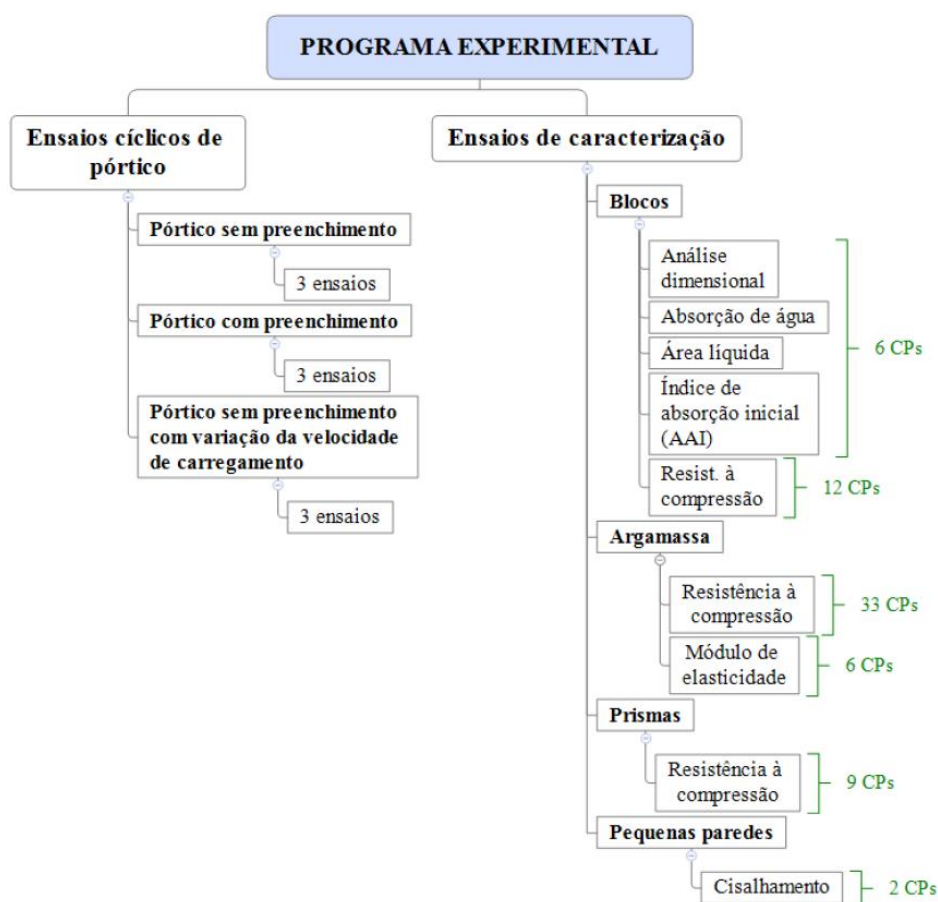
Desse levantamento de trabalhos realizados, percebe-se que há um grande empenho em se entender o comportamento dos pórticos preenchidos, analisando-se diversos parâmetros. No entanto, ainda existe a demanda por mais estudos, com o intuito de encontrar formas práticas de se considerar os benefícios dos painéis nos pórticos de edificações, bem como a inclusão dessa solução nas normas técnicas. Isso colaboraria com a disseminação, entre calculistas e projetistas, da consideração de alvenarias participantes.

## 2.5. Pesquisa e resultados de De Grandi (2018)

### 2.5.1. Considerações iniciais

O experimento de De Grandi (2018) foi realizado no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES/UFMG), da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Foram realizados, inicialmente, ensaios de caracterização das propriedades físicas e mecânicas dos blocos, argamassas, prismas e pequenas paredes. Posteriormente foram executados ensaios cíclicos de pórticos de aço vazios e com alvenaria participante. Na Figura 8 é mostrado um esquema dos ensaios experimentais realizados, sendo que a sigla CP significa corpos de prova.

Figura 8 – Organograma dos ensaios experimentais realizados.



Fonte: De Grandi (2018).

Serão apresentados nos próximos tópicos as características do pórtico e materiais utilizados, assim como os resultados que foram importantes para a modelagem numérica realizada na presente dissertação.

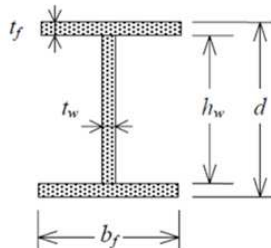
## 2.5.2. Características do protótipo ensaiado

O protótipo em escala real era composto por perfis I soldados de aço ASTM A36, com relação altura/comprimento igual a 0,83. O mesmo protótipo foi objeto de estudo experimental desenvolvido por Alvarenga (2002).

As bases do pórtico foram montadas de forma que fossem engastadas, projetadas em função das características do gabarito de furos da laje de reação do laboratório e segundo prescrições da norma ABNT NBR 8800:2008. Cada pilar foi ligado rigidamente ao centro de uma chapa de aço de 220 mm × 600 mm e espessura de 63,5 mm, que por sua vez foi soldada centrada sobre outra chapa de 1100 mm × 600 mm, constituindo a base do pilar. Para fixá-la, foram utilizados parafusos passantes de aço ASTM-A325, de 25,4 mm de diâmetro, com duas porcas em cada uma das extremidades de cada parafuso. Os perfis utilizados foram posicionados com a maior inércia no plano da estrutura. Já as ligações viga-pilar foram feitas através de cantoneiras parafusadas com abas de 63,3 mm × 6,3 mm × 160 mm (altura, espessura e comprimento, respectivamente). Dois parafusos de 16 mm, espaçados em 75 mm, simularam as ligações semirrígidas.

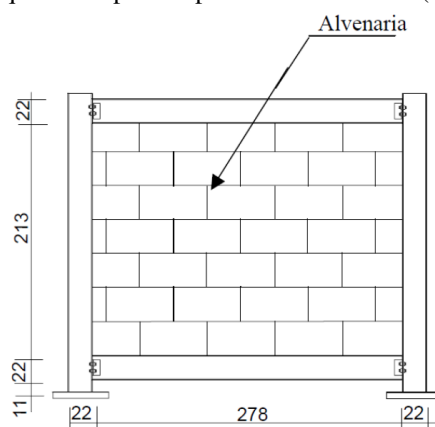
Na Tabela 1 são apresentadas as características do pórtico de aço e na Figura 9 um esquema do pórtico preenchido ensaiado experimentalmente.

Tabela 1 – Características geométricas do pórtico de aço ensaiado.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	MEDIDAS (mm)	
Comprimento dos pilares	2680	
Comprimento das vigas	3000	
Seção transversal das vigas e pilares		
Altura da alma ( $h_w$ )		204
Espessura da alma ( $t_w$ )		6,3
Largura da mesa ( $b_f$ )		200
Espessura da mesa ( $t_f$ )		8
Altura externa do perfil ( $d$ )		
Ligação viga-pilar com cantoneiras parafusadas de abas iguais		
Altura das abas	63,3	
Espessura	6,3	
Comprimento	160	
Parafusos de aço ASTM-A325 (ligações semirrígidas)	2 parafusos de 16 mm espaçados 75 mm entre si	

Fonte: De Grandi (2017).

Figura 9 – Esquema do pórtico preenchido ensaiado (dimensões em cm).



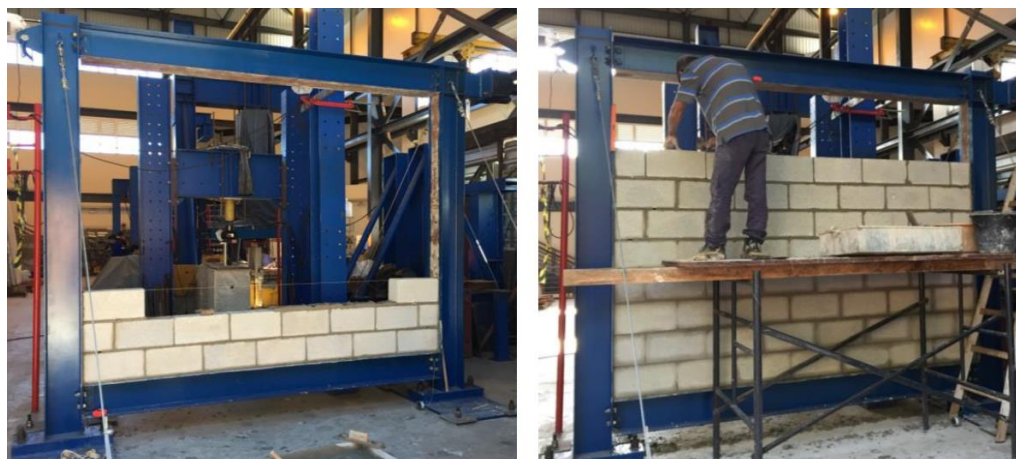
Fonte: Alvarenga (2002).

### 2.5.3. Características da alvenaria de preenchimento

Três paredes de alvenaria foram ensaiadas no pórtico caracterizado no item 2.5.2, sendo construídas com blocos de concreto da família 39, de dimensões de  $14 \times 19 \times 39$  cm (largura  $\times$  altura  $\times$  comprimento) e resistência à compressão de 6 MPa (Classe B). A relação área líquida/bruta, obtida da média de seis blocos, foi de 0,543.

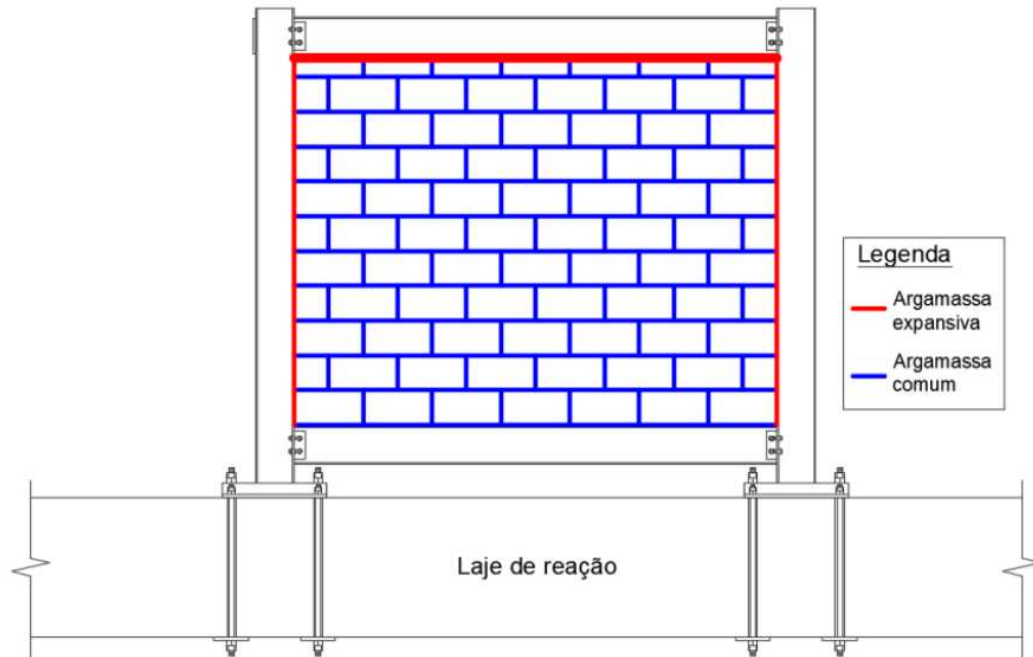
A argamassa utilizada foi do tipo industrial com resistência de 6 MPa. As juntas horizontais apresentavam 1 cm de espessura, com emprego de argamassamento total. As juntas verticais foram de 0,6 cm constituídas por dois cordões de argamassa em cada face lateral do bloco. Entre a alvenaria e o pórtico foi empregada a mesma argamassa, porém com aditivo expansor, sendo que o encunhamento entre a viga superior do pórtico e a última fiada de blocos tinha espessura aproximada de 2 cm. Na Figura 10 é mostrada a construção da alvenaria e na Figura 11 a disposição dos tipos de argamassa empregados no experimento.

Figura 10 – Construção da alvenaria participante.



Fonte: De Grandi (2018).

Figura 11 – Tipos de argamassa utilizadas no experimento.



Fonte: De Grandi (2018).

#### 2.5.4. Sistema de aplicação de cargas

O carregamento foi aplicado no eixo da viga superior do protótipo, por meio de um sistema de cilindros hidráulicos controlado por uma bomba hidráulica. Tirantes laterais foram instalados no pórtico para evitar movimentos fora do plano. Na Figura 12 pode-se observar os tirantes e o sistema de aplicação de força no canto direito.

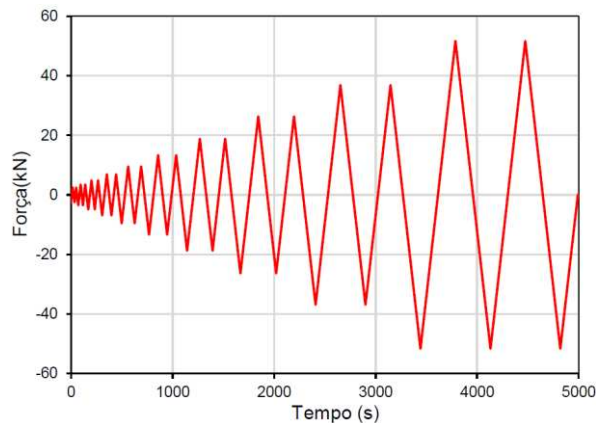
Figura 12 – Pórtico de aço associado ao sistema de carregamento antes do preenchimento com alvenaria.



Fonte: De Grandi (2018).

Foram seguidas as recomendações da norma americana *Federal Emergency Management Agency - FEMA 461* (2007), que estipula protocolos de testes para a performance sísmica de estruturas. Para o pórtico vazio foram implementados 10 passos de carga (incrementos de força), sendo que entre um passo e outro havia um incremento de 40% na intensidade da força aplicada (Figura 13). O primeiro passo de carga foi de 2,5 kN e o último de aproximadamente 52 kN.

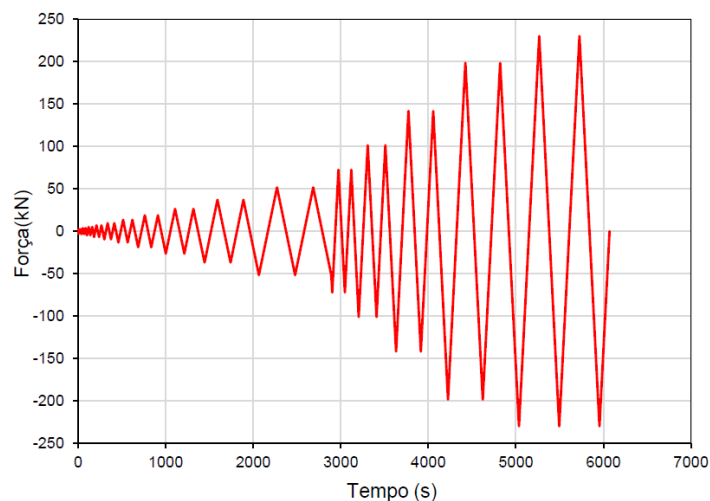
Figura 13 – Histórico de carregamento dos pórticos vazios.



Fonte: De Grandi (2018).

O carregamento do pórtico preenchido foi feito de forma análoga, sendo programado para um carregamento inicial de 2,5 kN e final de 230 kN (Figura 14). A velocidade de carregamento foi aumentada no meio do ensaio para que o experimento não exigisse uma duração muito longa.

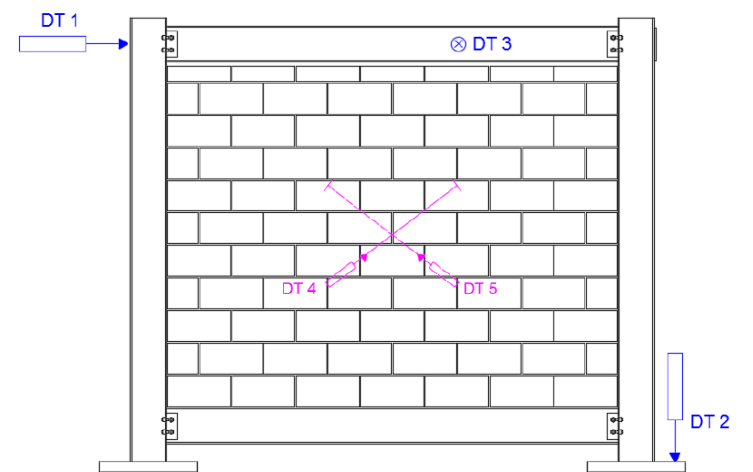
Figura 14 – Histórico do carregamento programado para os pórticos preenchidos ensaiados.



Fonte: De Grandi (2018).

Os deslocamentos da estrutura foram medidos por transdutores de deslocamentos (DTs), dispostos em diversos pontos do pórtico e da alvenaria (Figura 15).

Figura 15 – Posição dos transdutores de deslocamento.



Fonte: De Grandi (2018).

No total foram ensaiados nove pórticos, sendo seis deles sem preenchimento e três com preenchimento da alvenaria. A nomenclatura adotada por De Grandi (2018) é apresentada na Tabela 2. A sigla PV indica pórtico vazio enquanto PP significa pórtico preenchido. Em seguida, há um número que corresponde à ordem em que o ensaio foi realizado em relação aos outros. A partir do quinto ensaio, as cantoneiras das ligações entre os perfis foram enrijecidas por uma chapa de aço, correspondendo então à sigla CE empregada. Por fim, são indicadas as velocidades de aplicação do carregamento durante os ensaios.

Tabela 2 – Nomenclatura adotada para os pórticos ensaiados.

Nº	Designação	Preenchimento com alvenaria	Taxa de carregamento (kN/s)
1	PV-1-0.14	Não	0,14
2	PV-2-0.3	Não	0,3
3	PV-3-0.3	Não	0,3
4	PP-1-0.5/2.0	Sim	0,5/2,0
5	PP-2-CE-0.5/2.0	Sim	0,5/2,0
6	PP-3-CE-0.5/2.0	Sim	0,5/2,0
7	PV-4-CE-0.3	Não	0,3
8	PV-5-CE-0.6	Não	0,6
9	PV-6-CE-1.2	Não	1,2

Fonte: Adaptado de De Grandi (2018).

## 2.5.5. Resultados experimentais de De Grandi (2018)

### 2.5.5.1. Caracterização dos materiais

A partir da caracterização dos blocos e argamassas e dos ensaios de prisma, pequenas paredes e do pórtico preenchidos, foram extraídos parâmetros necessários para a modelagem numérica.

Na análise dimensional foram obtidas todas as dimensões dos blocos de concreto conforme especificações da ABNT NBR 12118:2013. Na Tabela 3 são apresentados os resultados obtidos.

Tabela 3 – Análise dimensional dos blocos de concreto.

CP	Comp. (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)	$e_1$ (mm)	$e_t$ (mm)	$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{liq}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{liq}/A_b$
CP 01	391,0	139,3	192,3	27,5	26,8	54479,3	29376,1	0,539
CP 02	390,7	139,7	190,7	27,7	26,5	54563,1	29617,1	0,543
CP 03	390,3	139,0	193,3	28,1	27,1	54256,3	29715,5	0,548
CP 04	390,3	139,7	190,0	28,2	26,8	54516,6	29626,3	0,543
CP 05	390,3	139,3	190,7	27,6	26,8	54386,4	29507	0,543
CP 06	391,0	139,7	193,7	27,5	26,7	54609,7	29540,4	0,541
<b>Média</b>	<b>390,6</b>	<b>139,4</b>	<b>191,8</b>	<b>27,5</b>	<b>26,8</b>	<b>54468,6</b>	<b>29563,7</b>	<b>0,543</b>

Fonte: De Grandi (2018).

Os ensaios de resistência à compressão de 12 blocos foram executados também segundo a ABNT NBR 12118:2013, sendo os resultados apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Resultados dos ensaios de compressão dos blocos de concreto.

CP	Força (kN)	Tensão (MPa)
CP 01	367,62	6,73
CP 02	407,24	7,46
CP 03	340,83	6,24
CP 04	482,5	8,84
CP 05	399,45	7,32
CP 06	411,74	7,54
CP 07	358,23	6,56
CP 08	388,69	7,12
CP 09	418,61	7,67
CP 10	441,21	8,08
CP 11	422,51	7,74
CP 12	479,53	8,78
<b>Média</b>	<b>409,85</b>	<b>7,51</b>

Fonte: De Grandi (2018).

A resistência à compressão da argamassa foi obtida mediante quatro séries de ensaios, em um total de 33 corpos de prova prismáticos rompidos. Foram seguidos os procedimentos da ABNT NBR 15961-2:2011, cujos resultados podem ser vistos na Tabela 5.

Tabela 5 – Resistência média à compressão dos CPs prismáticos da argamassa.

Argamassa	Resistência média à compressão (MPa)			
	1ª série	2ª série	3ª série	4ª série
<b>Média</b>	6,4	6,9	7,1	7,3
<b>Média geral</b>	<b>6,93</b>			

Fonte: De Grandi (2018).

### 2.5.5.2. Ensaio de pequenas paredes

Os ensaios de pequenas paredes foram conduzidos conforme a ABNT NBR 14321:1999, cujos resultados são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Resistência ao cisalhamento ( $\tau_{alv}$ ) e módulo de deformação transversal (G).

CP	Força máxima (kN)	$\tau_{alv}$ (MPa)	G (MPa)
CP 1	52,33	0,22	1767
CP 2	40,12	0,17	1568
<b>Média</b>	<b>46,26</b>	<b>0,2</b>	<b>1668</b>

Fonte: De Grandi (2018).

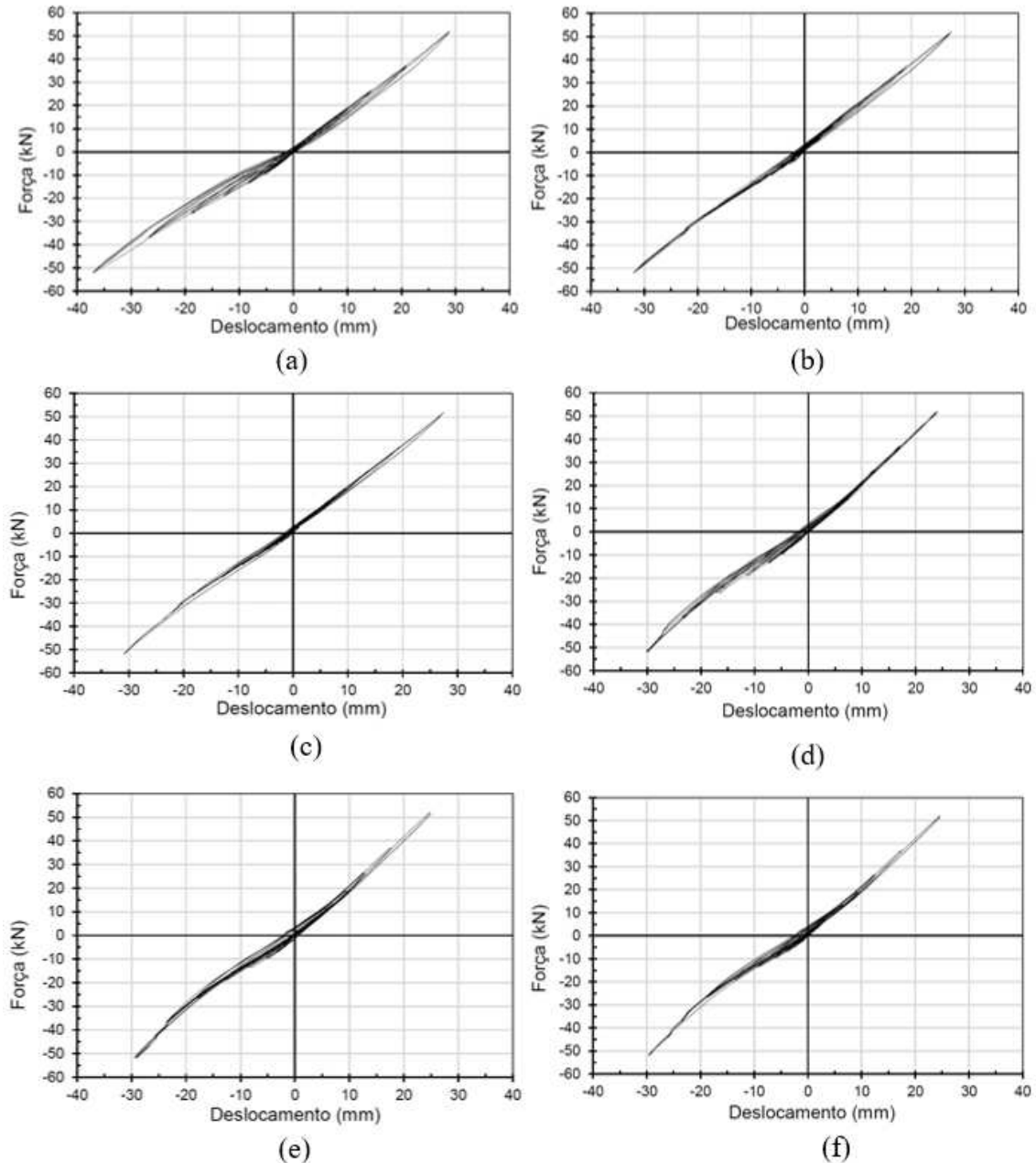
### 2.5.5.3. Pórtico vazio

Os seis ensaios dos pórticos vazios apresentaram resultados bem similares, com comportamento não totalmente elástico, embora a carga máxima tenha sido limitada para manter a estrutura dentro do regime elástico linear. Na Figura 16 são mostrados os diagramas força-deslocamento dos ensaios realizados, sendo possível observar o comportamento descrito.

As curvas de histerese não são simétricas, havendo maior deslocabilidade do pórtico em um dos sentidos de carregamento em detrimento ao outro. Uma provável explicação para esse fato pode ser uma menor rigidez das cantoneiras que ligavam as vigas aos pilares e um comportamento diferenciado delas quando sob compressão e tração. Para contornar o problema, De Grandi (2018) reforçou as cantoneiras nos três últimos ensaios da série com uma chapa de aço. No entanto, a contribuição dessa medida na redução da assimetria na curva de histerese foi bem pequena.

Outra conclusão de De Grandi (2018) foi que a velocidade de aplicação da carga (0,14 kN/s, 0,3 kN/s e 1,2 kN/s) teve baixa influência no deslocamento global dos pórticos.

Figura 16 – Diagrama força-deslocamento dos pórticos vazios: (a) PV-1-0.14; (b) PV-2-0.3; (c) PV-3-0.3; (d) PV-4-CE-0.3; (e) PV-5-CE-0.3; (f) PV-6-CE-1.2.



Fonte: De Grandi (2018).

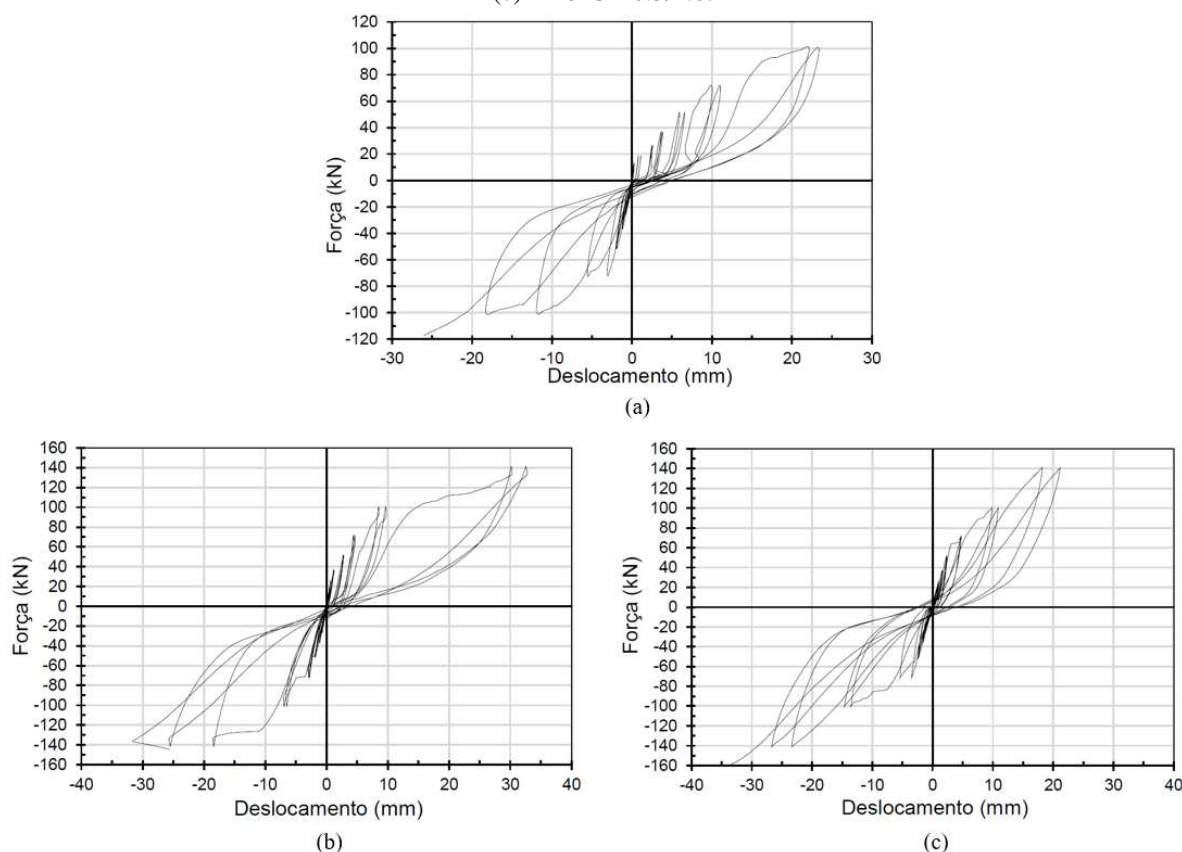
#### 2.5.5.4. Pórticos preenchidos

Quanto aos pórticos com alvenaria participante, notou-se que para pequenos carregamentos a estrutura apresentou curvas de histerese quase lineares, como as apresentadas

pelos pórticos vazios. Segundo De Grandi (2018), isso indica um comportamento monolítico da estrutura, ou seja, para pequenas cargas, o pórtico e a alvenaria trabalham de forma conjunta. No entanto, com o descolamento da interface pórtico-alvenaria o comportamento deixou de ser linear e com o surgimento de fissuras nas juntas e nos blocos os deslocamentos aumentaram significativamente. Além disso, a assimetria nas curvas de histerese observada nos ensaios dos pórticos vazios persistiu nos pórticos com alvenaria participante. Na Figura 17 são mostrados os diagramas força-deslocamento dos pórticos preenchidos.

Como já comentado, a sigla CE no nome do segundo e terceiro pórticos ensaiados indicam o enrijecimento nas cantoneiras superiores do pórtico, com o intuito de diminuir a assimetria dos deslocamentos positivos e negativos da estrutura.

