



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL:
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

JOVYNTTINO FRANCISCO DE ARAÚJO SANTANA

AVALIAÇÃO NUMÉRICA NÃO LINEAR DE PRISMAS E PEQUENAS PAREDES
COMPOSTOS POR BLOCOS DE CONCRETO

FORTALEZA

2017

JOVYNTTINO FRANCISCO DE ARAÚJO SANTANA

AVALIAÇÃO NUMÉRICA NÃO LINEAR DE PRISMAS E PEQUENAS PAREDES
COMPOSTOS POR BLOCOS DE CONCRETO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Orientador(a): Tereza Denyse Pereira de Araújo

FORTALEZA

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação

Universidade Federal do Ceará

Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

S223a Santana, Jovyntino Francisco de Araujo.

Avaliação Numérica Não Linear de Prismas e Pequenas Paredes Compostos por Blocos de Concreto / Jovyntino Francisco de Araujo Santana. – 2017.

168 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Fortaleza, 2017.

Orientação: Profa. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo.

1. Alvenaria Estrutural. 2. Elementos Finitos. 3. Compressão Simples. 4. Modelo de Dano Plástico - CDP. I. Título.

CDD 624.1

JOVYNTTINO FRANCISCO DE ARAÚJO SANTANA

AVALIAÇÃO NUMÉRICA NÃO LINEAR DE PRISMAS E PEQUENAS PAREDES
COMPOSTOS POR BLOCOS DE CONCRETO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em: 21/12/2017

BANCA EXAMINADORA:

Profa. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo (Orientador)
Universidade Federal do Ceará – UFC

Prof. Dr. Alexandre Araújo Bertini
Universidade Federal do Ceará – UFC

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian
Universidade Federal de São Carlos – UFSCar

Dedico este trabalho a minha família, em especial ao meu pai João Fernandes Santana, minha mãe, Maria do Socorro de Araújo Santana, à minha namorada, Paloma de Almeida Oliveira, às minhas tias e primos, aos professores e a todos os meus amigos da Universidade Federal do Ceará que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente a Deus por toda força e bênçãos que ele tem concedido para mim e por estar comigo em todos os momentos.

Aos meus pais, Maria do Socorro e João Fernandes que são meus exemplos de força e fé e os principais responsáveis pela minha perseverança.

A minha professora Tereza Denyse Pereira de Araújo, que neste tempo de convívio, mostrou ser mais do que orientador, instruindo-me, orientando nos caminhos a serem trilhados e ajudando-me a tomar decisões importantes através de seu conhecimento, dedicação, comprometimento, paciência e incentivos.

A minha namorada, Paloma de Almeida, que com muito amor, me deu forças através de palavras de afirmação e de gestos de carinho.

A toda minha família, meu irmão Johnatas, meus primos, minhas tias Sebastiana e Maria de Fátima, que sempre me apoiaram.

A meus amigos de mestrado Eric, Rafaelle, Fco Rosendo, Jorge Abreu, Jorge Luiz, José Igor, Savanna, Michelle, Ana Rafaela e Esio.

A meu primo e amigo Elvis Andrade, assim como a sua esposa Cleziane por terem me acolhido nos primeiros meses de estadia em Fortaleza e por sempre estarem me incentivando a continuar lutando.

A Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico – FUNCAP, que foi responsável pelo financiamento da pesquisa e pela bolsa concedida a mim.

RESUMO

Com a expansão da engenharia de estruturas e o surgimento de diferentes sistemas construtivos na indústria da construção civil a cada dia, o engenheiro estrutural necessita incorporar a análise numérica como uma ferramenta de trabalho usual. A alvenaria estrutural é um desses novos sistemas construtivos que vem se destacando no Brasil por ser principalmente bastante econômico e, por isso, ainda apresenta um grande potencial de crescimento. Entretanto, deve-se considerar que os conhecimentos sobre o comportamento deste sistema, ainda necessitam ser bastante estudados para que se alcancem patamares de desenvolvimento tecnológico similares aos que podem ser vistos em relação às estruturas convencionais de concreto armado. Em vista disso, o presente trabalho tem como objetivo principal a simulação numérica não linear de prismas e mini paredes de blocos de concreto vazados, preenchidos com graute ou não, sujeitos à carga de compressão axial. A modelagem dos prismas e mini paredes é feita por elementos finitos utilizando o software ABAQUS (SIMULIA, 2012), considerando o comportamento não linear dos materiais constituintes (blocos, argamassa e graute) através do Modelo de Dano Plástico e contato perfeito entre os diversos materiais. Com isso, são observadas as características de resistência tanto à compressão como a tração nas juntas de argamassa, assim como a deformabilidade, módulos de elasticidade e várias outras propriedades dos constituintes das amostras. Os resultados das análises dos prismas são comparados com os resultados obtidos por Oliveira, cujos valores estão bem próximos. O comportamento das pequenas paredes é analisado, procurando-se relacioná-lo com os dos prismas analisados.

Palavras-chave: Alvenaria Estrutural, Elementos Finitos, Compressão Simples e Modelo de Dano Plástico - CDP.

ABSTRACT

With the expansion of structural engineering and the emergence of different constructive systems in the construction industry each day, the structural engineer needs to incorporate numerical analysis as a usual work tool. Structural masonry has been stood out in Brazil for being mainly very economical, and for that reason still presents a great potential for growth. However, it should be considered that the knowledge about the behavior of this system, still need to be extensively studied in reaching similar levels of technological development that can be seen about conventional reinforced concrete structures. Therefore, the present work has as main objective the nonlinear numerical simulation of prisms and mini-walls of hollow concrete blocks, filled with grout or not, subject to an axial compression load. The prisms and mini-walls are modeled by finite elements using the software ABAQUS (SIMULIA, 2012), considering the non-linear behavior of the constituent materials (blocks, mortar, and grout) through the Plastic Damage Model and perfect contact between the different materials. So, the characteristics of both compression and tensile strengths are observed in the mortar joints, as well as the deformability, elasticity modulus, and various other properties of the constituent materials of the samples. Analysis results of the prisms are compared with the results obtained by Oliveira, whose values are very close. The behavior of the mini-walls is analyzed, trying to relate it to the analyzed prisms.

Keywords: Structural Masonry, Finite Elements, Simple Compression and Concrete Damage Plastic Model - CDP.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Alvenaria não armada.	26
Figura 2 – Alvenaria armada ou parcialmente armada.....	27
Figura 3 – Alvenaria protendida.....	27
Figura 4 – Efeito da espessura da junta de argamassa na resistência à compressão dos prismas.	31
Figura 5 – Argamassamento total (figura da esquerda) e Argamassamento parcial (figura da direita).....	31
Figura 6 – Dispersão das fissuras em prismas de alvenaria estrutural para o argamassamento parcial (foto da esquerda) e total (foto da direita).	33
Figura 7 – Situações da superfície da alvenaria com graute preenchido.....	35
Figura 8 – Tipos mais usuais de prismas de alvenaria para ensaios.....	35
Figura 9 – Dimensões da pequena parede.	36
Figura 10 – Estado multiaxial de tensão de alvenaria grauteada.....	41
Figura 11 – Modos de ruptura de prismas de alvenaria.....	43
Figura 12 – Modelos de ruptura nos elementos da alvenaria estrutural: (a) Fissuras nas juntas; (b) Escorregamento; (c) Fissuração das unidades; (d) Fissura diagonal; (e) Fraturamento.....	44
Figura 13 – Envoltória de ruptura do critério de Hilsdorf.....	45
Figura 14 – Deformação do bloco e da argamassa no critério de Lenczner.....	46
Figura 15 – Modelo bidimensional de análise numérica de alvenaria.	49
Figura 16 – Características geométricas nominais dos blocos de concreto.....	54
Figura 17 – Equipamento utilizado no ensaio de compressão dos prismas.....	60
Figura 18 – Fluxograma da estratégia utilizada para a pesquisa	63
Figura 19 – Curva tensão-deformação dos materiais na compressão (a) e na tração (b)	64
Figura 20 – Superfície de escoamento do critério de Drucker-Prager	65
Figura 21 – Superfícies de escoamentos na seção transversal desviadora	66
Figura 22 – Curva genérica de comportamento à compressão do concreto	68
Figura 23 – Variação do parâmetro α_d	69
Figura 24 – Curvas tensão-deformação na compressão para alguns dos materiais componentes da alvenaria estudados na pesquisa. (Bloco B1, Argamassa A1 e Graute G1 – Todos aos 28 dias de Idade)	71

Figura 25 – Curvas tensão- deformação na tração para alguns dos materiais componentes da alvenaria estudados na pesquisa. (Bloco B1, Argamassa A1 e Graute G1 – Todos aos 28 dias de Idade).....	74
Figura 26 – Representação gráfica da relação tensão escoamento no estado biaxial e uniaxial	75
Figura 27 – Aspecto geral da malha de elementos finitos para os blocos de concreto	76
Figura 28 – Aspecto geral da malha de elementos finitos para todos os tipos de juntas de argamassas dos prismas	77
Figura 29 – Aspecto geral da malha de elementos finitos para os preenchimentos de graute dos vazios dos prismas.....	78
Figura 30 – Aspecto geral da malha de elementos finitos para os prismas de 2 Blocos não grauteados (a), grauteados (b) e não grauteado com argamassamento parcial (c)	78
Figura 31 – Aspecto geral da malha de elementos finitos para os prismas de 3 blocos.....	79
Figura 32 – Aspecto geral da malha de elementos finitos para as pequenas paredes do Tipo 01 (a) e Tipo 02 (b).....	80
Figura 33 – Aspecto geral da malha de elementos finitos para os tipos de juntas de argamassas das pequenas paredes, Tipos 01 e 02.....	80
Figura 34 – Aspecto geral da malha de elementos finitos para os tipos de juntas verticais de argamassas com 7,0 mm de espessura (a) e com 13 mm de espessura (b).....	81
Figura 35 – Aspecto geral da malha de elementos finitos para o meio bloco de concreto das pequenas paredes	81
Figura 36 – Disposição das placas rígidas superior e inferior para simulação do ensaio experimental de compressão das pequenas paredes	82
Figura 37 – Distribuição das regiões de contato bloco-argamassa e bloco-placa (a) e bloco-graute e graute-argamassa (b) para os modelos de prismas.....	83
Figura 38 – Distribuição das regiões de contato bloco-argamassa e bloco-placa (a) e bloco-graute e graute-argamassa (b) para os modelos de pequena parede	84
Figura 39 – Ilustração representativa para o método de discretização do contato <i>node-to-surface</i>	84
Figura 40 – Curvas carga-deslocamento do Prisma B2A2 em compressão para calibragem numérica do coeficiente de Poisson.....	87
Figura 41 – Curvas carga-deslocamento - Prisma B3A1	90
Figura 42 – Curvas carga-deslocamento - Prisma B1A2	91

Figura 43 – Curvas carga-deslocamento - Prisma B2A1	91
Figura 44 – Curvas carga-deslocamento - Prisma B2A2	91
Figura 45 – Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B3A1	94
Figura 46 – Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B1A2	94
Figura 47 – Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B2A1	95
Figura 48 – Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B2A2	95
Figura 49 – Curvas carga-deslocamento modelo numérico Prisma B2A1G1	99
Figura 50 – Curvas carga-deslocamento modelo numérico Prisma B2A1G2.....	100
Figura 51 – Curvas carga-deslocamento modelo numérico Prisma B3A1G2.....	100
Figura 52 – Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B2A1G1	102
Figura 53 – Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B2A1G2	103
Figura 54 – Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B3A1G2	103
Figura 55 – Resistência à compressão de prismas não-grauteados vs. grauteados - junta de 7.0mm	106
Figura 56 – Resistência à compressão de prismas não-grauteados vs. grauteados - junta de 10.0mm	106
Figura 57 – Resistência à compressão de prismas não-grauteados vs. grauteados - junta de 13.0mm	106
Figura 58 – Aumento percentual na resistência à compressão com o grauteamento de prismas	107
Figura 59 – Curva de evolução da resistência à compressão em função da idade dos materiais	109
Figura 60 – Variação da Resistência à Compressão em função da espessura de junta de argamassa - Prisma B2A1G2.....	110
Figura 61 – Variação da Resistência à Compressão em função da espessura de junta de argamassa - Prisma B3A1G2.....	110
Figura 62 – Variação da Resistência à Compressão em função da espessura de junta de argamassa - Prisma B2A1.....	111
Figura 63 – Variação da Resistência à Compressão em função da espessura da junta de argamassa - Prisma B3A1.....	111
Figura 64 – Variação da Resistência à Compressão (MPa) em função da espessura da junta de argamassa aos 28 dias	111

Figura 65 – Curvas carga-deslocamento para argamassamento total e parcial - prisma B3A1	113
Figura 66 – Curvas carga-deslocamento para argamassamento total e parcial - prisma B2A2	113
Figura 67 – Curvas tensão-deformação para argamassamento total e parcial - prisma B3A1	116
Figura 68 – Curvas tensão-deformação para argamassamento total e parcial - prisma B2A2	116
Figura 69 – Curvas carga-deslocamento para as três espessuras de juntas de argamassamento - Prisma B3A1 com 3 Blocos.....	118
Figura 70 – Curvas carga-deslocamento para as três espessuras de juntas de argamassamento - Prisma B2A2 3 Blocos	118
Figura 71 – Curva tensão-deformação - Prisma B3A1 - 3 Blocos	120
Figura 72 – Curva tensão-deformação - Prisma B2A2 - 3 Blocos	120
Figura 73 – Curvas carga-deslocamento - Pequena-parede Tipo 01 - B3A1	122
Figura 74 – Curvas carga-deslocamento - Pequena-parede Tipo 02 - B3A1	123
Figura 75 – Curvas tensão-deformação - Pequena-parede Tipo 01 - B3A1.....	123
Figura 76 – Curvas tensão-deformação - Pequena-parede Tipo 02 - B3A1.....	124
Figura 77 – Comparação da resistência à compressão entre prismas e pequenas-paredes, B3A1 – 28 dias.....	126

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de ϕ	38
Tabela 2 – Dimensões dos blocos vazados de concreto	54
Tabela 3 – Menores dimensões dos blocos de concreto.....	55
Tabela 4 – Áreas líquidas e brutas para as secções transversais dos blocos de concreto	55
Tabela 5 – Resistências experimentais médias à compressão dos blocos de concreto.....	55
Tabela 6 – Resistências à tração dos blocos de concreto	56
Tabela 7 – Módulos de elasticidade para os blocos de concreto de acordo com o ACI 318M-05 (2005).....	56
Tabela 8 – Valores experimentais médios de resistência à tração na flexão das argamassas	57
Tabela 9 – Valores experimentais médios de resistência à compressão das argamassas	57
Tabela 10 – Valores experimentais médios de módulo de elasticidade das argamassas.....	58
Tabela 11 – Valores experimentais médios de resistência à compressão dos grautes	58
Tabela 12 – Valores calculados da resistência à tração dos grautes.....	59
Tabela 13 – Valores experimentais médios de módulo de elasticidade dos grautes	59
Tabela 14 – Valores experimentais médios de resistência à compressão para os prismas Grauteados e Não-Grauteados.....	61
Tabela 15 – Valores experimentais médios dos módulos de elasticidade para os prismas Grauteados e Não-Grauteados.....	61
Tabela 16 – Unidades de grandeza assumidas para a geração dos modelos numéricos.....	63
Tabela 17 – Parâmetros usados para a obtenção das curvas de tensão-deformação na compressão para os materiais componentes da alvenaria	70
Tabela 18 – Parâmetros usados para a obtenção das curvas de tensão-deformação na tração para os materiais componentes da alvenaria	73
Tabela 19 – Relação entre as resistências de prismas e pequenas-paredes com a resistência da alvenaria estrutural	85
Tabela 20 – Resistências à compressão para o Prisma B2A2 em diferentes idades para calibragem do coeficiente de Poisson	87
Tabela 21 – Comparação de resistências à compressão média para as três juntas de argamassa na área líquida para os prismas não-grauteados com a idade – experimental e teórico vs. numérico	88

Tabela 22 – Comparação de resistências à compressão média para as três juntas de argamassa na área bruta para os prismas não-grauteados com a idade – numérico vs. teórico	89
Tabela 23 – Comparação de resistências à compressão na área líquida para os prismas não-grauteados com a idade - experimental e teórico vs. numérico	92
Tabela 24 – Comparação das resistências à compressão na área bruta para os prismas não-grauteados – numérico vs. teórico.....	93
Tabela 25 – Comparação dos módulos de elasticidade para os prismas não-grauteados – experimental vs. numérico vs. teórico.....	96
Tabela 26 – Comparação das resistências à compressão média para as três juntas de argamassa na área bruta para os prismas grauteados com a idade – experimental e teórico vs. numérico	97
Tabela 27 – Comparação das resistências à compressão média para as três juntas de argamassa na área bruta para os prismas não-grauteados com a idade – numérico vs. teórico	98
Tabela 28 – Comparação das resistências à compressão na área bruta para os prismas grauteados com a idade - experimental e teórico vs. numérico	101
Tabela 29 – Comparação das resistências à compressão na área bruta para os prismas grauteados com a idade – numérico vs. teórico	102
Tabela 30 – Comparativo de módulos de elasticidade para os prismas grauteados.....	104
Tabela 31 – Evolução da resistência à compressão de prismas não-grauteados com a idade e para as três espessuras de juntas de argamassa	108
Tabela 32 – Evolução da resistência à compressão de prismas grauteados com a idade para três espessuras de juntas de argamassa	109
Tabela 33 – Comparativos de resistência à compressão para primas com argamassamento total e parcial – área bruta	114
Tabela 34 – Taxa de redução na resistência à compressão com o tipo de argamassamento total para parcial (%), de acordo com a TABELA 35 - Área bruta.....	114
Tabela 35 – Comparativos de resistência à compressão para prismas com argamassamento total e parcial – Área líquida efetiva de assentamento	115
Tabela 36 – Taxa de variação na resistência à compressão com o tipo de argamassamento total para parcial (%) de acordo com a TABELA 35 – Área líquida efetiva de assentamento	115

Tabela 37 – Comparativos dos módulos de elasticidade para prismas com argamassamento total e parcial – Área bruta	117
Tabela 38 – Taxa de variação no módulo de elasticidade com o tipo de argamassamento total para parcial (%) de acordo com a TABELA 37 – Área bruta	117
Tabela 39 – Comparativos de resistência à compressão na área líquida entre prismas de 2 Blocos e 3 Blocos	119
Tabela 40 – Comparativos de resistência à compressão na área bruta entre prismas de 2 Blocos e 3 blocos.....	119
Tabela 41 – Comparação entre os Módulos de Elasticidade de prismas com 2 Blocos e 3 Blocos.....	121
Tabela 42 – Comparativos de resistência à compressão entre Prismas de 2 blocos com as pequenas-paredes Tipos 01 e Tipo 02 - Área líquida.....	124
Tabela 43 – Comparativos de resistência à compressão entre Prismas de 2 blocos com as pequenas-paredes Tipo 01 e Tipo 02 - Área bruta	124
Tabela 44 – Comparativos de módulo de elasticidade entre Prismas de 2 blocos e as pequenas-paredes Tipo 01 e Tipo 02.....	125

LISTA DE SÍMBOLOS

d_c e d_t	Parâmetros de dano à compressão e a tração do material
E_b	Módulo de elasticidade do bloco
E_{cm}	Módulo de elasticidade inicial do material
E_{c1}	Módulo de elasticidade pico na curva tensão x deformação do material
E_m	Módulo de elasticidade da alvenaria
f_b	Resistência à compressão do bloco
f_c	Resistência à compressão do graute
f_{cm} e f_{tm}	Resistências à compressão e à tração do material
f_{ck}	Resistência característica à compressão do bloco de concreto
f_{ctk}	Resistência característica à tração do bloco de concreto
f_{gck}	Resistência característica à compressão do graute
f_{gctk}	Resistência característica à tração do graute
f_k	Resistência à compressão da alvenaria
f_m	Resistência à compressão da argamassa
f_{pk}	Resistência à compressão do prisma
f_{ppk}	Resistência à compressão da pequena parede
n	Número de corpos de prova
ε	Deformação total final do material
ε_{c1}	Deformação de pico na curva tensão x deformação do material
ε_{cu}	Deformação última do material
ε_{el} e ε_{inel}	Deformações elásticas e inelásticas do material
K_c	Parâmetro do modelo de Dano Plástico que representa a razão entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviador.

μ	Parâmetro de viscosidade do material, admitindo-se a viscoplasticidade dos mesmos para o modelo de Dano Plástico.
ρ	Parâmetro de excentricidade que estima comportamento da superfície de escoamento do material para o modelo de Dano Plástico.
σ_a	Parâmetro dado pela razão entre E_{cm} e E_{c1}
σ_{b0} e σ_{c0}	Tensões de escoamento do material no estado biaxial e uniaxial para o modelo de Dano Plástico
σ_c e σ_t	Tensões à compressão e à tração do material
σ_d	Parâmetro relacionado ao trecho descendente da curva tensão x deformação do material
ν_{arg} e ν_{blo}	Coefficiente de Poisson adotados respectivamente para argamassas e blocos de concreto nas análises numéricas.
x	Parâmetro dado pela razão entre ε e ε_{c1}
Ψ	Ângulo de dilatação ou de inclinação definido entre a superfície de falha e o eixo hidrostático observando-se o comportamento de Dano Plástico do material.
w_b	Densidade específica do bloco

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	20
1.1	Objetivos.....	22
1.2	Organização da Dissertação	22
2	ALVENARIA ESTRUTURAL	24
2.1	Resumo Histórico.....	24
2.2	Componentes da Alvenaria Estrutural.....	25
2.2.1	<i>Blocos de Concreto</i>	<i>28</i>
2.2.2	<i>Argamassa de assentamento</i>	<i>29</i>
2.2.3	<i>Graute</i>	<i>34</i>
2.3	Prismas de Alvenaria	35
2.4	Pequenas Paredes de Alvenaria	36
2.5	Resistência à Compressão da Alvenaria.....	37
2.6	Módulo de Elasticidade.....	40
2.7	Características de Deformação das Unidades, Argamassa e Graute	40
2.7.1	<i>Interface Bloco-Argamassa</i>	<i>41</i>
2.7.2	<i>Modos e Critérios de Ruptura</i>	<i>42</i>
3	MODELO COMPUTACIONAL	47
3.1	Pesquisas Relacionadas.....	48
4	METODOLOGIA	53
4.1	Resultados Experimentais (OLIVEIRA, 2016)	53
4.1.1	<i>Bloco</i>	<i>53</i>
4.1.2	<i>Argamassa</i>	<i>57</i>
4.1.3	<i>Graute</i>	<i>58</i>
4.1.4	<i>Prisma de Alvenaria.....</i>	<i>59</i>
4.2	Estratégia de Estudo.....	61
4.2.1	Dimensões e Unidades de Grandeza dos Modelos	63
5	MODELO NUMÉRICO	64

5.1	Modelo Constitutivo dos Componentes da Alvenaria.....	64
5.2	Malha de Elementos Finitos	75
5.2.1	<i>Pequenas-paredes</i>	79
5.2.2	<i>Condições de Contorno e Carregamento</i>	82
5.2.3	<i>Considerações de Contato</i>	82
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES	85
6.1	Calibragem do Poisson.....	86
6.2	Prismas de Alvenaria	87
6.2.1	<i>Prismas Não-Grauteados</i>	88
6.2.2	<i>Grauteados</i>	97
6.2.3	<i>Influência do Grauteamento</i>	105
6.2.4	Evolução e Variação da Resistência Devido à Idade dos Componentes e Espessura das Juntas de Argamassa.....	107
6.2.5	<i>Argamassamento Total x Parcial</i>	112
6.2.6	<i>Prismas de 3 Blocos</i>	117
6.3	Pequenas-Paredes de Alvenaria	121
6.4	Modos de Ruptura.....	126
6.4.1	<i>Prismas de 2 blocos</i>	127
6.4.2	<i>Pequenas-paredes</i>	130
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	131
	REFERÊNCIAS	135
	APÊNDICE A – MODOS DE RUPTURA – PRISMAS DE 2 BLOCOS NÃO- GRAUTEADOS (B3A1 E B2A2)	139
	APÊNDICE B – MODOS DE RUPTURA – PRISMAS DE 2 BLOCOS GRAUTEADOS (B3A1G2 E B2A1G2)	146
	APÊNDICE C – MODOS DE RUPTURA– PRISMAS DE 2 BLOCOS NÃO- GRAUTEADOS COM ARGAMASSAMENTO PARCIAL (B3A1 E B2A2) – 28 DIAS	153
	APÊNDICE D – MODOS DE RUPTURA – PRISMAS DE 3 BLOCOS (B3A1 E B2A2) – 28 DIAS	158

APÊNDICE E – MODOS DE RUPTURA – PEQUENAS-PAREDES.....162

1 INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo cujos elementos que desempenham a função estrutural são os mesmos que fazem a vedação da estrutura (bloco e argamassa), o que traz maior racionalização para esse tipo de processo construtivo, tornando-se uma alternativa mais econômica e de fácil aplicação dos materiais. Além disso, reduz os prazos de execução quando se compara com outras técnicas construtivas existentes no mercado.

Com isso, a alvenaria estrutural vem ganhando bastante espaço no mercado da construção civil. Isto se deve, principalmente, aos baixos custos e ao déficit habitacional nacional. Além disso, a alvenaria estrutural apresenta redução de consumo e desperdício dos materiais, aumentando a eficiência da mão-de-obra, além de apresentar nítidas vantagens quanto à diminuição de espessuras de revestimento a serem utilizadas. A utilização desse sistema chega a levar a uma economia global de até 30% comparada com os sistemas construtivos convencionais (LOGULLO, 2006). No Brasil, esse sistema de construção vem sendo frequentemente adotado em obras do Programa Minha Casa Minha Vida.

No entanto, o comportamento da alvenaria estrutural ainda não é bem conhecido necessitando de muitos estudos para que se alcancem patamares de desenvolvimento tecnológico similares aos que podem ser vistos em outras estruturas convencionais mais utilizadas.

O comportamento da alvenaria estrutural é complexo, pois esta funciona como um material composto, ou seja, blocos e juntas de argamassa trabalhando juntos. Os métodos de cálculo ainda são empíricos, baseados em ensaios, e o uso de modelos matemáticos para as análises e projetos de alvenaria estrutural ainda não são tão comuns.

Até 2011, o cálculo dessas estruturas com blocos de concreto era feito pelo Método das Tensões Admissíveis, considerado um método antiquado por muitos profissionais. Esse método era regulamentado pela NBR 10837:1989 - Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, que foi substituída pela NBR 15961:2011 - Alvenaria estrutural - blocos de concreto, dividida em duas partes. A primeira dedicada ao projeto de alvenaria com blocos de concreto e a segunda, a execução e controle. O projeto, agora, deve ser feito usando o Método dos Estados Limites, que é uma abordagem mais realista e a favor da segurança (NIERO JR, 2014).

Mesmo com os avanços introduzidos nas normas de projeto de alvenaria estrutural, alguns coeficientes de segurança ainda são considerados bastantes conservadores (IZQUIERDO, 2015; PARSEKIAN & SOARES, 2010). Portanto, conhecer sobre o

comportamento dos materiais pode fazer com que estes coeficientes e alguns parâmetros e/ou recomendações de projeto possam assim ser minimizados/otimizados.

A previsão exata da resistência à compressão da alvenaria é importante tanto para a fase de projeto como para a de execução. Esta resistência é muitas vezes obtida por ensaios individuais de cada componente (bloco e argamassa) da alvenaria e de prismas de alvenaria sujeitos à compressão axial. Os ensaios destes prismas é o que melhor permite conhecer o comportamento desses materiais trabalhando juntos. Nesse caso, acredita-se que o comportamento de uma parede é semelhante ao do prisma (MATA, 2006).

Em geral, os estudos da alvenaria estrutural se concentram em ensaios experimentais de prismas e pequenas paredes submetidos à compressão, o que se torna muito oneroso. Já o uso de ferramentas numéricas permite obter resultados mais rápidos e com menos custos.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma das análises numéricas mais utilizadas em todo o mundo, pois permite avaliar sistemas desde o mais simples até os mais complexos. Este método é capaz de transformar um sistema estrutural contínuo em um sistema estrutural discreto, por meio da divisão de seus componentes em pequenas regiões, com um número finito de graus de liberdade, obtendo-se bons resultados no que diz respeito ao comportamento real da estrutura.

Há duas abordagens para se modelar estruturas de alvenaria no MEF: a modelagem homogênea e a heterogênea. A homogênea, também conhecida como macro-modelagem, o bloco e a argamassa são transformados em um material compósito uniforme. A principal desvantagem desse método é a necessidade de uma malha bem refinada para análises em grandes escalas, além da dificuldade em considerar alguns aspectos da alvenaria, tais como anisotropia na região inelástica e o comportamento pós-pico de amolecimento tanto na tração quanto na compressão (BERTOLESI et al., 2016).

Já na modelagem heterogênea, também conhecida como micro-modelagem, o bloco e a argamassa são considerados separadamente numa aproximação heterogênea. Essa modelagem permite usar modelos não lineares na representação do comportamento de cada material, além de possibilitar modelar a região de interface entre os dois materiais. Essa região de interface é considerada como um plano potencial de fissuras. Segundo Bolhassani et al. (2015), os modelos heterogêneos são mais representativos do que os homogêneos, apesar destes últimos serem os mais utilizados.

As unidades que compõem a alvenaria estrutural podem ser de concreto ou cerâmico, maciços ou vazados. Os blocos vazados podem ter algumas cavidades preenchidas

com graute. Estes materiais juntamente com a argamassa apresentam um comportamento não linear, tanto na tração como na compressão. Esta é também uma das dificuldades na modelagem de prismas de alvenaria, encontrando-se na literatura várias propostas de como modelar estes materiais no MEF.

1.1 Objetivos

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar o comportamento estrutural de prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural, executados em blocos de concreto, submetidos à carga vertical de compressão, por meio de análise numérica tridimensional por elementos finitos.

Os prismas que são analisados neste trabalho foram ensaiados por Oliveira (2016). No entanto, as pequenas paredes são analisadas a partir de modelos disponíveis na NBR 15961:2011. Assim, para alcançar o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos são necessários:

- Validar o modelo numérico de prismas de alvenaria com base nos resultados experimentais obtidos por Oliveira (2016);
- Estudar a influência do grauteamento, da espessura das juntas de argamassa e do tipo de argamassamento nos prismas;
- Avaliar a evolução da resistência dos modelos com a idade dos componentes;
- A partir da validação dos modelos numéricos realizar a geração de modelos de prismas e pequenas-paredes mais complexos;
- Estudar a variação dos valores de resistência e deformabilidade com o avanço da complexidade da estrutura fazendo comparações com resultados experimentais e teóricos;
- Analisar o comportamento de ruptura para os modelos gerados.

1.2 Organização da Dissertação

O presente trabalho está dividido em 7 capítulos e mais cinco apêndices, que buscam, da forma mais clara possível, passar as diferentes etapas no processo de elaboração da dissertação.

No capítulo 1 é feita a introdução sobre o presente tema, relatando alguns fatos iniciais sobre a falta de conhecimento que ainda existe em torno do comportamento da alvenaria estrutural. Neste capítulo também são explanados os objetivos da pesquisa.

No capítulo 2 inicia-se com um resumo histórico sobre a alvenaria estrutural, seguindo-se para uma revisão literária a respeito de cada componente da alvenaria, avaliando fatores que interferem na resistência à compressão dos prismas e das pequenas-paredes, bem como seus modos de ruptura.

No capítulo 3 são mostradas algumas pesquisas que tiveram um embasamento semelhante ao do presente trabalho, na busca por representar numericamente modelos mais simplificados de prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural.

No capítulo 4 são apresentadas as propriedades, características e resultados obtidos nos estudos experimentais de Oliveira (2016) que foram importante para calibração e validação do modelo numérico.

No capítulo 5, é detalhadamente descrita a metodologia utilizada na geração de todos os modelos numéricos utilizando o *software* ABAQUS (SIMULIA, 2012). Partindo-se desde a definição do modelo constitutivo de comportamento não-linear dos materiais, criação dos elementos, consideração do comportamento não-linear dos materiais pelo programa computacional, considerações para o comportamento de contato entre os elementos, geração das malhas de elementos finitos, considerações de carregamento e apoio.

No capítulo 6 são mostrados vários resultados obtidos pelos modelos numéricos, comparando-se inicialmente com resultados experimentais e teóricos desenvolvidos por Oliveira (2016) para aceitabilidade do modelo. Após a validação do modelo, várias outros resultados e discussões complementares sobre o comportamento de prismas e pequenas paredes são apresentados.

No capítulo 7 são expostas as conclusões e comentários finais sobre o que foi obtido pela dissertação, assim como sugestões para futuras pesquisas correlacionadas ao assunto.

2 ALVENARIA ESTRUTURAL

2.1 Resumo Histórico

O uso da ideia de blocos de rochas como elemento estrutural vem desde a antiguidade. Os assírios e persas, em 10.000 a.C., foram os primeiros a empregarem tijolos queimados ao sol. Já em 3.000 a.C., os tijolos de barro queimados no forno eram utilizados. Nesses períodos, não existiam conhecimentos científicos sobre os materiais, e a tecnologia era baseada no empilhamento de pedra sobre pedra, sendo com isso nomeada historicamente para o período como Alvenaria de Pedras.

A história da humanidade é marcada por suas construções, as quais são consideradas testemunhas vivas. Como exemplo, pode-se citar as pirâmides do Egito (alvenaria de pedra 4.000 a.C.), o farol de Alexandria (280 a. C.), a grande Muralha da China (Início 220 a. C. – Término séc. XV), o Coliseu (82 d. C.) e a catedral de Notre-Dame na França (1163 d. C.).

O sistema construtivo inicial consistia simplesmente do empilhamento de rochas fragmentadas, seguida pela construção de muros de pedra. Nesses casos, não havia conhecimento sobre as características resistentes dos materiais nem dos procedimentos racionais de cálculo. Contudo, princípios de estatística eram aplicados na investigação da estabilidade de arcos e domos (HENDRY, 2001).

Somente nos séculos XIX e XX foram realizados os primeiros testes de resistência dos elementos da alvenaria estrutural em vários países. Porém, os projetos eram elaborados utilizando-se métodos empíricos de cálculo, o que levava a paredes com grandes espessuras.

Por volta de 1950, começaram a surgir normas que permitiram projetar e executar construções de alvenaria estrutural utilizando métodos de cálculos mais racionais e experimentações laboratoriais. Pode-se dizer que todas as estruturas erguidas até o início do século XX foram dimensionadas empiricamente, tomando-se como base a experiência de outros construtores e projetistas. Os blocos cerâmicos começaram a ser produzidos em 1875, na Europa, e os blocos de concreto por volta de 1890 nos Estados Unidos.

No final do século do século XIX, surgiram o concreto e o aço, permitindo uma maior diversidade nas formas das edificações e maior economia. O concreto armado, junto com as estruturas metálicas, marcou o século XX, tornando-se os sistemas estruturais predominantes na construção de estruturas civis, não só pela menor área útil ocupada, mas igualmente pelo baixo custo em relação às pesadas obras em alvenaria estrutural.

Contudo, as sucessivas guerras que envolveram a maior parte dos países fizeram com que a tecnologia da alvenaria estrutural ganhasse períodos de expansão, devido principalmente a grande escassez dos materiais de construção, em especial do aço. Isso permitiu que essa tecnologia avançasse, impulsionando o desenvolvimento de indústrias de blocos (de concreto e cerâmica) em várias partes do mundo.

Países como os Estados Unidos, Inglaterra e Alemanha constroem atualmente em alvenaria estrutural com níveis de cálculo, execução e controle, similares aos aplicados nas estruturas de aço e de concreto armado, constituindo-se num econômico e competitivo sistema racionalizado, versátil e de fácil industrialização.

No Brasil, a alvenaria estrutural foi inicialmente utilizada no período colonial, de forma pouco racional, utilizando pedra, tijolo de barro cru e taipa de pilão. Durante o Império, os primeiros tijolos de barro cozido foram empregados, o que proporcionou construções com maiores vãos e mais resistentes à ação das águas, sepultando a técnica da taipa de terra socada.

Por muitos anos, este sistema construtivo permaneceu subutilizado, devido, principalmente, ao domínio da tecnologia do concreto armado. Somente a partir dos anos sessenta, os blocos estruturais de concreto começaram a ser usados na construção de edifícios. A primeira edificação construída em alvenaria estrutural, no Brasil, é o Conjunto Habitacional Central Parque da Lapa (São Paulo, 1966) com quatro pavimentos. Como na época não havia normas de projeto, nem pesquisas nacionais sobre os materiais aqui existentes, foram usados padrões estrangeiros para os dimensionamentos.

Somente em 1990, foi publicado o Manual Técnico de Alvenaria, pela Associação Brasileira de Construção Industrializada, consolidando quase duas décadas de práticas indicadas. Hoje, nosso país já conta com diversas normas ABNT para cálculo, execução e controle de obras em alvenaria estrutural.

Grandes empreendimentos já vêm sendo executados no país. Em São Paulo, Minas Gerais e Goiás, não é rara a construção de edifícios habitacionais de 10 a 20 pavimentos em alvenaria estrutural armada. Outra grande aplicação dessa tecnologia construtiva está justamente relacionada às obras do Programa Minha Casa Minha Vida (PMCMV), onde os conjuntos de edificações são executados basicamente em alvenaria estrutural.

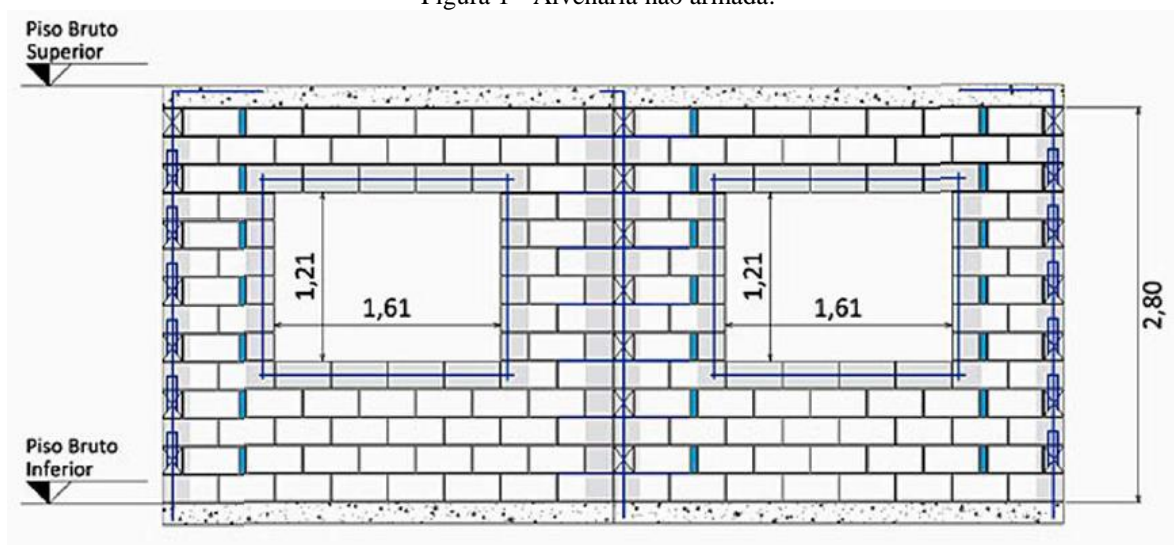
2.2 Componentes da Alvenaria Estrutural

Na alvenaria estrutural, as paredes são os elementos portantes compostos por unidades de alvenaria (blocos de concreto ou cerâmico), unidas por juntas de argamassas,

capazes de resistirem a outras cargas além do seu próprio peso (PRUDÊNCIO Jr, 1986). Seu comportamento é bastante complexo, devido, principalmente, a essa associação. Trabalha principalmente à compressão, devido às cargas verticais, e ao cisalhamento e à flexão, devido às cargas horizontais (vento, por exemplo).

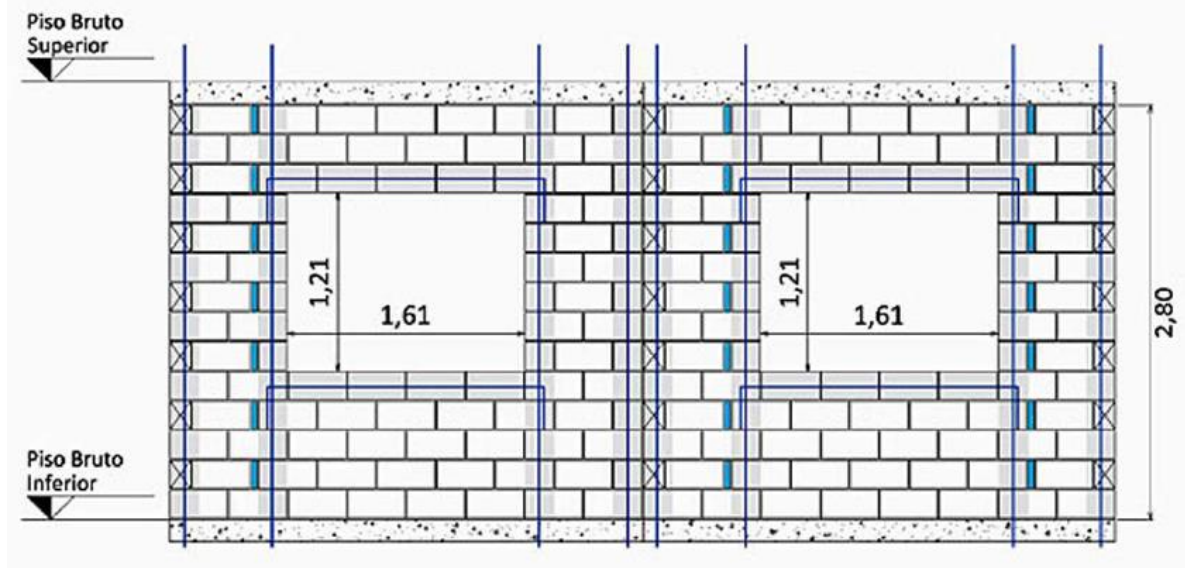
As alvenarias de blocos de concreto são de três tipos: alvenaria não armada, alvenaria armada ou parcialmente armada e alvenaria protendida. A alvenaria não armada (Figura 1) é aquela que contém armaduras apenas com finalidade construtiva ou de amarração; a alvenaria armada ou parcialmente armada (Figura 2) é aquela que em toda ou parte da parede é reforçada devido a exigências estruturais. As armaduras são dispostas nas aberturas dos blocos e, posteriormente, preenchidas com graute; a alvenaria protendida (Figura 3) é constituída por armadura ativa submetendo-a a esforços de compressão. Esse tipo de alvenaria é pouco utilizado devido ao alto custo e de requerer mão de obra especializada (TAUIL & NESE, 2010).

Figura 1 - Alvenaria não armada.



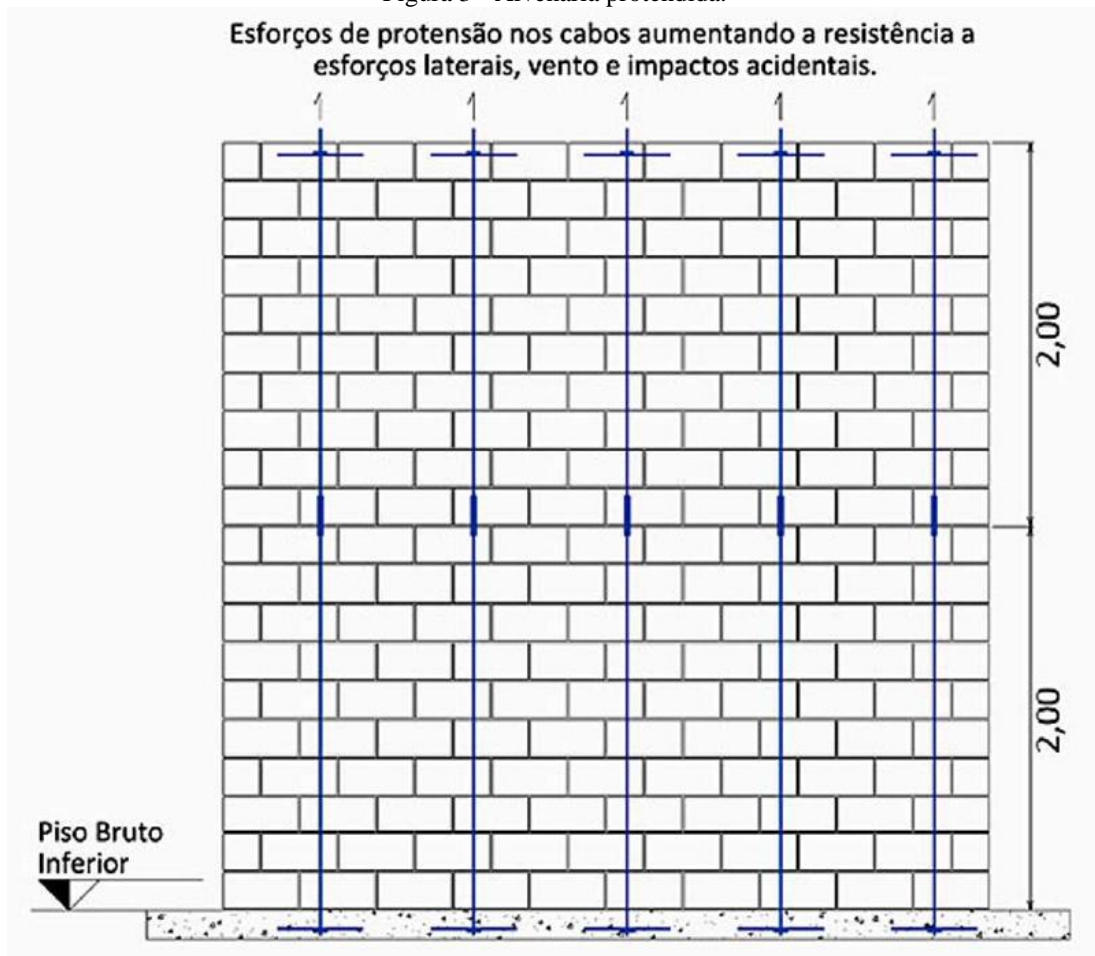
Fonte: TAUIL & NESE (2010)

Figura 2 - Alvenaria armada ou parcialmente armada.



Fonte: TAUIL & NESE (2010)

Figura 3 - Alvenaria protendida.



Fonte: TAUIL & NESE (2010)

2.2.1 *Blocos de Concreto*

O bloco é o principal componente da parede de alvenaria estrutural, sendo denominado unidade da alvenaria. Sua definição depende da norma considerada. Por exemplo, as normas brasileira e britânica conceituam o bloco considerando somente às dimensões deste, enquanto a norma americana o define a partir dos materiais constituintes. Assim, a NBR 6136:2014 afirma que o bloco vazado de concreto é o elemento básico da alvenaria cuja área líquida é igual ou inferior a 75% da área bruta. De acordo com a referida norma, também podem ser utilizados os blocos perfurados (quando a sua área líquida estiver entre 75 e 100% da área bruta) e os maciços (quando a área líquida for igual a área bruta).

A ASTM C 90-15 (2015) descreve bloco de concreto como uma unidade obtida a partir da mistura de cimento Portland, água e agregados minerais, com ou sem adição de outros materiais. Já na norma britânica BS 6073-2 (2008), o bloco é definido como sendo a unidade de alvenaria que excede as dimensões máximas dos tijolos, seja no comprimento, na altura ou na largura, devendo ter altura máxima de seis vezes a largura e o volume das cavidades que o atravessam na direção da altura devem ser inferior a 50% do volume total do bloco.

O bloco é o componente mais resistente da alvenaria e representam de 80 a 95% do volume desta (PARSEKIAN & SOARES, 2010). As características dos blocos de concreto dependem fundamentalmente dos seguintes fatores: natureza dos materiais constituintes, unidade do material usado na moldagem, proporção dos materiais, grau de compactação e método de cura empregado. Estes fatores estão intimamente relacionados ao processo produtivo dos blocos e deles depende, também, o desempenho final da parede de alvenaria estrutural (SABBATINI, 1986).

As principais características mecânicas dos blocos são: resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. A resistência à compressão do bloco é o parâmetro mais importante para definir a resistência da alvenaria. Contudo, a resistência da parede de alvenaria é geralmente inferior à do bloco, devido à presença da junta de argamassa (SANTOS et al., 2017).

A interação entre o bloco e a argamassa nas juntas da alvenaria provoca esforços de tração no bloco. Por isso, as normas prescrevem uma junta de argamassa com espessura limitada, pois quanto maior a espessura da junta, menor será a resistência da alvenaria.

2.2.2 Argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento é o elemento responsável pela ligação entre os blocos, garantindo a transmissão de tensões entre as unidades, bem como sua uniformização. Além disso, permite a absorção de pequenas deformações impostas às paredes. É por meio dela que se garante o efeito monolítico da parede, influenciando o comportamento da alvenaria através de suas propriedades mecânicas (SANTOS et al., 2017).

A argamassa é composta de cimento, agregado miúdo, água e cal ou outra adição destinada a conferir plasticidade e retração de água de hidratação à mistura (NBR 13281:2005). Para Cardoso (1980), a argamassa pode ser entendida como uma substância ou mistura adesiva que, sofrendo um determinado processo de endurecimento, pode ter duas funções ou finalidades: unir elementos de construção (tijolos, blocos de concreto, lajotas, pastilhas cerâmicas, azulejos, dentre outros) ou com uma base formada por outro material, ou também, revestir paredes externas ou internamente, pisos ou coberturas. No primeiro caso, a argamassa é denominada de argamassa de assentamento e para o segundo de argamassa de revestimento.

De acordo com Sabbatini (1984), as argamassas são materiais de construção sem forma ou função definida, ou seja, passam a ter função quando se destinam a um determinado uso.

As principais propriedades das argamassas são a trabalhabilidade, retenção de água, aderência, resiliência e também a resistência à compressão. Onde as duas primeiras são propriedades do estado fresco e as demais são propriedades do estado endurecido.

A resistência à compressão das argamassas não chega a ser uma propriedade muito importante para a argamassa de assentamento, mas deve-se ter conhecimento sobre a compatibilidade entre a argamassa e o bloco, de modo que esta varie entre 0,70 à 1,0 vez a resistência à compressão do bloco na área bruta (MOHAMAD, 1998).

Argamassas muito resistentes podem aumentar consideravelmente o potencial de fissuração da alvenaria, prejudicando assim o comportamento do conjunto. A NBR 15961-1:2011 recomenda um valor mínimo de 1,5 MPa e o máximo é limitado a 0,7 da resistência do bloco na área líquida. Já Oliveira (2016) recomenda o valor máximo de 20 MPa para a resistência à compressão da argamassa.

2.2.2.1 Espessura da junta de argamassa

A junta de argamassa é o componente de ligação entre os blocos da alvenaria estrutural. A NBR 15961-1:2011 estabelece que a espessura das juntas horizontais e verticais

de argamassa deve ser de 10 ± 3 mm. Diversos estudos sobre a influência da espessura da junta de argamassa na alvenaria foram realizados confirmando que as alvenarias se tornam menos resistentes com altos valores de espessura da junta e vice-versa.

Cheema e Klinger (1986) estudaram prismas de blocos de concreto com resistência de 25,8 MPa e argamassa com resistência de 14,9 MPa, utilizando duas espessuras de junta de argamassa, uma com 10 mm e outra com 12,7 mm, obtendo uma redução na resistência dos prismas de 39% quando utilizada a junta mais espessa.

Khalaf (1996), através de estudos experimentais concluiu que, no aumento da espessura da junta de argamassa de 5 para 12 mm, houve um decréscimo da resistência dos prismas grauteados de 12% e 18%.

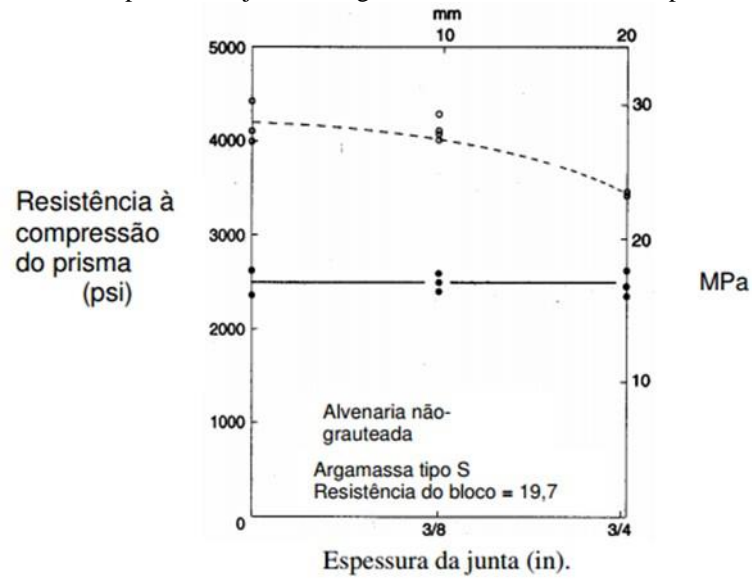
Mohamad (1998), em seus estudos, observou que com a diminuição da espessura da junta de argamassa de 10 mm para 7 mm ocorreu um aumento na eficiência (resistência do prisma/resistência do bloco) da alvenaria de 34%, e um aumento na resistência à compressão da alvenaria de 23,2%.

Drysdale et al. (1994) elaborou um gráfico (Figura 4) que mostra o efeito da espessura das juntas de argamassas na resistência à compressão dos prismas de blocos de concreto. Segundo o autor, a deformação lateral dos materiais solicitados axialmente é função de sua deformação no sentido de aplicação da carga e esta é função do comprimento do elemento solicitado.

Na prática, os blocos são assentados de duas formas, pelo argamassamento total e o argamassamento parcial. No argamassamento total, a junta de argamassa é colocada em todas as faces dos blocos, incluindo as regiões dos septos transversais. Já no argamassamento parcial (ou em cordão), a argamassa é colocada apenas nas paredes longitudinais dos blocos (FIGURA 5).

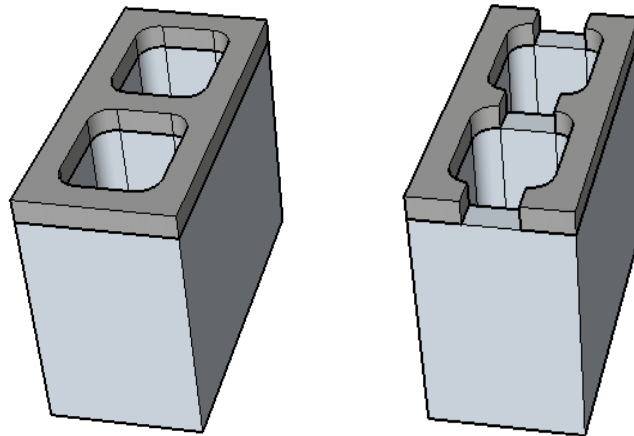
Segundo Romagna (2010), o tipo de argamassamento é um fator que pode alterar consideravelmente a resistência do prisma de alvenaria estrutural. A ausência de argamassa nas paredes transversais da face de assentamento dos blocos provoca concentração de tensões nas paredes laterais dos blocos, causando a redução na resistência dos prismas ou parede.

Figura 4 - Efeito da espessura da junta de argamassa na resistência à compressão dos prismas.



Fonte: DRYSDALE et al. (1994)

Figura 5 - Argamassamento total (figura da esquerda) e Argamassamento parcial (figura da direita)



Fonte: o Autor.

Conville e Woldetinsae (1990) estudaram a influência do tipo de assentamento na resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto. Após avaliarem experimentalmente várias amostras para os dois tipos principais de argamassamento chegaram as seguintes conclusões:

- A resistência à compressão dos prismas vazados deve ser calculada com base na área de assentamento;
- A resistência à compressão dos prismas vazados (calculada em relação à área de assentamento da argamassa) é aproximadamente 8% menor para prismas com

argamassamento lateral ou parcial do que para prismas com argamassamento total.

Mata (2006) também estudou a influência do tipo de argamassamento no comportamento estrutural da alvenaria de bloco de concreto submetida à compressão. Para isto realizou análises experimental e numérica por elementos finitos em prismas e mini-paredes de alvenaria sob compressão, executadas com argamassamento total e parcial. No modelo numérico não foi incluído o comportamento plástico dos materiais, mas esse autor obteve resultados de resistência à compressão, fator de eficiência, módulo de elasticidade e curva tensão-deformação para os prismas e também para as mini-paredes.