Figura 17 – Diagramas força-deslocamento dos pórticos preenchidos: (a) PP-1-0.5/2.0; (b) PP-2-CE-0.5/2.0; (c) PP-3-CE-0.5/2.0.

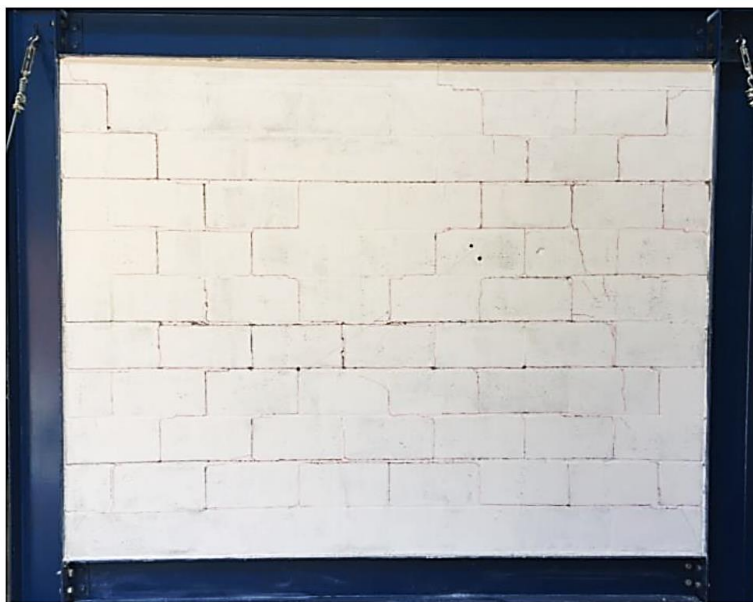


Fonte: De Grandi (2018).

Em relação aos modos de colapso, De Grandi (2018) observou a predominância de colapso por tração diagonal, com fissuras escalonadas nas juntas verticais e horizontais de argamassa. Devido à pequena quantidade de fissuras nos blocos e por não ter ocorrido

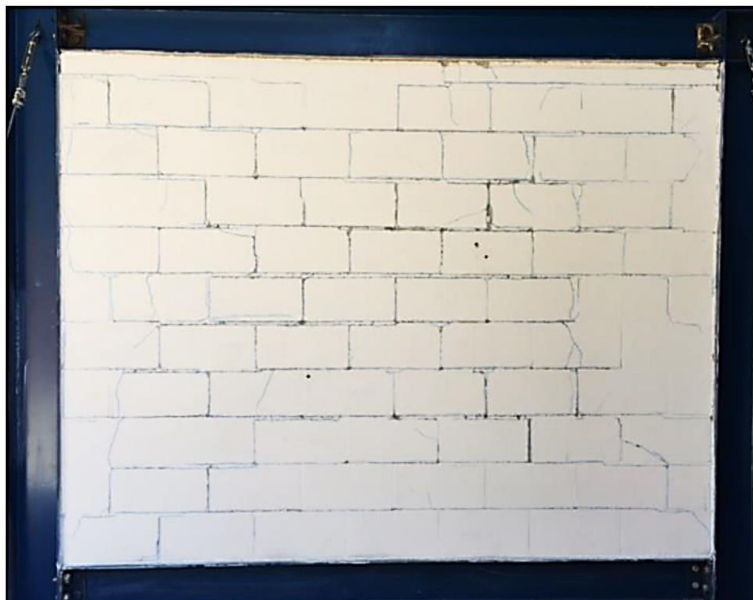
cisalhamento por escorregamento das juntas horizontais, nem esmagamento dos cantos comprimidos, a autora concluiu ser a causa do colapso a menor resistência da argamassa em relação às unidades de concreto e a baixa aderência na interface bloco-argamassa. Da Figura 18 até a Figura 20 são mostrados os padrões de fissuração nos pórticos após os ensaios.

Figura 18 – Padrão de fissuração do pórtico PP-1-0.5/2.0 após ensaio.



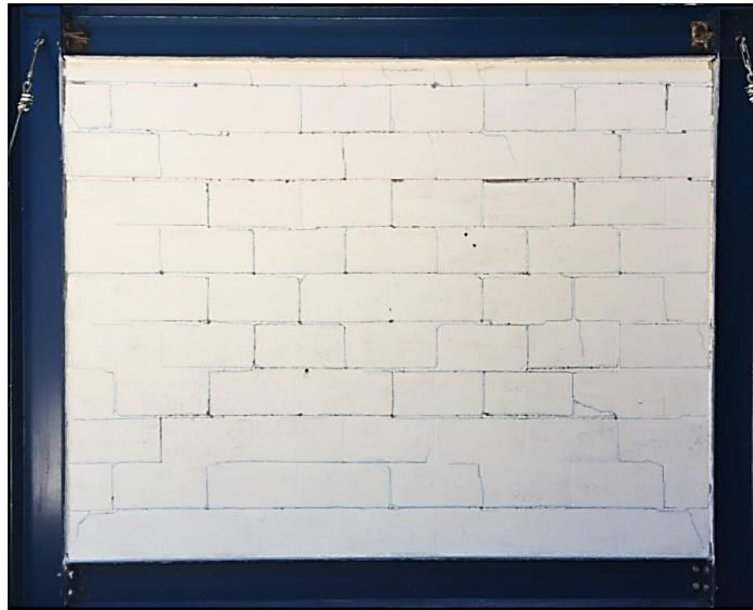
Fonte: De Grandi (2018).

Figura 19 – Padrão de fissuração do pórtico PP-2-CE-0.5/2.0 após ensaio.



Fonte: De Grandi (2018).

Figura 20 – Padrão de fissuração do pórtico PP-3-CE-0.5/2.0 após ensaio.



Fonte: De Grandi (2018).

## 2.6. Modelagem numérica

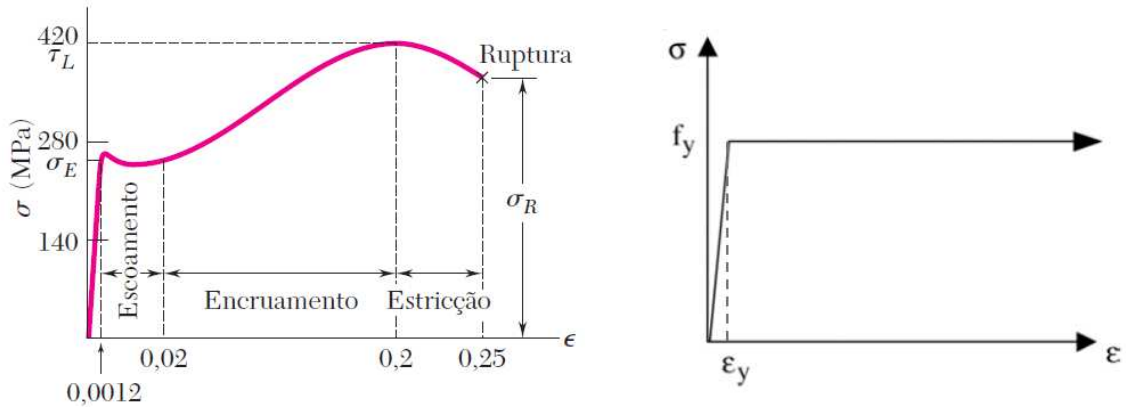
Um elemento finito é uma sub-região de um meio contínuo discretizado, de tamanho finito, não infinitesimal, e que geralmente tem uma geometria mais simples que aquela apresentada pelo contínuo. O Método dos Elementos Finitos permite que um problema com um número infinito de graus de liberdade seja convertido para um com finitos graus de liberdade, o que facilita bastante sua resolução. Porém, mesmo com tal simplificação, as matrizes envolvidas no processo demandam uma implementação computacional, sendo que quanto mais complexo o problema, maior o recurso computacional exigido (WEAVER JR.; JOHNSTON, 1984).

Com o desenvolvimento de novas tecnologias e computadores mais potentes, a modelagem numérica passou a ganhar grande espaço, sendo usada para auxiliar no entendimento do comportamento de estruturas e resolver problemas cada vez mais complexos. Além disso, gera economia por permitir a expansão da análise a um baixo custo.

### 2.6.1. Comportamento do aço

O aço estrutural é um material dúctil e, quando submetido a esforços crescentes, apresenta um comportamento análogo ao mostrado na Figura 21.a, que representa o diagrama tensão-deformação de um aço típico com baixo teor de carbono obtido de um ensaio de tração.

Figura 21 – Diagrama tensão x deformação do aço.



(a) Diagrama típico do ensaio de tração.

Fonte: Beer *et al.* (2011).

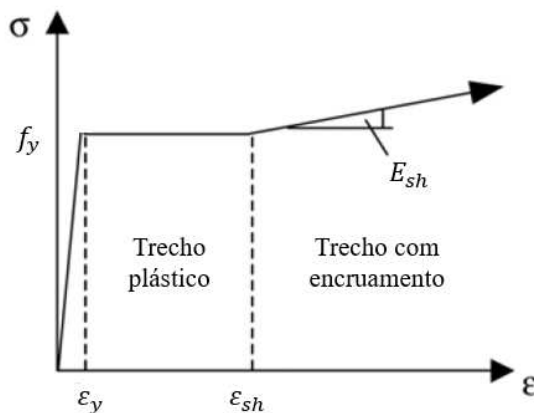
(b) Modelo elastoplástico perfeito.

Fonte: Byfield e Dhanalakshmi (2002).

No entanto, para fins de modelagem numérica, é usual se adotar modelos simplificados. O mais simples deles é o modelo elastoplástico perfeito (Figura 21.b), onde o material apresenta um comportamento elástico-linear até atingir uma tensão de escoamento ( $f_y$ ). A partir desse ponto, o aço entra em escoamento, apresentando grandes deformações praticamente sem variação na tensão solicitante. Nesse modelo, o aço escoou infinitamente sem apresentar ruptura, sendo uma desvantagem o fato de não representar o encruamento do material.

Outro modelo bastante difundido é o elastoplástico com encruamento (Figura 22). Diferentemente do anterior, ele representa, no trecho final do comportamento, o encruamento do aço. A extensão do patamar de escoamento e a inclinação do trecho de encruamento podem ser obtidos da literatura, quando se carece de dados experimentais.

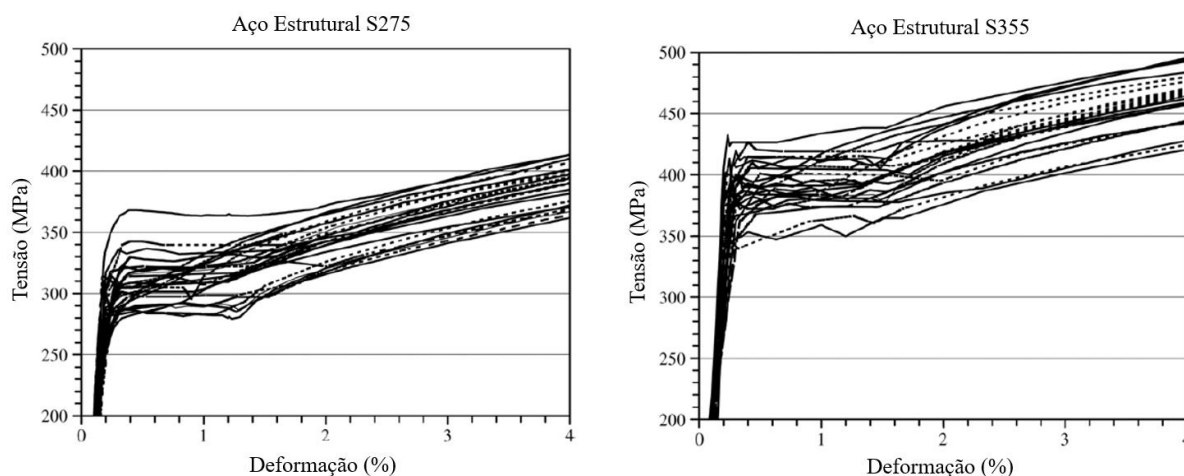
Figura 22 – Modelo elastoplástico com encruamento do aço.



Fonte: Adaptado de Byfield e Dhanalakshmi (2002).

Um dos trabalhos que fornecem esses valores é o de Byfield e Dhanalakshmi (2002), que submeteram 50 corpos de prova à ensaios de tração, provenientes de perfis I e H de diferentes espessuras e tensões de escoamento. Eles observaram que os corpos de prova apresentavam comportamentos bem similares entre si (Figura 23), com o encruamento começando a uma deformação de seis vezes aquela correspondente ao encruamento ( $\epsilon_{sh} = 6 \epsilon_y$ ) e a inclinação do trecho de encruamento, denominada de módulo de encruamento ( $E_{sh}$ ), assumindo o valor de 2700 N/mm<sup>2</sup>.

Figura 23 – Resultados obtidos de ensaios de tração.



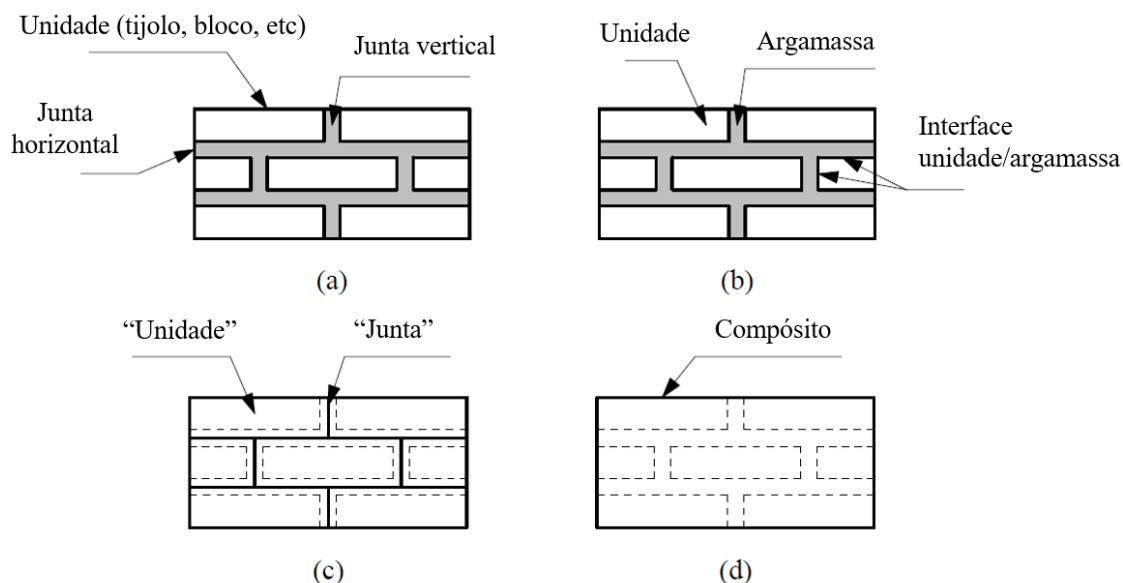
Fonte: Adaptado de Byfield e Dhanalakshmi (2002).

## 2.6.2. Técnicas de modelagem numérica de alvenaria

A análise numérica de alvenarias pode ser feita basicamente de duas formas: por micromodelagem e macromodelagem. Na primeira, cada elemento da alvenaria (blocos, argamassa e graute) são representados individualmente. Esse tipo de modelagem é subdividido em micromodelagem detalhada e simplificada. Já na macromodelagem não há distinção entre os materiais, sendo a alvenaria representada como um material compósito.

A micromodelagem detalhada consiste em representar todos os componentes da parede como elementos contínuos, considerando as propriedades de cada um, como o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e até mesmo as propriedades inelásticas, quando pertinente. A interface entre os blocos (unidades) e a argamassa é representada por elementos descontínuos, correspondentes a planos de fissuração/escorregamento e com rigidez inicial para evitar a penetração dos elementos contínuos (LOURENÇO, 1996). Na Figura 24.b apresenta-se a configuração da alvenaria na micromodelagem detalhada.

Figura 24 – Modelagem de alvenaria: (a) amostra real de alvenaria; (b) micromodelagem detalhada; (c) micromodelagem simplificada; (d) macromodelagem.



Fonte: Adaptado de Lourenço (1996).

A vantagem da micromodelagem é a possibilidade de estudar a ação combinada da argamassa, unidade e interface. Porém, seu uso é mais restrito a estruturas de pequeno porte e quando se tem interesse em estudar um fenômeno localizado em particular, já que demanda malhas mais refinadas, grande quantidade de parâmetros dos materiais e o tempo de processamento é o maior dentre os tipos de modelagem (RADIĆ *et al.*, 2016; SANTOS, 2016).

Na micromodelagem simplificada, por sua vez, a junta correspondente à argamassa e às duas interfaces unidade-argamassa são condensadas em uma interface média, enquanto as unidades são expandidas para que a geometria da alvenaria não se altere (Figura 24.c). Nesse caso, a parede é considerada como um conjunto de blocos unidos por linhas de potencial fissura/deslocamento nas juntas. Essa simplificação propicia menor tempo de processamento, porém há uma perda de precisão pois se despreza o efeito de Poisson da argamassa.

Por fim, na macromodelagem, a parede é considerada como um meio contínuo homogêneo e anisotrópico, sem distinção entre um componente e outro da alvenaria (Figura 24.d). A macromodelagem é mais prática, pois a geração de malha é mais simples e o tempo de processamento e a memória requerida para a análise são menores. Ela é recomendada para paredes com dimensões suficientemente grandes, onde as tensões podem ser consideradas uniformes, e quando se deseja um melhor balanço entre acurácia e eficiência (LOURENÇO, 1996).

### 2.6.3. Modelo constitutivo para o concreto: *Concrete Damaged Plasticity*

Na literatura, diferentes modelos constitutivos já foram propostos para representar o comportamento de alvenarias, incluindo os blocos, a argamassa e a interface entre eles. Um deles é o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), que se encontra na biblioteca do *software Abaqus* e vem apresentando bons resultados em trabalhos desenvolvidos na Universidade Federal de Viçosa, como os de Dutra (2014), Petrauski (2016) e Santos (2016).

O CDP é um modelo baseado na Teoria da Plasticidade e foi desenvolvido para simular o comportamento do concreto submetido a carregamentos monotônicos, cíclicos e/ou dinâmicos sob baixas pressões de confinamento, embora possa ser usado em outros materiais quase-frágeis, como rochas, argamassas e cerâmicas.

O CDP capta os efeitos do dano irreversível no material associados aos mecanismos de falha que ocorrem sob baixa pressão de confinamento (menor que quatro ou cinco vezes a tensão última de compressão obtida num carregamento uniaxial de compressão). Os dois principais mecanismos de falha assumidos são: ruptura devido à tração e esmagamento devido à compressão do concreto (SIMULIA, 2012).

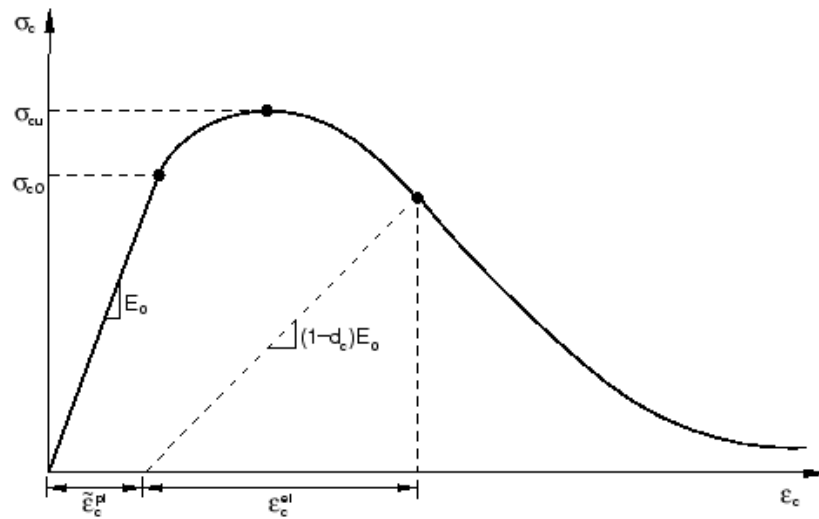
#### 2.6.3.1. Comportamento à compressão uniaxial do concreto

No CDP, sob compressão uniaxial, o comportamento do concreto é representado pelo diagrama tensão-deformação indicado na Figura 25. Percebe-se que a resposta do concreto é linear até que se atinja a tensão de plastificação inicial ( $\sigma_{c0}$ ). A partir desse ponto segue-se uma fase plástica com acréscimo de resistência do material, até que seja alcançada a tensão de compressão última ( $\sigma_{cu}$ ). Após esse pico, o concreto não demonstra mais ganhos de resistência.

Com o aumento de deformação, ocorre a redução da resistência do concreto, devido à formação e propagação de fissuras. No caso da compressão, esse efeito é menor que na tração, já que as fissuras apresentam direção paralela ao esforço aplicado. Porém, com o fendilhamento do concreto, a resistência do material é reduzida significativamente (DUTRA, 2014).

Como se pode observar na Figura 25, quando o concreto é descarregado num ponto após a tensão última, ou seja, na fase de perda de capacidade resistente do material, há um comprometimento da rigidez elástica (degradação). Tal degradação é caracterizada pelo dano  $d_c$ , função da temperatura, das deformações plásticas e de outras variáveis predefinidas. O dano  $d_c$  assume valores entre 0 e 1, sendo 0 para materiais não danificados e 1 para totalmente danificados (SIMULIA, 2012).

Figura 25 – Gráfico tensão x deformação específica do concreto sob compressão uniaxial.



Fonte: SIMULIA (2012).

Segundo Pavlovic *et al.* (2013), não ocorre dano à compressão ( $d_c$ ) até que o material atinja seu valor máximo de tensão, a partir do qual a variável evolui conforme a Equação (1):

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (1)$$

sendo  $f_{cm}$  o pico da tensão de compressão média e  $\sigma_c$  a tensão de compressão no ponto da curva considerado.

Na ausência de uma curva obtida experimentalmente, pode-se empregar formulações empíricas propostas por alguns autores e normas para reproduzir o comportamento do material. Dentre elas, cita-se a proposta por Guo (2014), na qual a curva tensão-deformação é convertida em coordenadas adimensionais, dadas por:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \quad (2)$$

$$y = \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (3)$$

onde  $\varepsilon$  é a deformação total do material e  $\varepsilon_p$  é a deformação correspondente ao pico da tensão de compressão ( $f_{cm}$ ).

Como mostrado na Figura 26, a curva é constituída por dois trechos, um ascendente e um descendente, que são definidos pelas funções:

$$y = \alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3 \quad x \leq 1 \quad (4)$$

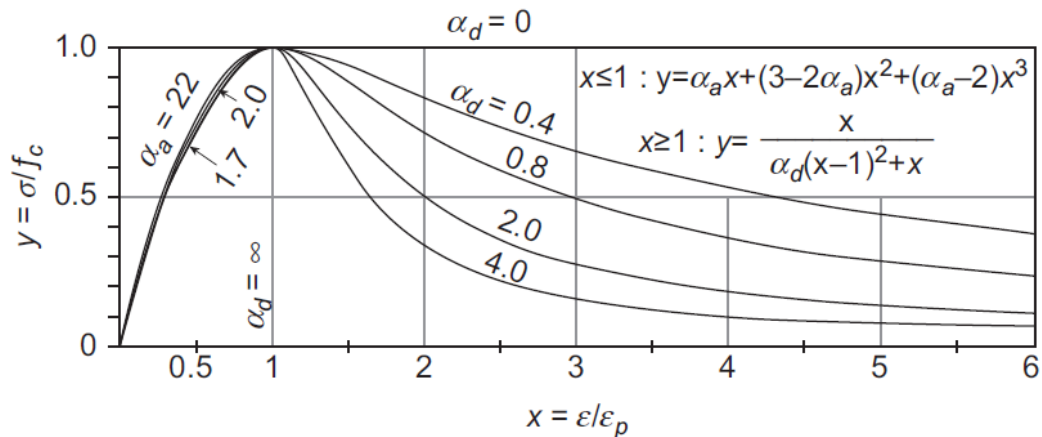
$$y = \frac{x}{\alpha_d(x - 1)^2 + x} \quad x \geq 1 \quad (5)$$

sendo que:

$\alpha_a$  corresponde à razão entre o módulo de elasticidade inicial ( $E_0$ ) e o módulo secante no ponto de pico ( $E_p = f_{cm}/\varepsilon_p$ ), estando seu valor compreendido entre 1,5 e 3,0;

$\alpha_d$  é um parâmetro que altera o formato do ramo descendente, conforme mostrado na Figura 26. Pode assumir valores de 0 até infinito.

Figura 26 – Curva tensão-deformação proposta por Guo (2014).

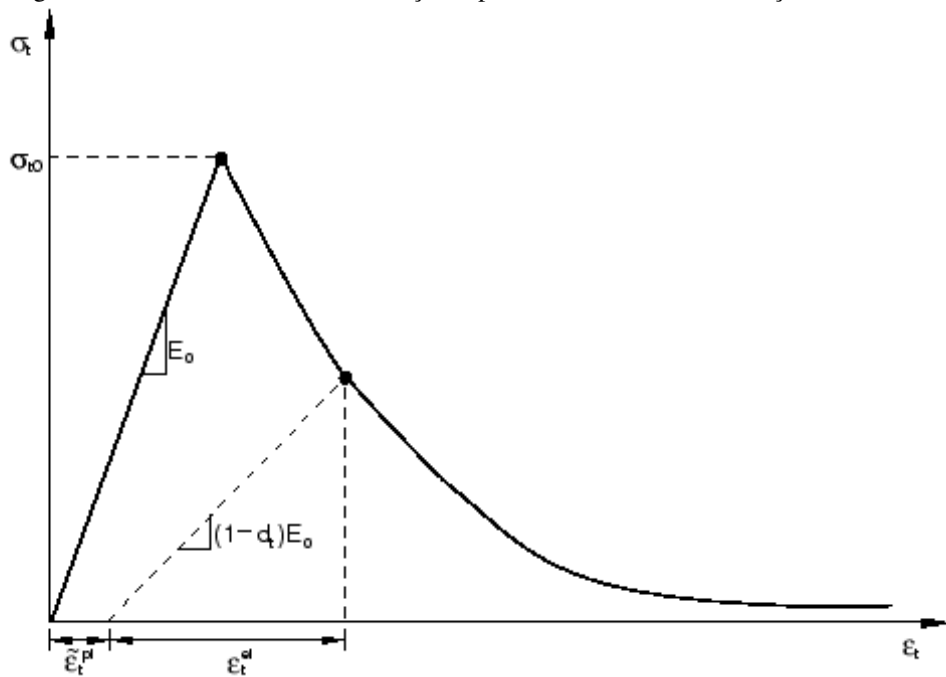


Fonte: Guo (2014).

### 2.6.3.2. Comportamento à tração uniaxial do concreto

No CDP, o comportamento do concreto sob tração uniaxial é mostrado esquematicamente na Figura 27. Até a tensão de tração última ( $\sigma_{t0}$ ), o concreto exibe comportamento linear. Após esse pico são observadas microfissuras, caracterizando a fase de perda de capacidade resistente do material. Na tração, o efeito das fissuras na resistência do concreto é maior pois elas se formam transversalmente à direção do esforço, configuração mais danosa que quando orientadas paralelamente à direção do esforço (DUTRA, 2014).

Figura 27 – Gráfico tensão x deformação específica do concreto sob tração uniaxial.



Fonte: SIMULIA (2012).

Assim como na compressão uniaxial, na fase de perda de capacidade resistente existe o dano  $d_t$  que representa a degradação da rigidez elástica. Ele pode assumir valores no intervalo de 0 a 1, sendo função da temperatura, das deformações plásticas e de outras variáveis predefinidas.

Conforme Pavlovic *et al.* (2013), a evolução do dano à tração ( $d_t$ ) é similar à do dano à compressão ( $d_c$ ), ou seja, não há dano até que o material atinja seu valor máximo de tensão, a partir do qual a variável evolui conforme a Equação (6):

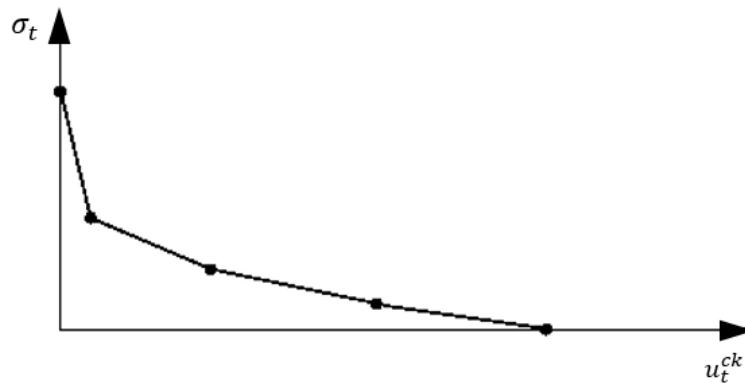
$$d_t = 1 - \frac{f_{ctm}}{\sigma_t} \quad (6)$$

sendo  $f_{ctm}$  o pico da tensão de tração média ( $\sigma_{t0}$ ) e  $\sigma_t$  a tensão de tração no ponto da curva considerado.

Outra forma também disponível no *Abaqus* de se considerar a fase de capacidade resistente do concreto à tração é o critério de abertura de fissuras. Nesse caso, o comportamento do concreto é caracterizado por uma resposta tensão-abertura da fissura, tendo como um parâmetro importante a energia de fratura ( $G_f$ ), definida como a energia necessária para abrir uma unidade de área da fissura.

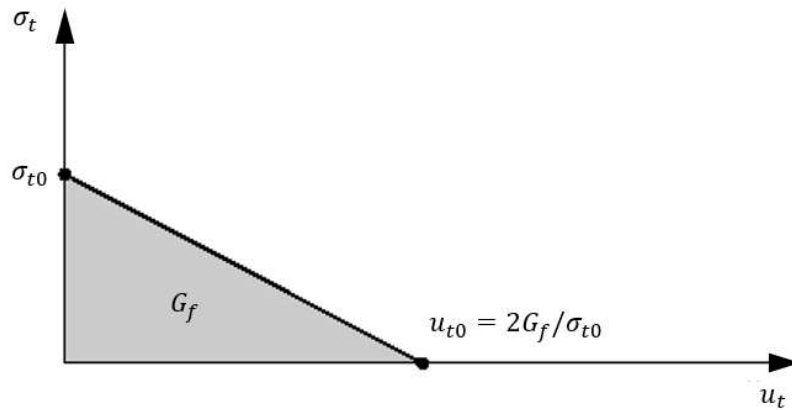
O modelo de aberturas de fissuras pode ser parametrizado no *software* de forma tabelada, com os valores de tensão pós-pico e o tamanho das aberturas de fissuras ( $u_t^{ck}$ ), como mostrado na Figura 28. Outra maneira é considerar a energia de fratura diretamente como uma propriedade do material. Nesse caso, tem-se uma tensão de falha do material ( $\sigma_{t0}$ ), a partir da qual há uma perda linear da resistência em função da energia de fratura associada (Figura 29).

Figura 28 – Curva tabular tensão x abertura de fissuras.