Para analisar seu modelo numérico, Mata (2006) utilizou o programa computacional SAP2000 (1997), concluindo que, tanto para os prismas quanto para as mini-paredes, o padrão de argamassamento influi consideravelmente nas distribuições de tensão nos modelos. Com relação aos modelos experimentais, o autor observou que, para os tipos com padrão de argamassamento parcial, as cargas de ruptura na compressão foram menores do que os tipos estudados com padrão de argamassamento total. Outro fator importante observado pelo autor, foi que o comportamento à ruptura dos prismas e mini-paredes com argamassamento parcial apresentou, na maioria das vezes, maiores deformações e perda da integridade do corpo de prova.

Pasquali (2007) também investigou a influência do tipo de argamassamento na resistência à compressão de pequenas paredes de alvenaria cerâmica de forma experimental. Em seus estudos, o autor utilizou dois tipos de blocos cerâmicos (maciços e vazados), três tipos de argamassas (2, 4 e 10 MPa) e os dois padrões principais de argamassamento (parcial e total).

Com relação aos resultados obtidos para os casos com a utilização de blocos cerâmicos vazados, Pasquali (2007) chegou as seguintes conclusões:

- Para as argamassas com resistência à compressão de 2,0 MPa, as pequenas paredes vazadas apresentaram um percentual de resistência média 24,3% maior para o padrão de argamassamento total do que para o argamassamento parcial.
- Para as argamassas com resistência à compressão de 4,0 MPa, as pequenas paredes vazadas apresentaram um percentual de resistência média 19,0% maior para o padrão de argamassamento total do que para o argamassamento parcial.
- Já para o caso das argamassas com resistência à compressão de 10,0 MPa, as pequenas paredes vazadas apresentaram um percentual de resistência média 27,2% maior para o padrão de argamassamento total do que para o argamassamento parcial.

Izquierdo (2011) também fez estudo relacionado ao padrão de argamassamento e sua influência na resistência à compressão de prismas e de mini-paredes por meio de ensaios experimentais. Seu trabalho foi baseado nas hipóteses de que o lançamento da argamassa de assentamento apenas nas laterais dos blocos provocará a perda da resistência de compressão em paredes de alvenaria estrutural em comparação com o argamassamento total.

Foram ensaiadas 4 séries diferentes de materiais de acordo com o tipo de assentamento da argamassa e com o tipo de ajuste por meio da “rapadura”. Essas séries foram sujeitas a ensaios de prismas, mini-paredes e também de corpos cilíndricos de argamassa, chegando à conclusão de que o efeito do tipo de argamassamento total é capaz de dar mais resistência à compressão aos prismas e também às mini-paredes, obtendo valores de 10% a 18% maiores quando comparados com as séries utilizando padrões de argamassamento parcial ou lateral. Sendo assim, a relevância do mesmo deve ser melhor considerada pelos projetistas.

Com relação ao modo de ruptura, Izquierdo (2011) observou também que os prismas com argamassamento parcial apresentaram fissuras verticais acentuadas ao longo das espessuras, além de serem essas as primeiras a aparecerem com valores inferiores de carga de ruptura. Os prismas com argamassamento total tiveram um comportamento diferente, as fissuras apresentaram um comportamento mais disperso (FIGURA 6).

Figura 6 - Dispersão das fissuras em prismas de alvenaria estrutural para o argamassamento parcial (foto da esquerda) e total (foto da direita).



Fonte: IZQUIERDO (2011)

Após os resultados e conclusões obtidas pelos autores aqui citados, pode-se observar que todos chegaram a conclusões semelhantes. Onde a ausência de argamassa nas paredes laterais dos blocos provoca uma concentração de tensões, causando a redução da resistência à compressão dos prismas e das pequenas paredes.

2.2.3 Graute

Outro componente importante da alvenaria estrutural é o graute. Sua finalidade é aumentar a capacidade resistente à compressão da parede e de solidarizar as armaduras de reforço à alvenaria preenchendo as cavidades onde estas se encontram. Pode também ser utilizado como material de enchimento em zonas de concentração de tensões (vergas, contravergas, dentre outros).

O graute pode ser entendido como um concreto fluido, com agregados de pequenas dimensões, utilizado para promover a solidarização dos blocos com as armaduras posicionadas em seus vazios (RAMALHO & CORRÊA, 2003).

As propriedades do graute são semelhantes às da argamassa, podendo-se citar a consistência, a retração e a resistência à compressão. Segundo Castro (2015), a mistura para o graute deve possuir coesão e, ao mesmo tempo, ter fluidez suficiente para preencher todos os furos do bloco; a retração não deve ser tal que possa ocorrer separação entre o graute e as paredes internas do bloco; e a resistência à compressão do graute combinada com as propriedades mecânicas dos blocos e da argamassa, definirá as características à compressão da alvenaria.

A NBR 15961:2011 não estabelece uma relação entre a resistência à compressão do graute e a do bloco, como foi visto para a argamassa, apenas ressalva que sua resistência seja tal que o prisma produzido com ele atinja o valor de resistência especificado pelo projetista. Sendo assim, a influência do graute na resistência da alvenaria deve ser verificada por meios de experimentos em laboratórios mediante a compressão de prismas grauteados.

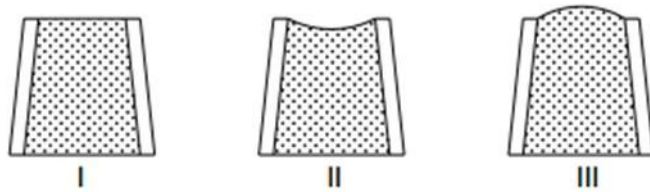
Na ausência de ensaios, Parsekian e Soares (2010) afirmam que a resistência à compressão do graute pode ser estimada como sendo o dobro da resistência à compressão do bloco na área bruta. Outros autores recomendam ainda a utilização para essa propriedade entre 15 MPa e 30MPa, pois fora desses limites o graute passa a prejudicar a resistência da alvenaria (OLIVEIRA, 2016).

De acordo com Ramalho e Côrrea (2003), para blocos de concreto é razoável considerar a influência do grauteamento na resistência da alvenaria como sendo o preenchimento de vazios, aumentando a sua área líquida, pois se tratam de materiais semelhantes. Desta forma, a resistência à compressão do bloco dobraria caso se considere que 50% de sua área bruta são vazios.

Segundo Miranda (2012), pode-se observar três tipos de situações que podem ocorrer em alvenarias grauteadas (Figura 7). Na primeira situação, que é a mais recomendada

para a geração de um modelo numérico, espera-se que tanto o graute como o bloco absorva o carregamento no instante inicial de sua aplicação e se deformem de maneira semelhante, caso os seus módulos de elasticidade ou coeficiente de Poisson sejam compatíveis. Na segunda situação, apenas o bloco recebe o carregamento inicial e só após a sua deformação é que o graute será solicitado, podendo ocorrer a ruptura típica por tração da alvenaria não preenchida por graute, havendo o desprendimento deste das paredes dos blocos antes mesmo dele ser solicitado pelo carregamento. Na terceira e última situação, o graute recebe o carregamento inicial e começa a se deformar antes da alvenaria, sendo que esta deformação pode provocar aumento de tração nas paredes do bloco, provocando a sua ruptura.

Figura 7 - Situações da superfície da alvenaria com graute preenchido.

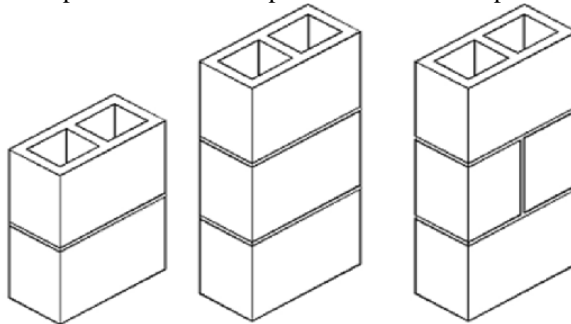


Fonte: MIRANDA (2012)

2.3 Prismas de Alvenaria

Os prismas de alvenaria (Figura 8) são corpos-de-prova constituídos de dois ou mais blocos ligados entre si por juntas de argamassa (uma ou duas), horizontais e verticais, grauteados ou não. Seu comportamento mecânico no ensaio de compressão axial é semelhante ao da alvenaria, porém diferente do comportamento do bloco, devido principalmente à presença da junta horizontal de argamassa, que é mais deformável do que o bloco (MATA, 2006).

Figura 8 - Tipos mais usuais de prismas de alvenaria para ensaios.



Fonte: OLIVEIRA (2016)

Os prismas geralmente apresentam juntas de argamassa com espessuras entre 7 e 13 mm. Na maioria dos casos os ensaios de compressão em prismas são usados como base para determinar as tensões de projeto e como medida de controle de qualidade.

Para Colville e Woldetinsae (1991), prismas de 3 a 5 blocos são mais confiáveis, evitando-se assim as restrições dos pratos da prensa e flambagem, pois prismas com dois blocos sofrem grande influência de confinamento pelos pratos da prensa. Os autores observaram que ocorreu uma queda de resistência de 28% entre prismas de 2 e 3 blocos de altura. E para primas de 3 e 5 blocos de altura foi observado uma redução de apenas 8%.

2.4 Pequenas Paredes de Alvenaria

Pequenas paredes são definidas como um corpo de prova de alvenaria moldado com pelo menos três fiadas, compostas por três blocos e mais três meios blocos estruturais, unidos entre si e sobrepostos no sentido da amarração, os quais são solidarizados com argamassa (Figura 9).

Deve-se salientar, que a geração de modelos em maiores escalas pode se tornar um método dispendioso em tempo e custo, por necessitar de equipamentos de grande porte para realização de ensaios e também com grande capacidade computacional. De acordo com Steil (2003), ensaio em painéis de alvenaria em escala real é a maneira mais segura de se obter a resistência da alvenaria sob a ação de qualquer tipo de carregamento, seguido pelo ensaio de pequenas paredes.

Figura 9 - Dimensões da pequena parede.



Fonte: OLIVEIRA (2016)

Parsekian e Soares (2010) afirmam que é sempre bom ter em mente que quanto maior e mais perto do elemento parede é o corpo de prova ensaiado menor será a resistência à compressão obtida no ensaio, porém mais próximo do real será o resultado. Ou seja, resultados

de ensaios de resistência à compressão de blocos são superiores aos de prismas, que por sua vez são maiores do que os de pequenas paredes, que são maiores que os de painéis inteiros de parede.

2.5 Resistência à Compressão da Alvenaria

Na alvenaria estrutural, por ser uma composição entre componentes, como bloco, argamassa e graute, cada qual com suas respectivas propriedades mecânicas, o seu comportamento é função das características de seus elementos. Ou seja, a resistência à compressão da alvenaria está relacionada com a resistência à compressão de cada componente.

Para estimar de maneira mais segura e para obter os resultados mais aproximados da resistência à compressão da alvenaria estrutural, os ensaios em painéis de alvenaria são os mais indicados, seguido também pelo ensaio de multi-paredes. Contudo, a realização de um ensaio como esse necessita de bastante tempo e o seu custo também é considerável, pois necessita de equipamentos de grande porte para realização desses ensaios.

Sendo assim, geralmente são ensaiados os prismas sujeitos a compressão simples, pois podem ser realizados com os mesmos materiais da obra e podem ser facilmente executados em qualquer laboratório que tenha uma prensa de porte médio.

De forma geral, a NBR 15961-1:2011 prescreve que a resistência à compressão simples da alvenaria deve ser determinada com base em ensaios de paredes (NBR 8949:1985), ou estimada a partir de ensaios de prismas ou de pequenas paredes. Nesses casos, a resistência à compressão da alvenaria (f_k) é estimada como 70% da resistência característica à compressão simples do prisma (f_{pk}) ou, ainda, 85% da resistência característica à compressão simples da pequena parede (f_{ppk}). Os ensaios do prisma e da pequena parede são normatizados pela NBR 15961-2:2011.

O anexo A da NBR 15961-2:2011 prescreve que a resistência à compressão da alvenaria deve ser controlada com base nos ensaios de prismas. Para uma amostra que varie entre 6 e 20 corpos de prova, o valor da resistência é calculado por:

$$f_{pk,1} = 2 \cdot \frac{f_{p1} + f_{p2} + \dots + f_{p(i-1)}}{i-1} - f_{pi}. \quad (1)$$

Em que $i = n/2$, se n for par ou $i = (n-1)/2$, se n for ímpar; n é o número de corpos de prova da amostra; $f_{p1} + f_{p2} + \dots + f_{p(i-1)}$ são os valores de resistência à compressão de cada corpo de prova da amostra, ordenados em ordem crescente; $f_{pk,1}$ é a resistência característica estimada da amostra em MPa.

Os valores restantes dos $f_{pk,i}$ são calculados pelas seguintes relações:

$$f_{pk,2} = f_{p1} \times \phi, \quad (2)$$

$$f_{pk,3} = \text{maior valor entre } f_{pk,1} \text{ e } f_{pk,2}, \quad (3)$$

$$f_{pk,4} = 0,85 \frac{(f_{p1} + f_{p2} + \dots + f_{pn})}{n}, \quad (4)$$

$$f_{pk,est} = \text{menor valor entre } f_{pk,3} \text{ e } f_{pk,4}. \quad (5)$$

O parâmetro ϕ na equação (2) depende do número de elementos de alvenaria e é dado pela Tabela 1.

Tabela 1 – Valores de ϕ

Número de elementos	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16 e 17	18 e 19
ϕ	0,8	0,8	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1,0	0,9	0,9	1,0
	0	4	7	9	1	3	4	6	7	8	9	0	8	9	0

Fonte: NBR 15961-2:2011.

Vários pesquisadores desenvolveram equações para a determinação da resistência à compressão da alvenaria, baseadas em dados experimentais e em função da resistência à compressão dos elementos constituintes da mesma (blocos, argamassa e graute, caso esse seja utilizado). A seguir são mencionadas apenas os mais recentes e precisos, ou seja, cujos resultados se aproximaram mais dos resultados experimentais.

Khalaf (1991) propôs o cálculo da resistência à compressão de prismas de alvenaria grauteados ou não grauteados pela seguinte equação:

$$f_{pk} = 0,3f_b + 0,1f_m + 0,5.f_c. \quad (6)$$

Em que, f_{pk} é a resistência à compressão do prisma na área bruta; f_b é a resistência à compressão do bloco na área bruta; f_m é a resistência à compressão da argamassa; f_c é a resistência à compressão do graute.

Com relação à resistência da alvenaria não grauteada, Khalaf et al. (1994) sugeriu a seguinte expressão:

$$f_{pk} = 0,3f_b + 0,2f_m \quad (7)$$

Jaber (2010) também propôs um modelo para estimar o valor de resistência à compressão em prismas de alvenaria estrutural, a saber:

$$f_{pk,1} = 0,63 \cdot f_b^{0,49} \times f_m + f_c^{0,3} \quad (8)$$

Observa-se nas equações (7) e (8) que em nenhum dos casos é utilizado a variável tempo na definição do valor da resistência à compressão da alvenaria. Oliveira (2016) propôs em seus estudos três equações capazes de estimar a resistência à compressão de prismas em diferentes idades (7, 14 e 28 dias), grauteados ou não. Estas expressões são dadas por:

$$\begin{aligned} f_{pk, med(7)} = & -4,158 + 1,429 \cdot f_{bk, med(28)} - 0,043 \cdot f_{bk, med(28)}^2 + 0,554 \cdot f_{gk, med(28)} - 0,007 \cdot f_{gk, med(28)}^2 \\ & + 0,285 \cdot f_{ak, med(28)} - 0,018 \cdot f_{ak, med(28)} \cdot f_{gk, med(28)} - 0,006 \cdot f_{bk, med(28)} \cdot f_{gk, med(28)} \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} f_{pk, med(14)} = & -8,473 + 1,986 \cdot f_{bk, med(28)} - 0,063 \cdot f_{bk, med(28)}^2 + 0,861 \cdot f_{gk, med(28)} - 0,015 \cdot f_{gk, med(28)}^2 \\ & + 0,423 \cdot f_{ak, med(28)} - 0,024 \cdot f_{ak, med(28)} \cdot f_{gk, med(28)} - 0,011 \cdot f_{bk, med(28)} \cdot f_{gk, med(28)} \end{aligned} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} f_{pk, med(28)} = & 7,143 - 1,695 \cdot f_{bk, med(28)} + 0,112 \cdot f_{bk, med(28)}^2 + 0,543 \cdot f_{gk, med(28)} + 0,005 \cdot f_{gk, med(28)}^2 \\ & + 0,756 \cdot f_{ak, med(28)} - 0,042 \cdot f_{ak, med(28)} \cdot f_{gk, med(28)} - 0,009 \cdot f_{bk, med(28)} \cdot f_{gk, med(28)} \end{aligned} \quad (11)$$

Em que, $f_{pk, med(28)}$, $f_{gk, med(28)}$, $f_{ak, med(28)}$ são os valores de resistência média à compressão aos 28 dias do bloco, graute e argamassa, respectivamente; $f_{pk, med(i)}$ é a resistência à compressão média estimada dos prismas com idade “i” dias.

Como se pode observar nas equações (9), (10) e (11), a resistência de um elemento de alvenaria depende, fundamentalmente, da resistência básica da mesma, das propriedades geométricas e da excentricidade do carregamento.

2.6 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade da alvenaria pode ser conhecido através da curva tensão-deformação, obtida na compressão, a fim de avaliar e quantificar a deformação ocorrida durante o ensaio (CASTRO, 2015).

Segundo Mohamad (2007), esse módulo pode ser obtido para uma carga correspondente de 40% a 70% da carga de ruptura para o módulo secante, ou através da carga correspondente a 30% para o módulo tangente.

De acordo com a EN 1991-1-1 PART 1-1 (EUROCODE 6, 2005), o módulo de elasticidade da parede (E_m , em MPa) depende da resistência à compressão do prisma (f_{pk} , em MPa), que é dada pela seguinte equação:

$$E_m = 1000 \cdot f_{pk} \quad (12)$$

Já a NBR 15961-1:2011, recomenda adotar a seguinte expressão:

$$E_m = 800 \cdot f_{pk} \leq 16 \text{ GPa} \quad (13)$$

2.7 Características de Deformação das Unidades, Argamassa e Graute

De acordo com Mata (2006), quanto mais deformável for a argamassa em relação às unidades (menor módulo de elasticidade e maior coeficiente de Poisson) maior serão as tensões transversais de tração nas unidades e, portanto, menor será a resistência à compressão da alvenaria, sendo que as tensões transversais irão depender também da aderência entre unidade e argamassa. Por fim, o autor concluiu que é importante que a argamassa seja mais deformável do que os blocos, para acomodar pequenas deformações impostas à alvenaria e movimentos devido à retração dos blocos de concreto.

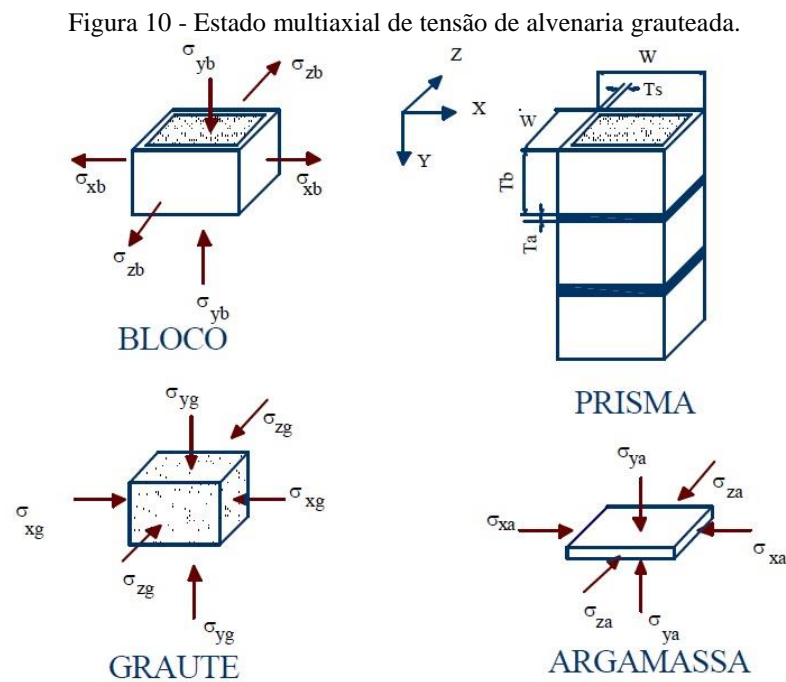
Segundo Mehta e Monteiro (1994), os valores do coeficiente de Poisson do concreto variam, geralmente, entre 0,15 e 0,20. Os mesmos autores acrescentam que parece não existir relação consistente entre o coeficiente de Poisson e as características do concreto, tais como: relação água/cimento, o tempo de cura e a granulometria.

O prisma quando submetido a carga axial de compressão, a argamassa de assentamento tende a se expandir lateralmente, mas o atrito na interface bloco/argamassa restringe esta deformação. Devido a isto, surgem tensões de compressão lateral na argamassa

e, para que seja mantido o equilíbrio do conjunto, surgem tensões de tração no bloco. Ambos, bloco e argamassa, estão em um estado triaxial de tensões (Figura 10).

Santos (2016) utilizou na geração de seu modelo numérico o valor 0,20 para o coeficiente de Poisson para todos os componentes da alvenaria, o que corresponde ao coeficiente do concreto. O autor fez uma micromodelagem de prismas de blocos de concreto vazados, contudo, ainda optou por não utilizar coeficientes de Poisson diferentes para o bloco e para a argamassa.

Com relação ao comportamento do graute no interior da alvenaria, Mendes (1998) concluiu, em seus estudos, que o ideal é que os comportamentos de deformação do bloco e do graute sejam similares (FIGURA 7), pois se o graute for tão deformável quanto à argamassa, haveria um aumento dos esforços de tração nas paredes dos blocos, devido ao efeito Poisson, o que poderia levar ao colapso da estrutura.



Fonte: GARCIA (2002)

2.7.1 Interface Bloco-Argamassa

A interação entre esses componentes (bloco e argamassa) é de fundamental importância para garantir o bom desempenho da alvenaria estrutural. Para que seja garantida uma boa resistência de aderência, as propriedades desses componentes devem ser compatibilizadas.

De forma analítica, o critério de Mohr-Coulomb é o mais adequado para representar o comportamento das juntas de argamassa quando submetidas à compressão e ao cisalhamento no qual é baseado na definição de uma curva através do ensaio de cisalhamento direto variando-se os níveis de carregamento.

Para Gomes (2001), separar a interface como parte integrante de uma parede de alvenaria estrutural é fundamental, pois esta é uma região que possui características diferenciadas dos demais componentes.

Carasek (1996) em seus estudos chegou à conclusão que a natureza da aderência na região de interface é essencialmente mecânica, pois somente 10% do seu comportamento está relacionado aos componentes químicos dos materiais. A resistência de aderência pode ser subdividida em duas parcelas: resistência de aderência à tração e resistência de aderência ao cisalhamento.

2.7.2 Modos e Critérios de Ruptura

2.7.2.1 Modos de Ruptura

Segundo Castro (2015), os modos de ruptura da alvenaria estão relacionados ao aparecimento de fissuras de tração paralelas ao carregamento axial uniforme de compressão. Além disso, pode haver o colapso devido ao cisalhamento ao longo de algumas linhas de fragilidade, dependendo assim se a argamassa é relativamente fraca ou forte em relação à unidade.

Muitas pesquisas sobre este assunto elaboraram formulações matemáticas para a determinação teórica de um modelo de ruptura de paredes em alvenaria. Page e Kleeman (1991 *apud* BARBOSA 2004) obtiveram em seus ensaios com blocos isolados carregados em suas paredes longitudinais, que a ruptura tende a ocorrer perpendicularmente à carga aplicada.

Em ensaio com prismas de alvenaria, Shrive (1982 *apud* MOHAMAD, 2007), observou que o mecanismo de ruptura é semelhante ao de vigas, onde o esmagamento da argamassa lateral induz tensões horizontais que levam o material à ruptura por flexão. A ruína, com isso, irá ocorrer pela separação por fissuração vertical dos septos transversais e nos ensaios se iniciam após o início do esmagamento da argamassa.

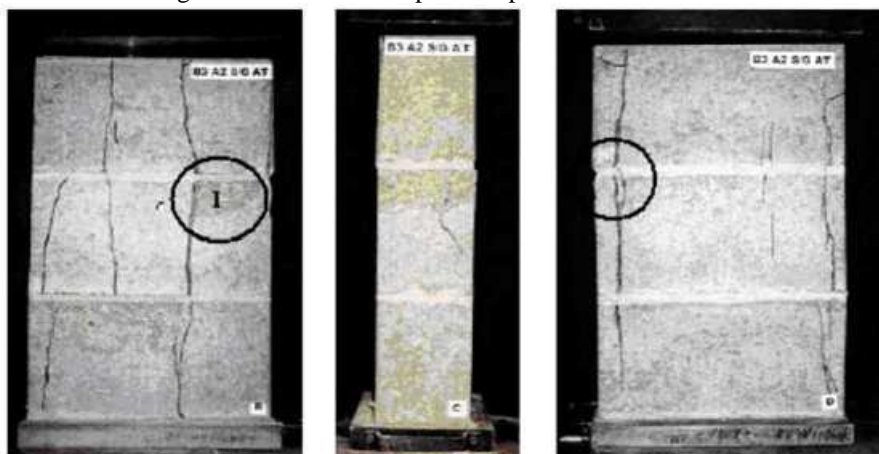
Romagna (2000) observou que as fissuras ocorreram na intersecção entre paredes transversais e longitudinais, algumas ocorrendo na direção paralela ao carregamento, no sentido do comprimento do bloco (Figura 11). O fraturamento da parede do bloco também foi observado. Segundo o autor, houve a perda de aderência entre a argamassa e o bloco, logo após

o esmagamento da junta, que de certa forma não levou o prisma a perder resistência de carga, mas gerou o aparecimento de fissuras (Figura 11).

Pela observação de vários ensaios encontrados na literatura, pode-se dizer que a alvenaria está sujeita a três modos de ruptura, que são:

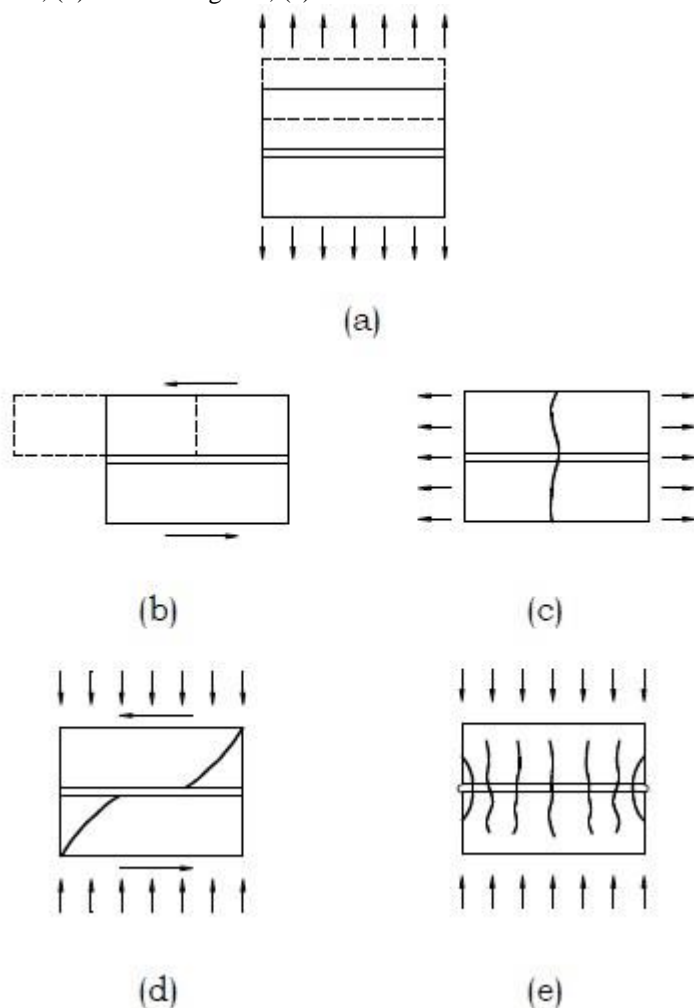
- Ruptura por tração no bloco, onde a máxima tensão de tração principal na alvenaria é maior do que a resistência à tração do bloco, causando assim o aparecimento de fissuras nas juntas (FIGURA 12a), o escorregamento ao longo de uma junta horizontal (FIGURA 12b) ou na vertical para baixos valores de tensão normal e a fissuração das unidades de alvenaria na direção da tração (FIGURA 12c);

Figura 11 - Modos de ruptura de prismas de alvenaria.



Fonte: ROMAGNA (2000)

Figura 12 - Modelos de ruptura nos elementos da alvenaria estrutural: (a) Fissuras nas juntas; (b) Escorregamento; (c) Fissuração das unidades; (d) Fissura diagonal; (e) Fraturamento.



Fonte: PALETEIRO (2002)

- Ruptura por esmagamento no bloco, onde a tensão de compressão principal na alvenaria é maior do que a resistência à compressão do bloco, causando assim o surgimento das fissuras diagonais à tração nas unidades de alvenaria com valores de tensão normal suficiente para desenvolver atrito nas juntas (FIGURA 12d);
- Ruptura por esmagamento da argamassa, onde a tensão de compressão axial na argamassa é maior do que a resistência da argamassa confinada e, devido aos altos valores de tensão normal de compressão, ocorre o fraturamento das unidades à tração como resultado da dilatação da argamassa (FIGURA 12e).

2.7.2.2 Critérios de ruptura

O fato da alvenaria ser composta por diferentes materiais dificulta sobremaneira a formulação de modelos matemáticos que descrevam fielmente o seu comportamento, bem como

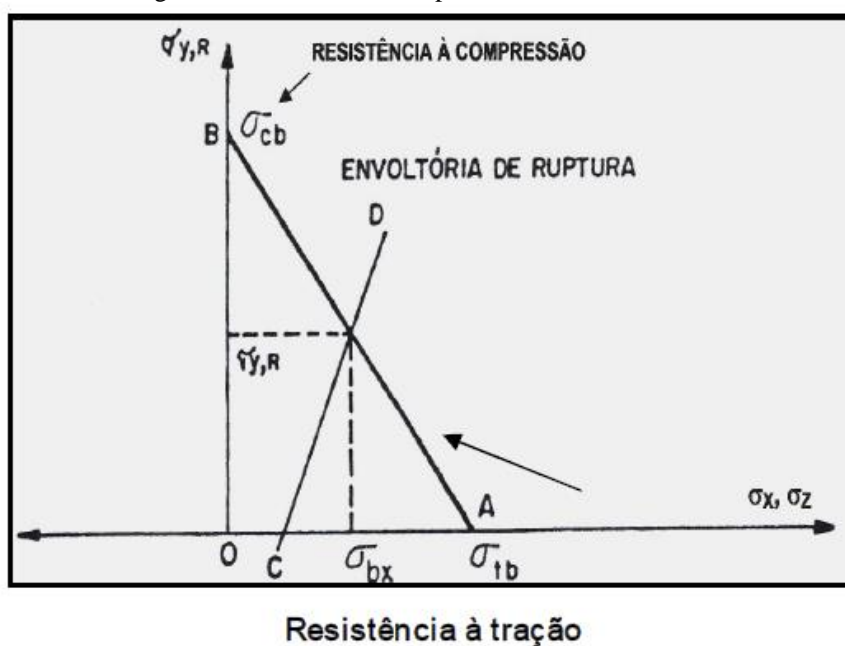
expressões teóricas que permita prever a sua ruptura. Dois critérios, contudo, são bem aceitos entre os pesquisadores, que são os critérios de Hilsdorf e Lenczner (PASQUALI, 2007). O primeiro é baseado em tensões, enquanto o segundo é baseado na compatibilidade das deformações entre bloco e argamassa. Ambos são semelhantes e assumem as mesmas hipóteses.

O critério de Hilsdorf considera que os blocos são maciços e toda a área das faces maiores está assente em argamassa, havendo perfeita aderência entre bloco e argamassa; os esforços de tração são uniformes ao longo da altura e nas duas direções; a relação linear de Coulomb entre a resistência à tração uniaxial e a resistência à compressão uniaxial, definindo a envoltória de ruptura biaxial do bloco submetido ao carregamento triaxial.

A consideração da distribuição uniforme das tensões de tração é simplificadora, pois Albertini (2009), em análises por elementos finitos, verificou que essas tensões não se desenvolvem de maneira uniforme, sendo maiores nas proximidades das juntas de argamassa, pois as deformações da argamassa e do bloco são diferentes.

A forma de quantificar a ruptura é bem simples. Na Figura 13, a linha BC é a reta de Coulomb que define a envoltória de ruptura. A linha CD é a resistência à compressão da argamassa que aumenta com a compressão lateral. A intersecção dessas duas linhas causará a ruptura do prisma. Nesse critério, supõe-se que o bloco e a argamassa rompem ao mesmo tempo. O primeiro rompe sob estado biaxial de tensão, ou seja, por tração e compressão, enquanto o segundo rompe sob estado triaxial de tensão.

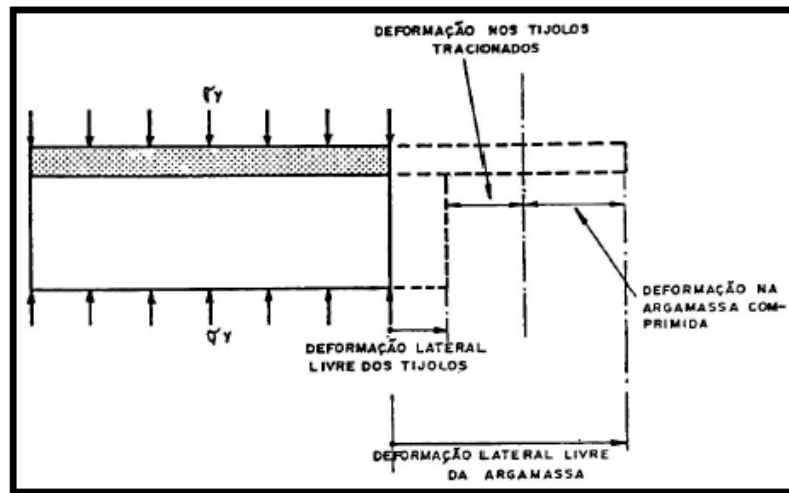
Figura 13 – Envoltória de ruptura do critério de Hilsdorf.



Fonte: GOMES (1974) citado por PAULINI (2007)

No critério de Lenczner, a compatibilidade de deformações entre os componentes da alvenaria é explicada pela Figura 14. A argamassa, que possui menor módulo de elasticidade está submetida a esforços de compressão e o bloco a esforços de tração. A ruptura se dá no bloco devido a sua baixa resistência à tração. Quando a alvenaria é grauteada, o princípio de ruptura é semelhante, pois o graute ao absorver tensões também sofrera deformações. Assim, quanto maiores forem os módulos de elasticidade dos componentes, maiores serão os esforços de tração gerados nos componentes.

Figura 14 – Deformação do bloco e da argamassa no critério de Lenczner.



Fonte: GOMES (1974) citado por PAULINI (2007)

3 MODELO COMPUTACIONAL

É de saber notório que o uso de ferramentas computacionais permite avaliar modelos estruturais complexos, inclusive de conhecer a capacidade de carga da estrutura, controlar os estados limites de utilização, entender completamente os mecanismos de ruptura, inclusive o comportamento pós-falha e avaliar o nível de segurança global da estrutura.

De acordo com Gomes (2001), o modelo matemático empregado para representar o problema deve ser capaz de simular o meio contínuo em toda sua complexidade, as restrições ao deslocamento em certas regiões da estrutura (condições de contorno), as cargas aplicadas, as mudanças nas propriedades dos materiais ao longo do processo de carga e também as interfaces entre os diferentes materiais.

O fato da alvenaria estrutural ser formada pela união de blocos e argamassas torna o seu comportamento bastante complexo. Essa complexidade deve-se a uma série de fatores, podendo-se destacar a formação de fissuras, ruptura por esmagamento da argamassa, ruptura por tração do bloco e a interação entre os diferentes materiais. Além disso, fenômenos não lineares ocorrem na interface entre estes dois componentes, cujos materiais constituintes são frágeis, ou seja, o comportamento destes materiais também é não linear. A interface bloco/argamassa é um plano potencial de fraqueza, pois está suscetível à fissuração/deslizamento devido a sua baixa rigidez.

O método numérico mais robusto e que permite avaliar o efeito isolado de cada parâmetro no comportamento global da estrutura é o método dos elementos finitos (MEF). Contudo, para se representar o comportamento real da alvenaria, é necessário o uso de modelos constitutivos mais complexos, que possam representar de forma precisa as não-linearidades supracitadas.

Em geral, existem duas abordagens para se analisar a alvenaria no MEF. A primeira é a micromodelagem, em que seus componentes são discretizados individualmente, separando-se unidade e argamassa. A segunda é a macromodelagem, em que a alvenaria é considerada como um compósito. Nesse caso, a alvenaria é modelada como um meio contínuo, com propriedades homogêneas.

A micromodelagem está dividida em dois tipos. A primeira é a micromodelagem detalhada, em que cada componente da alvenaria é representado por elementos contínuos e a interface unidade/argamassa é modelada por elementos especiais de interface (descontínuos). Nessa abordagem, as propriedades mecânicas de cada componente (módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e o comportamento não linear dos materiais) são levadas em

consideração. Pode-se citar como principal vantagem desse método a possibilidade de se estudar os efeitos da ação combinada da argamassa, unidade e interface. Sua maior desvantagem é o alto tempo de processamento quando comparado com outras abordagens, além de exigir malhas mais refinadas e uma grande quantidade de parâmetros dos materiais. Portanto, essa modelagem é mais indicada para estudos de fenômenos localizados, sendo mais indicada para estruturas de pequeno porte.

A segunda é a micromodelagem simplificada. Nesse caso, a junta de argamassa é simulada por elemento de interface de espessura zero, enquanto que as unidades são representadas com dimensões expandidas para manter a característica geométrica da alvenaria. Esta simplificação, embora sutil, causa alguma perda na precisão, pois despreza o efeito Poisson da argamassa, mas ainda assim, fornece resultados bastante precisos (SANTOS, 2016).

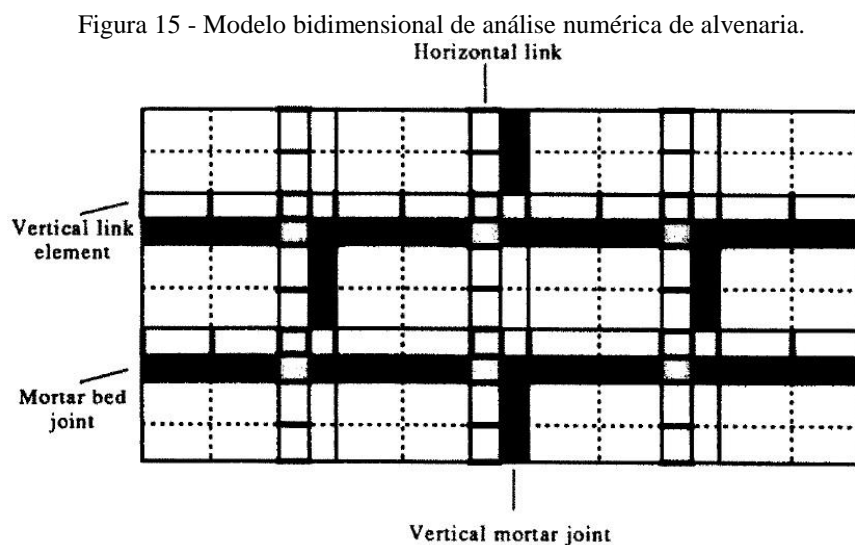
Na macromodelagem não se faz distinção entre a unidade e a argamassa, mas considera a alvenaria como um meio contínuo, anisotrópico e homogêneo. Presume-se que a célula básica da alvenaria é capaz de reproduzir o comportamento global da estrutura. Para tal, utilizam-se técnicas de homogeneização, analíticas ou numéricas, para determinar a matriz de rigidez de um material homogêneo fictício que é mecanicamente equivalente à alvenaria. Na prática, essa modelagem é indicada para a análise global de grandes modelos (paredes de alvenaria, por exemplo), onde, por simplificação, as tensões podem ser consideradas uniformes. Como vantagem, ocorre a redução do tempo de processamento em detrimento da perda, ainda que pouca, de precisão.

3.1 Pesquisas Relacionadas

Atualmente, os pesquisadores têm direcionado seus estudos para a simulação detalhada da reposta da alvenaria devido a compressão axial. No entanto, de acordo com Drougkas *et al.* (2015), é necessária uma caracterização precisa da resistência à compressão da alvenaria, a fim de se verificar sua capacidade resistente quando sujeita a ações verticais e horizontais, ou seja, quando sujeita a esforços de compressão e flexão.

Uma das primeiras análises por elementos finitos foi feita por Riddington e Naom (1994), onde usaram um modelo bidimensional de três paredes de alvenaria em estado plano tensões. Cada componente da alvenaria (bloco e argamassa) foi discretizado por elementos retangulares de quatro nós, onde as características de cada material foram consideradas. Nesse caso, foi considerada somente o comportamento não linear da argamassa. A interface de contato entre o bloco e a argamassa foi modelada por uma série de links rígidos de comprimento nulo, localizados entre os elementos (Figura 15). Para esses links, foi usado um critério de falha que

pudesse capturar o trincamento e o deslizamento da interface. Estes autores obtiveram uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais.



Fonte: RIDDINGTON & NAOM (1994)

Gomes (2001) simulou numericamente o ensaio de compressão de prismas de alvenaria utilizando o *software* de elementos finitos DIANA. O modelo do prisma foi tridimensional, onde cada componente foi discretizado com elementos sólidos quadráticos de 20 nós. Na região de contato entre bloco e argamassa, foi utilizado elementos tridimensionais de interface quadráticos de 20 nós, com altura finita.

Os modelos constitutivos dos materiais de cada componente do prisma, utilizados por Gomes (2001), foram o critério de plastificação de Drucker-Prager, para representar o comportamento à compressão, e o critério simplificado de ruptura associado com o modelo de fissuração distribuída para o comportamento à tração. Já o comportamento da interface foi representado pelo modelo de atrito de Coulomb. Esse autor concluiu que a compatibilização das propriedades mecânicas dos componentes dos prismas, isto é, utilizar materiais com propriedades semelhantes, parece ser uma boa recomendação a nível de projeto. Porém, se a razão entre os módulos de elasticidade da argamassa e do bloco for muito alta, o tipo de ruptura obtido é inadequado. Além disso, os modelos constitutivos utilizados conseguiram captar, de forma global, a resposta estrutural do prisma.

Peleteiro (2002) realizou um estudo comparativo sobre os vários recursos de modelagem numérica, linear e não-linear, disponíveis em softwares comerciais baseados no MEF, tais como o ABAQUS e o ANSYS. Paredes foram analisadas usando a abordagem da macromodelagem, cujos resultados foram comparados com resultados experimentais. Esse

autor concluiu que a macromodelagem fornece bons resultados para uma análise global, porém seus resultados não são bons quando se deseja analisar efeitos locais.

Quanto ao uso dos softwares ANSYS e ABAQUS, Peleteiro (2002) concluiu que os modelos disponíveis no ABAQUS para o concreto fornecem resultados mais precisos do que os modelos disponíveis no ANSYS. O comportamento global mostrado por esse último foi bastante incoerente, com deformações excessivas e irreais para a alvenaria, mesmo para baixos valores de carregamento. Além disso, as forças de ruptura foram muito abaixo do esperado, gerando resultados insatisfatórios para a análise de estruturas em alvenaria. O ABAQUS representou bem o comportamento não-linear de blocos sólidos de concreto, além de representar de forma bastante coerente o fenômeno da fissuração.

No ABAQUS (SIMULIA, 2012) estão disponíveis dois critérios de modelagem inelástico: o CONCRETE e o PLASTIC. Segundo Peleteiro (2002), o modelo CONCRETE é o mais adequado para estudar a força de ruptura em paredes de alvenaria de blocos de concreto; já o modelo PLASTIC é uma boa opção para se analisar as curvas tensão-deformação das pequenas paredes. O primeiro é mais adequado para alvenarias de blocos cerâmicos, enquanto ambos podem ser usados para alvenarias de blocos de concreto.

A autora ainda comenta, que uma outra opção para análise de estruturas em alvenaria, seria um modelo semelhante ao CONCRETE, mas com a inclusão de relações tensão-deformação não lineares para os materiais, no caso o Modelo de Dano Plástico (*Concrete Damage Plasticity – CDP*) do ABAQUS (SIMULIA, 2012).

Barbosa e Hanai (2005) analisaram o comportamento de prismas de blocos vazados de concreto sob compressão axial e as propriedades mecânicas de seus constituintes. As propriedades mecânicas dos materiais foram obtidas em ensaios experimentais de prismas de alvenaria e utilizadas no modelo numérico de elementos finitos. Esse modelo se mostrou capaz de representar o comportamento desses elementos, bem como prever a sua resistência.

A modelagem numérica foi realizada no software de elementos finitos DIANA. Para capturar o comportamento não linear dos materiais, os autores combinaram o modelo de plasticidade de Drucker-Prager, para o comportamento dos materiais sob compressão, com o modelo de fissuração distribuída para o comportamento de ruptura por tração.

Os autores realizaram três abordagens diferentes para a análise dos prismas: considerando o estado plano de tensões (EPT), o estado plano de deformações (EDP) e uma abordagem tridimensional (3D). Estes concluíram que quanto mais baixa a relação entre as propriedades mecânicas da argamassa e do concreto que constitui o bloco, maior será a tendência de ruína por esmagamento da junta. O oposto indica a ruína do prisma por fissuração

dos blocos. Em relação as abordagens de análises utilizadas, a bidimensional, ao contrário da tridimensional, pode superestimar ou subestimar a capacidade resistente do prisma em virtude das condições de confinamento atuante sobre os componentes da estrutura.

Mata (2006) investigou a influência do padrão de argamassamento no comportamento estrutural da alvenaria de blocos de concreto submetido à compressão. Para isto foram realizadas análises experimentais e numéricas por elementos finitos de prismas e mini-paredes de alvenaria sob compressão, executadas com argamassamento total e parcial. As análises foram realizadas no programa SAP2000, considerando os materiais com comportamento elástico-linear.

Os componentes dos prismas e mini-paredes foram discretizados com elemento sólido de 8 nós, com formulação isoparamétrica. Este tipo de elemento é utilizado para modelar estruturas submetidas a estado multiaxial de tensões. A argamassa foi considerada bem mais deformável do que o bloco, adotando para a primeira um módulo de elasticidade menor e um coeficiente de Poisson maior. Mata (2006) concluiu que o padrão de argamassamento influenciou consideravelmente na distribuição das tensões. Além disso, os resultados de suas análises numéricas serviram de referência para a instrumentação dos corpos de prova e também para posterior comparação com os resultados experimentais.

Albertini (2009) procurou analisar o comportamento de prismas de alvenaria, vazios ou com graute, utilizando o elemento finito prismático regular parabólico com 20 nós para todos os componentes. Além disso, a formulação do elemento foi deduzida e um programa computacional foi desenvolvido. Para a representação do comportamento não linear dos materiais, o critério de Mohr-Coulomb foi utilizado, o que permitiu capturar a diminuição da rigidez em função da ruptura do material. Os resultados apresentados pelo programa foram bastante satisfatórios.

Drougkas et al. (2015) analisaram numericamente cinquenta casos de modelos experimentais de prismas de alvenaria. Esses autores utilizaram a micromodelagem tridimensional, cujos materiais são modelados por um modelo de plasticidade dependente da pressão em compressão e um modelo de fissuração distribuída em tração, combinados organicamente em um modelo não linear de deformação total com descarregamento secante, cujo intuito era prever a resistência à compressão da alvenaria, bem como seu módulo de elasticidade.

O dano causado por fissuração por tração é modelado usando um modelo de fissuração rotativo, onde as relações bloco-argamassa são avaliadas de acordo com as direções principais do vetor deformação, ou seja, a direção das fissuras irá mudar de acordo com a

direção da deformação principal. O comportamento no cisalhamento é governado pela relação tensão-deformação de cisalhamento e o monitoramento da perda de rigidez do material é governado por seis variáveis internas de dano.

As análises foram realizadas no software de elementos finitos DIANA. Elementos de interface quadrilaterais de oito nós e de altura nula são utilizados na ligação entre o bloco e a argamassa. Os blocos e argamassas foram discretizados com elementos sólidos isoparamétricos de 20 nós. Os autores utilizaram o esquema de integração de Newton-Cotes para os elementos de interface e o método de Newton-Raphson modificado para a solução do problema não linear.

Drougkas et al (2015) concluíram que a simulação de fenômenos associados aos efeitos de compressão da alvenaria usando micromodelos é muito mais precisa e de maior aplicabilidade do que usar modelos de geometria tridimensional devido à previsão mais realista de padrões de danos e seu desenvolvimento. Com relação a algumas formulações analíticas, esses autores concluíram que o modelo numérico forneceu estimativas muito mais precisas e mais aproximadas do comportamento real da estrutura. Contudo, uma discrepância significativa foi encontrada quando compararam os resultados obtidos para o módulo de Young previsto pela EN 1996-1-1 PART 1-1 (EUROCODE 6, 2005) com os resultados numéricos e experimentais.

Santos et al (2017) realizou uma avaliação numérica de prismas de alvenaria estrutural de blocos de concreto, não grauteada, considerando os efeitos da não linearidade dos componentes argamassa e bloco. Os autores analisaram modelos experimentais realizados por Oliveira (2014) e Castro (2015).

Para representar o comportamento mecânico dos blocos e argamassas, foi utilizado o modelo constitutivo CDP disponível no programa computacional ABAQUS (SIMULIA, 2012). O comportamento de contato entre os dois materiais (bloco de concreto e argamassa) foram representados utilizando propriedades de interface disponíveis nesse programa. Nas interfaces horizontais utilizaram o *Hard Contact* e o *Tangential Behavior*; nas interfaces verticais utilizaram o *Coesive Behavior* e o *Hard Contact*.

Santos et al. (2017) concluíram que os modelos numéricos foram capazes de reproduzir o comportamento e o modo de ruptura dos prismas estudados obtendo-se erros de aproximadamente 3% a 5% com relação aos valores experimentais utilizados.

4 METODOLOGIA

O presente trabalho consiste em simular numericamente os ensaios de prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural, quando sujeitos a carga de compressão axial. Os prismas em estudo foram ensaiados em laboratório por Oliveira (2016), no entanto, as pequenas paredes são modelos sugeridos pela NBR 19651-1:2011. A seguir, apresenta-se os resultados experimentais, tais como propriedades mecânicas dos materiais de cada componente do prisma e do próprio prisma, do referido autor.

4.1 Resultados Experimentais (OLIVEIRA, 2016)

O principal objetivo do trabalho de Oliveira (2016) foi avaliar a evolução da resistência à compressão da alvenaria estrutural, ao longo das idades. Para isso, foram realizados ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade de prismas não grauteados e grauteados, em idades de 7, 14 e 28 dias, utilizando três diferentes resistências de blocos, dois tipos de argamassa de assentamento industrializada e dois traços de graute, totalizando 12 diferentes tipos de prismas. Além do mais, a argamassa e o graute foram avaliados quanto à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade nas referidas idades.

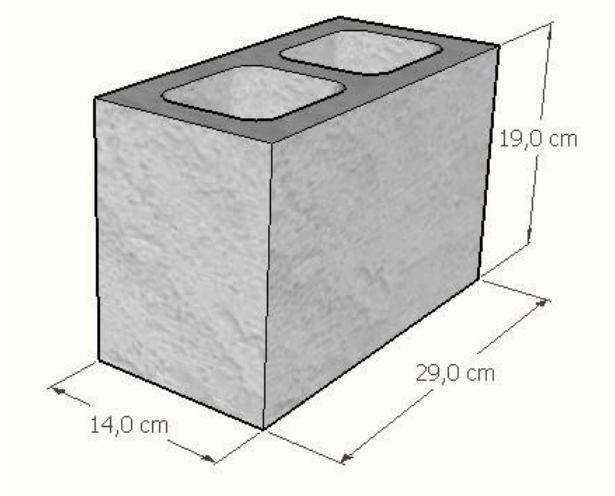
Ao final do trabalho, Oliveira (2016) propôs uma formulação matemática capaz de estimar a resistência à compressão dos prismas em diferentes idades. Contudo, não obteve curvas, tais como carga-deslocamento ou tensão-deformação, que demonstrassem o comportamento dos prismas quando sujeitos aos esforços de compressão. Informações como estas facilitarão a calibração do modelo numérico, pois alguns parâmetros necessitaram de ajustes para melhor aproximação dos resultados.

Em seus estudos, Oliveira (2016) realizou todos os ensaios para a caracterização dos materiais constituintes da alvenaria estrutural (Bloco de Concreto, Argamassa e Graute), quanto as propriedades físicas e mecânicas. Os resultados destes ensaios são descritos a seguir, bem como os obtidos nos ensaios dos prismas de alvenaria.

4.1.1 *Bloco*

Os blocos de concreto têm dimensões padronizadas de 14x29x19 cm (Figura 16), cujas tolerâncias máximas de fabricação foram verificadas e estavam de acordo com as exigências especificadas pela NBR 6136:2014. As dimensões nominais e reais do bloco são mostradas na Tabela 2.

Figura 16 - Características geométricas nominais dos blocos de concreto



Fonte: AUTOR

Tabela 2 - Dimensões dos blocos vazados de concreto

Bloco	Dimensões (mm)					
	Nominais			Reais		
	Largura	Altura	Comprimento	Largura	Altura	Comprimento
B1	140	190	290	138,65	189,32	289,00
B2	140	190	290	138,67	138,67	289,90
B3	140	190	290	138,62	191,09	289,00

Fonte: AUTOR

Também foram verificadas as menores dimensões (espessura de paredes transversais e longitudinais e os raios de acomodação - Tabela 3) dos blocos de concreto, que estão de acordo com as especificações das NBR 6136:2014.

A NBR 15961-1:2011 define a área bruta de um componente ou elemento como sendo a área considerando suas dimensões externas e desprezando a existência de vazados. Já a área líquida é a área descontando-se as áreas dos vazados. Assim, obtém-se os valores de área bruta e área líquida para os blocos de concreto (Tabela 4).

As resistências à compressão dos blocos de concreto, fornecidas pelo fabricante, são 8 MPa e 6 MPa, contudo Oliveira (2016) observou durante os ensaios de compressão que os lotes apresentaram resistências distintas e que resultaram em três resistências à compressão (Tabela 5).

Tabela 3 - Menores dimensões dos blocos de concreto

Bloco	Classe	Designação	Dimensões		
			Paredes Longitudinais (mm)	Paredes Transversais (mm)	Raio de Acomodação (mm)
B1	B/C	M-15	25	25	20
B2	B/C	M-15	25	25	20
B3	B/C	M-15	25	25	20

Fonte: AUTOR

Tabela 4 - Áreas líquidas e brutas para as secções transversais dos blocos de concreto

Característica	Tipo de Bloco		
	B1	B2	B3
Área Bruta (mm ²)	40.069,85	40.061,76	40.061,18
Área Líquida (mm ²)	23.612,02	23.608,52	23.609,77

Fonte: AUTOR

Tabela 5 - Resistências experimentais médias à compressão dos blocos de concreto

Tipos de Blocos	Nº de CP's Ensaiaados	Resistência na Área Bruta	
		Média (MPa)	Desvio-Padrão (MPa)
B1	7	7,66	1,64
B2	19	13,23	1,24
B3	12	14,40	1,81

Fonte: OLIVEIRA (2016)

As resistências à tração dos blocos de concreto não foram determinadas por Oliveira (2016). Sendo assim, utilizou-se a expressão recomendada pela NBR 6118:2014, que relaciona a resistência à tração do concreto (f_{ctk}) com a resistência à compressão do concreto (f_{ck}), ambas em MPa. Essa expressão é escrita como:

$$f_{ctk} = 0,28 \cdot (f_{ck})^{2/3} . \quad (14)$$

A TABELA 6 apresenta os valores de resistência à tração dos blocos de concreto para geração dos modelos numéricos.