Fonte: SIMULIA (2012).

Figura 29 – Curva linear tensão x abertura de fissuras com base apenas na energia de fratura.



Fonte: SIMULIA (2012).

Um dos modelos de abertura de fissuras citado em literatura é o proposto por Hordijk (1991), que considera um comportamento exponencial da fase pós-pico. A curva tensão-abertura de fissuras é definida pela Equação (7):

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left\{ \left[ 1 + \left( c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left( -c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 - c_1^3) \exp(-c_2) \right\} \quad (7)$$

sendo:

$f_{ctm}$  a resistência média do concreto tracionado;

$w$  a abertura de fissura;

$w_c$  é o valor característico da abertura de fissuras;

$c_1$  e  $c_2$  são constantes definidas por Hordijk (1991):  $c_1 = 3,00$  e  $c_2 = 6,93$ ;

O valor característico da abertura de fissuras é dado pela Equação (8):

$$w_c = \frac{5,14 G_F}{f_{ctm}} \quad (8)$$

onde  $G_F$  é a energia de fratura, calculada conforme FIB (2012) , através da Equação (9), em função da resistência média do concreto à compressão:

$$G_F = 73 f_{cm}^{0,18} \quad (9)$$

Caso não se tenha os valores experimentais da resistência à tração, pode-se estimar essa propriedade em função da resistência à compressão. Uma das formas de se obter essa estimativa é a partir da Equação (10), presente na ABNT NBR 6118:2014:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (10)$$

### 2.6.3.3. Comportamento em carregamento cíclico uniaxial

O mecanismo de degradação do concreto sob carregamento cíclico uniaxial é complexo, pois ocorre a abertura e fechamento de microfissuras previamente formadas, assim como a interação entre elas. Um fenômeno observado nessas condições é o efeito unilateral, que corresponde a um certo ganho de rigidez elástica durante o carregamento. Esse efeito é mais pronunciado quando o esforço muda de tração para compressão, pois com o fechamento das fissuras há uma recuperação da rigidez à compressão.

O dano do material ( $d$ ) de um corpo de prova submetido a carregamento cíclico depende do estado de tensão e dos danos  $d_c$  e  $d_t$ . As funções correspondentes ao estado de tensões são, por sua vez, influenciadas pelos fatores de peso  $w_c$  e  $w_t$ , propriedades do material que governam a recuperação da rigidez elástica de compressão e tração, respectivamente, sob carregamento reverso. Quando esses fatores de peso valem 1, o material recupera totalmente



$\sigma_{t0}$  - tensão de tração uniaxial correspondente à falha do concreto por fissuração;

$\beta$  - coeficiente adimensional definido pela Equação (12), sendo que  $\bar{\sigma}_c$  e  $\bar{\sigma}_t$  são as tensões efetivas de compressão e tração no concreto, respectivamente;

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_t} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (12)$$

$\bar{p}$  - variável relacionada ao primeiro invariante do tensor de tensões ( $I_1$ ), Equação (13):

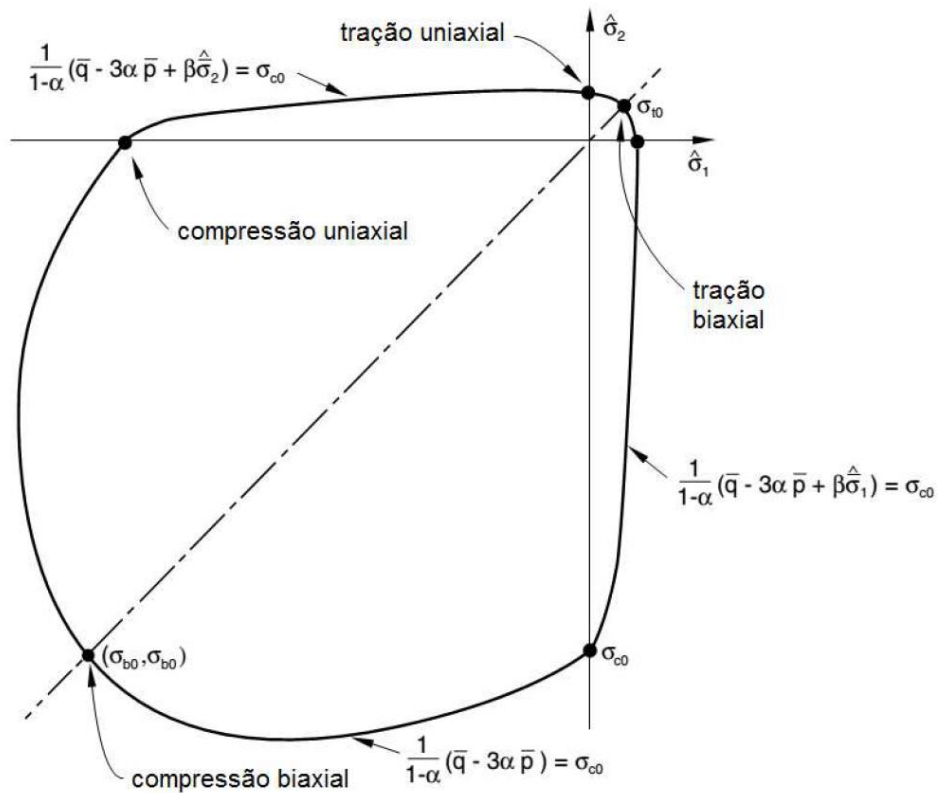
$$\bar{p} = -\frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = -\frac{1}{3}I_1 \quad (13)$$

$\bar{q}$  - variável relacionada ao segundo invariante do tensor desviador ( $J_2$ ), Equação (14):

$$\bar{q} = \sqrt{3J_2} \quad (14)$$

$\sigma_1$  e  $\sigma_2$  - tensões principais para um estado plano de tensões.

Figura 31 – Superfície de plastificação para um estado plano de tensões.



Fonte: Adaptado de SIMULIA (2012).

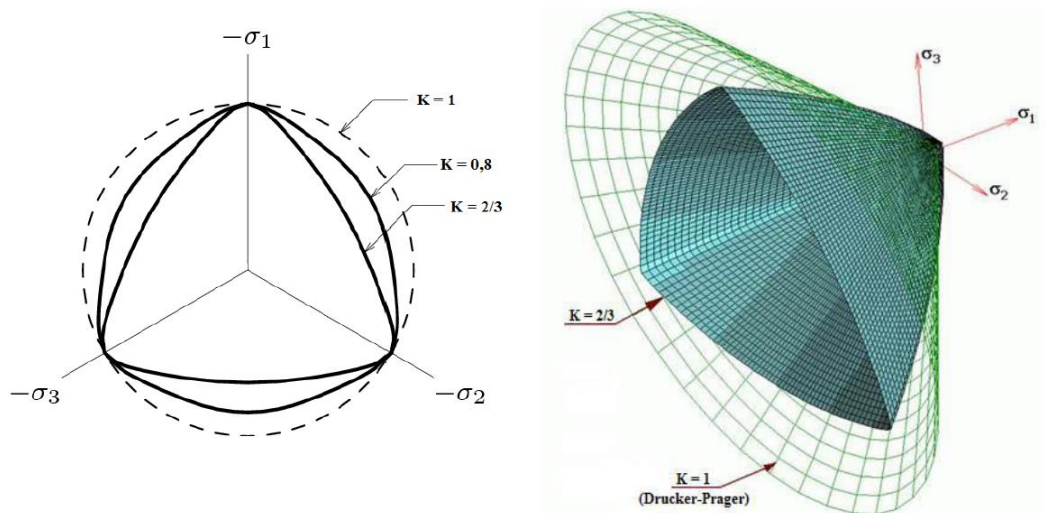
Como citado por Dutra (2014), esse critério de plastificação é formulado em função dos invariantes do estado de tensões, e, portanto, independe do sistema de coordenadas adotado.

### 2.6.3.5. Parâmetros utilizados no CDP

Aguiar (2015) comenta que, para expandir as equações que caracterizam o estado uniaxial do concreto no modelo CDP e assim se aplicar ao estado multiaxial, os valores dos seguintes parâmetros devem ser informados:

- **Fator de forma ( $K$ ):** é a razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão. Pode assumir valores entre 0,5 e 1, o que afeta a forma da superfície de escoamento do concreto (Figura 32). O valor *default* adotado pelo *software* Abaqus é de  $2/3$ .

Figura 32 – Influência do parâmetro  $K$  sobre a forma da superfície de escoamento.

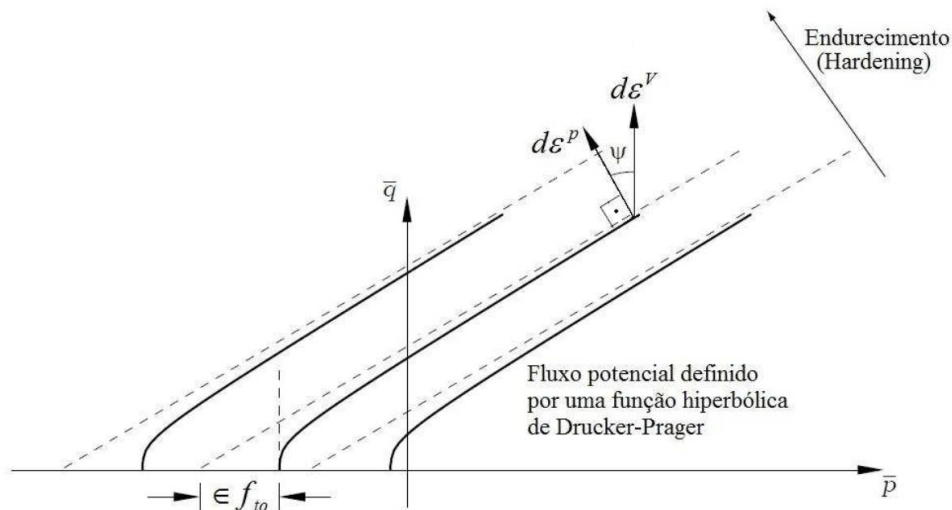


Fonte: Aguiar (2015).

- **Relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ):** permite fixar proporções da superfície de plastificação de Lubliner *et al.* (1989), tendo o valor padrão no Abaqus igual a 1,16. Os parâmetros  $\sigma_{b0}$  e  $\sigma_{c0}$  são apresentados no item 4.5.3 e na Figura 31.
- **Ângulo de dilatação ( $\psi$ ) e excentricidade ( $\epsilon$ ):** como explicado por Malm (2006), esses parâmetros dizem respeito à função de fluxo plástico adotada pelo modelo CDP que governa a evolução das deformações inelásticas durante a fissuração do concreto. Na Figura 33 é representada a função de fluxo plástico no plano  $\bar{p}$  e  $\bar{q}$ , podendo-se observar os efeitos dos parâmetros  $\psi$  e  $\epsilon$ .

O ângulo de dilatação corresponde ao desvio angular entre o vetor das deformações plásticas ( $d\varepsilon^p$ ) e o vetor de deformações volumétricas ( $d\varepsilon^v$ ) quando o concreto está em altas tensões de confinamento. Pequenos valores de  $\psi$ , em torno de  $10^\circ$ , correspondem a concretos com comportamento frágil, enquanto maiores valores, em torno de  $40^\circ$ , se relacionam com um comportamento dúctil (MALM, 2009).

Figura 33 – Função de fluxo plástico no plano  $\bar{p}$  e  $\bar{q}$ .



Fonte: Adaptado de Malm (2006).

A excentricidade é a distância entre o vértice da hipérbole de Drucker-Prager e a assíntota que a define. Quanto menor essa distância, mais rápido a função de potencial plástico se aproxima de uma assíntota, enquanto valores mais altos produzem um aumento na inclinação do potencial plástico em situações de baixas tensões de confinamento. Na maioria dos casos se trabalha com o valor padrão do Abaqus de 0,1, uma vez que na literatura há poucas referências sobre a influência dos valores de excentricidade sobre o comportamento do concreto (MALM, 2006; PETRAUSKI, 2016).

- **Viscosidade ( $\mu$ ):** para materiais que apresentam comportamento de perda de capacidade resistente e degradação da rigidez, frequentemente há dificuldade de convergência do modelo em análise. Esse problema pode ser contornado com uma regularização viscoplástica nas equações constitutivas do modelo CDP, permitindo que as tensões atinjam valores fora da superfície de escoamento. A viscosidade é um parâmetro necessário

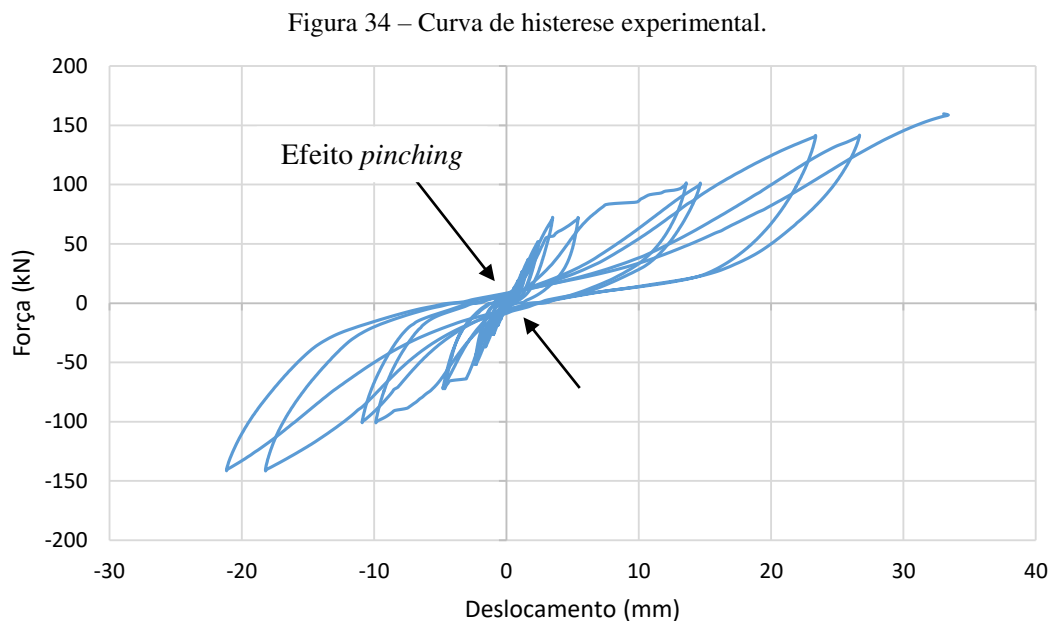
nessa regularização e representa o tempo de relaxamento do sistema viscoplástico (SIMULIA, 2012).

Como sugere por Petrauski (2016), a adoção de pequenos valores de viscosidade oferece ganhos na convergência do modelo e no tempo de processamento de dados sem alterar os resultados, enquanto que valores maiores podem alterar os resultados de forma significativa. Assim, o parâmetro  $\mu$  deve ser usado com cautela.

### 2.6.3.6. Efeito *pinching*

Em curvas de histerese de estruturas de concreto submetidas a carregamentos cíclicos é comum observar um estreitamento na origem do diagrama quando há a inversão da carga. Esse fenômeno recebe o nome de efeito *pinching* e é ocasionado pela abertura e fechamento das fissuras do concreto sob carregamento cíclico (MANSOUR; LEE; HINDIC, 2005). Uma de suas implicações é a baixa dissipação de energia exibida pela estrutura durante o carregamento (SITTIPUNT; WOOD, 1993).

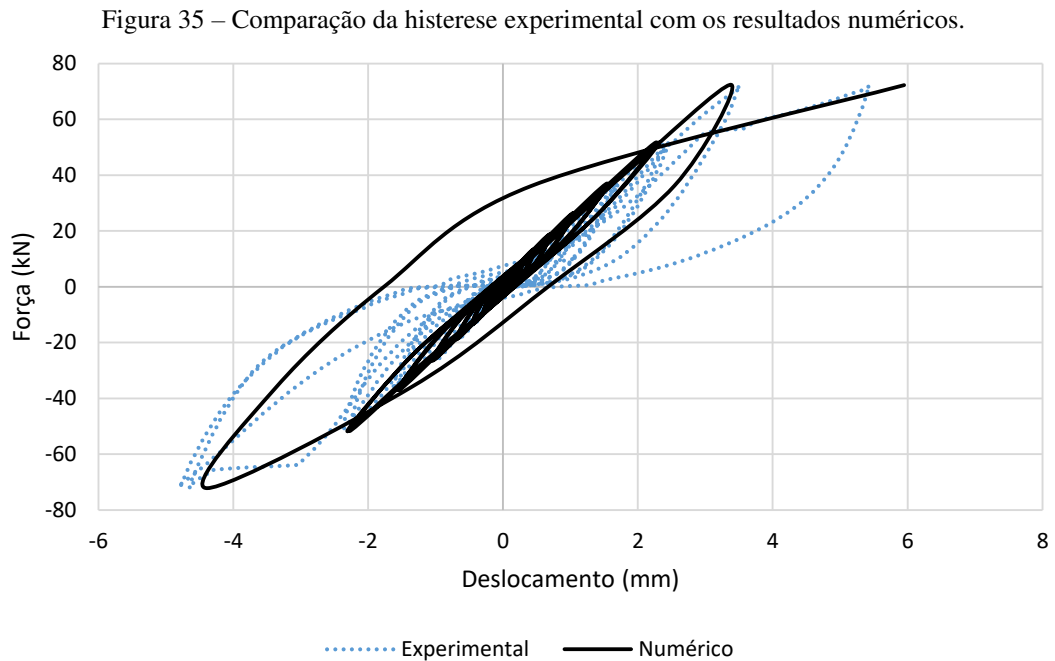
No experimento conduzido por De Grandi (2018), o efeito *pinching* foi observado, conforme mostrado na Figura 34.



Fonte: Adaptado de De Grandi (2018).

No entanto, modelos numéricos que utilizam o CDP para simular o comportamento do concreto não são capazes de captar tal fenômeno, sendo uma limitação do modelo constitutivo

disponibilizado no Abaqus. Na Figura 35 é mostrada a diferença entre a histerese experimental do pórtico ensaiado por De Grandi (2018) e o respectivo resultado obtido em um modelo numérico (maiores detalhes do modelo serão dados no item 3).



Fonte: O autor (2019).

#### 2.6.4. Ligação entre elementos

Muitas vezes, na modelagem de uma estrutura há a necessidade de que duas partes diferentes sejam conectadas. Tal ligação pode ser realizada definindo-se um tipo de contato ou pelo uso de conectores, cada qual com suas vantagens e limitações.

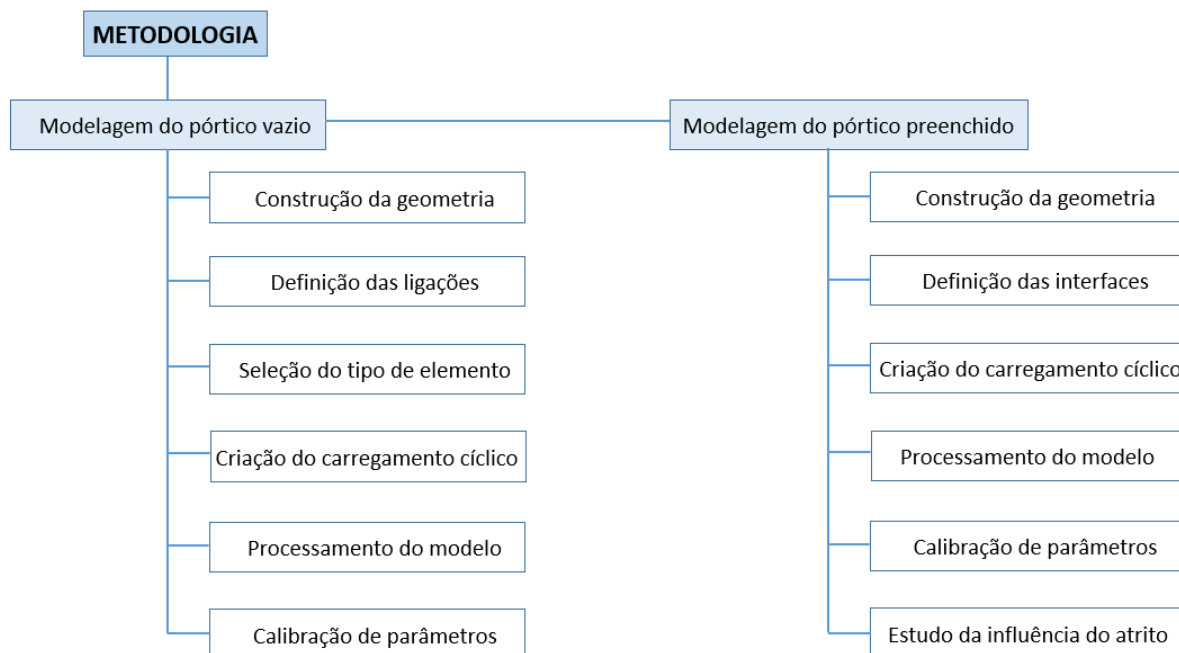
No caso da definição de contatos, esses podem ser contatos gerais, pares de contatos ou elementos de contato. Os dois primeiros usam as superfícies dos elementos para definir o contato e entre suas aplicações estão a união de dois corpos deformáveis, de uma superfície rígida com um corpo deformado, e entre dois corpos separados, mas que precisam estar vinculados para não haver deslocamento entre eles. A diferença entre um tipo de contato e outro reside na sua formulação, no tratamento do elemento de casca, na aplicação de restrições de contato, entre outros parâmetros. Já os elementos de contato são empregados em interações que não podem ser modeladas pelos contatos gerais e pares de contatos, como: contato entre dois nós ao longo de uma direção fixa no espaço, simulações de elementos axissimétricos com deformações assimétricas e interação entre elementos modelados como vigas, treliças e tubos.

Por fim, em alguns casos a conexão não é tão simples, envolvendo restrições cinemáticas, comportamento não linear força x deslocamento que difere entre uma parte e outra, atrito interno e outros mecanismos complexos. Tal situação pode ser contornada com o uso de conectores, que permitem modelar de forma mais simples as situações citadas. O Abaqus possui uma biblioteca de conectores que podem ser empregados em análises bidimensionais, axissimétricas e tridimensionais (SIMULIA, 2012).

### 3.1. Considerações iniciais

O objetivo deste item é descrever o desenvolvimento do modelo numérico de pórticos de aço com e sem alvenaria participante submetidos a carregamento cíclico, usando o *software* Abaqus 6.12. São descritas as ligações entre vigas e pilares, entre o pórtico e sua base, entre os blocos de concreto e entre a alvenaria e o pórtico circundante. São apresentados também os modelos constituintes dos materiais e a forma de carregamento da estrutura. Na Figura 36 é apresentado um esquema das atividades desenvolvidas durante a modelagem dos pórticos vazio e preenchido.

Figura 36 – Sequência de atividades desenvolvidas durante a modelagem dos pórticos.



Fonte: O autor (2019).

## 3.2. Construção da geometria e interfaces do modelo numérico

Ao se elaborar um modelo numérico é necessário definir uma forma geométrica para que a estrutura real fique representada adequadamente. Pode-se optar pela representação de todos os componentes da estrutura de forma fiel ou se adotar algumas simplificações. O primeiro caso, embora mais próximo à realidade, tende a ser mais complexo tanto na representação geométrica quanto nas etapas subsequentes da modelagem. Já o segundo caso diminui essa complexidade, podendo ser empregado contanto que a simplificação seja feita de forma cuidadosa e com bom senso.

Dois tipos de modelos foram desenvolvidos neste trabalho: um para representar o pórtico vazio e outro para o pórtico com alvenaria participante. Em ambos foram utilizados elementos *shell* 2D, que forneceram bons resultados com menor gasto computacional e tempo de análise.

### 3.2.1. Pórtico vazio

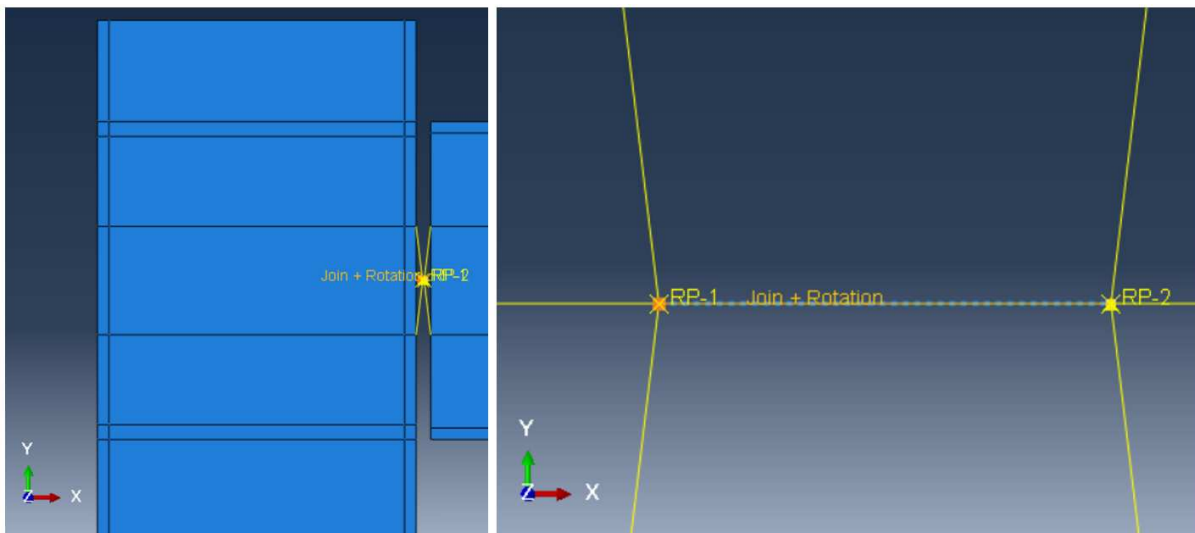
Inicialmente foram modeladas as mesas e a alma dos perfis de aço. A dimensão fora do plano das mesas correspondeu às suas larguras e a das almas às suas espessuras. Tal metodologia foi baseada no trabalho de El-Khoriby *et al.* (2017), em que foram modeladas conexões entre vigas e colunas metálicas com elementos 3D e 2D, sendo que os modelos bidimensionais obtiveram excelentes resultados. A mesma técnica foi usada também no trabalho de Eladly (2017), já citado no item 2.4. Por fim, almas e mesas foram unidas com a ferramenta *Merge* do Abaqus.

Adotou-se a ligação entre as vigas e pilares do tipo rótula. Para isso, usou-se a ferramenta *Coupling* para acoplar a região de nós do pilar que estariam em contato com a cantoneira a um ponto de referência (RP1) externo ao pilar. O mesmo procedimento foi feito com a viga (RP2) que se ligaria com o pilar. Então, entre os dois pontos de referência aplicou-se um conector do tipo *Join + Rotation* (Figura 37). A primeira propriedade (*Join*) impede todos os movimentos de translação enquanto a segunda (*Rotation*) foi configurada com uma constante elástica praticamente nula ( $10^{-20}$  N·mm) em torno do eixo *z*, simulando o efeito de uma rótula.

A adoção de uma ligação rotulada deve-se ao fato de ser o vínculo que permitiu uma maior proximidade entre os deslocamentos numéricos e experimentais do pórtico. Fonseca (1999) ensaiou o mesmo pórtico de aço usado por De Grandi (2018) em seus experimentos, que

é objeto desta pesquisa, constatando que a consideração de rótulas forneceu resultados mais próximos dos obtidos experimentalmente.

Figura 37 – Ligação entre os perfis de aço do pórtico utilizando os conectores *Join + Rotation*.



Fonte: O autor (2019).

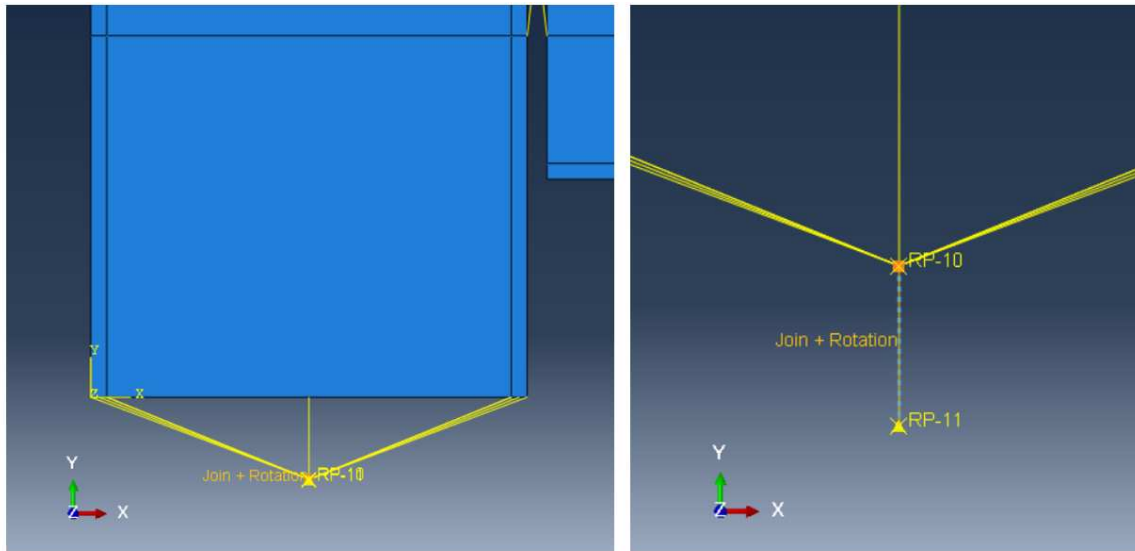
A ligação da base dos pilares foi considerada inicialmente como engastes. No entanto, isso reduziu bastante o deslocamento lateral do pórtico, afastando dos resultados observados nos experimentos. Levando em conta que os DTs usados no ensaio dos pórticos para medir a movimentação dos parafusos da base dos pilares detectaram uma pequena movimentação, optou-se por se empregar uma ligação semirrígida. Assim, a modelagem foi similar à ligação feita entre as vigas e pilares. Acoplou-se os nós da base do pilar a um ponto de referência (RP10) e, em seguida, outro ponto de referência foi criado e engastado para servir de apoio à estrutura (RP11). Por fim, uniu-se os dois pontos com um conector *Join + Rotation*, com uma constante elástica obtida por meio de calibração com os resultados do ensaio do pórtico vazio (Figura 38).

O modelo inteiro do pórtico de aço vazio (sem alvenaria de preenchimento) é representado na Figura 39.