Tabela 6 - Resistências à tração dos blocos de concreto

Tipos de Blocos	Resistência na Área Bruta
	Média (MPa)
B1	1,07
B2	1,54
B3	1,63

Fonte: AUTOR

Seguindo as prescrições da NBR 8522:2008, Oliveira (2016) realizou os ensaios para a determinação do módulo de elasticidade dos blocos de concreto, contudo o autor observou que os valores da instrumentação dos blocos apresentaram-se com uma discrepância elevada, sugerindo que o equipamento não foi capaz de fornecer resultados confiáveis.

Sendo assim, os valores do módulo de elasticidade para os blocos de concreto são estimados a partir de equações matemáticas, escolhendo-se a expressão recomendada pela norma americana ACI 318M-05 (2005), que é dada por:

$$E_b = 0,0428 \cdot w_b^{1,5} \cdot \sqrt{f_b} \quad (15)$$

Em que, E_b é o módulo de elasticidade do bloco em MPa, w_b é a densidade específica do bloco e f_b é a resistência à compressão do bloco em MPa. A Equação (15) é válida somente para valores de w_b entre 1.440 e 2.480 kg/m³. Os resultados obtidos deste parâmetro para os três tipos de blocos são mostrados na Tabela 7.

Tabela 7 - Módulos de elasticidade para os blocos de concreto de acordo com o ACI 318M-05 (2005)

Característica	Tipo de Bloco		
	B1	B2	B3
Módulo de Elasticidade (MPa)	11.383,25	14.960,01	15.607,50

Fonte: AUTOR

Como já foi dito, Oliveira (2016) avaliou a variação da resistência à compressão dos prismas de alvenaria com a variação da idade de seus componentes. A resistência à compressão de cada um dos blocos também foi avaliada com a idade, isto é, aos 7, 14 e aos 28 dias, chegando à conclusão que não ocorreram ganhos significativos nos valores da resistência com o aumento da idade dos mesmos.

Com relação ao coeficiente de Poisson, Oliveira (2016) não procurou explorar o valor experimental para o mesmo e, sendo assim, foi adotado o valor de 0,19 para o bloco de

concreto. Este valor foi escolhido a partir das informações anteriormente mencionadas sobre esta propriedade para o concreto.

4.1.2 Argamassa

A argamassa foi ensaiada com corpos de prova prismáticos e cilíndricos, a fim de determinar as resistências à tração e à compressão e o módulo de elasticidade. Dois tipos de argamassas foram analisados, todas industrializadas e denominadas A1 e A2. Ambas tinham algumas de suas propriedades especificadas pelos fabricantes, contudo os ensaios propuseram resultados mais precisos sobre o comportamento delas. Estes corpos de prova foram também ensaiados em três idades diferentes: 7, 14 e 28 dias com o intuito de estudar a variabilidade das propriedades ao longo do tempo. As resistências médias à tração e à compressão são mostradas na Tabela 8 e Tabela 9, respectivamente.

Tabela 8 - Valores experimentais médios de resistência à tração na flexão das argamassas

Idade (Dias)	Nº de CP's Ensaiaados	Argamassa A1			Argamassa A2		
		Média (MPa)	Desvio-Padrão (MPa)	Razão com resist. aos 28 Dias (%)	Média (MPa)	Desvio-Padrão (MPa)	Razão com resist. aos 28 Dias (%)
7	3	1,42	0,093	75,53	2,27	0,210	66,95
14	3	1,62	0,070	86,44	2,32	0,013	68,55
28	3	1,88	0,112	-	3,39	0,196	-

Fonte: OLIVEIRA (2016)

Tabela 9 - Valores experimentais médios de resistência à compressão das argamassas

Idade (Dias)	Nº de CP's Ensaiaados	Argamassa A1			Argamassa A2		
		Média (MPa)	Desvio-Padrão (MPa)	Razão com resist. aos 28 Dias (%)	Média (MPa)	Desvio-Padrão (MPa)	Razão com resist. aos 28 Dias (%)
7	6	3,877	0,166	72,13	6,832	0,460	73,20
14	6	5,098	0,276	94,85	7,712	0,427	82,63
28	6	5,375	0,224	-	9,333	0,723	-

Fonte: OLIVEIRA (2016)

O módulo de elasticidade médio foi determinado a partir dos ensaios dos corpos de prova cilíndricos, cujos valores estão na Tabela 10. Da mesma forma como aconteceu para os blocos de concreto, Oliveira (2016) não se preocupou em analisar os valores para o coeficiente de Poisson das argamassas. Com isso, após procedimentos de calibragem numérica feitas neste

estudo, e também pelas informações consideradas sobre o comportamento de deformação dos constituintes da alvenaria estrutural já apresentadas, definiu-se para este parâmetro o valor 0,20.

Tabela 10 - Valores experimentais médios de módulo de elasticidade das argamassas

Idade (Dias)	Nº de CP's Ensaiaados	Argamassa A1			Argamassa A2		
		Média (MPa)	Desvio-Padrão (MPa)	Razão com resist. aos 28 Dias (%)	Média (MPa)	Desvio-Padrão (MPa)	Razão com resist. aos 28 Dias (%)
7	2	7,795	0,120	92,06	8,845	0,262	62,72
14	3	7,920	0,551	93,54	9,950	0,469	70,55
28	3	8,467	0,892	-	14,103	1,588	-

Fonte: OLIVEIRA (2016)

4.1.3 Graute

Dois tipos de graute foram analisados por Oliveira (2016) que os denominou G1 e G2. A diferença entre estes dois corpos de prova se deve a variação no traço dos mesmos (cimento, areia, brita, relação água/cimento). Os ensaios desses corpos de prova seguiram prescrições normativas e também foram avaliados em diferentes idades: 7, 14 e 28 dias. Foram ensaiados 18 corpos de prova cilíndricos para cada tipo de graute, a fim de determinar a resistência à compressão cujos resultados são mostrados na Tabela 11.

Tabela 11 – Valore experimentais médios de resistência à compressão dos grautes

Idade (Dias)	Nº de CP's Ensaiaados	Graute G1			Graute G2		
		Média (MPa)	Desvio-Padrão (MPa)	Relação com resist. aos 28 Dias (%)	Média (MPa)	Desvio-Padrão (MPa)	Relação com resist. aos 28 Dias (%)
7	6	16,772	1,09	71,63	15,126	0,807	72,08
14	6	21,023	0,585	89,78	18,372	0,737	87,54
28	6	23,415	0,548	-	20,986	0,557	-

Fonte: OLIVEIRA (2016)

As resistências à tração dos grautes não foram determinadas por Oliveira (2016). Sendo assim, considerando que o graute apresenta um comportamento semelhante ao do concreto, utilizou-se a expressão recomendada pela NBR 6118:2014 (Equação 14), que relaciona a resistência à tração do graute (f_{gck}) com a resistência à compressão do graute (f_{gck}). Esta última está disponível na Tabela 11, de acordo com a idade.

Os valores para a resistência média à tração dos dois tipos de grautes, nas três diferentes idades, são mostrados na Tabela 12.

Tabela 12 - Valores calculados da resistência à tração dos grautes

Idade (Dias)	Graute G1		Graute G2	
	Média (MPa)	Relação com resist. aos 28 Dias (%)	Média (MPa)	Relação com resist. aos 28 Dias (%)
7	1,93	80,42	1,80	80,36
14	2,28	95,00	2,05	91,52
28	2,40	-	2,24	-

Fonte: AUTOR

Da mesma forma como foi obtido para os corpos de prova da argamassa, o módulo de elasticidade para os grautes também foi aferido por Oliveira (2016). Foram instrumentados três das seis amostras ensaiadas à compressão e foram obtidos os resultados médios para o módulo de elasticidade dos grautes G1 e G2 (Tabela 13).

Tabela 13 - Valores experimentais médios de módulo de elasticidade dos grautes

Idade (Dias)	Nº de CP's Ensaiaados	Graute G1			Graute G2		
		Média (MPa)	Desvio-Padrão (MPa)	Relação com resist. aos 28 Dias (%)	Média (MPa)	Desvio-Padrão (MPa)	Relação com resist. aos 28 Dias (%)
7	3	15,59	0,476	82,88	16,521	0,559	88,6
14	3	17,14	0,991	91,12	16,85	0,225	90,36
28	3	18,81	0,161	-	18,647	0,699	-

Fonte: OLIVEIRA (2016)

4.1.4 Prisma de Alvenaria

Para a realização dos ensaios com os Prismas de Alvenaria, foram moldadas 12 séries com 18 prismas de 2 blocos de altura, moldados a prumo, todos assentados com a seção transversal do bloco totalmente preenchida com argamassa (argamassamento total), grauteados e não-grauteados e regularizados com capeamento a base de enxofre, totalizando 216 prismas.

Toda a face superior do bloco inferior recebeu argamassa e o assentamento do segundo bloco era feita após verificados o nível e o prumo do bloco, bem como a espessura da junta, que era mantida em 10 ± 3 mm de acordo com a NBR 8215:1983.

Cada série foi representada por uma combinação de bloco (B1, B2 e B3), argamassa (A1 e A2) e graute (G1 e G2), denominando os prismas, que foram ensaiados à compressão

(Figura 17) e calculados também os seus módulos de elasticidade para três diferentes idades: 7, 14 e 28 dias, seguindo prescrições normativas.

Figura 17 - Equipamento utilizado no ensaio de compressão dos prismas



Fonte: OLIVEIRA (2016)

A opção por prismas de 2 blocos foi devido a questões técnicas, pois os laboratórios disponíveis para a realização dos ensaios não possuíam equipamento capazes de ensaiar prismas de 3 blocos (OLIVEIRA, 2016). Alguns dos experimentos de prismas tiveram sua leitura de deformação comprometida por problemas técnicos, não sendo possível para alguns a determinação do módulo de elasticidade.

Além disso, para alguns espécimes ensaiados foram observados que os módulos de elasticidade diminuam ao longo do tempo, estando assim distorcida e com isso não representavam o comportamento real de deformação dos prismas. Estas séries não foram levadas em consideração na geração dos modelos numéricos. Os resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade, em valores médios, são mostrados na TABELA 14 e na TABELA 15, respectivamente.

Tabela 14 - Valores experimentais médios de resistência à compressão para os prismas Grauteados e Não-Grauteados

	Prisma	Resistência à Compressão (MPa)			Relação com a Resistência aos 28 dias (%)	
		7 Dias	14 Dias	28 Dias	7 Dias	14 Dias
Não-Grauteados	B3-A1	8,718	8,717	8,753	99,59	99,59
	B2-A1	8,782	9,524	9,862	89,05	96,57
	B1-A2	6,915	9,982	7,571	91,34	92,23
	B2-A2	9,859	10,798	11,78	83,69	91,66
Grauteados	B2-A1-G1	13,845	14,237	14,849	92,96	95,59
	B2-A1-G2	13,01	14,394	14,622	88,97	98,44
	B3-A1-G2	13,996	16,003	16,747	83,57	95,56

Fonte: OLIVEIRA (2016)

Tabela 15 - Valores experimentais médios dos módulos de elasticidade para os prismas Grauteados e Não-Grauteados.

	Prisma	Módulo de Elasticidade (MPa)			Relação com o Módulo aos 28 dias (%)	
		7 Dias	14 Dias	28 Dias	7 Dias	14 Dias
Não-Grauteados	B3-A1	8087	12190	14250	56,75	85,54
	B2-A1	6590	7623	7653	86,11	99,61
	B1-A2	7220	7390	7433	97,13	99,42
	B2-A2	11510	11895	12743	90,32	93,34
Grauteados	B2-A1-G1	14347	20615	24313	59,01	84,79
	B2-A1-G2	18980	20740	20720	91,6	100,1
	B3-A1-G2	16397	18282	19407	84,49	94,2

Fonte: OLIVEIRA (2016)

4.2 Estratégia de Estudo

A estratégia desse trabalho consiste em usar a micromodelagem para o prisma e as pequenas paredes de alvenaria, onde o bloco, argamassa e graute são discretizados por elementos contínuos. Com isso o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e, principalmente, as propriedades não lineares de cada um dos elementos da alvenaria são levadas em consideração a partir das propriedades e resultados obtidos experimentalmente por Oliveira (2016).

O programa computacional ABAQUS (SIMULIA, 2012) é utilizado para a realização das análises numéricas, o qual é baseado no Método dos Elementos Finitos. O comportamento não linear do concreto, da argamassa e do graute é representado pelo Modelo

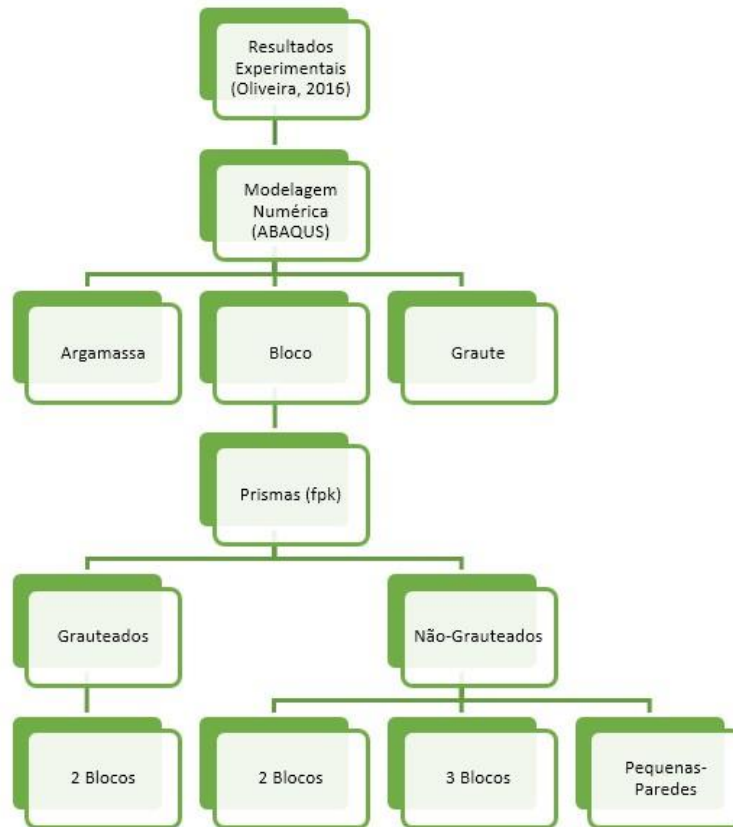
de Dano Plástico (*Concrete Damage Plasticity – CDP*) disponível nesse software, tanto na compressão quanto na tração. Nesse modelo, os danos de compressão e tração podem ser observados separadamente, além de possibilitar verificar os modos de falha por fissuração ou esmagamento na compressão.

As interações entre bloco-argamassa e bloco-graute não são propriamente modeladas, ou seja, não são considerados quaisquer parâmetros físicos para representar esses contatos. Sendo assim, foi escolhida a utilização da opção *Constraint – Tie* na aba de ferramentas *Interactions* do ABAQUS (SIMULIA, 2012) para representar tal comportamento. Esta opção permite uma adesão perfeita entre os dois materiais através da definição de superfícies *máster* (mestre) e *slave* (escravo), não podendo haver deslocamento relativos e muito menos a separação destas superfícies.

Assim, os prismas de alvenaria não grauteados são primeiramente analisados, servindo inclusive para validar o modelo computacional. Nesses prismas também são avaliadas a influência do tipo de argamassamento (total ou parcial) e da espessura da junta de argamassa na resistência dos prismas. Só então que os prismas de 2 blocos grauteados, os prismas de 3 blocos e as pequenas paredes são analisados (Figura 18), verificando-se a resistência à compressão de cada um deles, o módulo de elasticidade, a influência do tipo de argamassamento (total ou parcial) e da espessura da junta de argamassa, bem como os modos de falha.

O método de convergência utilizado na análise é o *Riks* Modificado. Esse método é usado, em geral, quando se deseja obter soluções de problemas estáticos não lineares. Permite prever instabilidade e colapso geometricamente não linear, podendo incluir materiais não lineares e condições de contorno. Esse método soluciona os problemas de forma simultânea para cargas e deslocamentos, partindo de uma intensidade de carga que não é conhecida e de uma certa quantidade prévia de deslocamento aplicado. Sendo assim, para medir o progresso da solução, o método do comprimento de arco é utilizado ao longo do caminho de equilíbrio estático no espaço de deslocamento da carga, e assim esta abordagem é capaz de obter soluções independente da resposta ser estável ou instável (SIMULIA, 2012).

Figura 18 - Fluxograma da estratégia utilizada para a pesquisa



Fonte: AUTOR

4.2.1 Dimensões e Unidades de Grandeza dos Modelos

Para a construção dos modelos numéricos, as dimensões reais dos blocos foram utilizadas, já que sua dimensão define a dos demais. Lembrando que a espessura da junta de argamassa é variada de acordo com a análise. Os parâmetros do modelo estão na unidade SI (mm), conforme pode-se ver na Tabela 16.

Tabela 16 - Unidades de grandeza assumidas para a geração dos modelos numéricos

	Comprimento	Força	Massa	Tempo	Tensão	Densidade
Grandeza	mm	N	10 ³ (kg)	s	MPa	10 ³ (kg/mm ³)

Fonte: AUTOR

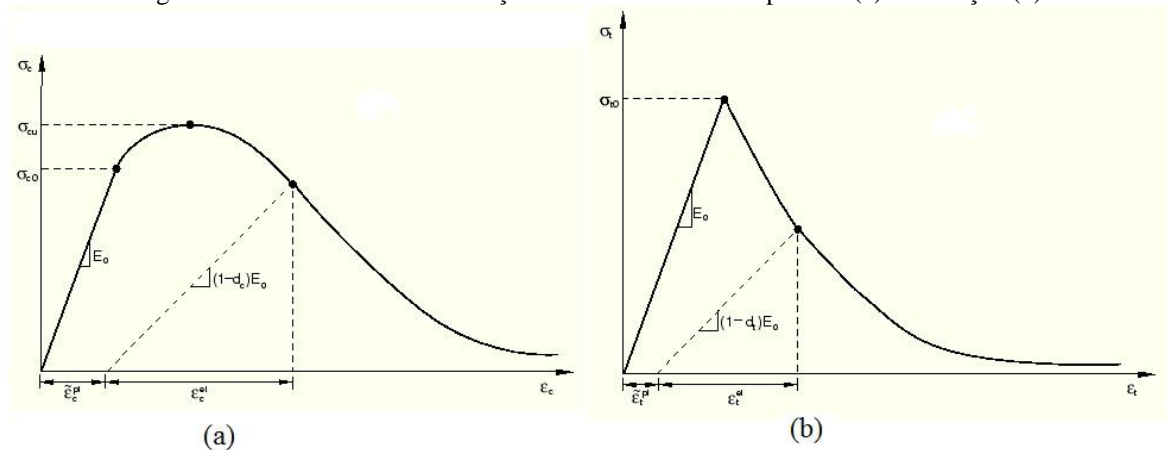
5 MODELO NUMÉRICO

Nos próximos tópicos são apresentados alguns aspectos relacionados à modelagem numérica dos modelos analisados neste trabalho. Deste modo, são descritos e explicados os aspectos de natureza teórica dos modelos, tais como modelos constitutivos adotados, propriedades mecânicas, malhas de elementos finitos, condições de contorno e carregamento e as considerações para a representação do contato entre os materiais.

5.1 Modelo Constitutivo dos Componentes da Alvenaria

Os materiais constituintes do bloco, da argamassa e do graute são considerados quase frágeis, cuja curva tensão-deformação é parabólica na compressão. Ou seja, essa curva apresenta um trecho elástico bem pequeno, seguido por um trecho inelástico até alcançar uma tensão de pico e um trecho descendente pós-pico (FIGURA 19a). Já na tração, a curva apresenta um trecho elástico até alcançar um valor de pico; após esse pico, a curva é descendente (FIGURA 19b). Assim, esses comportamentos são muito difíceis de serem capturados com modelos de dano elástico ou critérios inelásticos.

Figura 19 - Curva tensão-deformação dos materiais na compressão (a) e na tração (b)



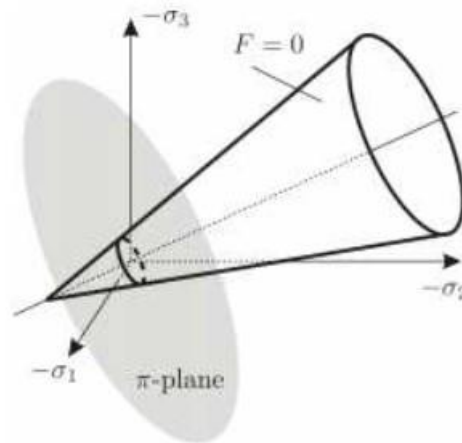
Fonte: SIMULIA (2012)

O Modelo de Dano Plástico (CDP) foi proposto por Lubliner et al. (1989) e busca descrever o comportamento não linear de materiais quase frágeis, como o concreto. É baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano, incorporando assim os conceitos de dano em um modelo plástico.

Este modelo no ABAQUS (SIMULIA, 2012) é considerado como o modelo de Drucker-Prager modificado (KMIECIK & KAMINSKI, 2011). O critério de Drucker-Prager considera que a superfície de escoamento do material assume a forma de um cone ao longo do

eixo hidrostático (Figura 20). Nesse modelo, caso o material esteja submetido a um estado triaxial de tensões localizado no interior do cone, ocorrerão apenas deformações elásticas. No entanto, se estiver sobre a superfície de escoamento (circular no plano desviador - Figura 21), ocorrerão deformações plásticas, ou seja, o início da degradação do material. Sendo assim, chega-se à conclusão que estados de tensões exteriores às superfícies de escoamento do cone são impossíveis.

Figura 20 - Superfície de escoamento do critério de Drucker-Prager

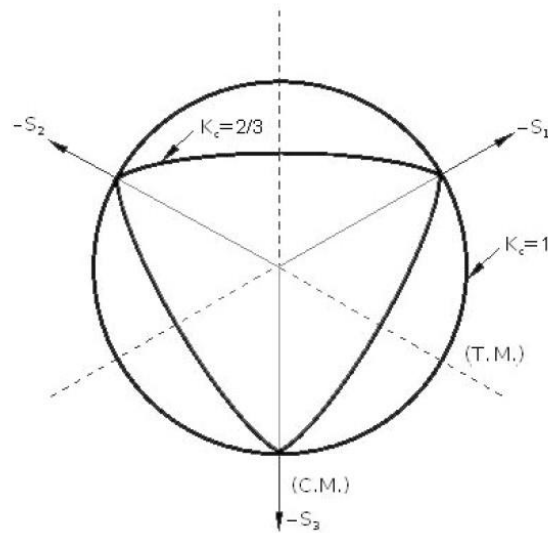


Fonte: AGUIAR (2015).

No CDP, a superfície de escoamento não é circular e corresponde a combinação de três elipses tangentes no plano desviador (Figura 21). Portanto, o que diferencia os dois modelos é o valor do parâmetro K_c , que representa a razão entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviador. O valor recomendado para este parâmetro para o CDP é $2/3$.

O CDP considera dois mecanismos de falha do material, que são a formação de fissuras por tração e o esmagamento por compressão. Portanto, a rigidez do material é reduzida por dois parâmetros de dano independentes, um para cada mecanismo de falha. Essa perda de rigidez ocorre quando a tensão no material ultrapassar o trecho pós-pico (Figura 19), ou seja, depois que as deformações plásticas estão presentes no material.

Figura 21 - Superfícies de escoamentos na seção transversal desviadora



Fonte: KMIECIK & KAMINSKI (2011)

Os dois parâmetros de dano, d_c (dano à compressão) e d_t (dano à tração), assumem valores de zero, indicando um material não danificado, até um (1), para o material totalmente danificado. Esses parâmetros estão relacionados com a degradação da rigidez do material em função das deformações plásticas observadas quando a tensão no material ultrapassa a fase elástica. Esta degradação pode ser determinada descarregando o material e verificando a inclinação do módulo secante no ponto em que foi descarregado, comparado com a elasticidade inicial (Figura 19). Estes parâmetros são definidos pelas seguintes equações (CARDOSO, 2014):

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}}; \quad (14)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{tm}}. \quad (15)$$

Em que, σ_c e σ_t são as tensões à compressão e à tração do material, respectivamente; f_{cm} e f_{tm} são as resistências médias à compressão e à tração do material, respectivamente. Se os parâmetros de dano não são especificados, o modelo comporta-se como um modelo de plasticidade.

5.1.1.1 Domínio Elástico

No CDP as deformações elásticas (ε_{el}) e inelásticas (ε_{inel}) são calculadas de maneira independente, sendo posteriormente somadas para se obter a deformação total (ε), isto é,

$$\varepsilon = \varepsilon_{inel} + \varepsilon_{el}. \quad (16)$$

Em que, ε_{el} dependem apenas do módulo de elasticidade elástico e do coeficiente de Poisson. Já ε_{inel} são obtidas a partir de curvas tensão-deformação que são mostradas nos próximos tópicos.

5.1.1.2 Comportamento à Compressão Uniaxial

A curva tensão-deformação utilizada, neste trabalho, para representar o comportamento à compressão do bloco, da argamassa e do graute, foi proposta por Guo (2014). Essa curva é composta por dois trechos, o que corresponde a fase elástica e a fase inelástica (Figura 22).

O trecho elástico é considerado até 30% de f_{cm} , que é obtido por:

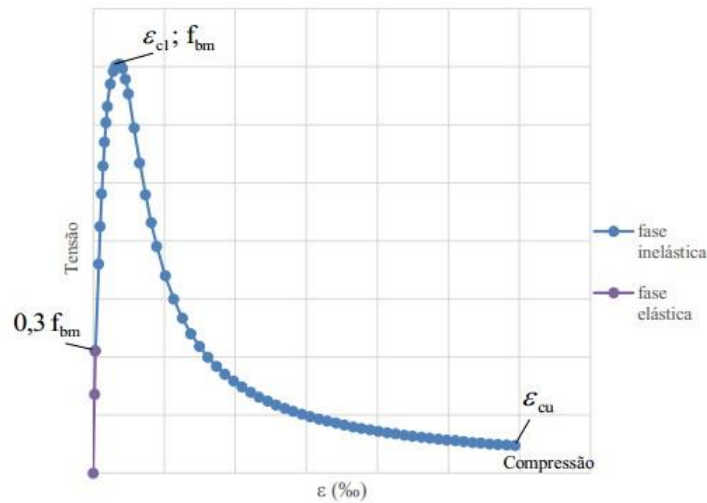
$$\sigma_c = E_{cm} \cdot \varepsilon. \quad (17)$$

Em que, E_{cm} é o módulo de elasticidade inicial e ε é a deformação do material. O trecho inelástico é definido por:

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot [\alpha_a \cdot x + (3 - 2 \cdot \alpha_a) \cdot x^2 + (\alpha_a - 2) \cdot x^3] \Rightarrow x \leq 1. \quad (18)$$

$$\sigma_c = \frac{f_{cm} \cdot x}{\alpha_d \cdot (x-1)^2 + x} \Rightarrow x \geq 1. \quad (19)$$

Figura 22 - Curva genérica de comportamento à compressão do concreto



Fonte: AUTOR

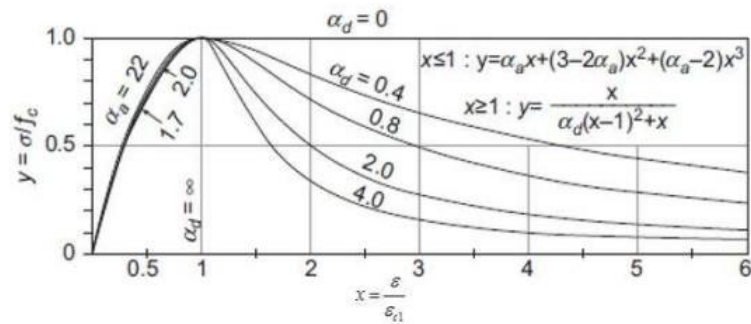
Em que, x é a razão entre a deformação, ε , e a deformação de compressão no ponto de pico, ε_{c1} , e é escrita como:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}. \quad (20)$$

α_d (EQUAÇÃO (19)) é o parâmetro do trecho descendente e seu valor varia no intervalo fechado entre zero (plasticidade perfeita) até o infinito (fragilidade total) (Figura 23). Para o estudo em questão, considera-se que a argamassa apresenta uma perda mais rápida de resistência do que o bloco e o graute, adotando-se após calibragem numérica o valor de $\alpha_d = 4,0$. Enquanto que para o bloco e para o graute são adotados os valores $\alpha_d = 2,3$ e $\alpha_d = 2,8$, respectivamente, já que estes têm um comportamento semelhante como foi mencionado anteriormente.

α_a (EQUAÇÃO (18)) é o único parâmetro com significado físico. Seu valor varia no intervalo fechado entre 1,5 e 3 e representa a razão entre o módulo de elasticidade inicial (E_{cm}) e o módulo de elasticidade secante no ponto de pico (E_{c1}), (Figura 23), ou seja:

$$\alpha_a = \frac{E_{cm}}{E_{c1}}. \quad (21)$$

Figura 23 - Variação do parâmetro α_d 

Fonte: GUO (2014)

No ABAQUS (SIMULIA, 2012), o trecho elástico da curva tensão-deformação é subentendido quando se insere o módulo de elasticidade inicial do material. O trecho inelástico, contudo, deve ser fornecido através da parcela relativa à deformação inelástica. Essas deformações inelásticas (ε_{inel}^c) são definidas por:

$$\varepsilon_{inel}^c = \varepsilon - \frac{\sigma_c}{E_{cm}}. \quad (22)$$

A Tabela 17 apresenta os valores dos parâmetros necessários para traçar as curvas analíticas de tensão-deformação na compressão dos blocos, argamassas e grautes. Os valores de ε_{cu} são considerados até os pontos nos quais as variáveis para os Danos de Compressão assumem valores aproximados ao valor unitário, representando assim uma aproximação para o estado do material totalmente danificado.

A FIGURA 24 mostra as curvas tensão-deformação na compressão, obtidas a partir das equações descritas anteriormente para o Bloco B1, Argamassa A1 – 28 Dias e o Graute G1 – 28 Dias. Para os demais blocos, argamassas e grautes e também para as demais idades, as curvas têm o mesmo aspecto.

5.1.1.3 Comportamento à Tração Uniaxial

Da mesma forma como foi feito para a curva de compressão, deve-se indicar o comportamento à tração dos materiais ao software ABAQUS (SIMULIA, 2012). O comportamento à tração também é definido pelas expressões empíricas propostas por Guo (2014). A curva também é composta de uma parcela elástica e outra inelástica. O trecho elástico é dado pela relação entre o módulo de elasticidade inicial e a deformação, dada por:

Tabela 17 - Parâmetros usados para a obtenção das curvas de tensão-deformação na compressão para os materiais componentes da alvenaria

MATERIAL		f_{cm} (MPa)	E_{cm} (MPa)	α_d	ϵ_{cl} (‰)	ϵ_{cu} (‰)
BLOCOS						
	IDADE					
B1	-	7,66	9675,76	2,3	1,88	30,0
B2	-	13,23	12716,00	2,3	2,06	30,0
B3	-	14,40	13266,37	2,3	2,10	30,0
ARGAMASSAS						
	7 dias	3,88	6625,75	4,0	1,80	30,0
A1	14 dias	5,10	6732,00	4,0	1,80	30,0
	28 dias	5,38	7196,95	4,0	1,80	30,0
	7 dias	6,83	7518,25	4,0	1,85	30,0
A2	14 dias	7,71	8457,50	4,0	1,88	30,0
	28 dias	9,33	11987,55	4,0	1,94	30,0
GRAUTES						
	7 dias	16,772	13252,50	2,8	2,16	33,5
G1	14 dias	21,023	14569,00	2,8	2,27	34,7
	28 dias	23,415	15988,50	2,8	2,33	35,6
	7 dias	15,126	14042,85	2,8	2,12	33,5
G2	14 dias	18,372	14322,50	2,8	2,21	34,2
	28 dias	20,986	15849,95	2,8	2,27	35,0

Fonte: AUTOR

$$\sigma_t = E_{cm} \cdot \epsilon . \quad (23)$$

E o trecho inelástico é definido por:

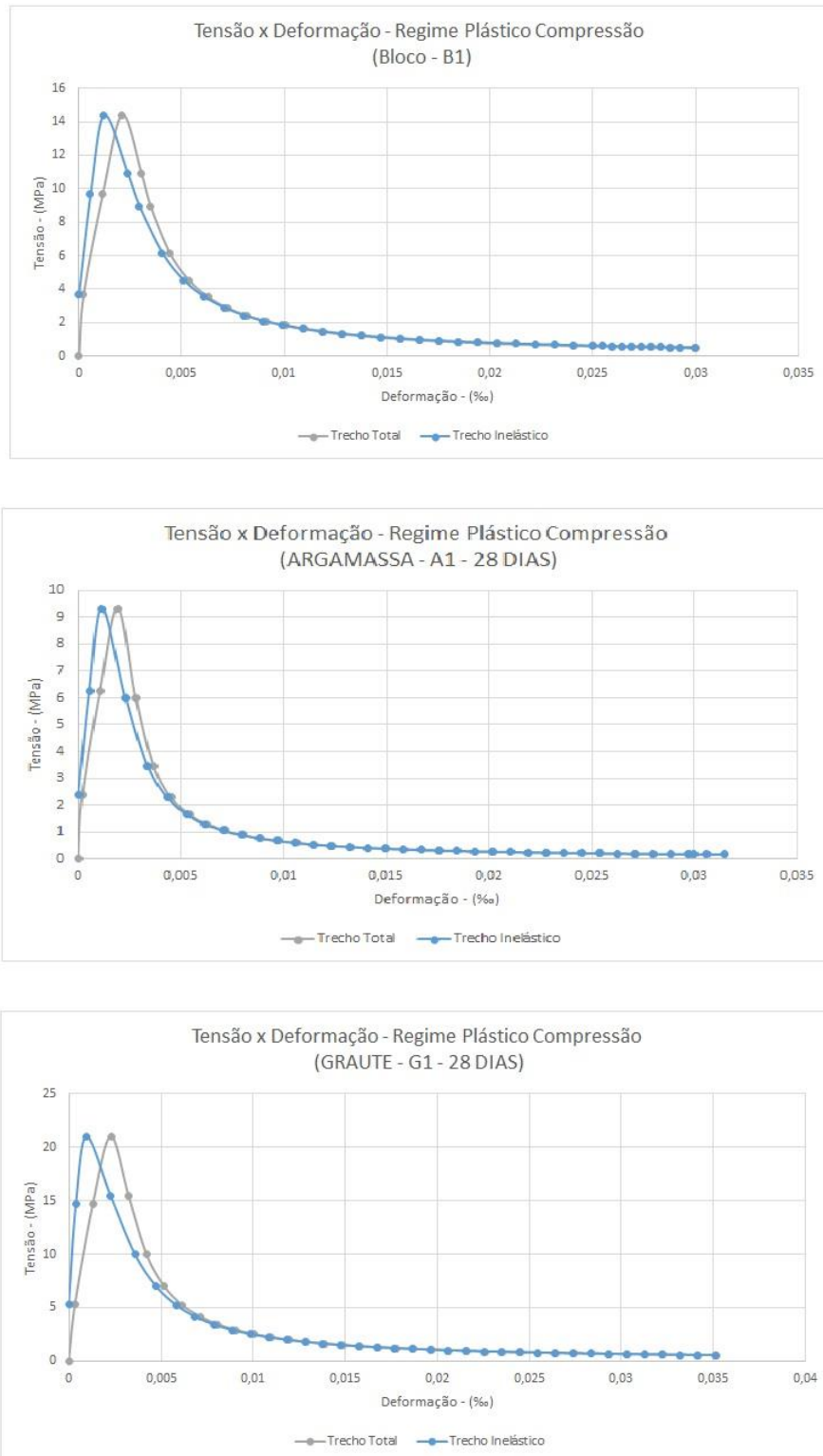
$$\sigma_t = f_{m} \cdot (1,2 \cdot x - 0,2 \cdot x^6) \Rightarrow x \leq 1. \quad (24)$$

$$\sigma_t = \frac{f_m \cdot x}{\alpha_t \cdot (x-1)^{1,7} + x} \Rightarrow x \geq 1. \quad (25)$$

Sendo que o parâmetro α_t é expresso por:

$$\alpha_t = 0,312 \cdot f_m^2 . \quad (26)$$

Figura 24 - Curvas tensão-deformação na compressão para alguns dos materiais componentes da alvenaria estudados na pesquisa. (Bloco B1, Argamassa A1 e Graute G1 – Todos aos 28 dias de Idade)



Fonte: AUTOR

x , nas equações (24) e (25), é a razão entre a deformação (ε) e a deformação de tração no ponto de pico (ε_{ct}) e é definido por:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ct}} . \quad (27)$$

Para o comportamento à tração, também deve-se fornecer os valores das deformações inelásticas do material na tração. Essas deformações inelásticas (ε_{inel}^t) são determinadas por:

$$\varepsilon_{inel}^t = \varepsilon - \frac{\sigma_t}{E_{cm}} . \quad (28)$$

A Tabela 18 apresenta os valores dos parâmetros necessários para traçar as curvas analíticas de tensão-deformação à tração dos blocos, argamassas e grautes levadas em consideração nesta pesquisa. Os valores de ε_{ctu} são considerados até pontos nos quais as variáveis para os Danos de Tração assumem valores aproximados a UM, representando assim uma aproximação para o estado de material totalmente danificado da mesma forma como foi considerado para os materiais na compressão.

A FIGURA 25 mostra as curvas tensão-deformação na tração, obtidas a partir das equações descritas anteriormente para o Bloco B1, Argamassa A1 – 28 Dias e o Graute G1 – 28 Dias. Para os demais blocos, argamassas e grautes e também para as demais idades, as curvas têm o mesmo aspecto.

5.1.1.4 Parâmetros Complementares do CDP

Outros parâmetros devem ser fornecidos no modelo CDP a fim de permitir a expansão das equações de comportamento dos materiais em estado axial para o estado multiaxial (AGUIAR, 2015, citado por SANTOS et al., 2017).

O parâmetro $K_c = 2/3$ que modifica a equação de Drucker-Prager já foi comentado anteriormente. Esse parâmetro é definido pela razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão (FIGURA 21). A razão entre as tensões de escoamento no estado biaxial e uniaxial $\sigma_{b0} / \sigma_{c0} = 1,16$ é outro parâmetro (Figura 26), cujo valor recomendado é 1,16 (KMIECIK & KAMINSKI, 2011).

Tabela 18 - Parâmetros usados para a obtenção das curvas de tensão-deformação na tração para os materiais componentes da alvenaria

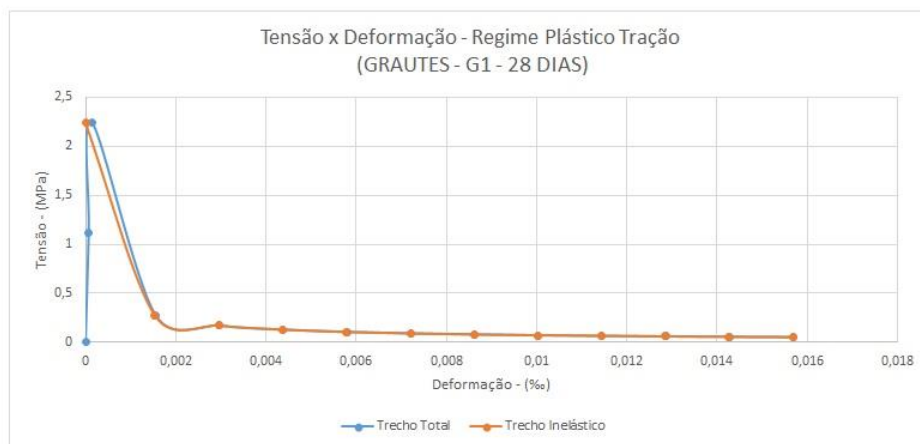
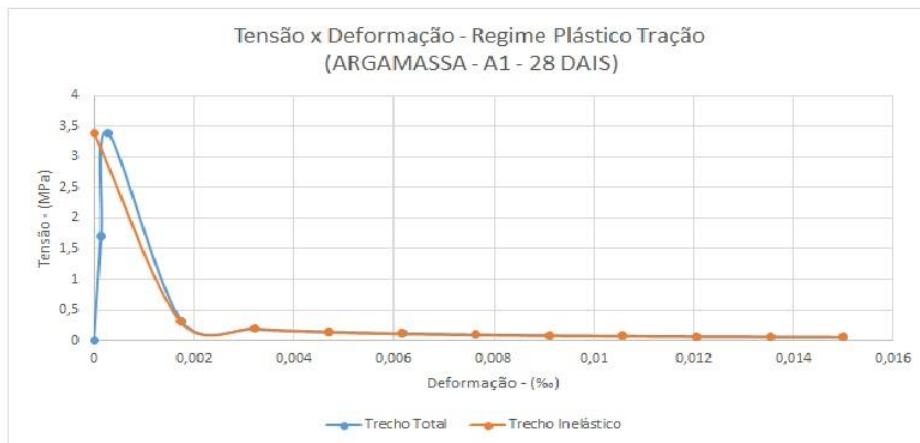
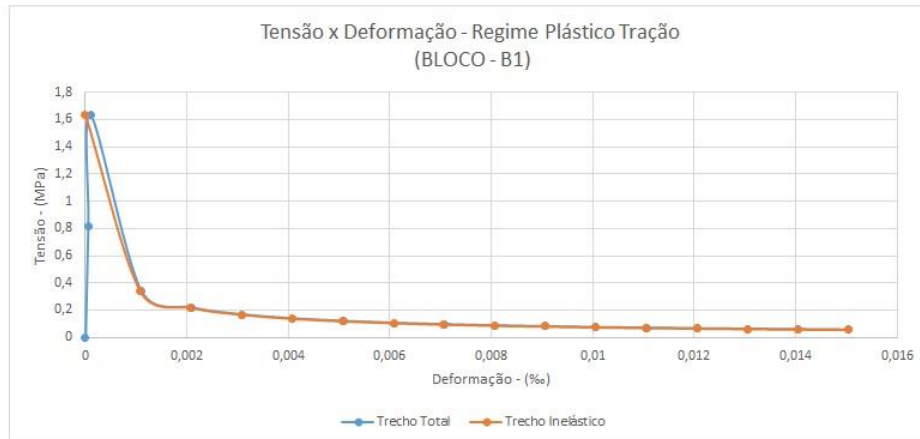
MATERIAL		f_{ctm} (MPa)	E_{ctm} (MPa)	ϵ_{ct1} (‰)	ϵ_{ctu} (‰)
BLOCOS	IDADE				
B1	-	1,07	9675,76	0,088	13,25
B2	-	1,54	12716,01	0,097	14,59
B3	-	1,63	13266,38	0,100	15,04
ARGAMASSAS					
A1	7 dias	1,42	6625,75	0,21	15,00
	14 dias	1,62	6732,00	0,24	15,00
	28 dias	1,88	7196,95	0,26	15,00
A2	7 dias	2,27	7518,25	0,30	15,00
	14 dias	2,32	8457,50	0,27	15,00
	28 dias	3,39	11987,55	0,28	15,00
GRAUTES					
G1	7 dias	1,93	13252,50	0,15	14,71
	14 dias	2,28	14569,00	0,16	15,81
	28 dias	2,40	15988,50	0,15	15,16
G2	7 dias	1,80	14042,85	0,13	15,51
	14 dias	2,05	14322,50	0,14	15,89
	28 dias	2,24	15849,95	0,14	15,69

Fonte: AUTOR

Outro parâmetro é o ângulo de dilatação (ψ), o qual é definido como o ângulo de inclinação entre a superfície de falha e o eixo hidrostático. Pode ser interpretado como um ângulo de atrito interno, cujo valor recomendado é $\psi = 36^\circ$.

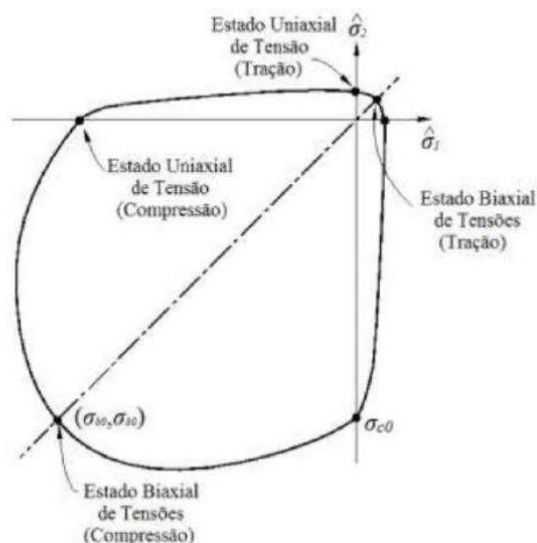
A forma da superfície de escoamento é ajustada pela excentricidade (ρ), pois no critério de Drucker-Prager, essa superfície possui a forma de uma reta ($\rho = 0$) no plano dos meridianos. Mas, como foi observado em ensaios experimentais, a superfície de escoamento assume a forma de uma hipérbole. Esse parâmetro pode ser calculado como a razão entre a tensão de tração pela de compressão (KMIECIK & KAMINSKI, 2011). O valor recomendado é $\rho = 0,1$.

Figura 25 - Curvas tensão- deformação na tração para alguns dos materiais componentes da alvenaria estudados na pesquisa. (Bloco B1, Argamassa A1 e Graute G1 – Todos aos 28 dias de Idade)



Fonte: AUTOR

Figura 26 - Representação gráfica da relação tensão escoamento no estado biaxial e uniaxial



Fonte: SIMULIA (2010)

O último parâmetro é a viscosidade (μ), que tem a função de facilitar o processo de convergência dos modelos numéricos, regularizando as equações constitutivas admitindo a viscoplasticidade dos materiais (SANTOS et al., 2017). Esse valor é ajustado conforme as análises, adotando-se para este trabalho o valor $\mu = 10^{-3}$.

5.2 Malha de Elementos Finitos

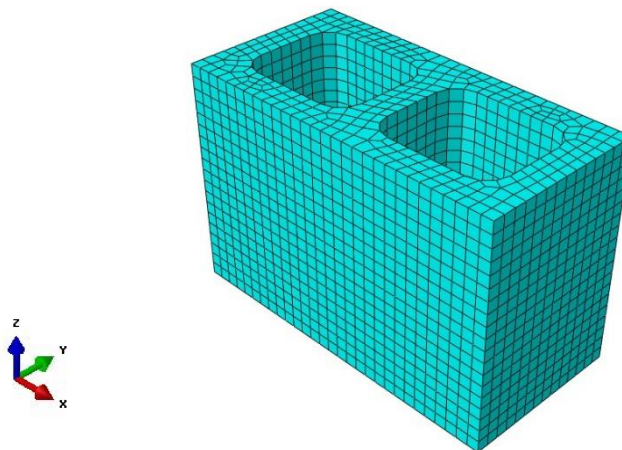
Os blocos, argamassas e grautes dos prismas e pequenas paredes são discretizados com o elemento finito C3D8R, que é um elemento tridimensional sólido de 8 nós e 3 graus de liberdade translacionais por nó. Além disso, a formulação do modelo matemático é baseada em interpolação linear e integração reduzida. A escolha desse elemento deve-se a recomendações do próprio manual do ABAQUS (SIMULIA, 2012), que os indica para representar de forma mais adequada os problemas de contato entre elementos distintos.

As dimensões finais definidas para os elementos sólidos são baseadas nos estudos de malha feitos por Santos (2016). Esse autor testou diferentes tamanhos de malha, cujos lados dos elementos sólidos variavam de 5 mm até 3 cm. Além disso, as possibilidades de esforços computacionais para que os modelos fossem analisados também influenciaram na escolha das dimensões e no número total de elementos.

- a) **Blocos de Concreto:** Para a simulação dos blocos de concreto (B1, B2 e B3), são adotados elementos sólidos com 10,0 mm de lado. Como as dimensões geométricas dos blocos são as reais, os três tipos de blocos têm geometrias distintas,

porém muito aproximadas e, ao final da geração das malhas para cada um deles, foram totalizados 4.921 elementos finitos por bloco (FIGURA 27).

Figura 27 - Aspecto geral da malha de elementos finitos para os blocos de concreto

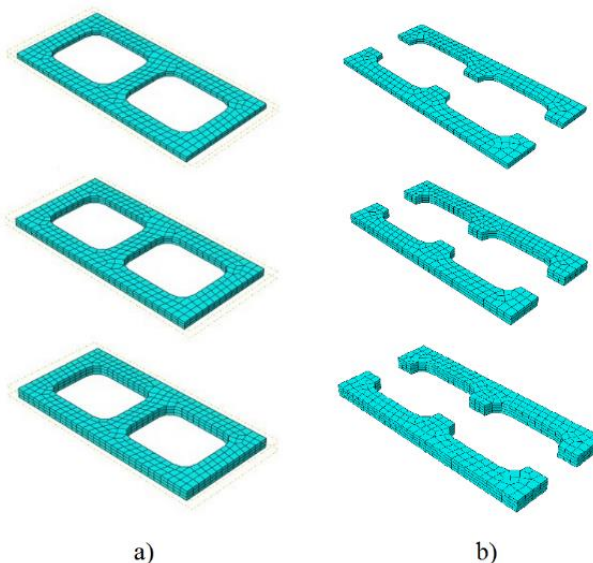


Fonte: AUTOR

b) **Argamassas:** Para a simulação das argamassas (A1 e A2) dos prismas, são adotados elementos com dimensões adequadas a cada espessura da junta de argamassa (7,0 mm, 10 mm e 13 mm). Para o primeiro, os elementos finitos ficaram com 3,5 mm de lado, para o segundo caso ficaram com 3,35 mm de lado e para o terceiro caso ficaram com 4,35 mm de lado, variando assim o número de elementos em cada modelo, inclusive com o tipo de argamassamento (total e parcial).

Para as juntas com argamassamento total (FIGURA 28a), foram gerados 508, 762 e 762 elementos para as respectivas espessuras de 7,0 mm, 10 mm e 13 mm. Para as juntas com argamassamento parcial (FIGURA 28b) foram gerados 428, 642 e 856 elementos para as respectivas espessuras de 7,0 mm, 10 mm e 13 mm.

Figura 28 - Aspecto geral da malha de elementos finitos para todos os tipos de juntas de argamassas dos prismas



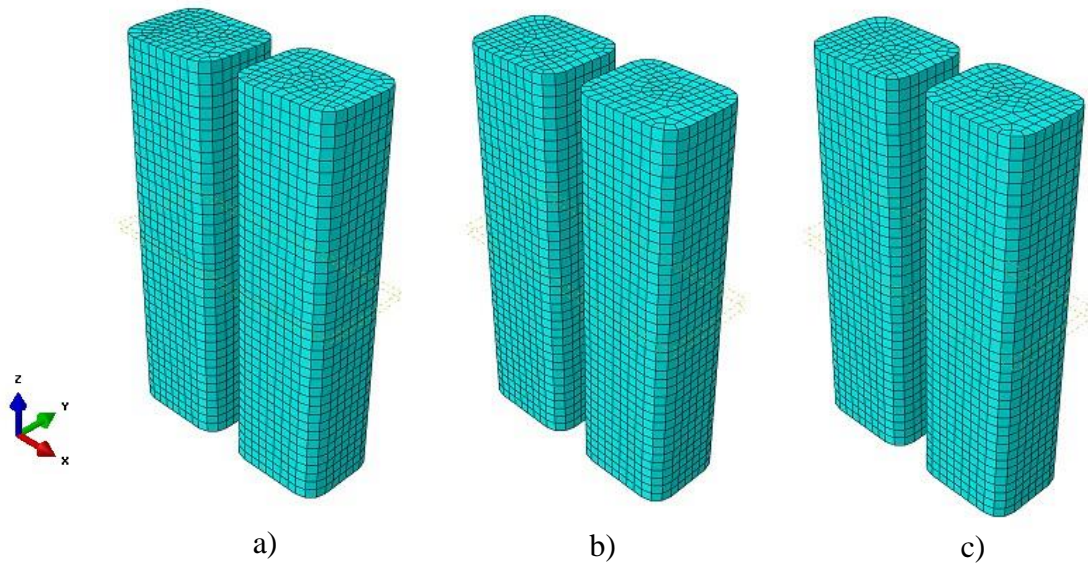
Fonte: AUTOR

c) **Grautes:** Para a simulação dos grautes (G1 e G2) que preenchem os vazios dos prismas, foram adotados elementos com dimensões adequadas a espessura da junta de argamassa levando em consideração as três espessuras de juntas consideradas (7,0 mm, 10 mm e 13 mm). É sabido que o preenchimento do graute nos vazios dos blocos não deve deixar vazios.

Em geral, a maior parte dos elementos estão com 10 mm de lado, considerando as diferentes espessuras de juntas já mencionadas. Esses modelos totalizaram 9.555 elementos (FIGURA 29).

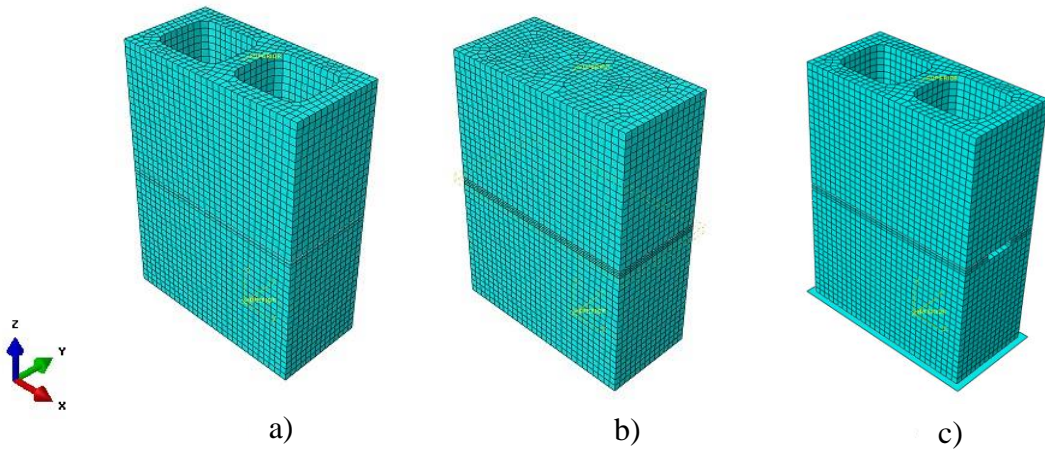
d) **Prismas de 2 Blocos:** Cada componente do prisma discretizado (blocos, argamassa e graute) é reunido para formar esses prismas, os quais são formados por dois blocos de concreto, sem e com graute, e a junta de argamassa com argamassamento total e parcial. A FIGURA 30a mostra o prisma com argamassamento total e não grauteado; a FIGURA 30b mostra o prisma com argamassamento total e grauteado; a FIGURA 30c mostra o prisma com argamassamento parcial e não grauteado. Esses modelos são analisados para os três tipos de espessura da junta de argamassa e também para as 3 idades (7 dias, 14 dias e 28 dias) de envelhecimentos dos materiais da argamassa e graute. No total são 81 modelos de prisma de dois blocos, sendo 36 modelos com as características observadas na FIGURA 30a, 27 modelos com as características observadas na FIGURA 30b e 18 modelos com as características observadas na FIGURA 30c.

Figura 29 - Aspecto geral da malha de elementos finitos para os preenchimentos de graute dos vazios dos prismas com juntas de 7,0mm (a), 10,0mm (b) e 13,0 mm (c).



Fonte: AUTOR

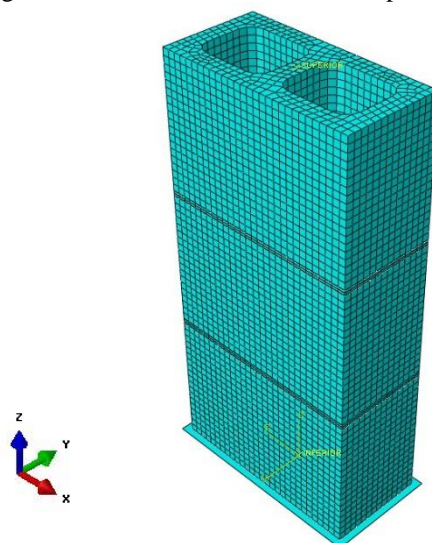
Figura 30 - Aspecto geral da malha de elementos finitos para os prismas de 2 Blocos não grauteados (a), grauteados (b) e não grauteado com argamassamento parcial (c)



Fonte: AUTOR

e) **Prismas de 3 Blocos:** Com a finalidade de se obter mais informações sobre o comportamento das alvenarias, prismas de 3 blocos são analisados. Esses prismas (FIGURA 31) são formados seguindo a mesma metodologia para os prismas de 2 blocos não grauteados e com argamassamento total. São consideradas três espessuras de junta de argamassa e apenas para a idade de 28 dias. No total são 6 modelos para esses prismas.