### 3.2.2. Pórtico com alvenaria participante

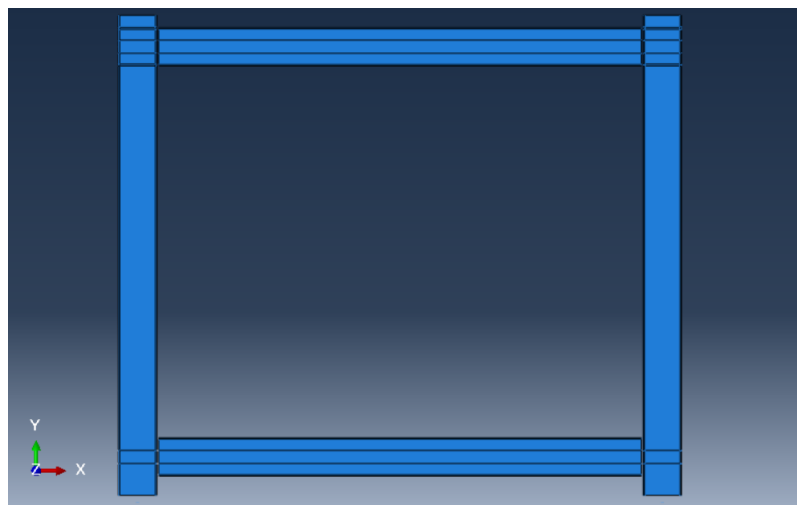
A representação do pórtico com alvenaria participante teve como base o modelo do pórtico vazio descrito anteriormente. Assim, possui as mesmas dimensões e ligações, mas com a inclusão da parede de blocos de concreto.

Figura 38 – Ligação semirrígida da base do pilar utilizando o conector *Join + Rotation*.



Fonte: O autor (2019).

Figura 39 – Modelo inteiro do pórtico de aço vazio.



Fonte: O autor (2019).

A alvenaria participante foi constituída por blocos cujas larguras e alturas correspondiam às suas dimensões reais médias acrescidas de metade das espessuras das juntas em cada lado, representando a micromodelagem simplificada citada no subitem 2.6.2. Por se tratar de uma modelagem bidimensional, os furos dos blocos de concreto não puderam ser representados. Então, por simplificação, modelou-se o bloco como uma unidade maciça, cuja espessura fora do plano era de 55,6 mm, correspondendo à soma das espessuras médias das paredes longitudinais dos blocos.

Bolhassani *et al.* (2015) defende que essa consideração para a análise bidimensional é razoável por dois motivos principais. Primeiro, a fonte de resistência em um prisma de blocos furados são as paredes de concreto da unidade. Assim, considerar apenas a parte sólida da unidade em detrimento do bloco furado é razoável. Segundo, em ensaios de cisalhamento das argamassas, dada uma maior resistência do concreto do bloco em relação à argamassa, a unidade atua mais como um agente que transfere as tensões na estrutura. Assim, considerando o problema do cisalhamento longitudinal, a simplificação não penalizaria tanto o modelo.

### 3.2.2.1. Definição das interfaces entre os blocos

Como foi adotada a micromodelagem simplificada, os blocos tiveram sua altura e comprimento expandidos até metade das juntas de argamassas, ao passo que estas foram representadas por contatos de espessura nula entre os blocos.

Foram definidas quatro propriedades de contato para que o comportamento da argamassa nas juntas entre blocos fosse representado da forma mais real possível.

A primeira propriedade foi o *hard contact*, que impede a penetração de um bloco sobre o outro quando em contato, possibilita a transmissão de esforços de compressão e permite a separação entre esses (abertura do contato) em casos de esforços de tração.

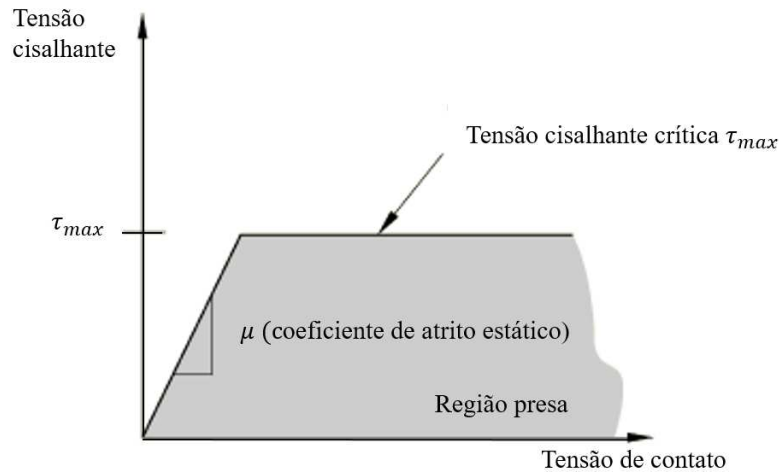
O *tangential behavior* simula o atrito entre duas superfícies, reproduzindo a lei de Coulomb. É possível, para essa propriedade, definir um coeficiente de atrito estático ( $\mu$ ) e uma tensão cisalhante limite  $\tau_{max}$ , a partir da qual ocorre o deslizamento entre as superfícies (Figura 40). Para alvenarias, o coeficiente de atrito usualmente empregado varia de 0,60 a 0,80 (BOLHASSANI *et al.*, 2016), sendo empregado neste trabalho o valor de 0,70. O valor de  $\tau_{max}$  usado foi de 0,20 MPa, obtido no ensaio de pequenas paredes executado por De Grandi (2018).

A propriedade *surface-based cohesive behavior* é embasada na lei de tração-separação para superfícies que estão em contato. Esse tipo de interação é mais fácil de definir que a utilização de elementos coesivos e permite simular uma ampla gama de interações (SIMULIA, 2012). Uma aplicação comum seria em regiões potenciais de propagação de fissuras, como o caso de juntas de argamassa em alvenarias (BOLHASSANI *et al.*, 2016). A lei de tração-separação disponível no Abaqus é caracterizada por um trecho elástico linear até que o dano do contato seja iniciado (Figura 41). Esse comportamento é representado por uma matriz constitutiva elástica que relaciona as tensões normal ( $t_n$ ) e cisalhantes ( $t_s$  e  $t_t$ ) com as respectivas separações ( $\delta_n$ ,  $\delta_s$  e  $\delta_t$ ) devido a essas tensões, conforme a Equação (15):

$$\mathbf{t} = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} t_{nn} & t_{ns} & t_{nt} \\ t_{ns} & t_{ss} & t_{st} \\ t_{nt} & t_{st} & t_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = \mathbf{K} \boldsymbol{\delta} \quad (15)$$

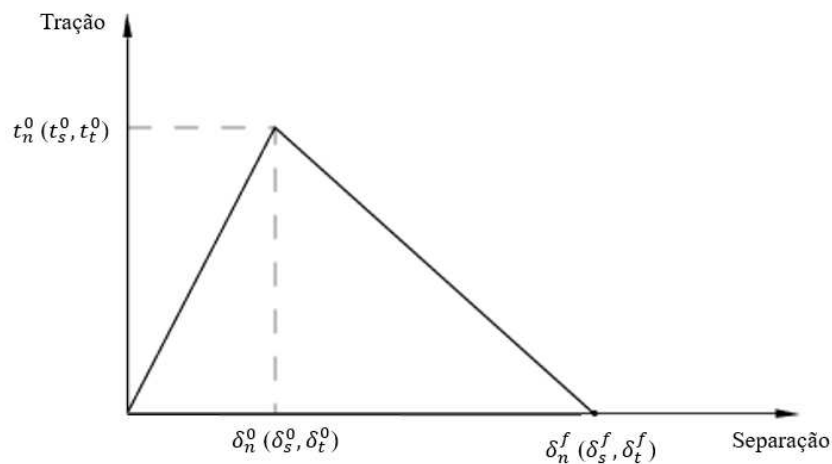
sendo  $\mathbf{K}$  a matriz de rigidez elástica para um comportamento totalmente acoplado.

Figura 40 – Critério de atrito limitado por uma tensão de cisalhamento crítica.



Fonte: Adaptado de SIMULIA (2012).

Figura 41 – Típica resposta tração-separação.



Fonte: Adaptado de SIMULIA (2012).

Caso os comportamentos normal e cisalhante sejam considerados desacoplados, o que é frequentemente adotado na micromodelagem de alvenarias, a matriz de rigidez se reduz a uma matriz diagonal, com os coeficientes de rigidez normal e cisalhante podendo ser calculados de acordo com Lourenço (1996):

$$k_n = \frac{E_u E_m}{h_m(E_u - E_m)} \quad (16)$$

$$k_s = \frac{G_u G_m}{h_m(G_u - G_m)} \quad (17)$$

em que  $E_u$  e  $E_m$  são os módulos de elasticidades longitudinais do bloco de concreto e da argamassa, respectivamente,  $G_u$  e  $G_m$  são os módulos de elasticidade transversais do bloco e da argamassa, e  $h_m$  é a espessura real da junta de argamassa. Os valores obtidos para as juntas horizontais foram  $k_n = 5962,26 \text{ N/mm}^3$  e  $k_s = 1035,11 \text{ N/mm}^3$ , e para as juntas verticais  $k_n = 9937,09 \text{ N/mm}^3$  e  $k_s = 1725,19 \text{ N/mm}^3$ .

A propriedade *Damage* permite simular a degradação e eventual falha na ligação das superfícies coesivas. Ela é constituída por dois processos: uma iniciação e uma evolução do dano.

A iniciação do dano se dá quando as tensões ou separações de contato satisfazem um dos critérios especificados pelo usuário. O empregado nesta pesquisa foi o *maximum stress criterion*, no qual a degradação se inicia quando a razão entre as tensões de contato atinge o valor unitário, como representado na Equação (18):

$$\max \left\{ \frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0} \right\} = 1 \quad (18)$$

sendo que:

$t_n$  é a tensão normal;

$t_s$  e  $t_t$  são as tensões cisalhantes nas duas direções no plano da interface;

$t_n^0$  é a tensão normal máxima que ocorreria se a separação fosse apenas devido à tensão normal. Nesta pesquisa utilizou-se o valor de 1,09 MPa, que corresponde a resistência à tração estimada da argamassa dada pela Equação (10);

$t_s^0$  e  $t_t^0$  são as tensões cisalhantes máximas, nas duas direções no plano da interface, que ocorreriam se a separação entre as duas superfícies fosse apenas devido à tensão cisalhante. Nesta pesquisa adotou-se  $t_s^0 = 0,2 \text{ MPa}$  (correspondente ao ensaio de pequena parede) e  $t_t^0$  nulo (por se tratar de um modelo bidimensional).

O dano é medido pela variável  $D$ , apresentando um valor nulo inicialmente e crescendo conforme ocorre a degradação do contato, até atingir o valor 1. A variável dano afeta as tensões de contato na forma:

$$t_n = \begin{cases} (1 - D)\bar{t}_n & t_n \geq 0 \\ \bar{t}_n & \text{O dano ainda não teve início} \end{cases} \quad (19)$$

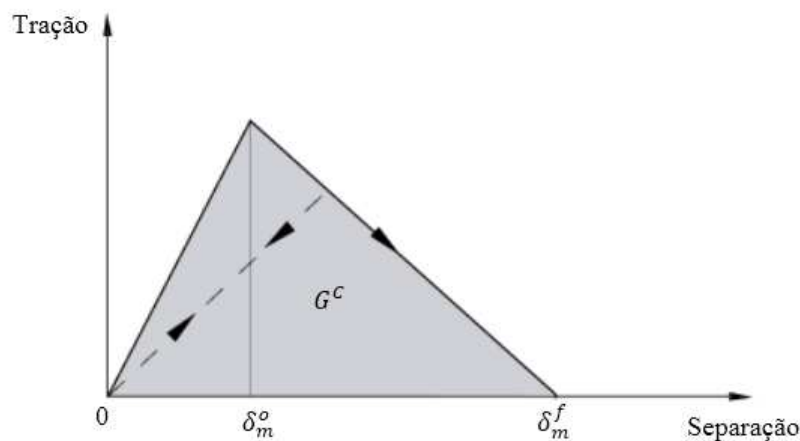
$$t_s = (1 - D)\bar{t}_s \quad (20)$$

$$t_t = (1 - D)\bar{t}_t \quad (21)$$

sendo que  $\bar{t}_n$ ,  $\bar{t}_s$  e  $\bar{t}_t$  são as componentes de tensão previstas pela lei de tração-separação para as deformações correntes sem considerar o dano.

Iniciado o dano, é possível descrever uma lei para a taxa com a qual a rigidez coesiva é degradada. Dois componentes são necessários para definir a evolução do dano. O primeiro consiste em especificar a separação efetiva entre as superfícies na falha completa,  $\delta_m^f$ , ou a energia dissipada durante a falha,  $G^c$  (Figura 42). O segundo componente consiste em especificar a natureza de evolução da variável de dano ( $D$ ), entre o início do dano e a falha final. A variável em questão pode ter uma evolução linear (Figura 42), exponencial (Figura 43) ou ainda outra forma definida pelo usuário do Abaqus (dados tabulares).

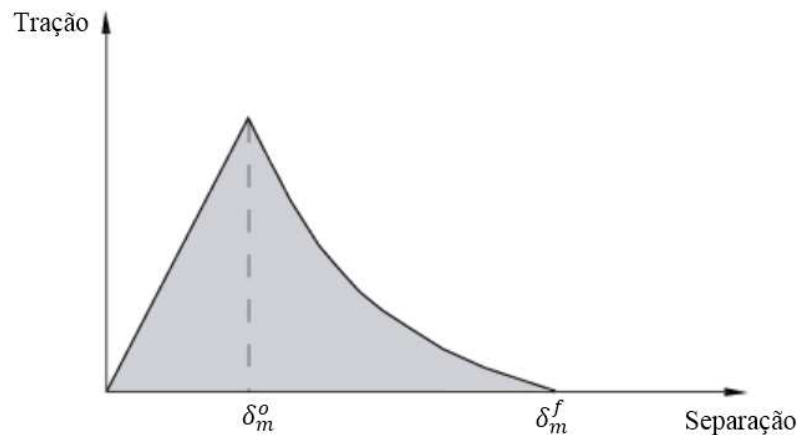
Figura 42 – Evolução linear do dano.



Fonte: Adaptado de SIMULIA (2012).

Neste trabalho optou-se pela utilização de uma evolução do dano do tipo exponencial, fornecendo-se ao Abaqus apenas a energia dissipada durante a falha, que pode ser obtida por testes de fratura. Na ausência desse teste, foi realizada uma análise inversa, obtendo-se a energia para a qual o modelo se ajustou adequadamente aos dados experimentais.

Figura 43 – Evolução exponencial do dano.



Fonte: Adaptado de SIMULIA (2012).

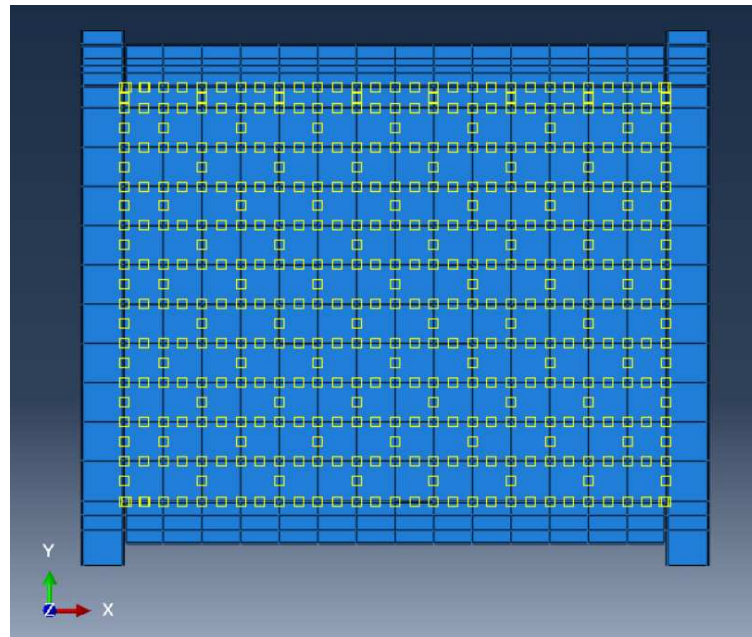
### 3.2.2.2. Definição das interfaces entre o pórtico e os blocos

Entre o pórtico de aço e os blocos usou-se apenas as propriedades *hard contact* e *tangential behavior*, já descritas anteriormente. Na Figura 44 mostra-se o posicionamento das interações entre os blocos e entre a alvenaria e o pórtico.

Margiacchi *et al.* (2016), ao avaliar a influência do coeficiente de atrito entre o aço do pórtico e a alvenaria, apontam que esse parâmetro não influencia significativamente no comportamento da estrutura. Eladly (2017), em seu trabalho com macromodelagem de uma alvenaria preenchendo um pórtico de aço, desconsidera o atrito entre as superfícies como simplificação, encontrando boa concordância com os dados experimentais. No entanto, na literatura, vários pesquisadores adotam o valor de 0,25 para o coeficiente de atrito entre essas superfícies, como Dawe, Seah e Liu (2001), Mohebkhah, Tasnimi e Moghadam (2008) e Sarhosis, Tsavdaridis e Giannopoulos (2014). Em função dessas referências, tal valor foi adotado nesta pesquisa e cujos resultados são apresentados no item 4.

Após a calibração do modelo numérico, um novo modelo foi elaborado, com a única diferença de não se considerar o atrito entre o painel e o pórtico. O objetivo dessa última análise consistiu em analisar o impacto do atrito nos resultados.

Figura 44 – Interações entre os blocos e entre a alvenaria e o pórtico.

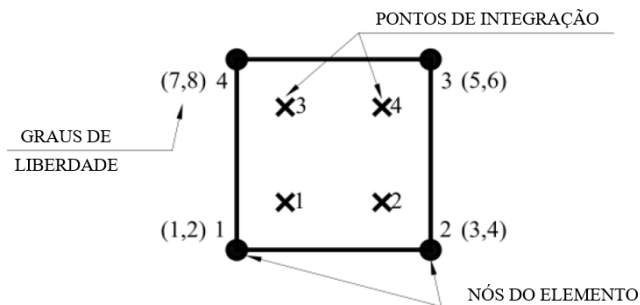


Fonte: O autor (2019).

### 3.3. Malha de elementos finitos

Para a geração de malha, tanto do pórtico como dos blocos, foi utilizado o elemento bilinear quadrilateral de quatro nós do estado plano de tensões (CPS4) da biblioteca do Abaqus (Figura 45). Esse elemento tem quatro pontos de integração e dois graus de liberdade de translação por nó.

Figura 45 – Esquema do elemento CPS4.



Fonte: Adaptado de Kawecki e Podgórski (2017).

Após a construção da geometria dos modelos, a atribuição das características dos materiais, condições de contorno e carregamento, foi conduzido um teste de refinamento de malha, verificando-se malhas com elementos de 10, 20, 30, 40 e 50 mm de aresta (*seed*).

Levando-se em conta as envoltórias de força-deslocamento dos pórticos vazios e preenchidos, os modos de colapso da alvenaria e o tempo de processamento, optou-se por utilizar neste trabalho uma aresta máxima de 30 mm para o gerador de malhas do Abaqus.

### 3.4. Modelos constitutivos adotados

Para o desenvolvimento do modelo de elementos finitos, foi considerado o comportamento não linear do aço e do concreto dos blocos, conforme os subitens a seguir.

#### 3.4.1. Modelo constitutivo para o aço

Por não haver dados de ensaios do aço que constituiu o pórtico e nem a curva tensão-deformação experimental, adotou-se os valores nominais de módulo de elasticidade, tensão de escoamento e ruptura. A curva adotada foi a proposta por Byfield e Dhanalakshimi (2002).

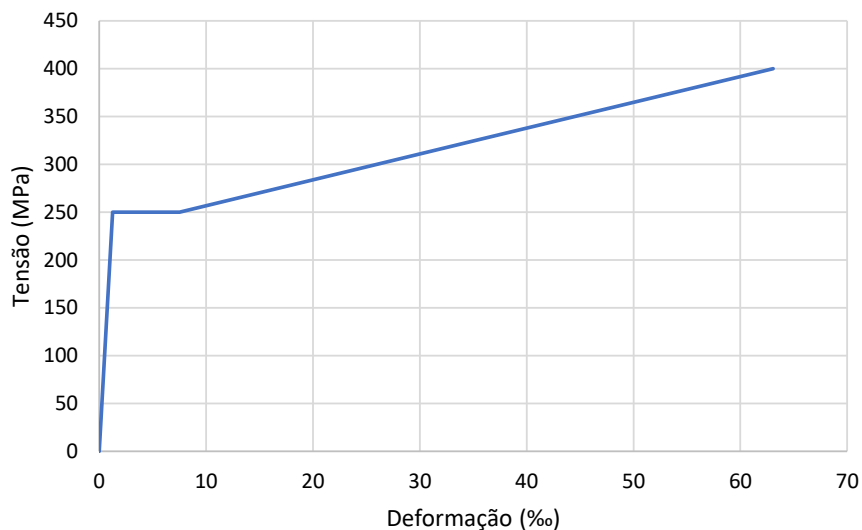
Na Tabela 7 são mostrados os parâmetros usados na confecção da curva apresentada na Figura 46, constituída pelas tensões e deformações nominais.

Tabela 7 – Parâmetros da curva nominal tensão x deformação do aço.

Aço	$\nu$	E (MPa)	$E_{sh}$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$\epsilon_y$ (‰)	$\epsilon_{sh}$ (‰)	$\epsilon_u$ (‰)
ASTM A36	0,3	200000	2700	250	400	1,25	7,50	63,06

Fonte: O autor (2019).

Figura 46 – Curva tensão x deformação do aço.



Fonte: O autor (2019).

No entanto, o Abaqus trata separadamente as deformações elásticas ( $\varepsilon^{el}$ ) e as inelásticas ( $\varepsilon^{pl}$ ), sendo que a deformação total ( $\varepsilon$ ) pode ser obtida a partir dessas duas:

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (22)$$

A parte elástica é considerada linear e isotrópica, sendo fornecidos ao *Abaqus* o módulo de elasticidade ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) do aço. Para a parte plástica devem ser fornecidas as tensões verdadeiras e as deformações plásticas correspondentes. As tensões e deformações são obtidas pelas Equações (23) e (24), enquanto a deformação plástica é dada pela Equação (25):

$$\sigma_v = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (23)$$

$$\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (24)$$

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon - \frac{\sigma_v}{E} \quad (25)$$

Diante dessas considerações, são mostrados na Tabela 8 os valores inseridos no Abaqus, tanto para a parte elástica quanto para a plástica.

Tabela 8 – Propriedades mecânicas do aço.

Elasticidade		Plasticidade				
*E (MPa)	*ν	σ <sub>nom</sub> (MPa)	ε <sub>nom</sub> (m/m)	*σ <sub>v</sub> (MPa)	ε <sub>v</sub> (m/m)	*ε <sup>pl</sup> (m/m)
		250	0	250,31	0	0
200000	0,3	250	0,0075	251,88	0,0075	0,0062
		400	0,0631	425,22	0,0611	0,0590

\*valores fornecidos ao *Abaqus*

Fonte: O autor (2019).

### 3.4.2. Modelo constitutivo para o concreto

#### 3.4.2.1. Concreto submetido à compressão

Para caracterizar o comportamento à compressão do concreto constituinte dos blocos, foi usado o modelo CDP, cujos parâmetros de entrada são mostrados na Tabela 9 e foram explicados no item 2.6.3.5. Além desses parâmetros, adotou-se a curva proposta por Guo (2014), mencionada no item 2.6.3.1.

A opção pela curva de Guo (2014) decorre do fato dela representar um ramo descendente correspondente à perda de rigidez do material após o alcance de sua resistência

máxima. Tal curva foi empregada, com bons resultados, nos trabalhos de Santos (2016), que modelou paredes de alvenaria estrutural submetidas a carregamentos verticais pelas técnicas de micromodelagem e macromodelagem, e de Medeiros (2018), que modelou pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante. Na Tabela 10 são mostrados os dados usados na construção da curva tensão-deformação do concreto e na Figura 47 a curva adimensional obtida.

Tabela 9 – Parâmetros para o modelo CDP - blocos.

Elasticidade		Plasticidade				
E (MPa)	$\nu$	$\psi$	$\epsilon$	$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	K	$\mu$
6410,18	0,2	32	0,1	1,16	0,6667	0,001

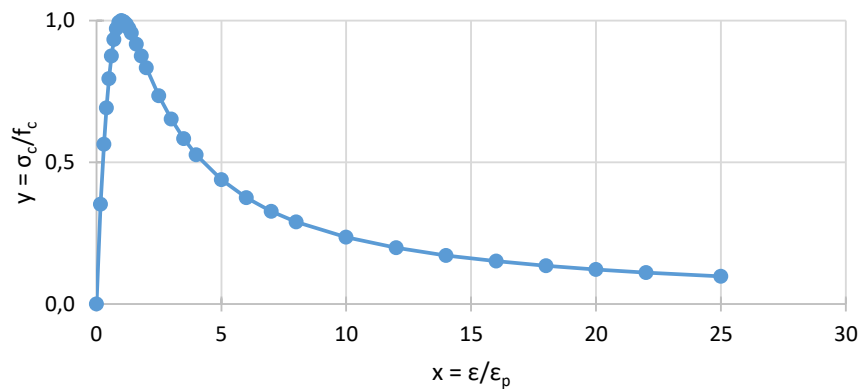
Fonte: O autor (2019).

Tabela 10 – Parâmetros para construção da curva de compressão do bloco.

$f_c$ (MPa)	$E_0$ (MPa)	$E_p$ (MPa)	$e_{40\%}$ (m/m)	$e_p$ (m/m)	$\alpha_a$	$\alpha_d$
5,50	6500,00	2750,00	0,00034	0,0020	2,36	0,4

Fonte: O autor (2019).

Figura 47 – Diagrama tensão x deformação do concreto.



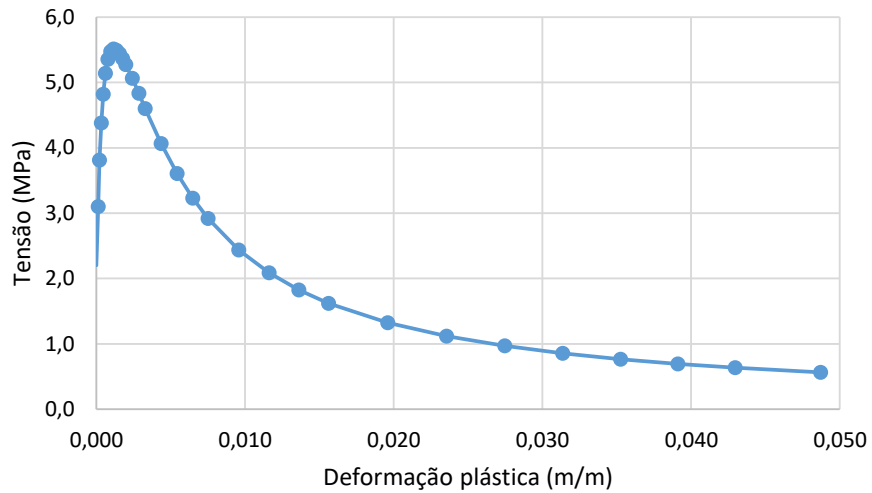
Fonte: O autor (2019).

Como não foi realizado o ensaio para obtenção do módulo de elasticidade do bloco ou do prisma, esse valor também teve que ser obtido por análise inversa nos primeiros ciclos de carregamento do pórtico preenchido. Foram testados os valores de 5000, 6000, 6400, 6450, 6500, 6550, 6600, 6700, 6800, 7000, 8000 e 9000 (em MPa). Desses, o módulo de elasticidade de 6500 MPa permitiu obter os melhores resultados, com desvios relativos aos dados experimentais menores ou iguais a 10%, sendo por isso então adotado no modelo numérico.

Uma vez que no Abaqus deve-se inserir os dados referentes à curva tensão-deformação em função da tensão e deformação plástica, obteve-se essa pela Equação (26), dando origem ao diagrama apresentado na Figura 48.

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon - \frac{\sigma_c}{E} \quad (26)$$

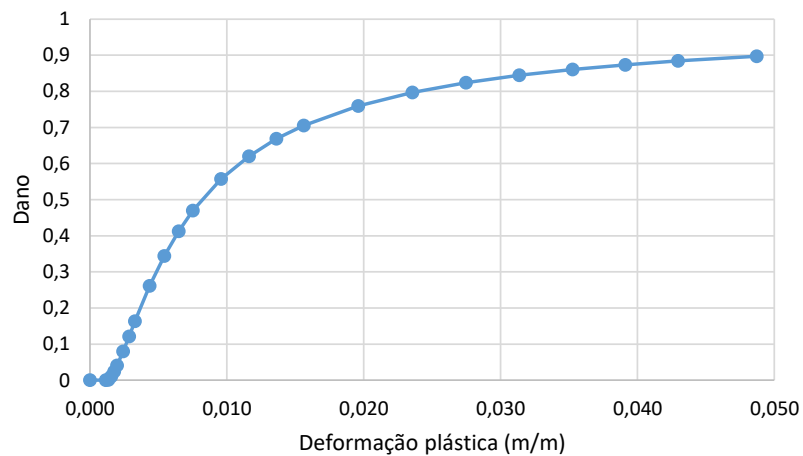
Figura 48 – Diagrama tensão x deformação plástica do concreto sob compressão uniaxial.



Fonte: O autor (2019).

O dano à compressão foi calculado de acordo com a Equação (1), sendo o diagrama dano-deformação plástica apresentado na Figura 49.

Figura 49 – Diagrama dano x deformação plástica do concreto sob compressão uniaxial.



Fonte: O autor (2019).

### 3.4.2.2. Concreto submetido à tração

O comportamento à tração do concreto também é definido através do modelo CDP, cujos parâmetros já foram apresentados na Tabela 9. Como explicado no item 2.6.3.2, foi adotado o modelo de abertura de fissuras proposto por Hordijk (1991). Na Tabela 11 são mostrados os parâmetros necessários para a construção da curva tensão x abertura de fissura, representada na Figura 50. Tais parâmetros foram obtidos por meio das Equações (8), (9) e (10), sendo que a curva foi descrita pela Equação (7).

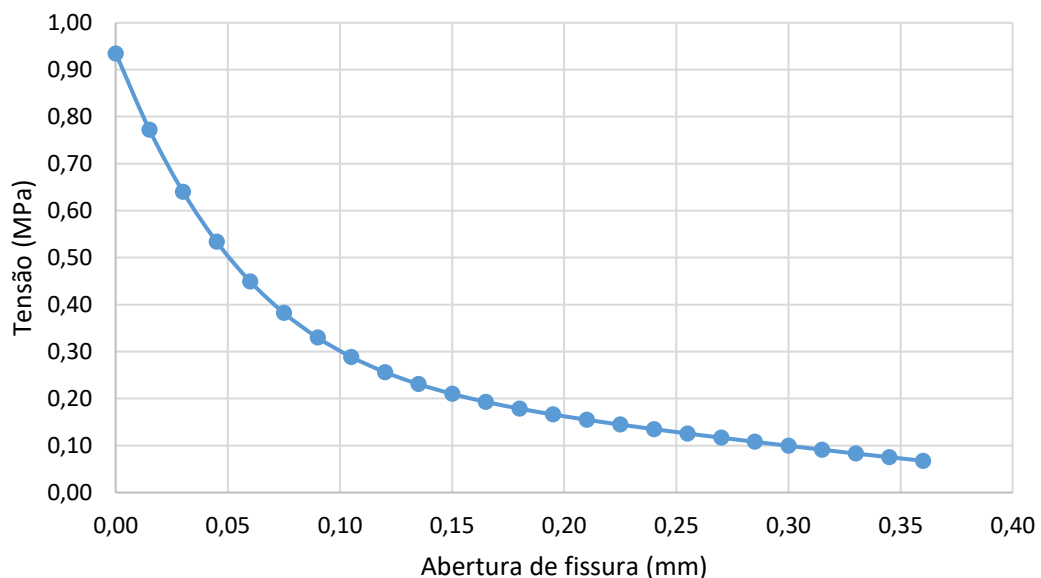
Tabela 11 – Parâmetros para construção da curva tensão-abertura de fissura.

$f_{ctm}$ (MPa)	$c_1$	$c_2$	$G_F$ (N/mm)	$w_c$ mm
0,93	3,00	6,93	0,099	0,546

Fonte: O autor (2019).

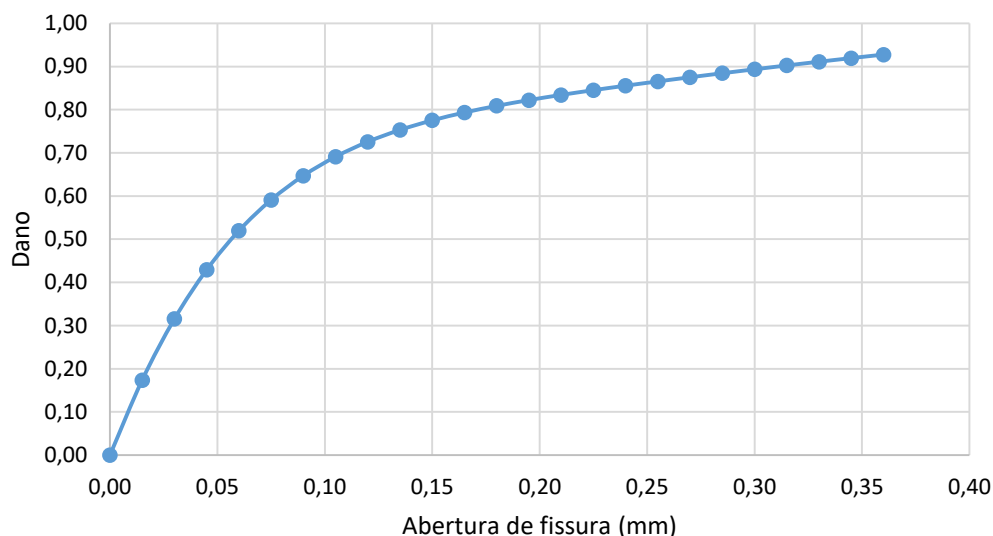
Assim como foi feito para o comportamento à compressão, foi calculado o dano referente à tração após o pico de carregamento através da Equação (6). Na Figura 51 é mostrada a curva dano x abertura de fissura para o concreto.

Figura 50 – Diagrama tensão x abertura de fissura.



Fonte: O autor (2019).

Figura 51 – Diagrama dano x abertura de fissura.



Fonte: O autor (2019).

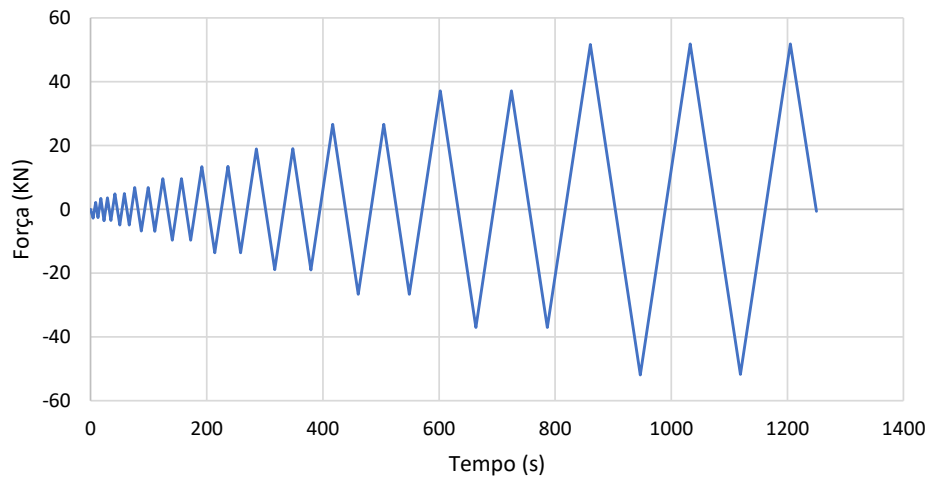
### 3.5. Aplicação do carregamento e monitoramento dos resultados

A calibração do modelo numérico foi baseada no pórtico vazio PV-6-CE-1.2 e no pórtico preenchido PP-3-CE-0.5|2.0, ensaiados por De Grandi (2018). Utilizando o carregamento aplicado nos ensaios, foi possível montar uma tabela com as forças máximas aplicadas em cada passo de carga e o tempo correspondente. Com essas informações, criou-se uma curva de amplitude (opção *Amplitude* → *Tabular* do Abaqus). Em seguida, foi criado um carregamento unitário vinculado à curva de amplitude, garantindo assim um carregamento no modelo numérico idêntico ao do ensaio experimental ao longo do tempo (Figura 52).

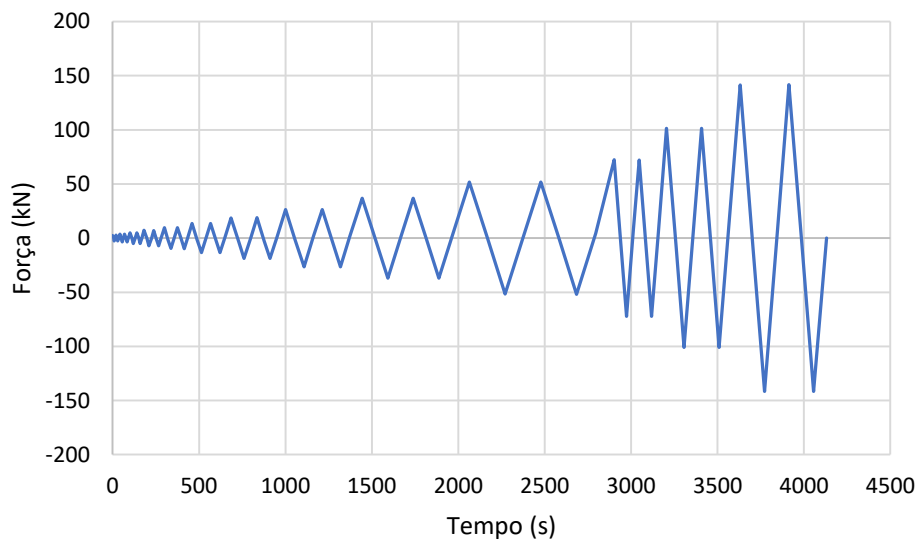
Para facilitar a aplicação de carga e posterior leitura dos dados, criou-se um acoplamento cinemático entre os nós do pilar (região do pórtico em contato com o atuador hidráulico no ensaio) e um ponto de referência (RP13), conforme a Figura 53. No modelo numérico, a força aplicada no ponto de referência é automaticamente transferida para a respectiva área no pilar.

No lado oposto ao de aplicação do carregamento, na posição em que foi posicionado o transdutor de deslocamento DT-1 usado no monitoramento dos deslocamentos horizontais da estrutura, criou-se um marcador (*set*) no modelo numérico (ponto vermelho na Figura 54). Dessa forma, os deslocamentos observados nesse ponto poderiam ser mais facilmente extraídos dos resultados e comparados aos que foram registrados pelo DT-1 nos experimentos.

Figura 52 – Carregamento aplicado no modelo numérico.



(a) p&ordiltico vazio

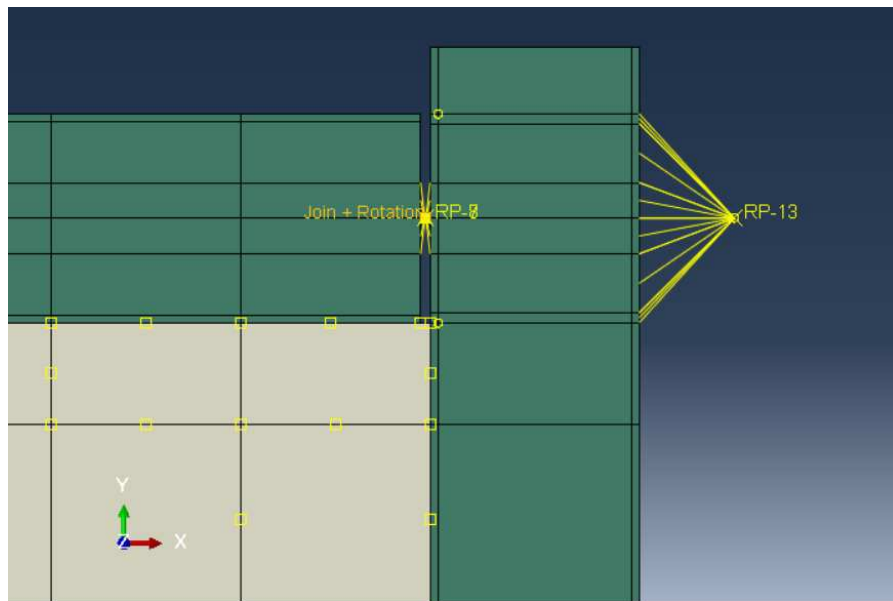


(b) p&ordiltico preenchido

Fonte: O autor (2019).

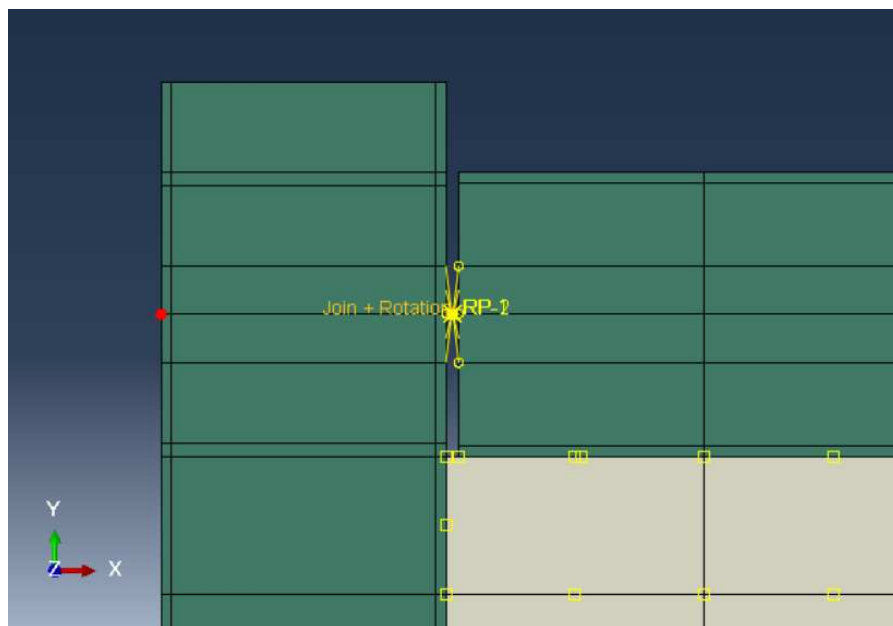
Apøs o processamento numêrico dos modelos, foram obtidos as forças no ponto de aplicaç&otilde;o de carga e os deslocamentos no *set* DT-1, podendo ent&atilde;o ser comparados com os valores medidos nos ensaios experimentais. Alêm disso, foram analisados o comportamento da alvenaria frente ao carregamento, bem como a caracterizaç&otilde;o de seu colapso.

Figura 53 – Acoplamento cinemático adotado para aplicação do carregamento.



Fonte: O autor (2019).

Figura 54 – Posição do marcador (*set*) que representa o DT-1 (ponto vermelho).

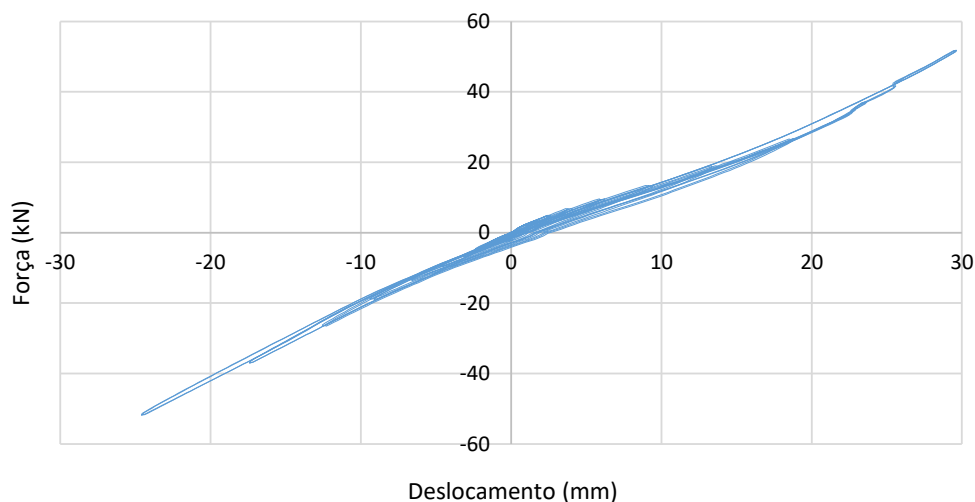


Fonte: O autor (2019).

### 3.6. Condições de contorno

A calibração das ligações semirrígidas nas bases dos pilares foi realizada com base no pórtico PV-6-CE-1.2, cujo diagrama força-deslocamento é mostrado na Figura 55.

Figura 55 – Diagrama força-deslocamento do PV-6-CE-1.2.



Fonte: Adaptado de De Grandi (2018).

Nos primeiros modelos testados, considerou-se um engastamento perfeito na base dos pilares do pórtico e ligações semi-rígidas entre os perfis de aço, tal como feito por Alvarenga (2002). No entanto, observou-se que essas considerações tornaram a estrutura menos deslocável do que foi observado experimentalmente.

Fonseca (1999), em seu trabalho com o mesmo pórtico de aço alvo desta pesquisa, mostrou que a consideração de rótulas nas ligações entre perfis descreve melhor o comportamento da estrutura que ligações semirrígidas. Assim, tal medida foi adotada, o que tornou o modelo numérico do pórtico mais deslocável. Porém, ainda menos deslocável que no experimento.

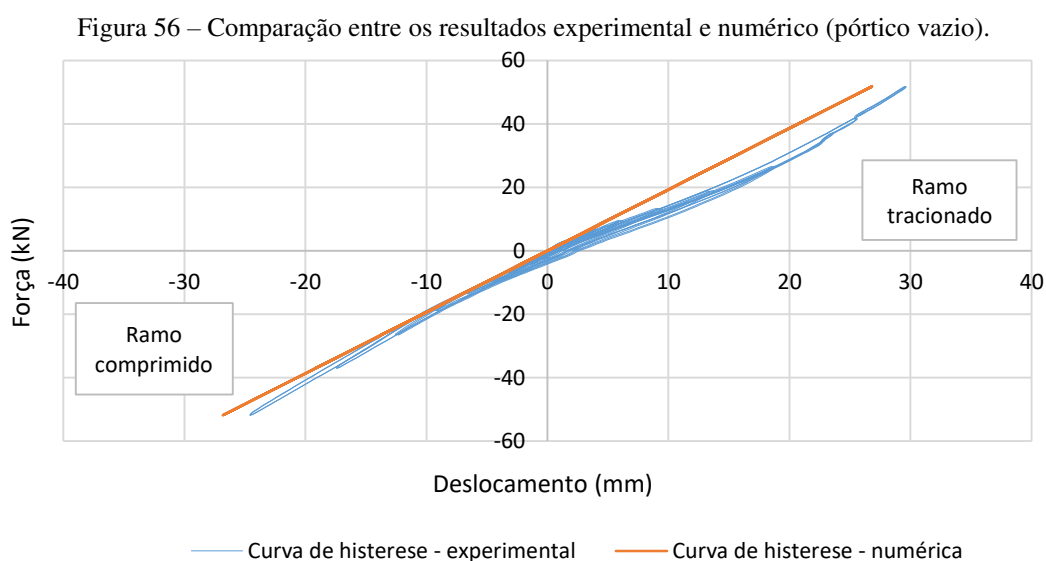
Por fim, De Grandi (2018) observou em seus ensaios um pequeno deslocamento dos parafusos que engastavam as bases dos pórticos, caracterizando uma rotação limitada da base, tanto nos pórticos preenchidos quanto nos vazios. Assim, optou-se por abandonar a consideração de uma base engastada, adotando-se uma ligação semirrígida. A rigidez da ligação foi obtida por meio de uma análise inversa, de tal forma que os resultados numéricos se aproximassem do experimental e que o erro percentual entre o último deslocamento máximo para a direita e o último para a esquerda fossem similares e os menores possíveis. Tendo isso em vista, obteve-se uma constante elástica à rotação na base dos pilares de  $2,0 \times 10^{10}$  N·mm.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste item são apresentados os resultados obtidos com os modelos numéricos. Esses são comparados com os obtidos experimentalmente por De Grandi (2018) e os tipos de colapso apresentados são discutidos.

### 4.1. Resultados numéricos para o pórtico vazio

Na Figura 56 são mostrados os resultados numérico e experimental. Percebe-se que o modelo numérico apresenta um comportamento elástico-linear, condizente com o fato de que, no experimento, o carregamento foi limitado para que o pórtico não plastificasse. No entanto, os resultados experimentais demonstram a ocorrência de histerese no sistema estrutural com um nível pequeno de plastificação, sendo mais acentuada no ramo tracionado (provavelmente nas ligações do pórtico). Em resumo, o ramo comprimido apresenta boa concordância entre os dados numéricos e experimentais, enquanto no ramo tracionado eles se afastam um pouco.



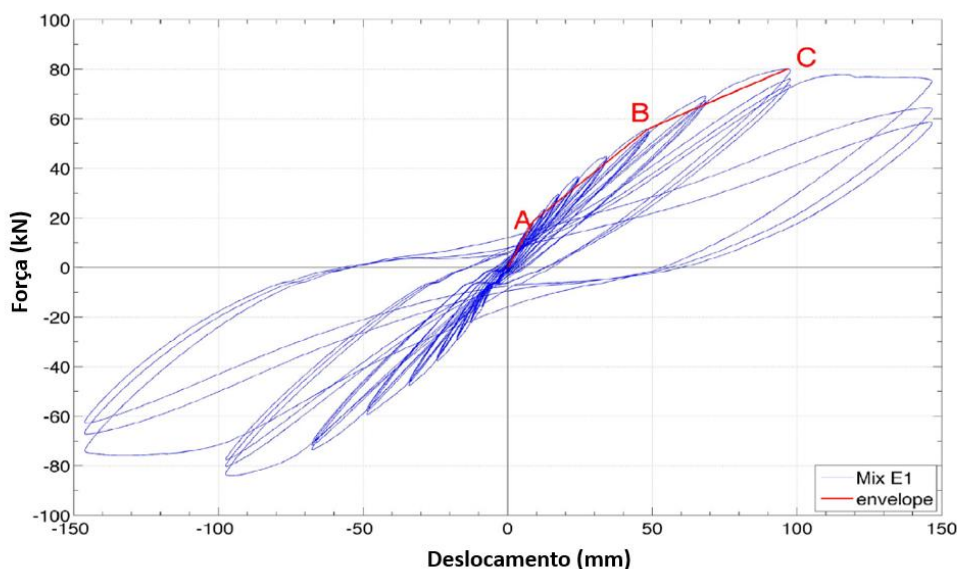
Fonte: O autor (2019).

De Grandi (2018) constatou essa assimetria no comportamento do pórtico e tentou corrigi-la reforçando as cantoneiras nas ligações da estrutura. Essa medida teve pequeno efeito, continuando perceptível a assimetria. Assim, seria importante uma investigação mais aprofundada para se entender melhor o motivo dessa particularidade nos ensaios.

Em termos de estabilidade de uma estrutura, a situação mais crítica é aquela na qual o carregamento exercido é máximo. Assim, a envoltória do carregamento é uma abordagem adequada na caracterização do comportamento dos pórticos, sejam vazios ou preenchidos. Essa metodologia foi adotada em trabalhos como os de Bolhassani (2015) e Faleschini *et al.* (2017), com estruturas sujeitas a carregamentos cíclicos.

Como explicado por Faleschini *et al.* (2017), as envoltórias são construídas com os pontos máximos pertencentes à curva de histerese carregamento-deslocamento da estrutura, contendo os pontos de pico do primeiro ciclo de cada passo de carga (Figura 57). No presente trabalho, excepcionalmente para o primeiro passo de carga dos pórticos preenchidos, considerou-se o pico do segundo ciclo, de forma a contemplar a acomodação inicial entre os elementos de alvenaria e da parede com o pórtico.

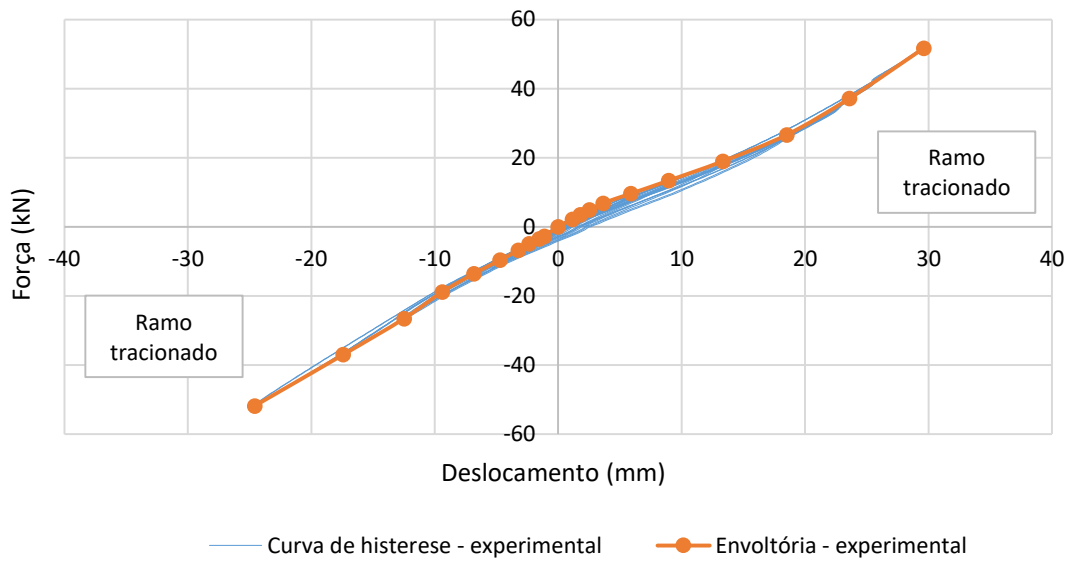
Figura 57 – Construção de uma envoltória para análise de curvas de histerese.



Fonte: Adaptado de Faleschini *et al.* (2017).

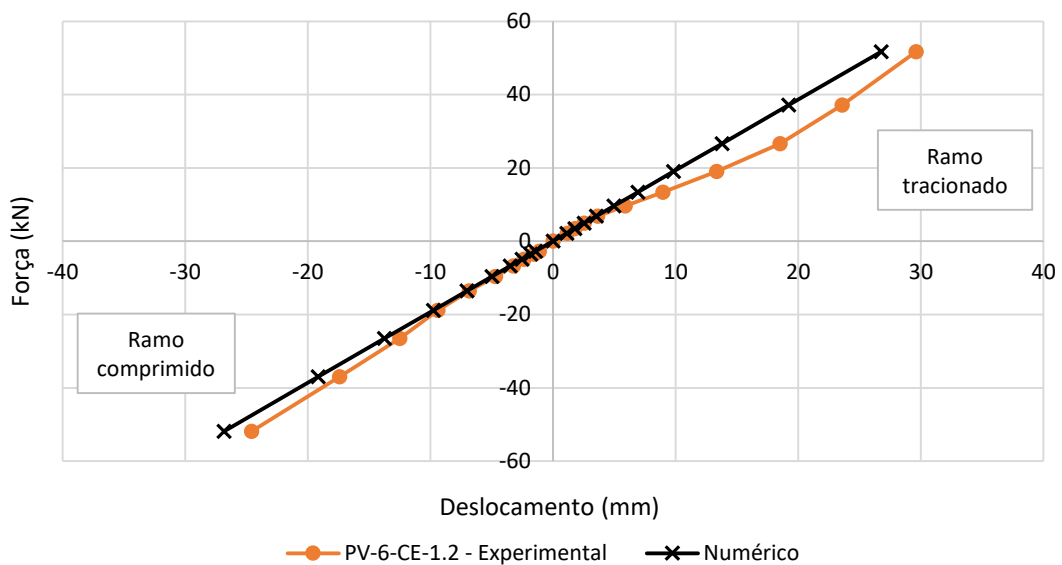
Seguindo esse procedimento, construiu-se a envoltória da curva experimental do pórtico vazio, como mostrado na Figura 58. Dessa forma, na Figura 59 apresentam-se as envoltórias experimental e numérica, podendo-se observar uma boa correlação entre elas.

Figura 58 – Confeção da envoltória para o pórtico vazio.



Fonte: O autor (2019).

Figura 59 – Comparação das envoltórias experimental e numérica (pórtico vazio).



Fonte: O autor (2019).

Na Tabela 12 são mostrados os desvios relativos em cada passo de carga (incremento de força), tanto no ramo comprimido, ou seja, quando o atuador hidráulico desloca o pórtico para a esquerda, quanto no ramo tracionado, quando o atuador desloca o pórtico para a direita. Percebe-se que, para o ramo comprimido, os desvios são altos inicialmente, mas a partir do terceiro passo de carga ficam limitados, sendo próximos aos valores experimentais. No ramo

tracionado esses desvios iniciam baixos e, a partir do quinto incremento de força se elevam, reduzindo novamente apenas no último ciclo.

Tabela 12 – Resultados obtidos numericamente e desvios em cada passo de carga (pórtico vazio).

Ramo	Passo de carga	Tempo (s)	Força (kN)	Deslocamentos (mm)	Desvios relativos (%)	Deslocamento no numérico
Comprimido	0	0	0	0	0	Igual
	1	4,0	-2,76	-1,43	28,06	Maior
	2	23,0	-3,54	-1,83	18,09	Maior
	3	50,0	-4,91	-2,54	7,34	Maior
	4	87,5	-6,76	-3,50	8,49	Maior
	5	140,5	-9,64	-4,99	5,98	Maior
	6	214,0	-13,57	-7,02	2,74	Maior
	7	317,0	-18,85	-9,75	3,78	Maior
	8	461,0	-26,57	-13,75	10,06	Maior
	9	663,5	-37,01	-19,15	9,96	Maior
	10	946,5	-51,86	-26,83	9,09	Maior
Tracionado	0	0	0	0	0	Igual
	1	8,5	2,16	1,12	2,65	Menor
	2	17,5	3,45	1,79	0,01	Menor
	3	42,0	4,87	2,52	0,71	Menor
	4	76,0	6,83	3,53	2,71	Menor
	5	124,5	9,59	4,96	15,45	Menor
	6	191,5	13,38	6,92	22,60	Menor
	7	285,5	18,99	9,83	26,29	Menor
	8	417,0	26,62	13,77	25,57	Menor
	9	602,0	37,14	19,22	18,48	Menor
	10	860,5	51,72	26,76	9,62	Menor

Fonte: O autor (2019).

Vale ressaltar que, embora os resultados numéricos não tenham se ajustado perfeitamente ao diagrama experimental, os desvios percentuais encontrados foram aceitáveis, de modo que se pode considerar válido o modelo numérico para o pórtico vazio.

Para confirmar a adequação entre os dados das envoltórias numérica e experimental, calculou-se o coeficiente de determinação ( $R^2$ ). Partiu-se do pressuposto que os valores numéricos são os teóricos, por se basearem em leis e hipóteses da Resistência dos Materiais, Teoria da Elasticidade e Teoria da Plasticidade, e os valores experimentais são os dados amostrais, pois variam de um experimento para outro em função de diversos fatores. Além disso, como no experimento aplicou-se o carregamento para se medir os deslocamentos correspondentes, adotou-se a força como variável independente e o deslocamento como a variável dependente.

Para o cálculo do coeficiente de determinação, utilizou-se a Equação (27):

$$R^2 = \frac{SQ_{exp}}{SQ_{tot}} = 1 - \frac{SQ_{res}}{SQ_{tot}} \quad (27)$$

onde:

$SQ_{tot}$  é a soma total dos quadrados, que representa a variabilidade total da variável dependente, ou seja, o deslocamento. É obtida pela soma dos quadrados das diferenças entre a média das observações ( $\bar{y}$ ) e o valor observado ( $y_i$ ). Na análise em questão, essa média e os valores observados correspondem aos experimentais:

$$SQ_{tot} = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \quad (28)$$

$SQ_{exp}$  é a soma dos quadrados explicada, representando a variabilidade da variável dependente (deslocamento) que é explicada pela variável independente (força). É obtida pela soma das diferenças entre os valores estimados ( $\hat{y}_i$ ), ou seja, os dados numéricos, e a média das observações experimentais ( $\bar{y}$ ):

$$SQ_{exp} = \sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2 \quad (29)$$

$SQ_{res}$  é a soma dos quadrados dos resíduos, representando a variabilidade da variável dependente que não é explicada pela variável independente. É obtida pela soma das diferenças entre os valores observados experimentalmente ( $y_i$ ) e os valores estimados numericamente ( $\hat{y}_i$ ):

$$SQ_{res} = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 \quad (30)$$

Calculando as Equações (28) e (30), e substituindo na Equação (27), obteve-se o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) igual a 0,977. Como esse valor é muito próximo de 1, conclui-se que os dados numéricos explicam muito bem a envoltória experimental.

## **4.2. Resultados numéricos para o pórtico preenchido**

### **4.2.1. Interações entre os blocos e entre a alvenaria e o pórtico de aço**

O modelo do pórtico preenchido foi baseado no modelo de pórtico vazio, sendo mantidas todas condições descritas anteriormente. A novidade foi o acréscimo da alvenaria com as respectivas interações entre os blocos e entre o painel e o pórtico.

Uma importante parte dessa etapa foi a definição da energia de fratura das juntas verticais e horizontais de argamassa. Essa variável corresponde à energia requerida para a propagação de uma fissura por unidade de área (FIB, 2012) e seu valor altera bastante o comportamento da alvenaria. Como não foram feitos ensaios experimentais para obtenção da energia de fratura da argamassa, sua determinação foi realizada por meio de análise inversa. Assim, as energias consideradas foram alteradas iterativamente até se obter a envoltória força-deslocamento e um comportamento de colapso da alvenaria semelhantes aos apresentados experimentalmente.