Figura 31 - Aspecto geral da malha de elementos finitos para os prismas de 3 blocos



Fonte: o Autor.

5.2.1 Pequenas-paredes

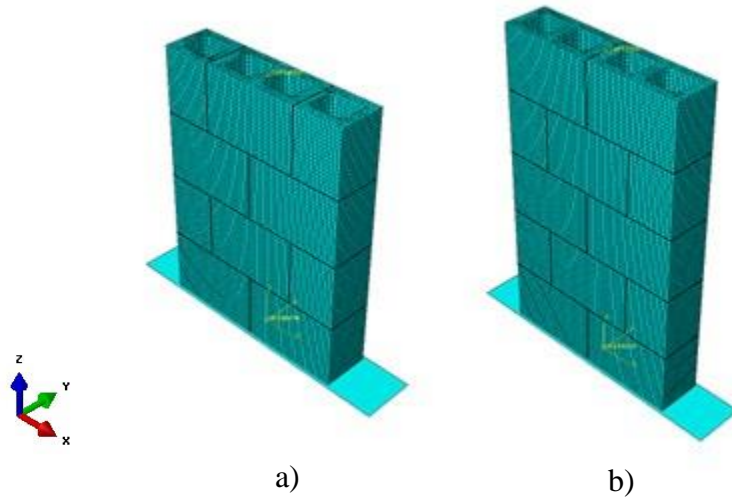
Como já foi mencionado, Oliveira (2016) não realizou ensaios com pequenas paredes, contudo analisa-se modelos dessa espécie com o intuito de se aprofundar sobre as metodologias utilizadas no presente trabalho. Nesse modelo, são consideradas três tipos de espessura da junta de argamassa (7 mm, 10 mm e 13 mm) com o argamassamento total, porém apenas para a idade de 28 dias da argamassa, já que a parede seria utilizada para futuras definições de projeto.

Já foi visto que a NBR 15961-1:2011 estabelece relações para se estimar a resistência à compressão de paredes de alvenaria estrutural a partir de resultado obtidos com prismas e pequenas paredes. Para isso, essa norma estabelece que as pequenas paredes tenham as seguintes dimensões: 0,89 m de largura por 0,99 m de altura.

Dois modelos numéricos de pequenas paredes são usados com o intuito de estudar a evolução da resistência de prisma com a resistência de diferentes tipos de pequenas paredes. Essas paredes são nomeadas como Tipo 01 e Tipo 02 de acordo com as suas características geométricas e constituídas por blocos do tipo B3 e argamassas do tipo A1.

O primeiro modelo (Tipo 01) é constituído por 4 fiadas, sendo 2 blocos e meio bloco-bloco-meio bloco (FIGURA 32a) cujas dimensões da parede resultam em 0,59 m x 0,79 m (comprimento x altura). O segundo modelo (Tipo 02) é constituído por 5 fiadas (FIGURA 32b), sendo a mesma configuração da parede Tipo 01, resultando nas seguintes dimensões de parede: 0,59 m x 0,99 m (comprimento x altura).

Figura 32 - Aspecto geral da malha de elementos finitos para as pequenas paredes do Tipo 01 (a) e Tipo 02 (b)

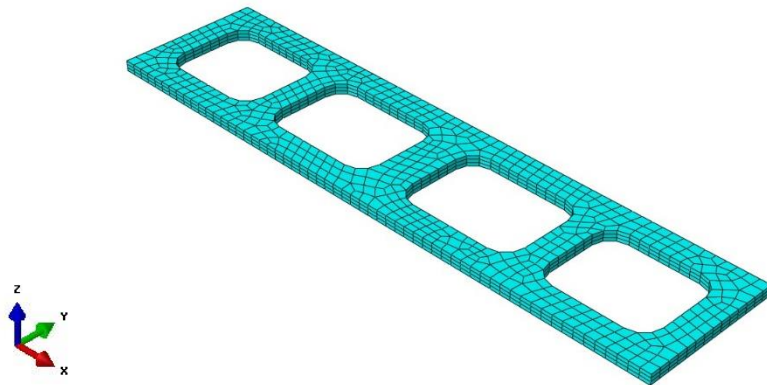


Fonte: AUTOR

Algumas particularidades foram consideradas na geração dos modelos das pequenas paredes. Estas são a consideração de juntas verticais de argamassa, as juntas horizontais foram consideradas como cordões únicos por toda a extensão das faces superior e inferior dos blocos e são utilizados meios blocos de concreto. Sendo assim, as malhas de elementos finitos para esses modelos têm as seguintes características:

- a) **Junta Horizontal de Argamassa:** As juntas horizontais são dispostas nas faces de assentamento dos blocos de forma que o bloco superior fique bem acomodado sobre ela e que esta esteja devidamente apoiada sobre o bloco inferior. Para as juntas das pequenas paredes Tipo-01 e Tipo-02 (FIGURA 33), totalizaram 1.042 elementos, 1.563 elementos e 1.563 elementos para as respectivas espessuras de 7,0 mm, 10 mm e 13 mm.

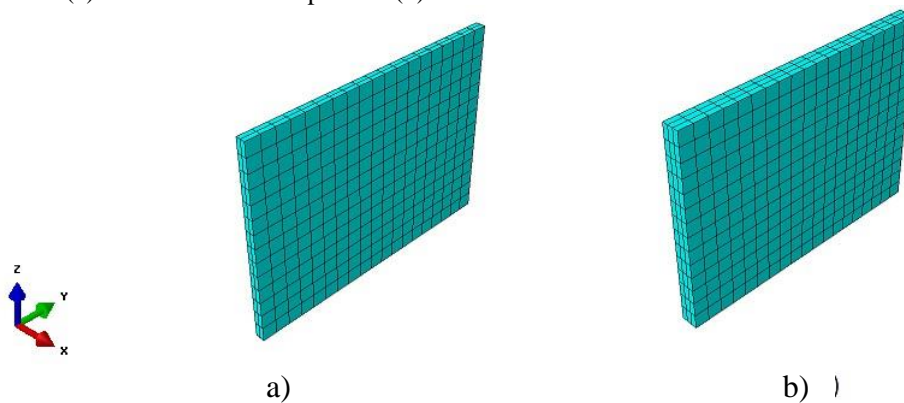
Figura 33 - Aspecto geral da malha de elementos finitos para os tipos de juntas de argamassas das pequenas paredes, Tipos 01 e 02



Fonte: AUTOR

b) **Junta Vertical de Argamassa:** A adição das juntas verticais é necessária para permitir uma melhor acomodação dos blocos superiores sobre os inferiores, permitir a ligação entre as faces verticais dos blocos e também pelo fato de que os modelos normativos geralmente as levam em consideração. Sendo assim, são modelados dois tipos de juntas verticais: o primeiro com espessura de 7,0 mm (FIGURA 34a) e o segundo com espessura de 13 mm (FIGURA 34b). O número de elementos da malha são 532 elementos para o primeiro modelo e 798 para o segundo.

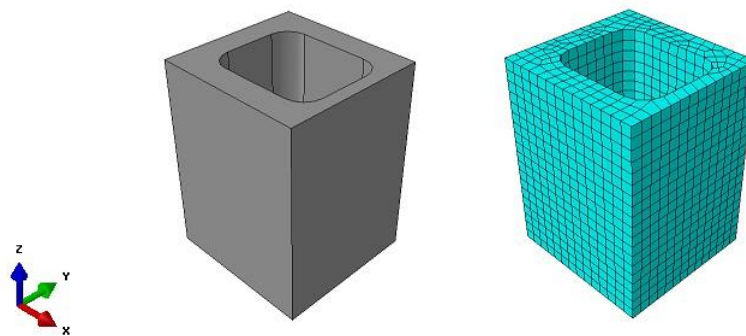
Figura 34 - Aspecto geral da malha de elementos finitos para os tipos de juntas verticais de argamassas com 7,0 mm de espessura (a) e com 13 mm de espessura (b)



Fonte: AUTOR

c) **Meio bloco de concreto:** A adição das amostras de meio bloco de concreto é necessária devido à distribuição dos blocos nas pequenas paredes. Esses espécimes são considerados como tendo dimensões geométricas exatamente iguais à metade de um bloco do tipo B3, com as mesmas propriedades mecânicas. A malha de elementos finitos resultou em 2.508 elementos para cada meio-bloco (FIGURA 35).

Figura 35 - Aspecto geral da malha de elementos finitos para o meio bloco de concreto das pequenas paredes



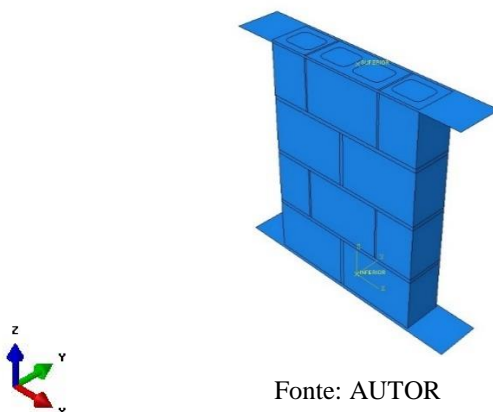
Fonte: AUTOR

5.2.2 Condições de Contorno e Carregamento

A fim de modelar o mais fiel possível os ensaios do prisma de 2 blocos, bem como o do prisma de 3 blocos e da pequena parede de alvenaria, são adicionados duas placas rígidas dispostas na superfície superior e inferior de cada um dos modelos (FIGURA 36). É nessas placas que as condições de deslocamento ou carga e as características de restrições são aplicadas, respectivamente.

Todos os modelos são considerados engastados na base. A placa superior é totalmente apoiada exceto na direção do eixo z que é livre para permitir o deslocamento. Nesta placa é aplicada uma carga de deslocamento com valor de 1 cm.

Figura 36 - Disposição das placas rígidas superior e inferior para simulação do ensaio experimental de compressão das pequenas paredes



5.2.3 Considerações de Contato

A ligação entre os constituintes dos prismas e das pequenas paredes (bloco, argamassa e graute) não é modelada, ou seja, não se considera quaisquer parâmetros físicos para representar esse contato. Nesse caso, usa-se a opção *Constraint – Tie*, que permite uma adesão perfeita entre os dois materiais através da definição de superfícies *master* (mestre) e *slave* (escravo). Essa ferramenta permite, de maneira simples, a união entre superfícies e uma fácil transição entre os elementos de malhas independentes.

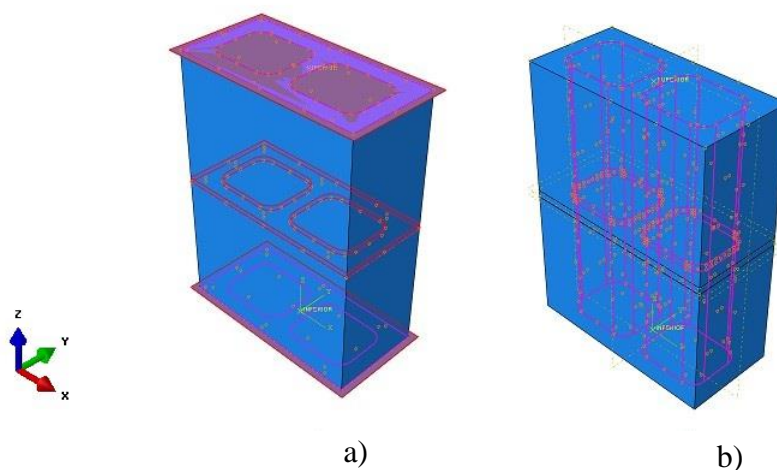
Além disso, esta opção de contato do ABAQUS (SIMULIA, 2012) possui como propriedade principal, a capacidade de impedir que uma superfície penetre na outra e ao mesmo tempo não permite que haja separação ou descolamentos relativos entre elas, mantendo assim o modelo resistente até que os valores de dano do mesmo atinjam taxas próximas de 1,0 e, com isso, um dos materiais entre em colapso por tração ou por compressão.

Para o uso dessa opção, é necessário criar regiões de contato entre as faces inferiores e superiores dos blocos e das argamassas, entre as paredes internas dos vazios dos blocos com as paredes dos preenchimentos de graute e entre as faces superiores de blocos e grautes com as faces das placas rígidas.

A escolha de uma superfície como *Master* numa região de contato entre duas superfícies é baseada em três hipóteses: a maior das duas superfícies deve atuar como *Master*; o corpo mais rígido deve atuar como *Master*; a malha mais grosseira deve atuar como *Master* (SIMULIA, 2010).

Nas superfícies de contato entre bloco-argamassa e bloco-graute, as faces dos blocos são consideradas como sendo *Master* e as faces dos elementos da argamassa e do graute como sendo *Slave*. Na região de contato entre graute-argamassa, as faces do graute são consideradas *Master* e as faces dos elementos de argamassa como sendo *Slave*. Para os casos de contato entre as superfícies placa-bloco e placa-graute, as faces das placas são consideradas *Master* e as faces dos elementos de argamassa e graute como sendo *Slave*. A descrição desse procedimento é mostrada na FIGURA 37a e na FIGURA 37b.

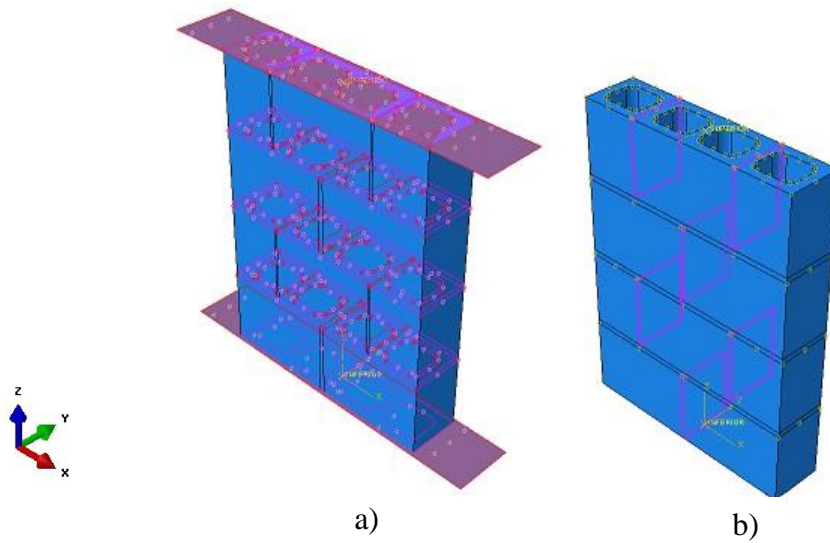
Figura 37 - Distribuição das regiões de contato bloco-argamassa e bloco-placa (a) e bloco-graute e graute-argamassa (b) para os modelos de prismas



Fonte: AUTOR

Para o caso das regiões de contato geradas entre os componentes dos modelos de pequenas-paredes, além das relações entre bloco-argamassa e placa-bloco, são necessárias a adição das regiões de contato das faces laterais dos blocos com as faces das juntas verticais de argamassa, o que pode ser visto na FIGURA 38a e na FIGURA 38b).

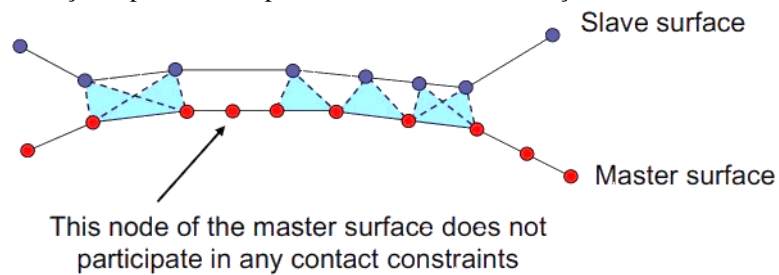
Figura 38 - Distribuição das regiões de contato bloco-argamassa e bloco-placa (a) e bloco-graute e graute-argamassa (b) para os modelos de pequena parede



Fonte: AUTOR

A técnica de discretização escolhida para representar o contato é a *Node-to-Surface*. Nesta, os nós da superfície *Slave* estão em contato com os segmentos da superfície *Master* sem que um penetre no outro. Para cada restrição de contato deste tipo existe um nó escravo e um correspondente nó na superfície mestre (FIGURA 39).

Figura 39- Ilustração representativa para o método de discretização do contato *node-to-surface*



Fonte: KING & RICHARDS (2013)

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Como já foi mencionado, os valores experimentais obtidos por Oliveira (2016) são levados em consideração para a validação dos modelos numéricos de prismas grauteados e não-grauteados com argamassamento total. Contudo, novos modelos numéricos e novas comparações são geradas nesta pesquisa, buscando avaliar as consequências do tipo de argamassamento e também a relação de resistência de prismas com outros tipos de pequenas paredes, além também da influência da espessura da junta de argamassa nos modelos.

Para expor os resultados obtidos nos modelos numéricos de melhor forma, são mostradas algumas considerações que relacionam prismas 2 Blocos/prismas 3 Blocos, prismas 2 Blocos/Pequenas-paredes com 4 Fiadas de Blocos, prismas/ Pequenas-paredes com 5 Fiadas de Blocos, prismas com argamassamento total/prismas com argamassamento parcial para a estimativa da resistência à compressão de parede de Alvenaria Estrutural (f_k).

Com relação aos casos de argamassamento total e argamassamento parcial, a norma aponta que a resistência para o segundo pode ser estimada com a diminuição de mais 20% da resistência para o primeiro caso. A TABELA 19 mostra de forma mais clara as estimativas apontadas pela NBR 8949:1985 para relacionar as resistências à compressão dessas estruturas com a resistência à compressão da alvenaria estrutural e com isso compará-las entre si.

Tabela 19 - Relação entre as resistências de prismas e pequenas-paredes com a resistência da alvenaria estrutural

Argamassamento	Resistência à compressão da alvenaria em função da resistência à compressão dos prismas e das pequenas-paredes			
	Prisma 2 Blocos	Prisma 3 Blocos*	Peq-parede 4 Fiadas de Blocos**	Peq-parede 5 Fiadas de Blocos
Total	$0,7 \cdot f_{pk}$	$0,75 \cdot f_{pk}$	$0,8 \cdot f_{pk}$	$0,85 \cdot f_{pk}$
Parcial	$0,8 \cdot 0,7 \cdot f_{pk}$			

* A norma não apresenta valor para o prisma com 3 blocos, a estimativa foi feita considerando-se a proporção entre o prisma de 2 blocos e a pequena parede que possui 5 fiadas. (SANTOS, 2016).

** Da mesma forma como Santos (2016), para esta pesquisa também foi gerada uma relação que estimasse o valor para a Pequena-parede com 4 fiadas de blocos. Baseando-se nas demais relações, já que este foi um dos modelos numéricos gerados no estudo.

Fonte: AUTOR

Oliveira (2016) não obteve gráficos de comportamento dos materiais na compressão em seus experimentos. Sendo assim, para os modelos numéricos são traçados os gráficos carga-deslocamento e a partir do valor de carga de ruptura, são encontradas as

resistências máximas à compressão dos prismas não-grauteados e grauteados com base nas áreas líquida e bruta das secções transversais.

Os gráficos tensão-deformação também são obtidos a partir dos gráficos carga-deslocamento para permitir assim a obtenção do módulo de elasticidade dos prismas de também para podê-los comparar com os resultados experimentais e teóricos.

6.1 Calibragem do Poisson

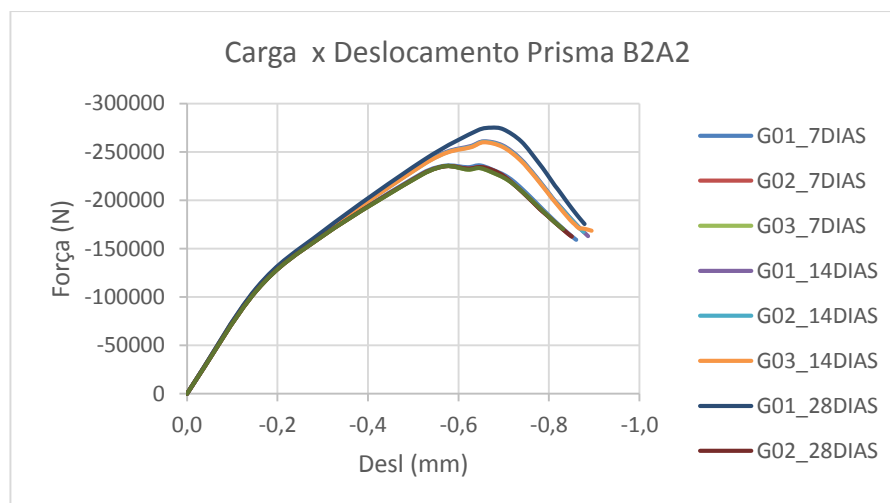
Oliveira (2016), em seus estudos experimentais, não se preocupou em conhecer os valores dos coeficientes de Poisson para os constituintes da alvenaria estrutural, definindo apenas os valores de módulos de elasticidade. Sendo assim, esse parâmetro é calibrado através de uma análise numérica paramétrica de algumas amostras, pois essa análise se trata de uma micro-modelagem, permitindo com isso se chegar a algumas conclusões sobre qual valor utilizar para cada material componente.

Para isso é tomado o modelo numérico do prisma B2A2 nas idades de 7 dias, 14 dias e 28 dias, para três níveis diferentes de coeficiente de Poisson tanto para a argamassa quanto para o bloco de concreto, baseando-se nas prescrições de deformabilidade já mencionadas neste trabalho e considerando uma junta de argamassa de 10 mm de espessura. O grupo 01 com $\nu_{arg} = 0,2$ e $\nu_{blo} = 0,19$; o grupo 02 com $\nu_{arg} = 0,18$ e $\nu_{blo} = 0,17$ e o grupo 03 com $\nu_{arg} = 0,16$ e $\nu_{blo} = 0,15$.

As curvas carga-deslocamento são traçadas para cada grupo e nas três diferentes idades (FIGURA 40) obtidas numericamente para as várias leituras do prisma B2A2 em compressão. Pode-se observar que praticamente não houveram variações nos valores de carga de ruptura com a variação dos coeficientes de Poisson. A TABELA 20 mostra em detalhe os valores de resistência à compressão na área líquida para cada amostra em comparação com os valores obtidos experimentalmente.

Assim, optou-se por adotar os valores de coeficientes de Poisson escolhidos para o Grupo 01 para a realização das análises de todas as outras amostras. Estes valores estão mais próximos de valores obtidos em outras pesquisas e também dos padrões prescritos por normas e manuais.

Figura 40 - Curvas carga-deslocamento do Prisma B2A2 em compressão para calibragem numérica do coeficiente de Poisson



Fonte: AUTOR

Tabela 20 - Resistências à compressão para o Prisma B2A2 em diferentes idades para calibragem do coeficiente de Poisson

Prisma	Idade	Experimental			Numérico			
		Oliveira (2016)	Grupo 01	Dif. (%)	Grupo 02	Dif. (%)	Grupo 03	Dif. (%)
B2A2	7	9,859	9,994	1,37%	9,974	1,17%	9,967	1,10%
	14	10,798	11,057	2,40%	11,044	2,28%	11,012	1,98%
	28	11,78	11,651	1,10%	11,636	1,22%	11,624	1,32%

Fonte: AUTOR

6.2 Prismas de Alvenaria

Para as análises numéricas de prisma, são estudados principalmente as curvas carga-deslocamento, tensão-deformação e os modos de ruptura, tanto para espécimes não-grauteados como para os grauteados. Além disso, estuda-se a evolução dos valores da resistência à compressão dos prismas com a idade dos componentes argamassa e graute, a influência da espessura da junta de argamassa e o tipo de argamassamento utilizado.

Todos os prismas são analisados para as três espessuras de juntas de argamassa. Oliveira (2016) não identificou as espessuras das juntas detalhadamente para cada prisma. O autor relatou apenas que foram mantidas as indicações normativas, variando esses valores de $10 \pm 3\text{mm}$.

Com isso para se apresentar a comparação com o resultados experimentais e teóricos, são mostrados inicialmente os valores encontrados para uma média obtida pela soma das resistências para os prismas com as três espessuras em cada idade e, em seguida, os resultados obtidos com as espessuras da junta mais efetivas na representação do modelo real,

ou seja, que mostraram os menores erros. Ao final, outras conclusões sobre esse tema são consideradas.

6.2.1 Prismas Não-Grauteados

Os resultados para os modelos numéricos são obtidos a partir da obtenção da carga de ruptura para o elemento e a validação dos resultados se deu pela comparação com os valores obtidos por Oliveira (2016).

O valor de carga máxima, obtido a partir das curvas carga-deslocamento, é dividido pela área líquida e também pela área bruta de cada prisma para que o valor de resistência à compressão máximo do prisma seja comparado tanto com os valores experimentais quanto com valores teóricos.

Os valores médios de resistência à compressão, para as amostras com junta de 7,0 mm, 10,0 mm e 13,0 mm em cada idade, são mostrados na TABELA 21 junto com os valores experimentais e teóricos obtidos por Oliveira (2016).

Tabela 21 – Comparação de resistências à compressão média para as três juntas de argamassa na área líquida para os prismas não-grauteados com a idade – experimental e teórico vs. numérico

Resistência à Compressão (MPa) de Prismas Não-grauteados - Área Líquida						
Prisma	Idade	Experimental		Teórico	Númerico	
		Oliveira (2016)	Oliveira (2016)		Valor médio para as 3 Esp de Juntas	Dif. (%)
B2A2	7	9,859	9,88	0,21%	10,738	8,92%
	14	10,798	10,721	0,71%	10,965	1,55%
	28	11,78	11,375	3,44%	11,623	1,33%
B2A1	7	8,782	8,752	0,34%	8,978	2,23%
	14	9,524	9,046	5,02%	10,155	6,63%
	28	9,862	8,382	15,01%	10,164	3,06%
B3A1	7	8,718	9,034	3,62%	9,696	11,22%
	14	8,717	9,333	7,07%	9,755	11,91%
	28	8,753	10,019	14,46%	9,825	12,25%
B1A2	7	6,915	6,924	0,13%	7,007	1,33%
	14	6,982	6,99	0,11%	7,068	1,23%
	28	7,571	7,784	2,81%	7,329	3,20%

Fonte: AUTOR

Pode-se observar que a maior parte dos modelos numéricos, mesmo quando se considera os valores médios obtidos, apresentaram resultados bem representativos e aceitáveis. O prisma B3A1 é o que apresenta as maiores diferenças percentuais, aproximadamente 12%. Isto está certamente relacionado ao fato de que a mudança de espessura das juntas para o modelo

experimental se manteve melhor controlada e mais constante, não provocando variações intensas nos resultados médios finais de resistência.

Com relação ao valor obtido teoricamente para o prisma B2A1 com 28 dias, nota-se que esse resultado está fora do que se espera observar, já que a resistência para a maior idade diminuiu. Comparando-se o numérico com o experimental para esse mesmo modelo observa-se uma diferença de apenas 3,06%.

Os resultados numéricos médios são também comparados com os valores teóricos cujas expressões foram desenvolvidas por Khalaf (1991 – Equação 6) e por Khalaf et al. (1994 – Equação 7). Nesse caso, os valores de resistência são obtidos com relação à área bruta. Além disso, essas expressões não levam em consideração a idade dos componentes no cálculo da resistência à compressão (TABELA 22), ao contrário das equações obtidas por Oliveira (2016).