Observou-se que quando as energias adotadas eram baixas, haviam uma separação precoce entre os blocos da alvenaria no modelo numérico. Por outro lado, maiores valores inibiam as separações nas juntas para as cargas previstas no ensaio. Dessa forma, optou-se por testar valores de energia diferentes para as juntas verticais e horizontais, facilitando a busca por um padrão de fissuração condizente com o observado no experimento.

Com os testes iterativos pôde-se definir dois modelos mais promissores, que se demonstraram capazes de caracterizar bem os ensaios experimentais. Esses modelos receberam as denominações PP-E415-050Exp e PP-E530-050Exp, sendo que:

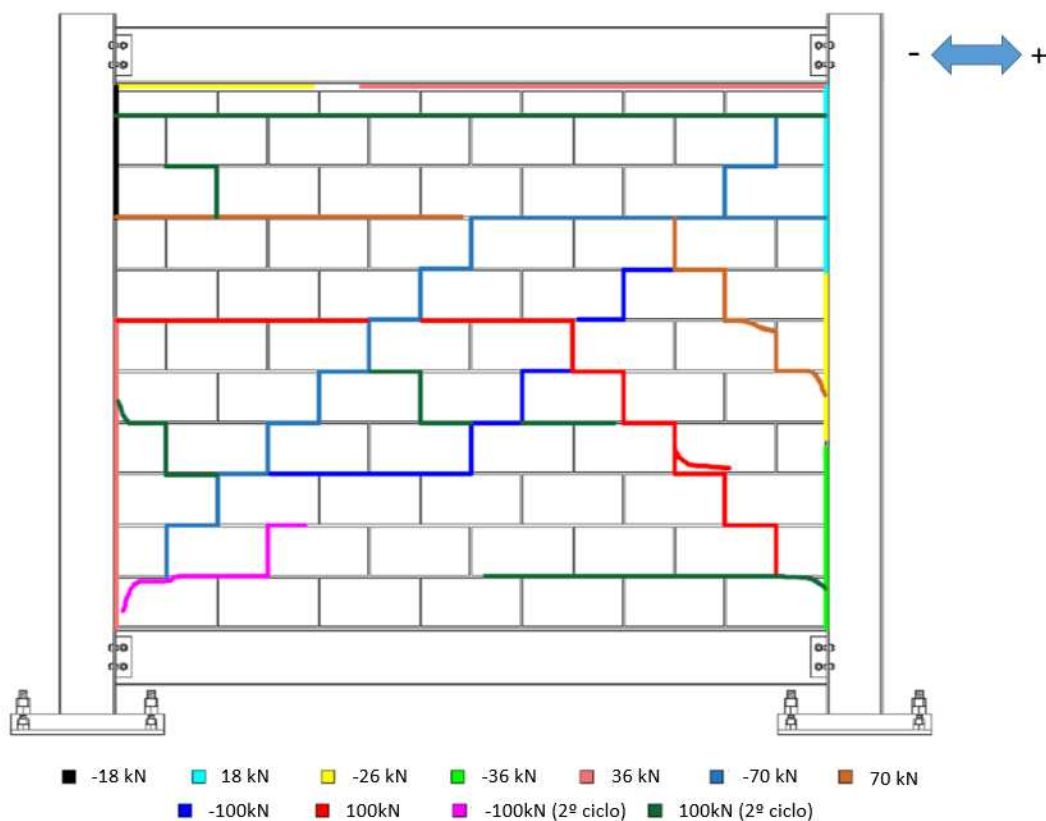
- PP significa pórtico preenchido;
- a letra E corresponde à energia de fratura e os números que se seguem são os valores de energia adotados para as juntas horizontais e verticais da alvenaria, respectivamente; e
- o termo Exp está relacionado à degradação exponencial da coesão entre os blocos.

#### **4.2.1.1. Modelo PP-E415-050Exp**

Um dos modelos em que os resultados da envoltória se aproximaram bastante dos experimentais e também foi capaz de prever a primeira fissura da alvenaria consistiu em utilizar nas juntas horizontais uma energia de fratura de 4,15 N/mm e nas juntas verticais de 0,50 N/mm.

No ensaio do pórtico PP-3-CE-0.5/2.0 (Figura 60), as primeiras fissuras ocorreram nas interfaces pórtico-alvenaria nos cantos tracionados, o que condiz com a descrição feita por Polyakov (1956, 1960) e Asteris *et al.* (2011). Na alvenaria, a primeira fissura evidente se deu com o carregamento de 70 kN, quando o atuador hidráulico deslocava o pórtico para a direita, havendo a separação da junta horizontal na parte superior da alvenaria e fissuras escalonadas na porção direita, propagando inclusive para alguns blocos. Quando o atuador deslocava o pórtico para a esquerda com 70 kN de força, observou-se um padrão de fissuração semelhante, mas espelhado. Com a carga de 100 kN, houve formação de novas fissuras, seguindo o mesmo padrão de separação de juntas horizontais, algumas fissuras escalonadas e outras localizadas nos blocos.

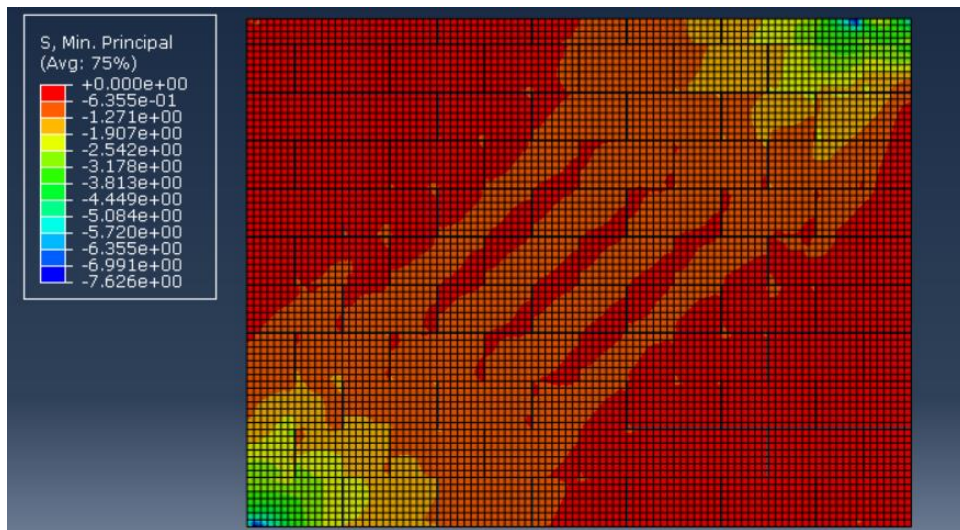
Figura 60 – Fissuras no pórtico preenchido PP-3-CE-0.5/2.0.



Fonte: Adaptado de De Grandi (2018).

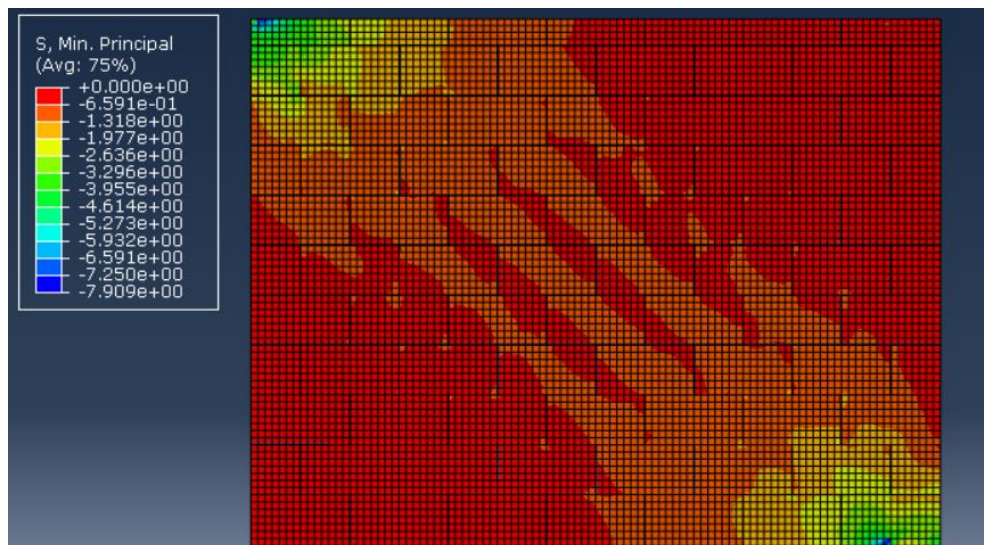
No modelo numérico, antes da carga de 70 kN, ou seja, antes de qualquer separação das juntas de argamassa, é observado um padrão de formação de bielas de compressão, como pode ser constatado na Figura 61 e na Figura 62.

Figura 61 – Formação da biela de compressão no deslocamento para a esquerda do pórtico (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

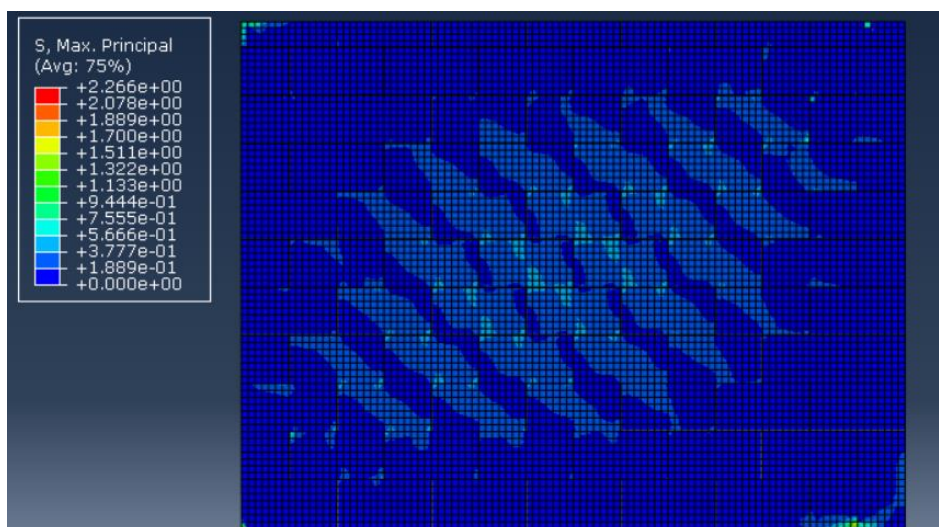
Figura 62 – Formação da biela de compressão no deslocamento para a direita do pórtico (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

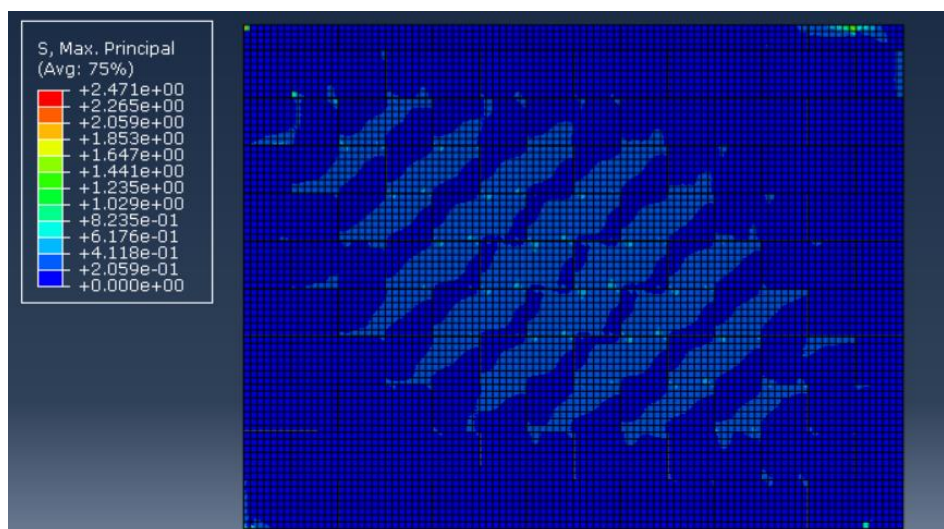
Na Figura 63 e na Figura 64 pode-se observar as regiões mais solicitadas à tração (tirantes). Esse comportamento é condizente com o relatado na literatura e serve de base para os métodos de diagonal equivalente e de bielas e tirantes.

Figura 63 – Regiões tracionadas no carregamento para a esquerda (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

Figura 64 – Regiões tracionadas no carregamento para a direita (fator de escala de deformação: 1x).



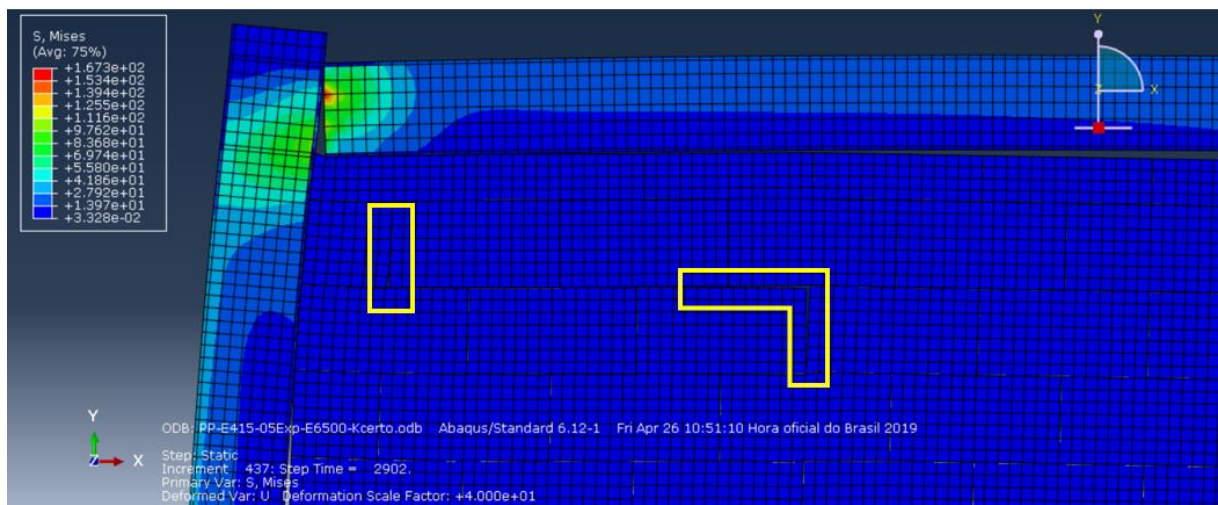
Fonte: O autor (2019).

No primeiro carregamento de 70 kN para a direita, observam-se separações localizadas entre blocos em uma junta horizontal e em duas juntas verticais na parte superior da alvenaria (Figura 65), causando um distúrbio na biela de compressão previamente existente (Figura 66).

Uma outra forma de verificar a abertura das juntas é através da variável COPEN, que indica o afastamento entre as superfícies para as quais foram definidas condições de contato. Na Figura 67 são destacadas por retângulos amarelos as regiões onde ocorrem os maiores afastamentos no interior da alvenaria. Esse fato coincide com o observado experimentalmente

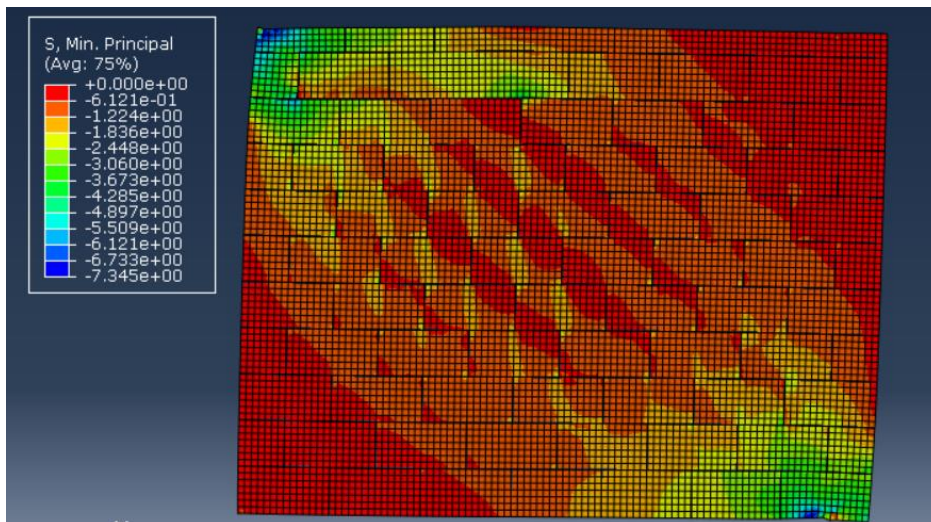
de separação da junta horizontal superior, indicando que o modelo numérico conseguiu prever o momento exato da primeira fissura e o seu tipo. No modelo numérico, verificou-se também duas aberturas nas juntas verticais na parte superior do painel, que no experimento não foi constatado. Percebe-se ainda a separação da parede com o pórtico nos cantos diagonalmente opostos não comprimidos, como observado nos ensaios por De Grandi (2018) e relatado por inúmeros trabalhos, Polyakov (1956), Stafford-Smith (1962, 1966, 1967a, 1967b), Stafford-Smith e Carter (1969), Alvarenga (2002) e Asteris *et al.* (2011).

Figura 65 – Separação das unidades no carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 40x).



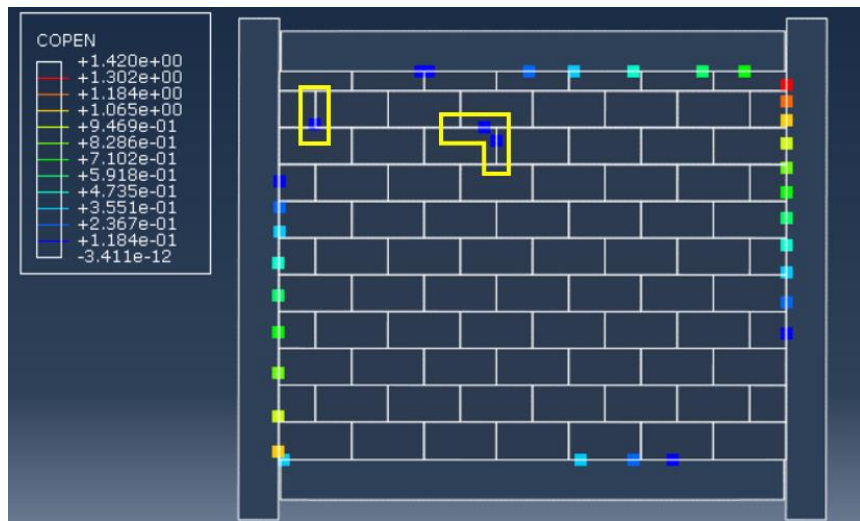
Fonte: O autor (2019).

Figura 66 – Tensões de compressão durante o carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 40x).



Fonte: O autor (2019).

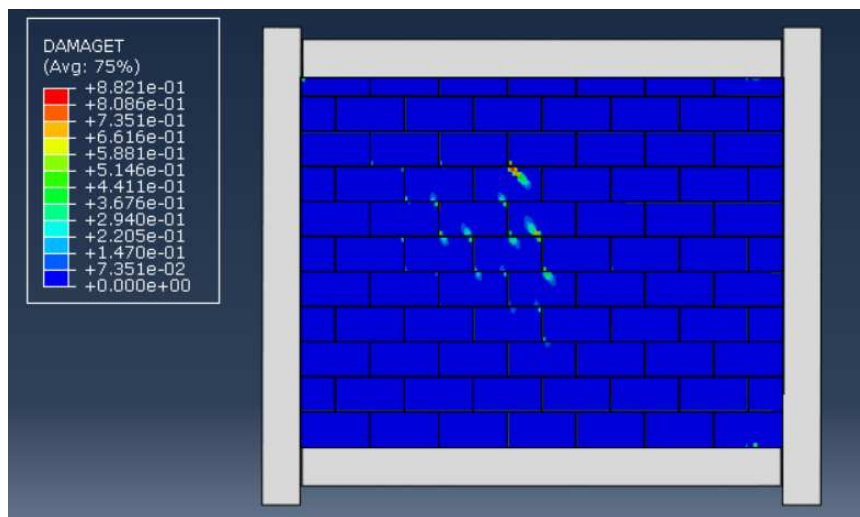
Figura 67 – Afastamento observado nos contatos conforme a variável COPEN no carregamento de 70 kN (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

Quanto ao dano dos blocos, eles ocorreram em regiões bem restritas para esse nível de carregamento, como mostrado na Figura 68. A variável DAMAGET corresponde à Equação (6), sendo usada para medir o nível de degradação do material sob tração.

Figura 68 – Danos observados na alvenaria durante o carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).

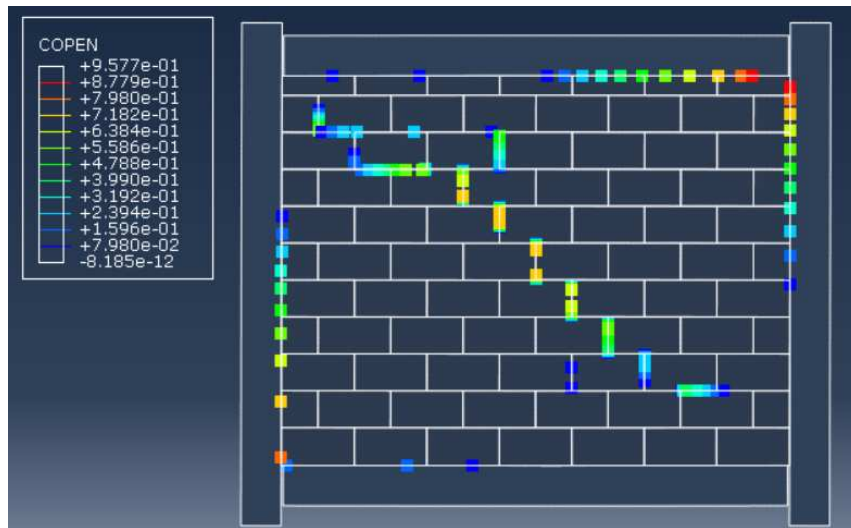


Fonte: O autor (2019).

No carregamento imediatamente após o de 70 kN para a direita, observa o surgimento de novas regiões de separação entre os blocos, tendendo a um padrão escalonado na diagonal da alvenaria (Figura 69). Além disso, são observadas regiões mais degradadas dos blocos

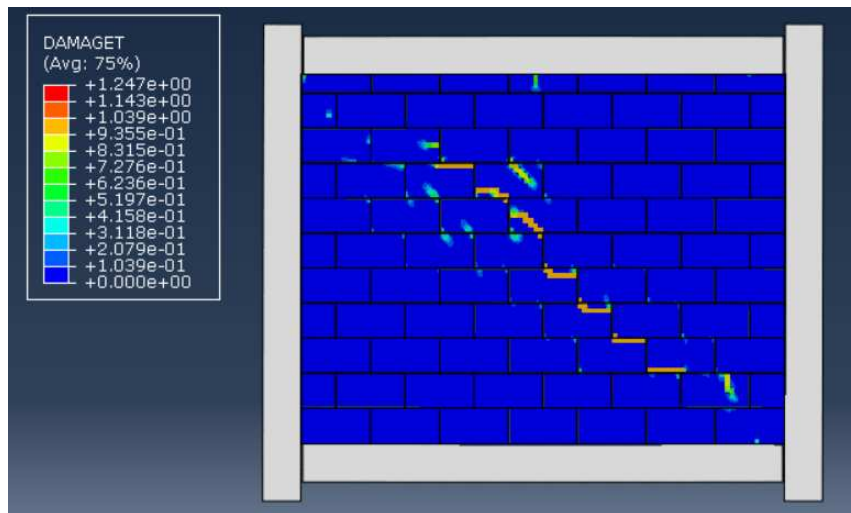
próximas às juntas horizontais também na porção diagonal do painel (Figura 70), ajudando a compor o formato escalonado de colapso. No pórtico ensaiado foi constatado o mesmo padrão, porém localizado na porção direita do painel.

Figura 69 – Afastamento observado nos contatos conforme a variável COPEN após o carregamento de 70 kN (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

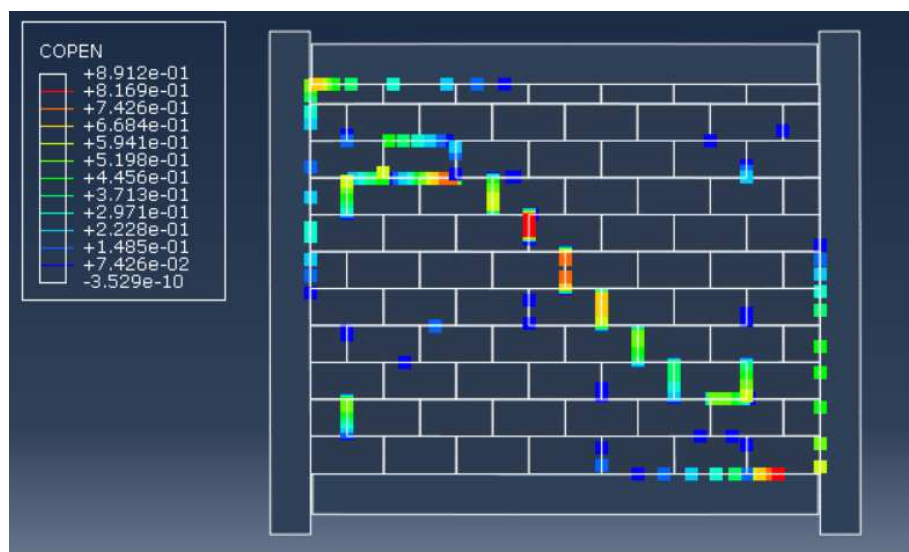
Figura 70 – Danos observados na alvenaria após o carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

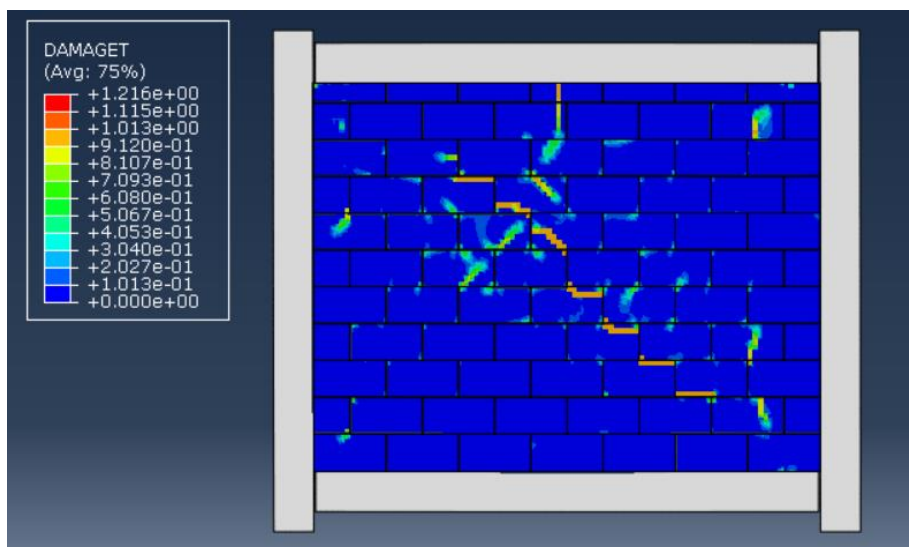
No primeiro carregamento para a esquerda de 70 kN, verifica-se uma progressão do colapso do painel (Figura 71 e Figura 72). Ocorre também o início da separação dos blocos na porção inferior esquerda da alvenaria, coincidindo com o observado experimentalmente.

Figura 71 – Afastamento observado nos contatos conforme a variável COPEN no primeiro carregamento de 70 kN para a esquerda (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

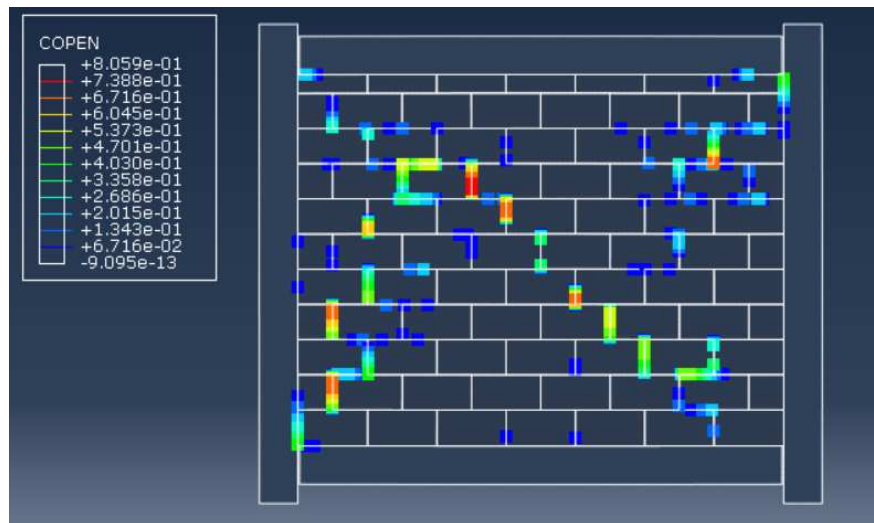
Figura 72 – Danos observados na alvenaria no primeiro carregamento de 70 kN para a esquerda (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

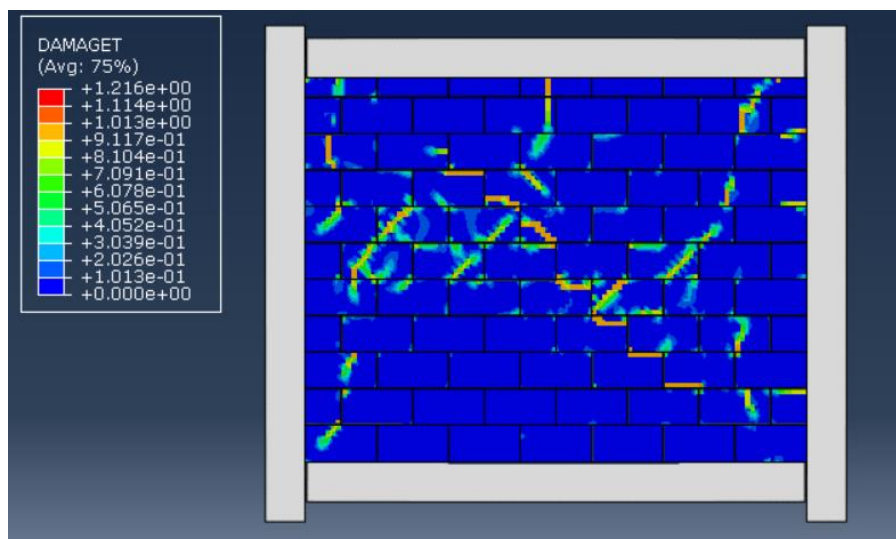
No segundo ciclo do passo de carga de 70 kN, tanto para a direita quanto para a esquerda, observou-se a continuidade da separação entre os blocos e degradação da parede, até o encerramento da análise. Da Figura 73 até a Figura 76 mostra-se a evolução do colapso da alvenaria participante.

Figura 73 – Afastamento observado nos contatos conforme a variável COPEN no segundo carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

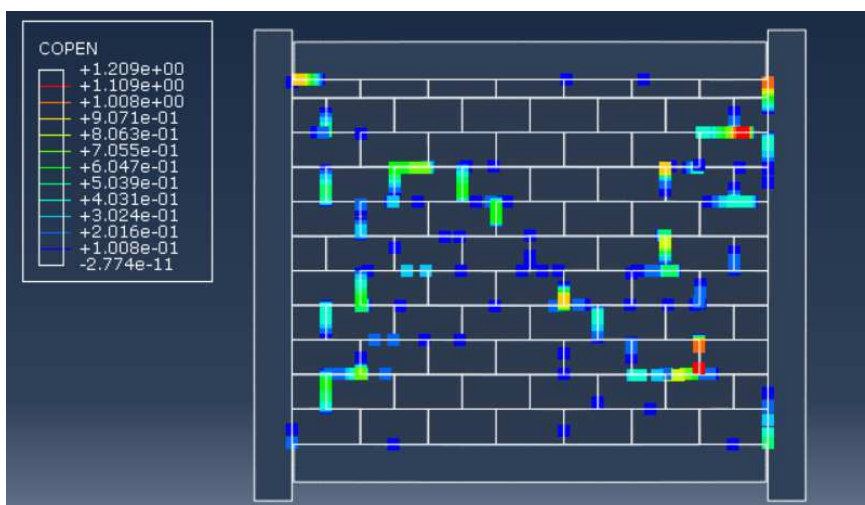
Figura 74 – Danos observados na alvenaria no segundo carregamento de 70 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

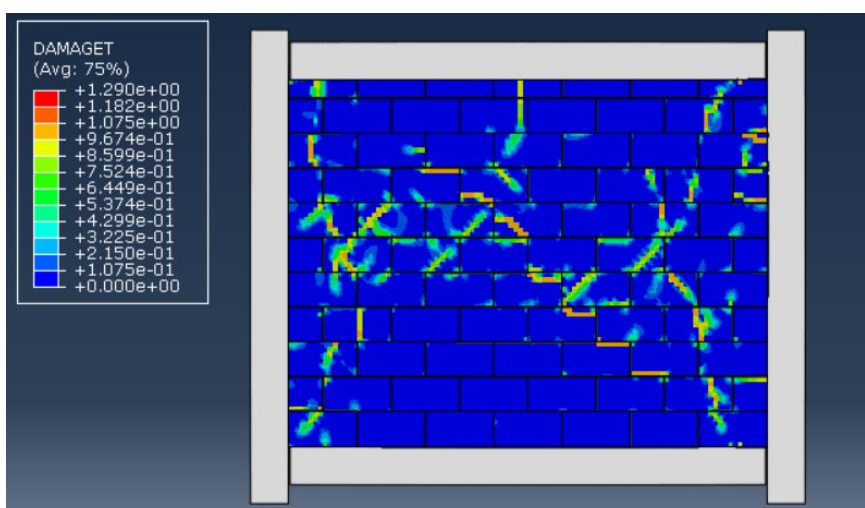
Analisando o padrão de separação das juntas e danos nos blocos, observa-se que o modelo se mostra promissor, permitindo captar o início da degradação da alvenaria participante. As variações observadas quanto à localização das aberturas e degradações podem ser explicadas pela grande heterogeneidade e complexidade das alvenarias, que prejudicam uma predição exata de seu comportamento.

Figura 75 – Afastamento observado nos contatos conforme a variável COPEN no segundo carregamento de 70 kN para a esquerda (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

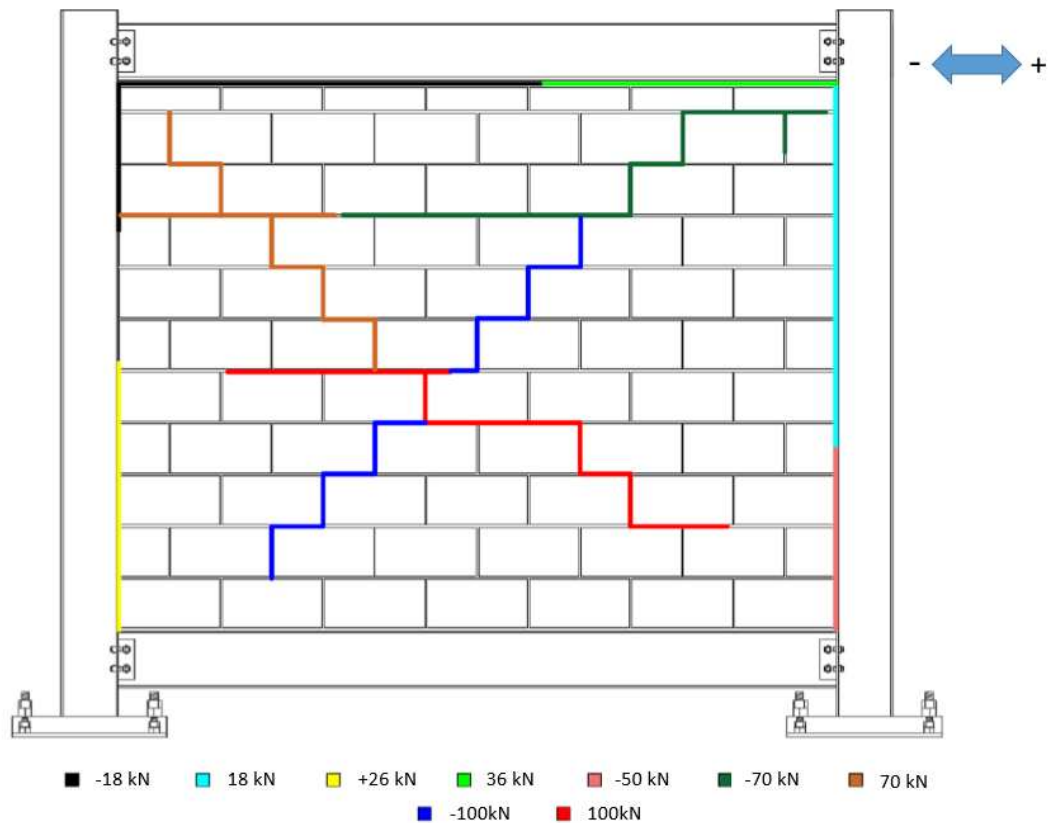
Figura 76 – Danos observados na alvenaria no segundo carregamento de 70 kN para a esquerda (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

Asteris *et al.* (2011) comentam sobre a dificuldade de se estudar tais estruturas, havendo vários fatores que podem interferir, inclusive a mão de obra empregada. No próprio experimento conduzido por De Grandi (2018), houve diferença no padrão de fissuração e no nível de carga em que isso ocorreu entre os três pórticos ensaiados, como se pode observar na Figura 60, na Figura 77 e na Figura 78. Mesmo com a manutenção dos lotes de blocos e argamassas, da espessura das juntas e do tipo de argamassamento, houve diferenças entre os ensaios. Assim, como o modelo PP-E415-050Exp foi capaz de prever a carga correspondente ao início da degradação da parede e o tipo de colapso, pode-se considerá-lo validado.

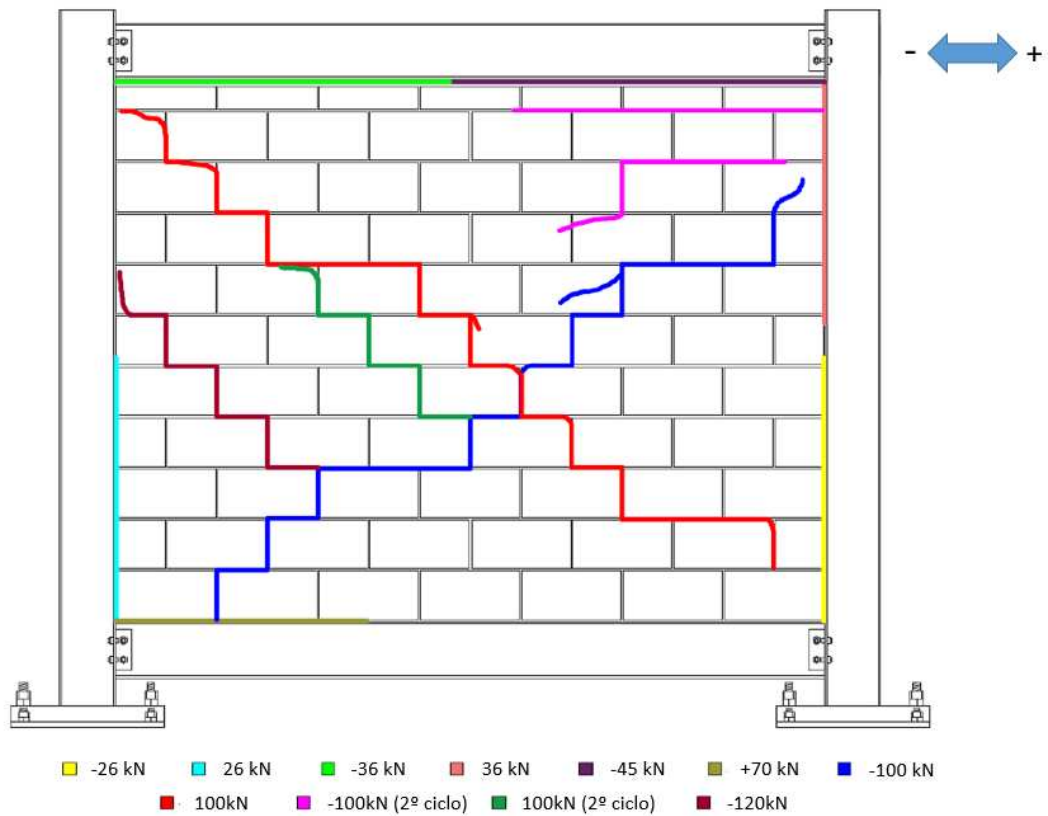
Figura 77 – Fissuras no pórtico ensaiado PP-1-0.5/2.0.



Fonte: Adaptado de De Grandi (2018).

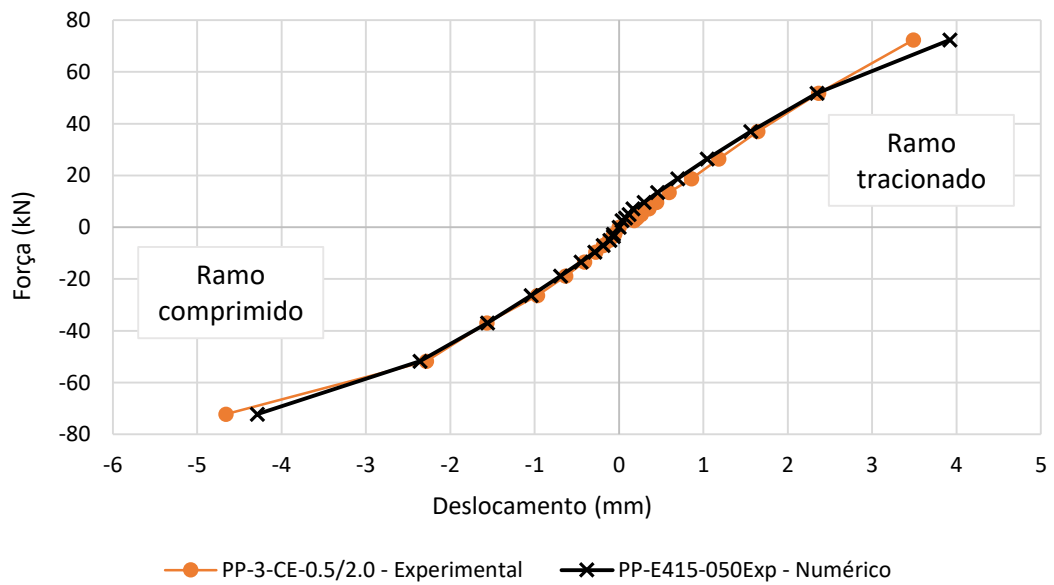
Outra vantagem do modelo numérico desenvolvido foi a previsão satisfatória da envoltória carregamento-deslocamento referente ao ramo comprimido do experimento, até o ponto em que a análise foi processada (Figura 79). Os desvios em relação aos valores experimentais foram pequenos (Tabela 13). Dada a assimetria apresentada no experimento, no ramo tracionado os erros foram mais altos nos primeiros ciclos, mas com o aumento do carregamento, esses erros reduziam, chegando ao mínimo de 0,68 % no décimo incremento de carga. Além disso, os maiores desvios ocorreram quando os deslocamentos eram pequenos, abaixo de 0,70 mm. Nessa ordem de grandeza, qualquer variação na medição experimental aumenta muito o desvio relativo. Assim, considera-se que o modelo se mostra adequado.

Figura 78 – Fissuras no pórtico ensaiado PP-2-CE-0.5/2.0.



Fonte: Adaptado de De Grandi (2018).

Figura 79 – Envoltória carregamento x deslocamento para o modelo PP-E415-05Exp.



Fonte: O autor (2019).

Tabela 13 – Desvios observados nos ramos comprimido e tracionado do modelo PP-E415-050Exp.

Ramo	Passo de carga	Tempo (s)	Força (kN)	Deslocamentos (mm)	Desvios relativos (%)	Deslocamento no numérico
Comprimido	0	0	0	0	0	Igual
	1	29,5	-2,66	-0,05	0,92	Menor
	2	56	-3,59	-0,07	9,05	Menor
	3	120	-4,97	-0,11	6,59	Menor
	4	210,5	-6,95	-0,19	2,60	Maior
	5	337	-9,58	-0,29	4,60	Maior
	6	513,5	-13,42	-0,45	10,32	Maior
	7	760,5	-18,84	-0,69	9,31	Maior
	8	1107	-26,39	-1,04	7,77	Maior
	9	1592	-36,91	-1,56	0,46	Menor
	10	2271,5	-51,75	-2,36	3,30	Maior
11	2974	-72,17	-4,29	7,94	Menor	
Tracionado	0	0	0	0	0	Igual
	1	19,5	2,66	0,04	79,23	Menor
	2	42	3,59	0,08	64,49	Menor
	3	100,5	5,01	0,12	54,39	Menor
	4	181	7,12	0,17	53,51	Menor
	5	299	9,63	0,30	33,25	Menor
	6	460	13,44	0,46	23,29	Menor
	7	685,5	18,77	0,69	19,25	Menor
	8	1001,5	26,40	1,04	11,72	Menor
	9	1444,5	37,00	1,56	5,13	Menor
	10	2064,5	51,75	2,35	0,68	Menor
11	2902	72,39	3,92	12,42	Maior	

Fonte: O autor (2019).

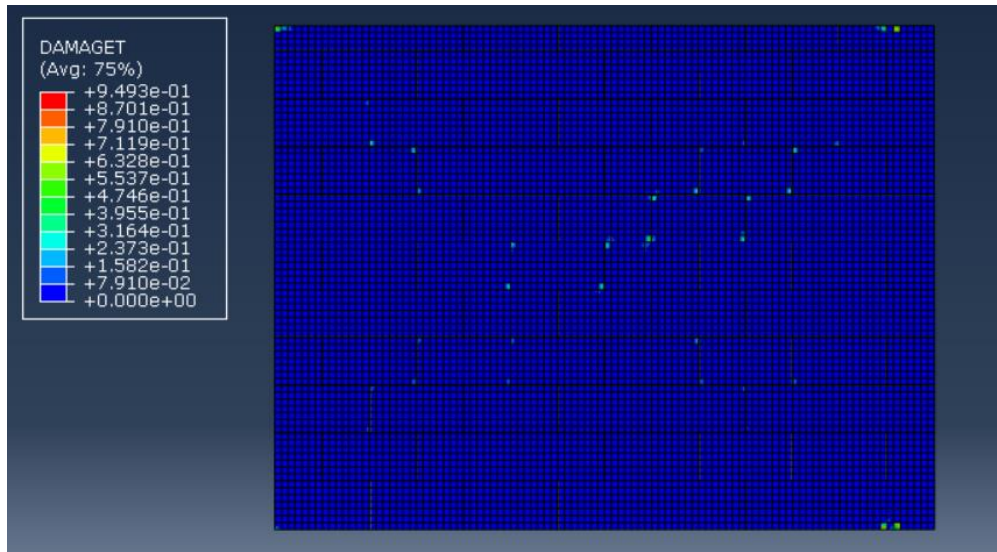
#### 4.2.1.2. Modelo PP-E530-050Exp

Em outro teste com o modelo numérico, aumentou-se a energia de fratura das juntas horizontais para 5,30 N/mm e manteve-se a das juntas verticais em 0,50 N/mm. Essa alteração inibiu a abertura nas juntas de argamassa no 11º incremento de carga, correspondente a 70 kN. Isso diverge do que se constatou experimentalmente, onde foram verificados destacamento de juntas horizontais na parte superior da alvenaria e fissuras escalonadas nas juntas verticais e horizontais. Na Figura 80 e na Figura 81 percebe-se que no último carregamento de 70 kN é mínimo o dano nos materiais (fissuras nos blocos) e não há separação entre os elementos (fissuras nas juntas de argamassas entre blocos).

Como não houve a formação de fissuras no 11º ciclo, a envoltória numérica no ramo comprimido apresentou um deslocamento bem menor que o experimental (Figura 82). No entanto, isso permitiu que o modelo numérico atingisse o primeiro carregamento do 12º incremento de carga, de 100 kN para a direita. Nesse ponto, as envoltórias ficaram bem

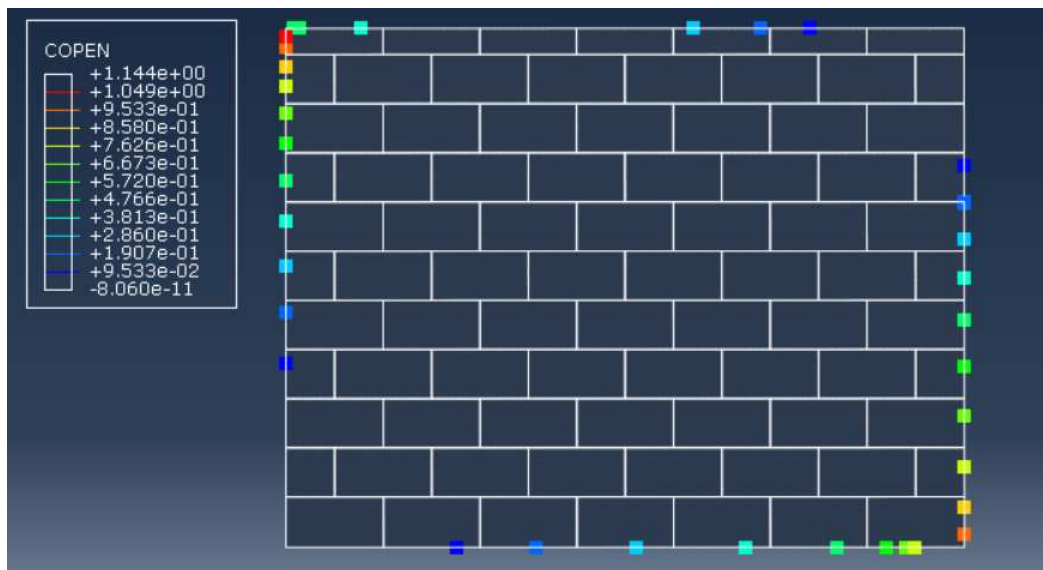
próximas e observou-se um colapso na alvenaria do tipo escalonada, como mostrado na Figura 83 e na Figura 84. Essa configuração coincidiu com o observado no ensaio para esse nível de carregamento. Na Tabela 14 mostram-se os deslocamentos e os desvios obtidos com esse modelo numérico.

Figura 80 – Dano à tração no último ciclo do 11º passo de carga do modelo PP-E530-050Exp (fator de escala de deformação: 1x).



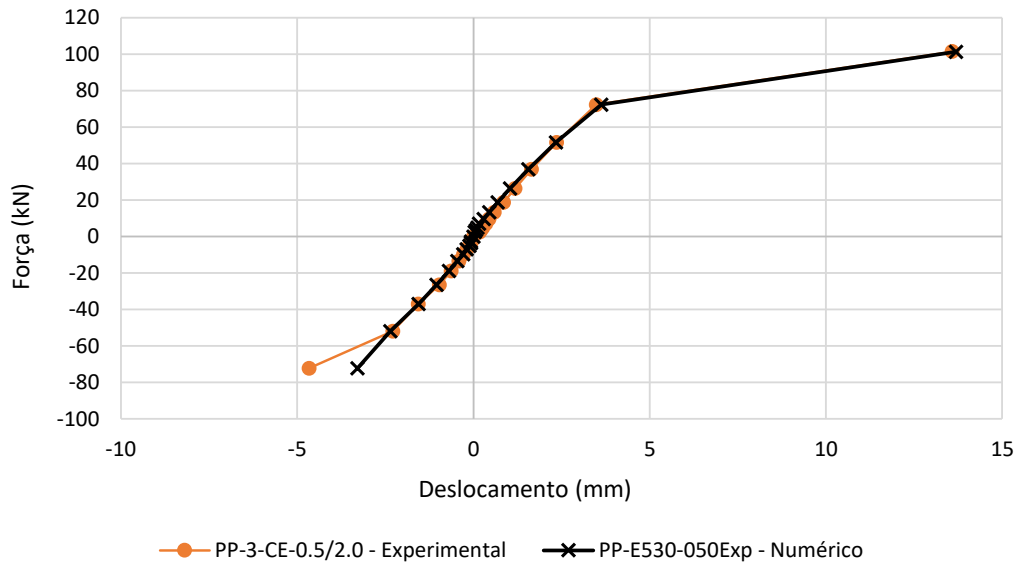
Fonte: O autor (2019).

Figura 81 – Abertura de contatos no último ciclo do 11º passo de carga do modelo PP-E530-050Exp (fator de escala de deformação: 1x).



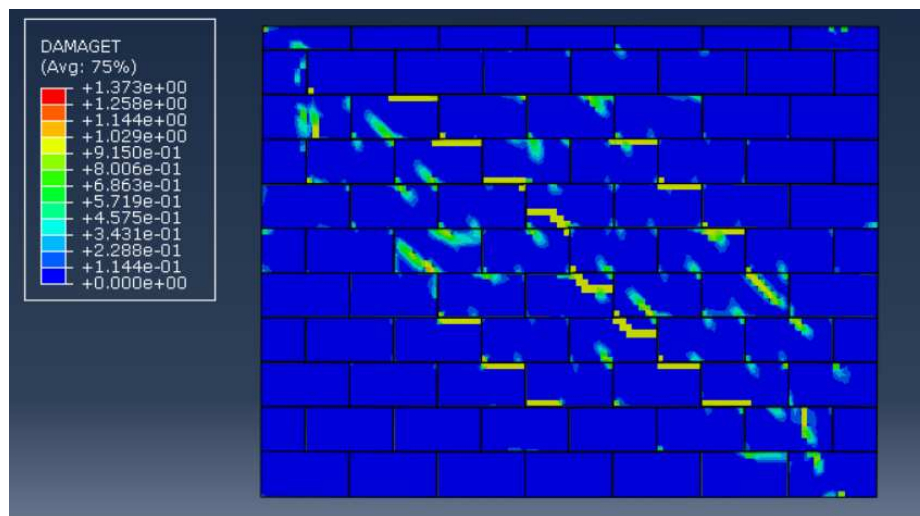
Fonte: O autor (2019).

Figura 82 – Comparação das envoltórias experimental e do modelo PP-E530-050Exp.



Fonte: O autor (2019).

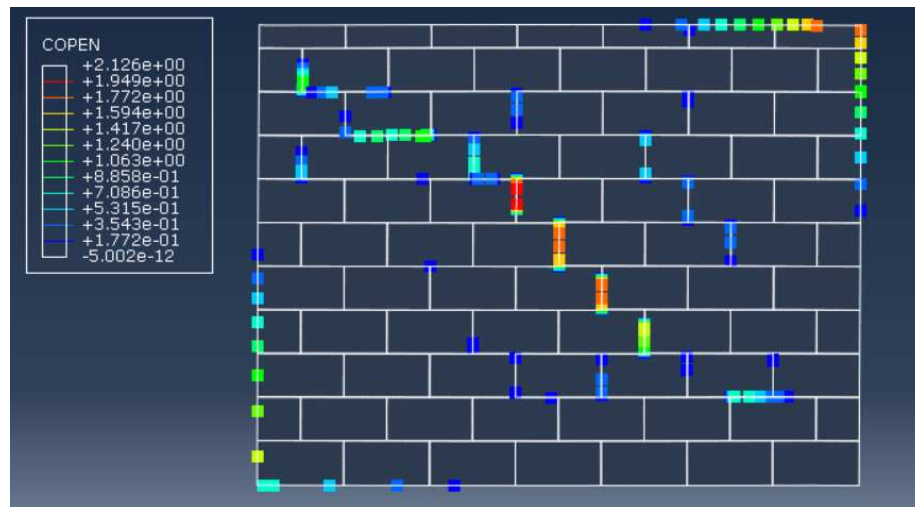
Figura 83 – Danos dos materiais no carregamento de 100 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

Após o último carregamento (primeiro ciclo de 100 kN para a direita), a análise numérica se encerra, não sendo possível verificar o comportamento do modelo para o carregamento reverso de 100 kN. Porém, o modelo foi capaz de identificar o padrão de fissuração do tipo escalonado e ainda se aproximou bem do resultado experimental em termos de deslocamento, com maior divergência apenas no ramo comprimido do 11º incremento de carga, conforme a Tabela 14. Assim, conclui-se que esse modelo numérico também se demonstra adequado e a comparação desse modelo com o anterior reforça a importância da definição da energia de fratura das juntas de argamassa no comportamento da estrutura.

Figura 84 – Separação das superfícies de contato no carregamento de 100 kN para a direita (fator de escala de deformação: 1x).



Fonte: O autor (2019).

Tabela 14 – Desvios observados nos ramos comprimido e tracionado do modelo PP-E530-050Exp.

Ramo	Passo de carga	Tempo (s)	Força (kN)	Deslocamentos (mm)	Desvios relativos (%)	Deslocamento no numérico
Comprimido	0	0	0	0	0	Igual
	1	29,5	-2,66	-0,05	0,92	Menor
	2	56	-3,59	-0,07	9,06	Menor
	3	120	-4,97	-0,11	6,59	Menor
	4	210,5	-6,95	-0,19	2,60	Maior
	5	337	-9,58	-0,29	4,59	Maior
	6	513,5	-13,42	-0,45	10,30	Maior
	7	760,5	-18,84	-0,69	9,28	Maior
	8	1107	-26,39	-1,04	7,69	Maior
	9	1592	-36,91	-1,56	0,60	Menor
	10	2271,5	-51,75	-2,35	2,97	Maior
11	2974	-72,17	-3,28	29,50	Menor	
Tracionado	0	0	0	0	0	Igual
	1	19,5	2,66	0,04	79,23	Menor
	2	42	3,59	0,08	64,49	Menor
	3	100,5	5,01	0,12	54,39	Menor
	4	181	7,12	0,17	53,51	Menor
	5	299	9,63	0,30	33,26	Menor
	6	460	13,44	0,46	23,30	Menor
	7	685,5	18,77	0,69	19,27	Menor
	8	1001,5	26,40	1,04	11,77	Menor
	9	1444,5	37,00	1,56	5,25	Menor
	10	2064,5	51,75	2,34	0,96	Menor
	11	2902	72,39	3,63	3,94	Maior
12	3205,5	101,44	13,70	0,81	Maior	

Fonte: O autor (2019).

#### 4.2.2. Comparação entre os ensaios experimentais e os modelos numéricos

Os modelos numéricos calibrados cujos resultados foram apresentados nos itens anteriores (PP-E415-050Exp e PP-E530-050Exp) tiveram por base o terceiro pórtico preenchido ensaiado por De Grandi (2018), denominado PP-3-CE-0.5/2.0. Ambos os modelos apresentaram boa concordância com o experimento, tanto em relação à rigidez do pórtico quanto ao colapso do painel. Além disso, com os modelos numéricos foi possível constatar a formação de bielas de compressão e tirantes antes da degradação da alvenaria, comprovando assim a teoria que embasa muitas técnicas analíticas para estudo de pórticos preenchidos.

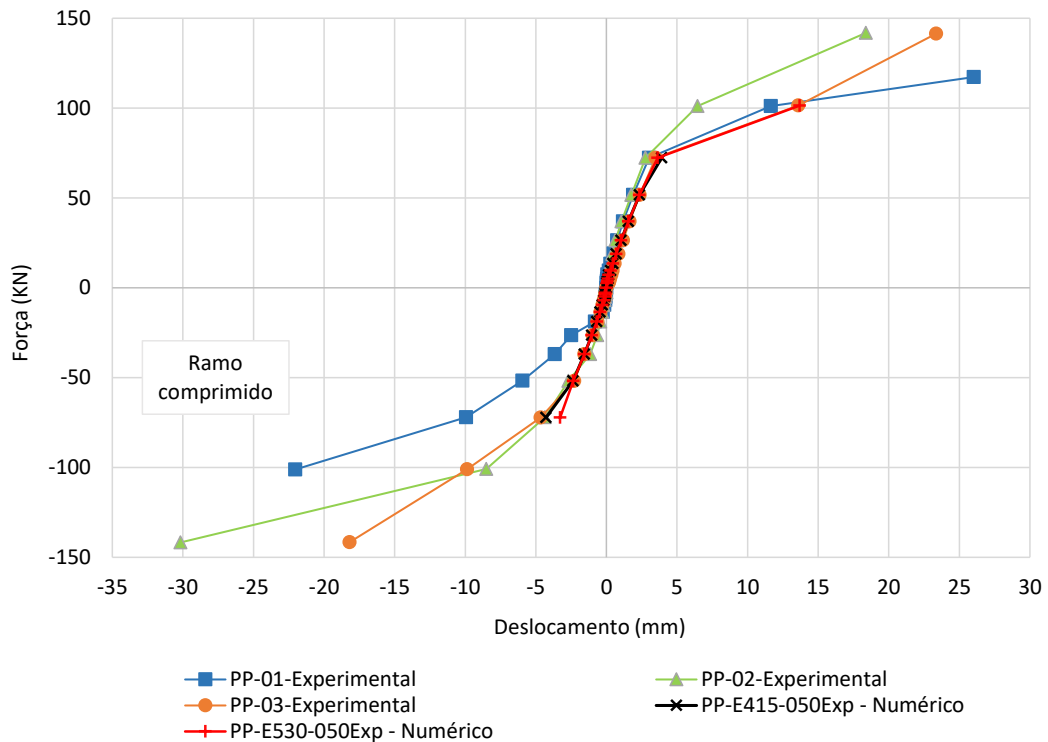
As energias de fratura das juntas horizontais e verticais se mostraram um parâmetro muito importante na calibração dos modelos. Uma vez que valores mais altos retardavam a separação entre os blocos e valores mais baixos a adiantavam, a análise inversa das energias propiciou bons resultados. O ideal era que seus valores fossem obtidos de ensaios executados com os materiais usados na confecção da alvenaria contribuinte do trabalho de De Grandi (2018). Por ser um resultado da análise inversa realizada, observa-se que as energias de fratura das juntas horizontais foram altas e devem ser futuramente investigadas.

Na Figura 85 mostra-se a comparação das envoltórias dos três pórticos ensaiados por De Grandi (2018) e dos dois modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho. Embora os modelos numéricos não representem toda a extensão dos ensaios, eles foram capazes de prever o início do colapso da alvenaria e representar a envoltória carregamento-deslocamento da estrutura, comprovando assim sua validade.

Cabe salientar que embora os modelos tenham sido calibrados em função do terceiro pórtico ensaiado, eles também são representativos do segundo ensaio. Já o primeiro pórtico, PP-1-0.5/2.0, diverge consideravelmente dos demais no ramo comprimido. Uma possível explicação seria o fato desse não possuir o enrijecimento nas cantoneiras como os demais.

Por fim, percebe-se que para carregamentos maiores as envoltórias tendem a divergir. Isso acontece uma vez que a alvenaria já apresenta um nível considerável de fissuras. Embora exista um certo padrão na degradação, ela varia de um ensaio para outro dada a heterogeneidade e complexidade do material, como apontado por Asteris *et al.* (2011). Assim, conforme a intensidade e momento em que as fissuras ocorrem, o deslocamento do pórtico pode ser maior ou menor.

Figura 85 – Comparação entre os pórticos ensaiados e os modelos numéricos.



Fonte: O autor (2019).

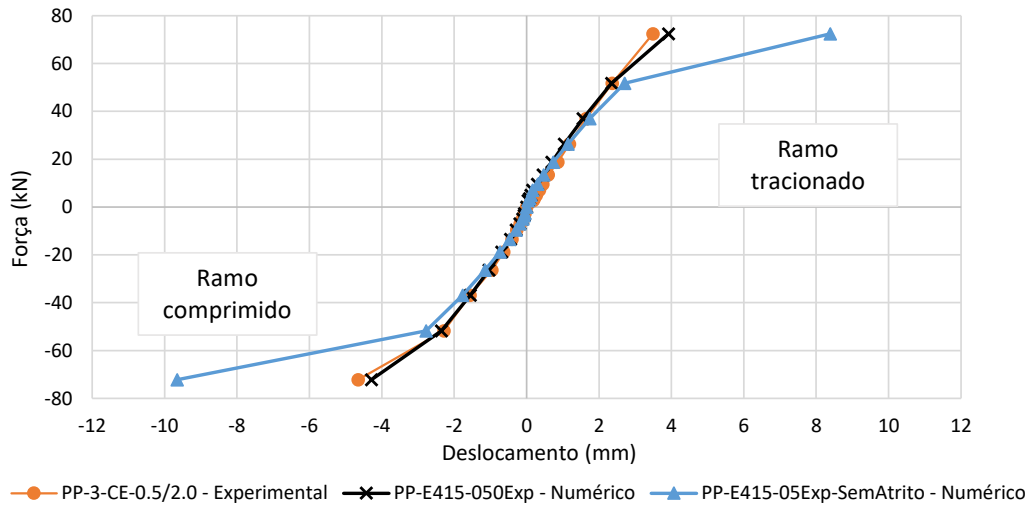
#### 4.2.3. Efeito do atrito entre a alvenaria e o pórtico

A comprovação da influência do atrito entre o pórtico e o painel de alvenaria foi feita pela comparação entre o modelo PP-E415-050Exp e um modelo idêntico a esse, mas com coeficiente de atrito nulo. Como pode ser visto na Figura 86, o atrito nulo torna a estrutura mais deslocável, principalmente em níveis maiores de carregamento.

Há também uma intensificação no dano na alvenaria e na separação entre os blocos, como mostrado na Figura 87 e na Figura 88. Nos dois modelos, a alvenaria tem sua integridade comprometida a partir do primeiro carregamento de 70 kN para a direita. No entanto, no modelo com atrito, o comprometimento da alvenaria é bem menor e mais localizado que naquele em que não se considera o atrito. A degradação dos materiais e separação entre as unidades mais intensas leva a uma menor rigidez do pórtico observado.

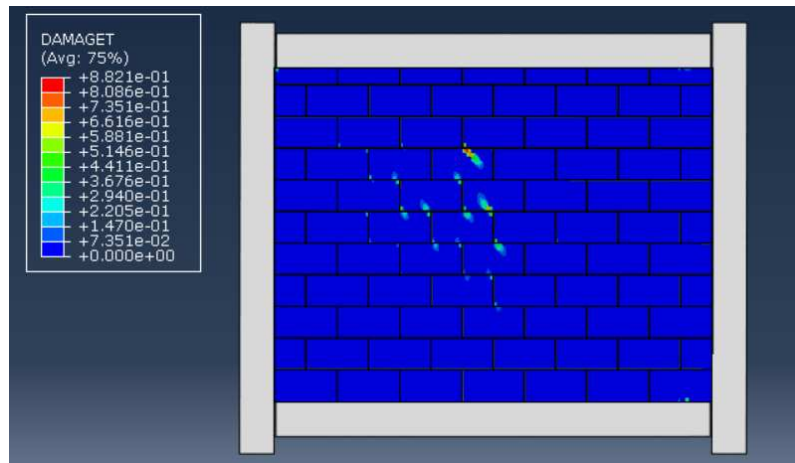
Diante desses resultados, percebe-se que o atrito entre a alvenaria e o pórtico é um parâmetro que tem influência sobre os resultados, principalmente em maiores carregamentos. Assim, deve-se atentar para simplificações em que o atrito entre as superfícies é negligenciado, sendo importante analisar as particularidades de cada caso.

Figura 86 – Comparação das envoltórias experimental e numéricas com e sem atrito.

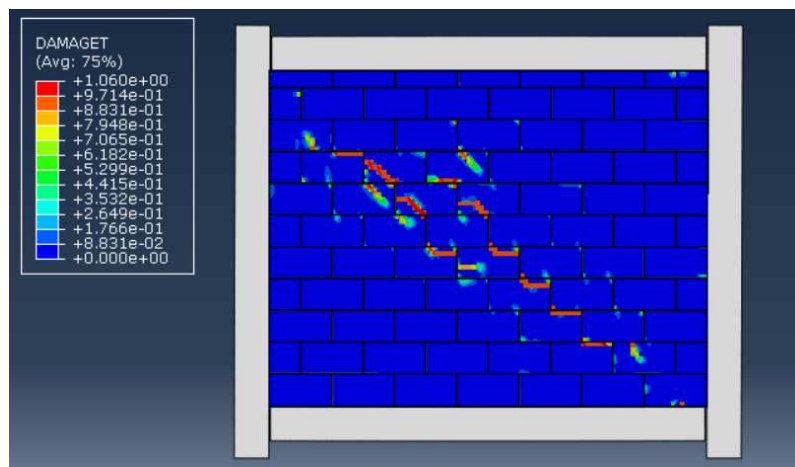


Fonte: O autor (2019).

Figura 87 – Dano nos modelos numéricos (a) com atrito e (b) sem atrito no primeiro carregamento de 70 kN para a direita (fator escala de deformação: 1x).



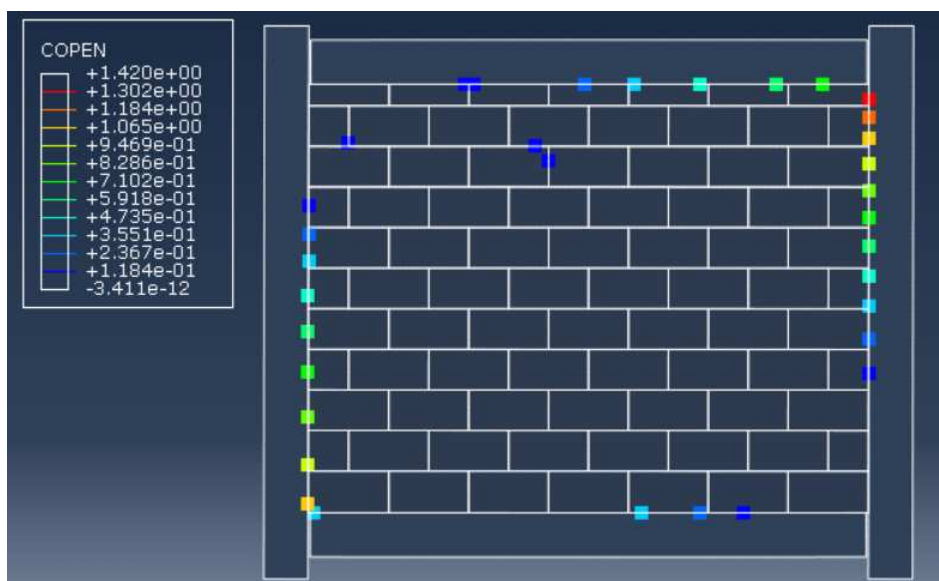
(a) com consideração de atrito entre alvenaria e pórtico e aço.



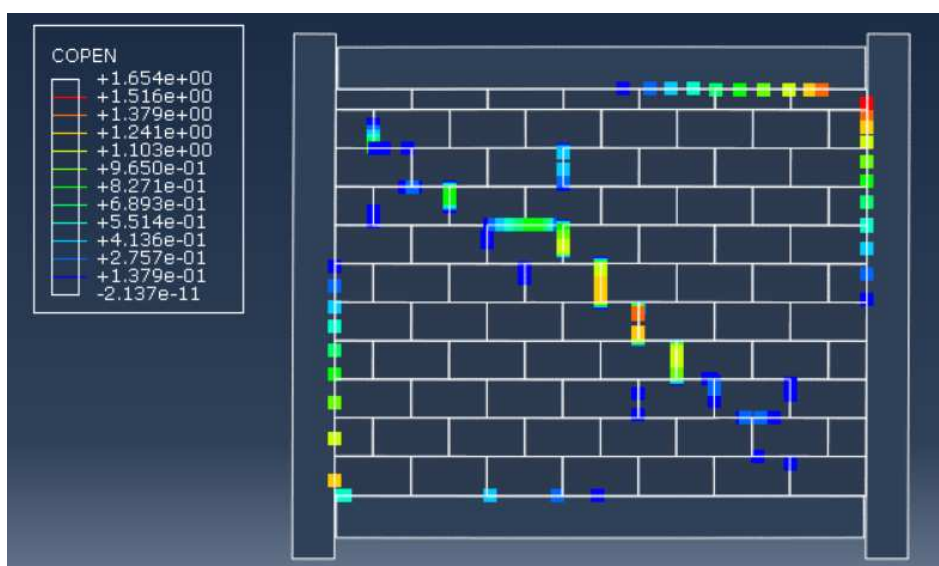
(b) sem atrito entre alvenaria e o pórtico de aço.

Fonte: O autor (2019).

Figura 88 – Separação entre os blocos nos modelos numéricos (a) com atrito e (b) sem atrito no primeiro carregamento de 70 kN para a direita (fator escala de deformação: 1x).



(a) com consideração de atrito entre alvenaria e pórtico e aço.



(b) sem atrito entre alvenaria e o pórtico de aço.

Fonte: O autor (2019).

### **5.1. Conclusões gerais**

Neste trabalho foi realizado um estudo numérico da contribuição da alvenaria participante em pórticos de aço. O objetivo foi calibrar um modelo via MEF, tendo-se por base os experimentos conduzidos por De Grandi (2018), buscando obter correspondência entre as envoltórias de carregamento-deslocamento, modos de colapso e padrão de separação e degradação dos blocos.

Para isso, inicialmente desenvolveu-se um modelo para o pórtico vazio, o que foi importante no estabelecimento das rigidezes das ligações entre a viga e os pilares do pórtico e nas bases dos pilares. Por meio da comparação com resultados experimentais e de pesquisa bibliográfica que justificassem as considerações feitas, obteve-se um modelo no qual as ligações entre os perfis de aço eram rotuladas e as bases dos pilares semirrígidas, com constante de mola de  $2,0 \times 10^{10}$  N·mm.

O modelo para o pórtico vazio apresentou comportamento elástico-linear e simétrico, condizente com as hipóteses adotadas, uma vez que o carregamento aplicado no ensaio foi limitado para que a estrutura não plastificasse. No entanto, o resultado experimental não se comportou da mesma maneira, sendo observado certo grau de plastificação na fase de tração do pórtico e assimetria da curva força-deslocamento. Essa questão afetou a concordância entre os valores numéricos e experimentais, mas ainda assim houve uma boa correspondência, sobretudo na fase de compressão do pórtico (deslocamento para a esquerda).

O modelo de pórtico vazio calibrado serviu de base para a construção dos modelos de pórticos preenchidos. Foi adotada a estratégia de micromodelagem simplificada para discretização da alvenaria participante, na qual as argamassas foram reduzidas a interfaces de espessura zero entre os blocos de concreto. Para manter as dimensões reais do painel, os blocos foram modelados com suas dimensões acrescidas de um valor correspondente à metade da espessura real das juntas de argamassa. A adoção desse tipo de estratégia permitiu a

identificação dos modos de colapso da alvenaria sob carregamento, como aberturas nas juntas de assentamento e fissuras nos blocos, sem demandar recurso computacional excessivo.

O modelo constitutivo adotado para os blocos foi o *Concrete Damage Plasticity* (CDP), disponibilizado na biblioteca do Abaqus e aplicável a materiais quase-frágeis, como o concreto. Como simplificação, os blocos foram modelados como sólidos, com espessura igual à soma de suas duas paredes longitudinais, sendo seu comportamento à compressão descrito pela curva tensão-deslocamento de Guo (2014) e à tração pela curva de Hordijk (1993).

Para definir o comportamento das juntas de argamassa foram usadas as propriedades de superfície *Hard Contact*, *Tangential Behavior*, *Cohesive Behavior* e *Damage*. Durante a calibração, percebeu-se que a energia de fratura especificada para as interfaces, necessária para configurar a propriedade *Damage*, interferiu substancialmente no comportamento da alvenaria. Esse parâmetro corresponde à quantidade de energia necessária para a abertura de uma fissura por unidade de área, sendo que maiores valores promovem rupturas tardias da alvenaria e valores menores conduzem a rompimentos precoces.

Como não se tinha disponível o valor desse parâmetro por meio de ensaios, foi feita uma análise inversa para se obter as energias de fratura ótimas para as juntas verticais e horizontais. Assim, dois modelos foram obtidos: o PP-E415-050Exp e o PP-E530-050Exp.

Para o primeiro modelo foi definida uma energia de fratura para as juntas horizontais de 4,15 N/mm e de 0,50 N/mm para as juntas verticais. Esse modelo conseguiu completar a análise até o 11º incremento de carga, com carregamentos da ordem de 70 kN. Foi ainda capaz de prever o início do colapso da alvenaria e com padrão similar ao observado no ensaio. Além disso, a envoltória numérica força-deslocamento mostrou-se próxima da obtida no ensaio experimental.

No segundo modelo, designou-se para as juntas horizontais uma energia de fratura de 5,30 N/mm e para as verticais de 0,50 N/mm. Diferentemente do modelo anterior, ele não apresentou qualquer fissura no 11º ciclo, além de conduzir a deslocamentos menores no ramo comprimido. No entanto, ele alcançou o primeiro carregamento do 12º ciclo, de 100 kN aproximadamente, e o deslocamento observado foi próximo do registrado no experimento. Verificou-se também uma fissura escalonada da alvenaria, como descrito no ensaio de De Grandi (2018).

Como os pórticos preenchidos são de difícil estudo, dada a grande heterogeneidade dos materiais e complexidade do problema (diversas não linearidades envolvidas), considera-se que

os dois modelos se mostraram adequados, conseguindo reproduzir bem o deslocamento do pórtico e as fissuras da alvenaria participante.

Um fenômeno que não foi possível de se reproduzir numericamente foi o efeito *pinching* na curva de histerese. Trata-se de um estreitamento da curva de histerese próximo à origem do gráfico, sendo consequência da abertura e fechamento de fissuras durante o carregamento reverso da estrutura. Como o modelo constitutivo CDP não consegue reproduzir essa característica, a calibração dos modelos foi realizada por meio de envoltórias carregamento-deslocamento, de forma semelhante ao adotado em outros trabalhos envolvendo estruturas sob carregamento cíclico modeladas no Abaqus. Considerando-se os deslocamentos máximos, a carga última e os padrões de fissuração da alvenaria, conclui-se que a análise da envoltória foi suficiente para as propostas deste trabalho. Caso o interesse consistisse em simular todo o comportamento do material, incluindo o efeito *pinching*, seria necessário o emprego de outros programas de elementos finitos, como o OpenSees (NOH *et al.*, 2017).

Por fim, muitas pesquisas adotam como coeficiente de atrito entre a alvenaria e o pórtico de aço o valor de 0,25. Porém, Margiacchi *et al.* (2016) aponta que esse valor não tem peso significativo sobre a modelagem e Eladly (2017), por simplificação, não considera o atrito entre o aço e o concreto. Para confirmar o impacto dessa simplificação, após a calibração do modelo PP-E415-050Exp, decidiu-se testar o comportamento do mesmo ignorando-se o atrito, o que resultou em maiores deslocamentos do pórtico e intensificação da degradação da alvenaria participante.

Assim, com este trabalho, confirmou-se a influência das alvenarias participantes como contraventamento de pórticos de aço, diminuindo drasticamente o deslocamento da estrutura e melhorando o seu desempenho. Isso justifica o estudo e desenvolvimento de maneiras mais práticas de serem consideradas para fins de dimensionamento. No caso de pórticos de aço, o emprego dos painéis como substitutos dos contraventamentos de aço é extremamente interessante, já que poderiam substituir as diagonais e eliminariam a necessidade de cortes de blocos para se adaptar a essas peças.

Embora no mundo já se tenha um maior envolvimento nessa temática, no Brasil os trabalhos na área ainda são escassos. Assim, espera-se que este trabalho sirva de base para pesquisas futuras.

## 5.2. Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestão para trabalhos futuros, pode-se enumerar:

- simular numericamente o comportamento das cantoneiras que ligam as vigas aos pilares para tentar reproduzir a assimetria nos deslocamentos dos pórticos observada nos ensaios;
- estudo do efeito *pinching* em painéis de alvenaria estrutural por meio da utilização de outro *software* de elementos finitos;
- realização de ensaios de cisalhamento direto das juntas e obtenção das energias de fratura da argamassa na ligação para comprovação dos valores usados na modelagem;
- estudo experimental de pórticos de aço preenchidos com alvenaria estrutural armada e desenvolvimento de um modelo numérico;
- calibração de um modelo analítico para dimensionamento de pórticos de aço preenchidos com alvenaria estrutural sob forças horizontais;
- avaliação experimental da estanqueidade da interface pórtico-alvenaria participante por se tratar de uma região de maior ocorrência de fissuras, permitindo a entrada de água e agentes agressivos na edificação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

AGUIAR, O. P. **Estudo do comportamento de conectores crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto.** 2015. 152 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

ALVARENGA, R.C.S.S. **Análise Teórico-Experimental de Estruturas Compostas de Pórticos de Aço Preenchidos com Alvenaria de Concreto Celular Autoclavado.** 2002. 380 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12118:2013** – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013. 14p.

\_\_\_\_\_. **NBR 14321:1999** – Paredes de alvenaria estrutural – Determinação da resistência ao cisalhamento. Rio de Janeiro, 1999. 6p.

\_\_\_\_\_. **NBR 15961-2:2011** – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011. 41p.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800:** Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008. 237 p.

ASTERIS, P.G.; KAKALETSIS, D.J.; CHRYSOSTOMOU, C.Z.; SMYROU, E.E. Failure Modes of In-filled Frames. **Electronic Journal of Structural Engineering**, v.11, n.1, p.11-20, 2011.

BEER, F.P.; JOHNSTON, E. R.; DEWOLF, J. T.; MAZUREK, D. F. **Mecânica dos Materiais.** 5. ed. New York: Mcgraw-hill, 2011. 800 p.

BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H. A. The behavior of one-storey brick shear walls. **ASCE Journal of the Structural Division**, Vol. 84, n. ST4, 1958.

BOLHASSANI, M.; HAMID, A.; JOHNSON, C.; MOON, F. L.; SCHULTZ, A. E. New Design Detail to Enhance the Seismic Performance of Ordinary Reinforced Partially Grouted Masonry Structures. **Journal of Structural Engineering**, [s.l.], v. 142, n. 12, p.1-15, dez. 2016.

BOLHASSANI, M.; HAMID, A. A.; LAU, A. C. W.; MOON, F. L. Simplified micro modeling of partially grouted masonry assemblages. **Construction and Building Materials**, [s.l.], v. 83, p.159-173, maio 2015.

BOLHASSANI, M. **Improvement of Seismic Performance of Ordinary Reinforced Partially Grouted Concrete Masonry Shear Walls.** 2015. 401 f. PhD Thesis, Drexel University, Philadelphia, 2015.

BRAGUIM, J.R. **Contribuições ao Estudo do Enrijecimento de Estruturas de Aço em Edifícios de Múltiplos Pavimentos.** Dissertação (Mestrado). 130p. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.

BRAGUIM, J.R. **Painel de Alvenaria: Um Fator de Enrijecimento das Estruturas**. Encarte Técnico Instituto de Pesquisas Tecnológicas / Divisão de Construção Civil – PINI, IPT. 43, p. 19-22. São Paulo, 1993.

BYFIELD, M.P.; DHANALAKSHMI, M. Analysis of strain hardening in steel beams using mill tests. **Advances in Steel Structures**, [s.l.], p.139-146, 2002.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **S304** - Design of Masonry Structures. CSA. Ontario. 2014.

CHRYSOSTOMOU, C. Z.; ASTERIS, P. G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 41, p.385-402, ago. 2012.

CIRCOLARE. **LL.PP. n°65 10-04-97**: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16-01-96. 1997.

DAWE, J. L.; LIU, Y; SEAH, C. K. A parametric study of masonry infilled steel frames. **Canadian Journal of Civil Engineering**, [s.l.], v. 28, n. 1, p.149-157, fev. 2001.

DAWE, J. L.; SCHRIVER, A. B.; SOFOCLEOUS, C. Masonry infilled steel frames subjected to dynamic load. **Canadian Journal of Civil Engineering**, [s.l.], v. 16, n. 6, p.877-885, dez. 1989.

DAWE, J. L.; SEAH, C. K.; LIU, Y. A computer model for predicting infilled frame behaviour. **Canadian Journal of Civil Engineering**, [s.l.], v. 28, n. 1, p.133-148, fev. 2001.

DECRETO MINISTERIALE. **D.M. 16-01-96**: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche (somente em italiano). 1996.

DE GRANDI, A. B. C. **Avaliação experimental de pórticos de aço preenchido com painéis de alvenaria por meio de ensaios cíclicos**. 2017. 40 f. Projeto de pesquisa (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2017.

DE GRANDI, A. B. C. **Avaliação experimental por meio de ensaios cíclicos de pórtico de aço preenchido com alvenaria participante**. 2018. 105 f. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2018.

DOUDOUMIS, I. N. Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frames under monotonic loading. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 29, n. 6, p.1004-1024, jun. 2007.

DUTRA, C. M. **Estudo do comportamento estrutural do conector crestbond considerando variações geométricas e mecânicas**. 2014. 182 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.

ELADLY, M. M. Numerical study on masonry-infilled steel frames under vertical and cyclic horizontal loads. **Journal of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 138, p.308-323, nov. 2017.

EL-KHORIBY, S.; SAKR, M. A.; KHALIFA, T. M.; ELADLY, M. M. Modelling and behaviour of beam-to-column connections under axial force and cyclic bending. **Journal Of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 129, p.171-184, fev. 2017.

FALESCHINI, F.; HOFER, L.; ZANINI, M. A.; BENETTA, M.; PELLEGRINO, C. Experimental behavior of beam-column joints made with EAF concrete under cyclic loading. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 139, p.81-95, maio 2017.

FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DO BETÃO (FIB). Model Code 2010: final draft. Lausanne, Switzerland, 2012. 656 p.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. **FEMA 461**: Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components. Washington, D.C.: 2007.

FONSECA, G. M. **Análise numérico experimental da interação conjunta pórtico-alvenaria**. 1999. 145 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1999.

GUO, Z. **Principles of Reinforced Concrete**. 1<sup>st</sup> edition. Elsevier: Oxford, 2014.

HORDIJK, D. A. **Local Approach to Fatigue of Concrete**. 1991. 100 f. Tese (Doutorado) - Delft University of Technology, The Netherlands, 1991.

KAKALETSIS, D. J.; KARAYANNIS, C. G. Influence of Masonry Strength and Openings on Infilled R/C Frames Under Cycling Loading. **Journal of Earthquake Engineering**, [s.l.], v. 12, n. 2, p.197-221, 13 fev. 2008.

KAWECKI, B.; PODGÓRSKI, J. Numerical results quality in dependence on Abaqus plane stress elements type in big displacements compression test. **Applied Computer Science**, [s.l.], n. 134, p.56-64, 31 dez. 2017.

KOSE, M. M. Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 31, n. 1, p.93-102, jan. 2009.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of Engineering Mechanics**. [S.l.], v. 124, n. 8, p. 892-900, 1998.

LOURENÇO, P. B. **Computational strategies for masonry structures**. TU Delft, Delft University of Technology, 1996.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**. Great Britain, v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989.

MALM, R. **Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method**. 2009. 64 f. Ph.D. Thesis - Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2009.

MALM, R. **Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses**. 88. ed. Estocolmo (Suécia): TRITA-BKN, 148 p., 2006.

MANSOUR, M. Y.; LEE, J. Y.; HINDI, R. Analytical prediction of the pinching mechanism of RC elements under cyclic shear using a rotation-angle softened truss model. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 27, n. 8, p.1138-1150, jul. 2005.

MARGIACCHI, F.; SALVATORI, L.; ORLANDO, M.; STEFANO, M.; SPINELLI, P. Seismic response of masonry-infilled steel frames via multi-scale finite-element analyses. **Bulletin of Earthquake Engineering**, [s.l.], v. 14, n. 12, p.3529-3546, 22 set. 2016.

MARKULAK, D.; RADIĆ, I.; SIGMUND, V. Cyclic testing of single bay steel frames with various types of masonry infill. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 51, p.267-277, jun. 2013.

MEDEIROS, W. A. **Pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante**. 2018. 163 f. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

MOHEBKHAH, A.; TASNIMI, A. A.; MOGHADAM, H. A. Nonlinear analysis of masonry-infilled steel frames with openings using discrete element method. **Journal of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 64, n. 12, p.1463-1472, dez. 2008.

NAZIEF, M. A. **Finite Element Characterization of the Behaviour of Masonry Infill Shear Walls With and Without Openings**. 2014. 224 f. Ph.D Thesis - Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, 2014.

NEW ZEALAND STANDARD. **4320** - Design of Reinforced Concrete Masonry Structures. NZS. [s.l.]. 2004.

NICOLA, T.; CANDIDO, L.; CAMATA, G.; SPACONE, E. Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. **Earthquakes and Structures**, [s.l.], v. 8, n. 3, p.733-759, 25 mar. 2015.

NOH, N. M.; LIBERATORE, L.; MOLLAIOLI, F.; TEFAMARIAM, S. Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees. **Engineering Structures**, v. 150, p.599-621, 2017.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. 2. ed. São Carlos: Edufscar, 2014. 625 p.

PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUDEVAC, D. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. **Journal of Constructional Steel Research**, [s.l.], v. 88, p.134-149, set. 2013.

PETRAUSKI, M. C. **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores Crestbond**. 2016. 214 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2016.

PIRES FILHO, C. A. B. **Avaliação da aplicação da análise de segunda ordem em pórticos de edifícios correntes em aço**. 2011. 261 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

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

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, EUA, p. 36-42, 1960.

RADIĆ, I.; MARKULAK, D.; SIGMUND, V. Analytical modelling of masonry-infilled steel frames. **Tehnicki Vjesnik - Technical Gazette**, [s.l.], v. 23, n. 1, p.115-127, fev. 2016.

RADNIĆ, J.; BALOEVIC, G.; MATEŠAN, D.; SMILOVIĆ, M. On a numerical model for static and dynamic analysis of in-plane masonry infilled steel frames. **Materialwissenschaft Und Werkstofftechnik**, [s.l.], v. 44, n. 5, p.423-430, 2013.

RATHBUN, J. C. Wind forces on a tall building. **American Society of Civil Engineers: Proceedings**, Reston, Virginia, v. 64, p.1335-1375, 1938.

SANTOS, C. F. R. **Avaliação numérica da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais**. 2016. 212 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2016.

SARHOSIS, V.; TSAVDARIDIS, K. D.; GIANNOPOULOS, I. Discrete Element Modelling of Masonry Infilled Steel Frames with Multiple Window Openings Subjected to Lateral Load Variations. **The Open Construction and Building Technology Journal**, [s.l.], v. 8, n. 1, p.93-103, 11 jul. 2014.

SCHNEIDER, S. P.; ZAGERS, B. R.; ABRAMS, D. P. Lateral Strength of Steel Frames with Masonry Infills Having Large Openings. **Journal of Structural Engineering**, [s.l.], v. 124, n. 8, p.896-904, ago. 1998.

SILVA, L. R. **Modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria**. 2014. 155 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.

SILVA, R. L. **Avaliação de pórticos planos de aço considerando a contribuição da alvenaria pelo modelo de bielas e tirantes**. 2011. 199 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

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

STAFFORD-SMITH, B. Behavior of square infilled frames. **ASCE Journal of Structural Division**, v. 92, n. ST1, p. 381-403, 1966.

STAFFORD-SMITH, B. The composite behaviour of infilled frames. **Tall Buildings**, Pergamon Press, Londres, p. 481-493, 1967a.

STAFFORD-SMITH, B. Methods of predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames. **Building Science**, v. 2, p. 247-257, 1967b.

STAFFORD-SMITH, B.; CARTER, C. A method of analysis for infilled frames. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 44, p. 31-48, 1969.

SIMULIA. **Abaqus/CAE User's Manual**. Disponível em: <<http://abaqus.software.polimi.it/v6.12/books/usb/default.htm>>, 2012. Acesso em: 01 nov. 2017.

SITTIPUNT, C.; WOOD, S. L. **Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Shear Walls**. Structural Research Series N° 584, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana Champaign, dez., 1993.

TASNIMI, A. A.; MOHEBKHAH, A. Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 33, n. 3, p.968-980, mar. 2011.

THE MASONRY SOCIETY. **402/602** – Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures. TMS. 2016.

THOMAS, F. G. The strength of brickwork. **The Structural Engineer, Part 2**, v.36, p. 35-41, 1953.

WEAVER JR., W.; JOHNSTON, P. R. **Finite elements for structural analysis**. New Jersey: Prentice-hall, Inc., 1984. 403 p.

WHITNEY, C. S.; ANDERSON, B.G.; COHEN, E. Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions. **Journal of American Concrete Institute**. Vol 51, p. 655-673, 1955.

WOOD, R. H. The stability of tall buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v.11, p. 60-101, 1958.