Tabela 22 - Comparação de resistências à compressão média para as três juntas de argamassa na área bruta para os prismas não-grauteados com a idade – numérico vs. teórico

Resistência à Compressão (MPa) de Prismas Não-grauteados - Área Bruta						
Numérico			Teórico			
Valor médio para as 3 Esp de Juntas						
Prisma	Idade	Autor (2017)	Khalaf (1991)	Dif. (%)	Khalaf et al (1994)	Dif. (%)
B2A2	7	6,327		22,52%		7,78%
	14	6,462	4,902	24,14%	5,835	9,70%
	28	6,849		28,43%		14,81%
B2A1	7	5,291		14,84%		4,69%
	14	5,984	4,506	24,70%	5,043	15,73%
	28	5,99		24,77%		15,81%
B3A1	7	5,715		15,01%		5,62%
	14	5,749	4,857	15,52%	5,394	6,17%
	28	5,791		16,13%		6,86%
B1A2	7	4,129		21,75%		0,85%
	14	4,165	3,231	22,42%	4,164	0,02%
	28	4,319		25,19%		3,59%

Fonte: AUTOR

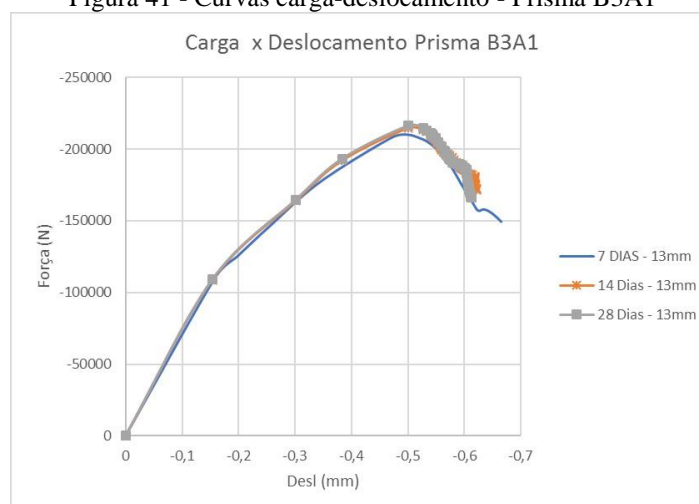
Observa-se que os valores médios de resistência se mostram satisfatórios para uma boa parte das amostras, principalmente com relação a teoria desenvolvida por Khalaf et al. (1994). Com relação à teoria de Khalaf (1991), pode-se afirmar que essa expressão teórica se mostra mais conservadora com relação à obtenção dessa propriedade dos prismas.

As disparidades podem ser entendidas pelo fato de que essas teorias se tratam de modelo analíticos e empíricos, baseados na observação de estudos experimentais o que, de certa forma, as torna mais conservadoras. Além de que, estão estritamente relacionadas aos estudos

desses autores, podendo-se expandir para outros estudos apenas como formas de mensuração e observação na semelhança de comportamento nos resultados obtidos.

Após observados os valores médios de resistência obtidos relacionados aos três tipos de junta, são filtrados dos 36 modelos não-grauteados analisados, os que fornecem os melhores resultados quando comparados com os valores experimentais obtidos por Oliveira (2016) para determinada espessura de junta. As FIGURAS 41, 42, 43 e 44 mostram o comportamento das curvas carga-deslocamento para os prismas B3A1, B1A2, B2A1 e B2A2, respectivamente. Os resultados destes prismas foram escolhidos por apresentarem os resultados mais favoráveis.

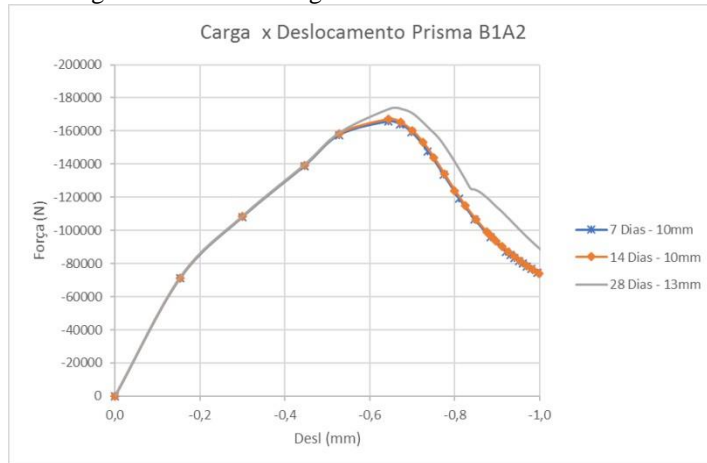
Figura 41 - Curvas carga-deslocamento - Prisma B3A1



Fonte: AUTOR

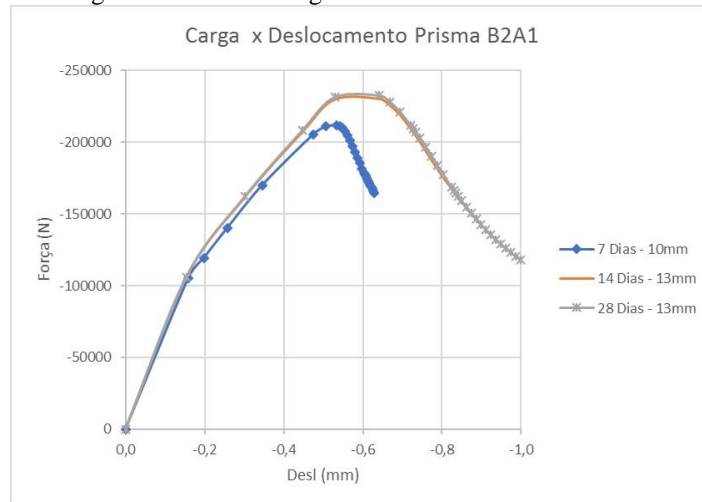
A comparação dos valores numéricos da resistência à compressão na área líquida dos prismas supracitados com os respectivos resultados experimentais e teórico formulado por Oliveira (2016) estão mostrados na TABELA 23. Observa-se que os valores de resistência à compressão obtidos numericamente são bastante aceitáveis. As diferenças percentuais destes em relação aos valores experimentais em nenhum dos casos superou 5,0%.

Figura 42 - Curvas carga-deslocamento - Prisma B1A2



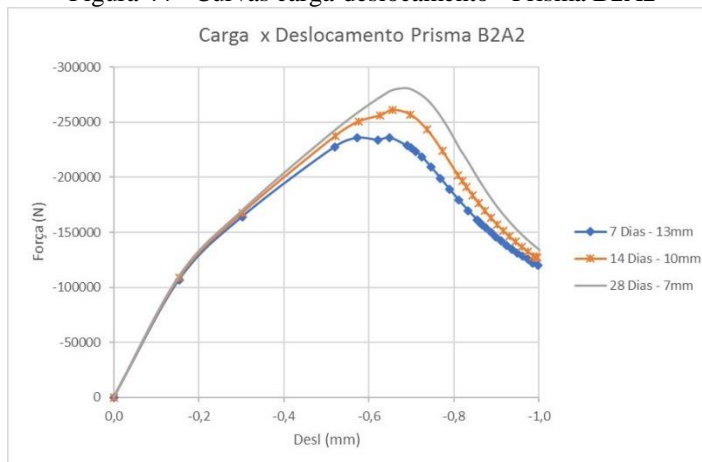
Fonte: AUTOR

Figura 43 - Curvas carga-deslocamento - Prisma B2A1



Fonte: AUTOR

Figura 44 - Curvas carga-deslocamento - Prisma B2A2



Fonte: AUTOR

Tabela 23 - Comparação de resistências à compressão na área líquida para os prismas não-grauteados com a idade - experimental e teórico vs. numérico

Resistência à Compressão (MPa) de Prismas Não-grauteados - Área Líquida									
		Experimental			Teórico			Numérico	
Prisma	Idade	Oliveira (2016)	Oliveira (2016)	Dif. (%)		Esp Junta (mm)	Dif. (%)		
B2A2	7	9,859	9,88	0,21%	9,994	13	1,37%		
	14	10,798	10,721	0,71%	11,057	10	2,40%		
	28	11,78	11,375	3,44%	11,903	7	1,04%		
B2A1	7	8,782	8,752	0,34%	8,978	10	2,23%		
	14	9,524	9,046	5,02%	9,753	13	2,40%		
	28	9,862	8,382	15,01%	9,858	13	0,04%		
B3A1	7	8,718	9,034	3,62%	8,9	13	2,09%		
	14	8,717	9,333	7,07%	9,096	13	4,35%		
	28	8,753	10,019	14,46%	9,161	13	4,66%		
B1A2	7	6,915	6,924	0,13%	7,016	10	1,46%		
	14	6,982	6,99	0,11%	7,076	10	1,35%		
	28	7,571	7,784	2,81%	7,346	13	2,97%		

Fonte: AUTOR

A maior parte dos valores teóricos também estão próximos dos experimentais, sendo observadas disparidades consideráveis para os prismas B3A1 e B2A1, ambos aos 28 dias com taxas percentuais de até 15,0% de diferença. Contudo, isto não foi observado nos resultados numéricos, cujas diferenças são inferiores a 5 %.

Essa diferença com relação ao prisma B2A1 pode estar ligada ao fato de que a resistência para esse modelo aos 28 dias de idade foi menor do que para a resistência aos 14 dias, o que não é normal.

Com relação ao prisma B3A1, houve um aumento considerável da resistência do modelo de 14 dias para 28 dias nos resultados teóricos, mantendo-o mais aproximado do resultado numérico do que do próprio resultado experimental, numa taxa de 8,3%.

Comparando-se novamente os valores numéricos com valores teóricos desenvolvidos por Khalaf (1991 – Equação 6) e também por Khalaf et al. (1994 – Equação 7), obtidos agora com relação à área bruta (TABELA 24).

Tabela 24 – Comparação das resistências à compressão na área bruta para os prismas não-grauteados – numérico vs. teórico

Resistência à Compressão (MPa) de Prismas Não-grauteados - Área Bruta							
Prisma	Idade	Numérico		Khalaf (1991)	Teórico		Dif. (%)
			Esp Junta (mm)		Dif. (%)	Khalaf et al (1994)	
B2A2	7	5,889	13	4,902	16,76%	5,835	0,92%
	14	6,516	10		24,77%		10,45%
	28	7,015	7		30,12%		16,82%
B2A1	7	5,291	10	4,506	14,84%	5,043	4,69%
	14	5,747	13		21,59%		12,25%
	28	5,809	13		22,43%		13,19%
B3A1	7	5,245	13	4,857	7,40%	5,394	2,84%
	14	5,361	13		9,40%		0,62%
	28	5,399	13		10,04%		0,09%
B1A2	7	4,134	10	3,231	21,84%	4,164	0,73%
	14	4,169	10		22,50%		0,12%
	28	4,304	13		24,93%		3,25%

Fonte: AUTOR

Pode-se observar que com relação a estes modelos teóricos, os resultados numéricos apresentaram algumas disparidades. Contudo, pode-se ainda observar algumas semelhanças nas proporções de resistências encontradas entre os modelos, principalmente quando se observa os valores obtidos pelas equações de Khalaf et al. (1994), onde a maior parte das taxas de diferença são menores do que 5,0%.

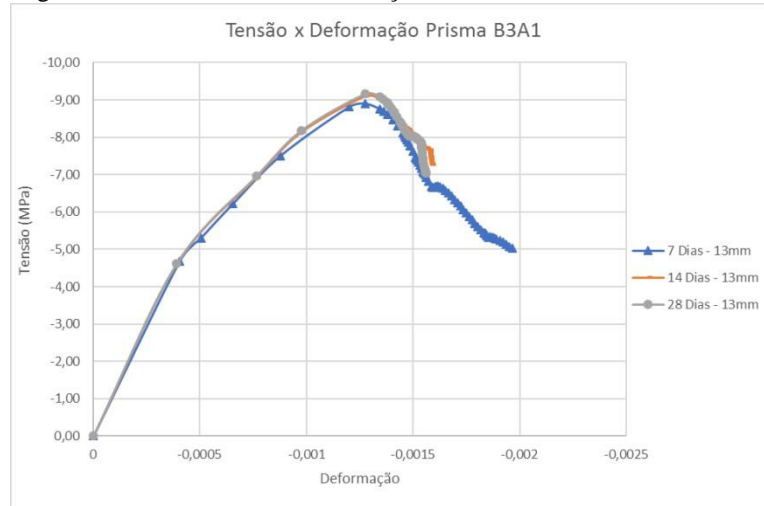
Deve-se salientar que modelos teóricos são gerados na maioria das vezes de forma empírica e intrínseca ao estudo individual feito por cada autor. Estas teorias podem abranger outros resultados, mas muitos coeficientes podem não funcionar da mesma forma. Sendo assim, na geração de modelo teóricos sempre há uma certa gama de conservadorismo na geração dos modelos.

Um modelo numérico é gerado para que seu comportamento seja o mais aproximado do modelo experimental, ou seja, do comportamento real da estrutura. Sendo assim, se considerarmos um certo fator de conservadorismo dos modelos teóricos mostrados, as taxas de disparidade podem ser consideradas aceitáveis, pois os resultados fornecidos por estas são menores do que os numéricos. Evidenciando para os resultados a sensação já conhecida de procedimentos para dimensionamentos estruturais, de minoração das resistências dos materiais e majoração das cargas, ou seja, aplicação de coeficientes de segurança internos aos modelos.

Os valores de módulos de elasticidade numéricos também são comparados com os valores experimentais. A partir das curvas carga-deslocamento para os prismas não-grauteados observados anteriormente, são traçadas as curvas tensão-deformação (Figura 45, Figura 46,

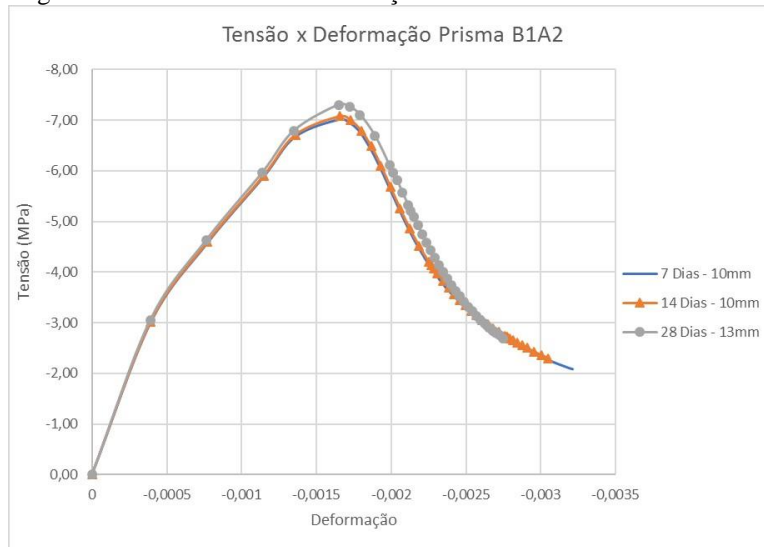
Figura 47, Figura 48) para a obtenção dos módulos de elasticidade. Para padronizar os resultados destes módulos, estima-se uma deformação linear que represente o primeiro trecho do gráfico com valores aproximados à -0,5%.

Figura 45 - Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B3A1



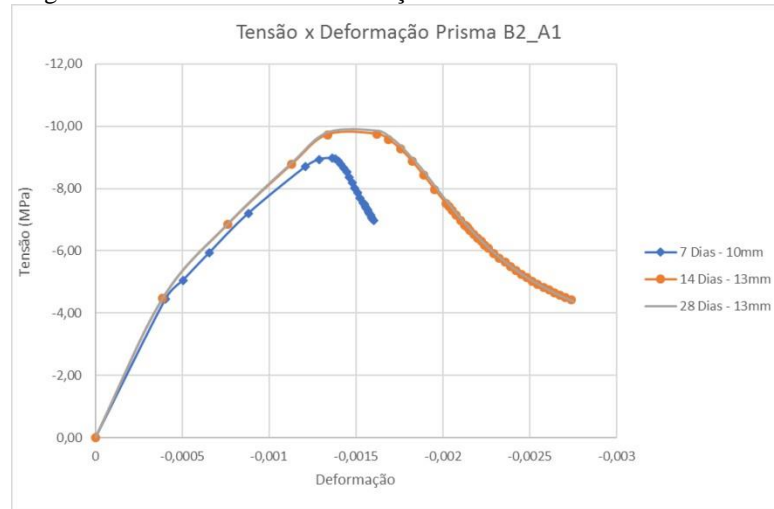
Fonte: AUTOR

Figura 46 - Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B1A2



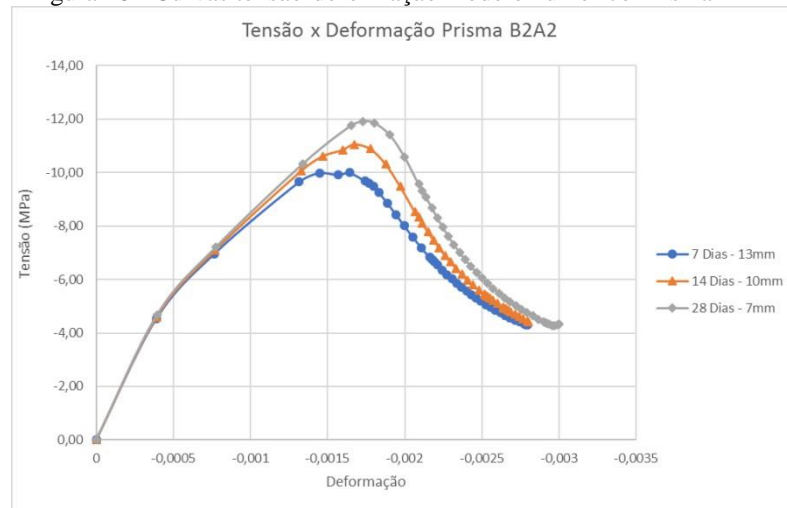
Fonte: AUTOR

Figura 47 - Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B2A1



Fonte: AUTOR

Figura 48 - Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B2A2



Fonte: AUTOR

Os resultados numéricos dos módulos de elasticidade são mostrados na TABELA 25 junto com os valores experimentais obtidos por Oliveira (2016) e com os modelos teóricos estabelecidos pela EN 1996-1-1 PART 1-1 (EUROCODE 6, 2005) e pela NBR 15961-1 (ABNT, 2010). Esses valores teóricos são baseados nos valores de resistências à compressão obtidos experimentalmente e apresentados por Oliveira (2016).

Tabela 25 – Comparação dos módulos de elasticidade para os prismas não-grauteados – experimental vs. numérico vs. teórico

Módulo de Elasticidade (MPa) de Prismas Não-grauteados - Área Líquida									
Experimental			Numérico			Teórico			
Prisma	Idade	Oliveira (2016)		Esp Junta (mm)	Dif. (%)	EUROCODE 6 (2005)	Dif. (%)	NBR 15961-1 (2010)	Dif. (%)
B2A2	7	11510	11654,02	13	1,25%	9859,000	14,34%	7887,000	31,48%
	14	11895	11752,65	10	1,20%	10798,000	9,22%	8638,000	27,38%
	28	12743	11851,58	7	7,00%	11780,000	7,56%	9424,000	26,05%
B2A1	7	6590	6933,80	10	5,22%	8782,000	33,26%	7026,000	6,62%
	14	7623	7757,50	13	1,76%	9524,000	24,94%	7619,000	0,05%
	28	7653	7801,00	13	1,93%	9862,000	28,86%	7890,000	3,10%
B3A1	7	8087	11579,32	13	43,18%	8718,000	7,80%	6974,000	13,76%
	14	12190	11782,09	13	3,35%	8717,000	28,49%	6974,000	42,79%
	28	14250	11825,56	13	17,01%	8753,000	38,58%	7002,000	50,86%
B1A2	7	7220	7648,00	10	5,93%	6915,000	4,22%	5532,000	23,38%
	14	7390	7680,90	10	3,94%	6982,000	5,52%	5586,000	24,41%
	28	7433	7828,50	13	5,32%	7571,000	1,86%	6057,000	18,51%

Fonte: AUTOR

Pode-se observar (TABELA 25) que a maior parte dos módulos de elasticidade numéricos têm aproximações consideráveis aos resultados experimentais, com variações menores do que 6,0%, validando com isso o comportamento de deformabilidade linear das amostras numéricas.

A maior diferença de resultados é observada para o prisma B3A1. Isto pode ser explicado pelo fato de a variação do módulo de elasticidade para o mesmo ter um comportamento de crescimento diferente dos demais, que podem estar relacionados à problemas de equipamento na leitura do ensaio.

Ainda com relação ao observado para o prisma B3A1, os valores teóricos também demonstram taxas de crescimento para o módulo de elasticidade com uma certa proporcionalidade o que pode comprovar que alguma anormalidade ocorreu para os valores experimentais deste modelo.

Com relação aos valores normativos, pode-se notar que há uma maior disparidade entre os resultados obtidos experimentalmente, o que pode ser justificado novamente pelas considerações conservadoras admitidas na geração desses modelos.

Neste aspecto de conservadorismo, pode-se notar que a norma brasileira NBR 15691-1 (2010) mostra-se mais conservadora, já que forneceu os menores valores para esta propriedade na maioria dos casos.

Novamente, pode-se afirmar que o modelo numérico fornece valores mais aproximados aos dos experimentais do que os teóricos na maioria dos modelos. Contudo, o

comportamento de crescimento proporcional do valor do Módulo de Elasticidade com o envelhecimento dos materiais, é melhor observado nos valores numéricos e teóricos por não serem muito dependentes de fatores externos como os experimentais.

Após a observação dos resultados pode-se considerar a validação do modelo numérico de prismas não-grauteados desta pesquisa.

6.2.2 Grauteados

Assim como foi feito para os modelos não-grauteados, os resultados para os modelos numéricos grauteados são encontrados a partir da obtenção da carga de ruptura para o elemento e a validação dos resultados também se dá pela comparação com os valores obtidos por Oliveira (2016).

O valor de carga máxima de ruptura, obtidos a partir dos gráficos carga-deslocamento, é dividido considerando-se apenas a área bruta de cada prisma, já que estes com o grauteamento, passam a ter os espaços dos furos completamente preenchidos.

Os valores médios de resistência à compressão dos prismas grauteados, para as amostras com junta de 7,0 mm, 10,0 mm e 13,0 mm em cada idade, em comparação com os valores experimentais e teórico obtidos por Oliveira (2016) podem ser observados na TABELA 26.

Tabela 26 – Comparação das resistências à compressão média para as três juntas de argamassa na área bruta para os prismas grauteados com a idade – experimental e teórico vs. numérico

Resistência à Compressão (MPa) de Prismas Grauteados - Área Bruta						
		Experimental		Teórico	Numérico	
		Oliveira (2016)	Oliveira (2016)		Valor médio para as 3 Esp de Juntas	Dif. (%)
B2A1G1	7	13,485	13,76	2,07%	14,094	4,52%
	14	14,237	14,56	2,25%	14,683	3,13%
	28	14,894	15,77	5,88%	16,199	8,76%
B2A1G2	7	13,01	13,60	4,53%	13,337	2,51%
	14	14,394	14,75	2,47%	14,52	0,88%
	28	14,622	14,75	0,84%	15,431	5,53%
B3A1G2	7	13,413	13,74	2,40%	13,963	4,10%
	14	13,712	14,77	7,69%	14,832	8,17%
	28	18,393	16,16	12,14%	15,974	13,15%

Fonte: AUTOR

Também de forma bem aceitável, os modelos numéricos de prismas grauteados apresentam resultados bem próximos dos valores experimentais e teóricos (Oliveira, 2016). As

diferenças percentuais são, em sua maior parte, menores do que 9,0% com relação aos modelos experimentais e ainda menores com relação aos modelos teóricos.

A maior disparidade percentual é observada para o prisma B3A1G2 aos 28 dias de idade. Isto está relacionado ao fato de que para o modelo experimental, a resistência observada é muito superior à obtida para o prisma B3A1G2 aos 14 dias, não demonstrando o que se espera na evolução da resistência com a idade.

Quando se observa os resultados teóricos para o prisma B3A1G2, tem-se uma melhor noção do comportamento esperado para esse e, além disso, esses resultados são bem mais aproximados aos resultados numéricos.

Valores obtidos pelas equações de Oliveira (2016), Jaber (2010 – Equação 8) e Khalaf (1991 – Equação 6) também são comparados com os resultados numéricos para melhorar as conclusões sobre a validação dos modelos. O primeiro diferente dos demais, levou em consideração na formulação a influência da idade dos materiais na definição da resistência final à compressão dos prismas. Estes resultados são mostrados na TABELA 27.

Tabela 27 - Comparação das resistências à compressão média para as três juntas de argamassa na área bruta para os prismas não-grauteados com a idade – numérico vs. teórico

Resistência à Compressão (MPa) de Prismas Grauteados - Área Bruta						
		Numérico		Teórico		
		Valor médio para as 3 Esp de Juntas				
Prisma	Idade		Khalaf (1991)	Dif. (%)	Jaber (2010)	Dif. (%)
B2A1G1	7	14,094	16,216	15,06%	14,567	3,36%
	14	14,683		10,44%		0,79%
	28	16,199		0,10%		10,07%
B2A1G2	7	13,337	14,996	12,44%	14,484	8,60%
	14	14,52		3,28%		0,25%
	28	15,431		2,82%		6,14%
B3A1G2	7	13,963	15,347	9,91%	14,992	7,37%
	14	14,832		3,47%		1,08%
	28	15,974		3,93%		6,15%

Fonte: AUTOR

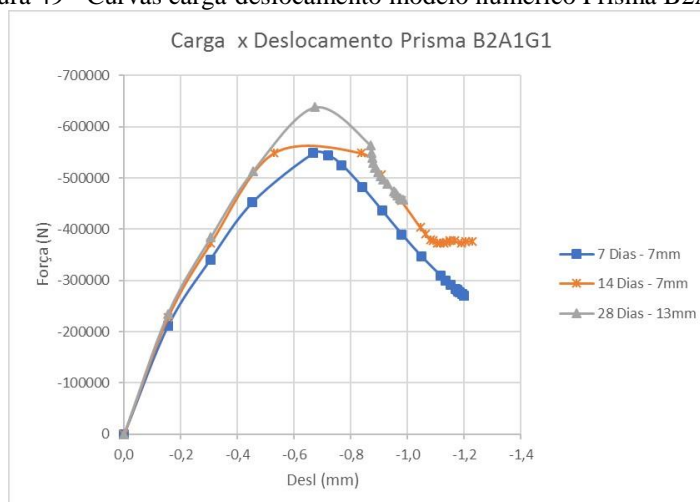
Observa-se que com relação aos valores teóricos de outros autores, os valores médios de resistência também se mostram bem satisfatórios para uma boa parte das amostras principalmente com relação a teoria desenvolvida por Jaber (2010). Com diferenças percentuais menores do que 10,0%.

Para o modelo de Khalaf (1991) também são observadas boas proporções entre os resultados. Sendo observados disparidades maiores para os casos com idade de 7 dias para os

modelos B2A1G1 e B2A1G2, que certamente estão relacionadas ao fato do modelo teórico não levar em consideração a evolução da resistência com idade dos componentes e com isso estimar valores mais aproximados a resistência usual em projeto, que é a de 28 dias.

Para os 27 modelos grauteados analisados também são filtrados os que forneceram os melhores resultados quando comparados com os valores experimentais obtidos por Oliveira (2016), de acordo com determinada espessura de junta de argamassa. As FIGURAS 49, 50 e 51, mostram o comportamento das curvas carga-deslocamento para os modelos numéricos (B2A1G1, B2A1G2 e B3A1G2, respectivamente) que apresentam os resultados mais favoráveis.

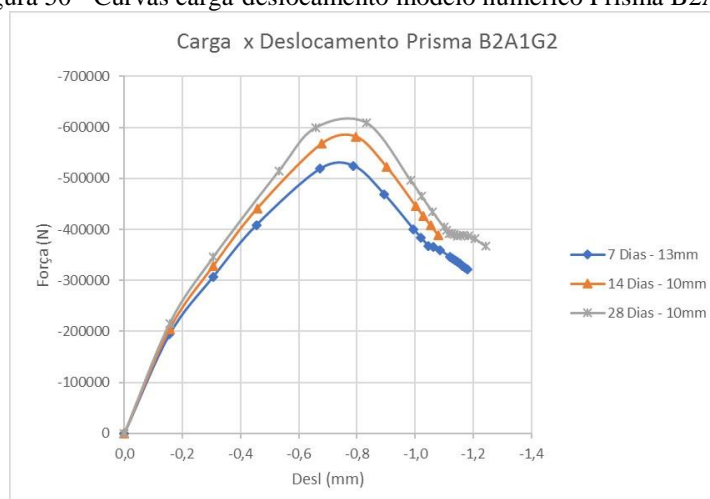
Figura 49 - Curvas carga-deslocamento modelo numérico Prisma B2A1G1



Fonte: AUTOR

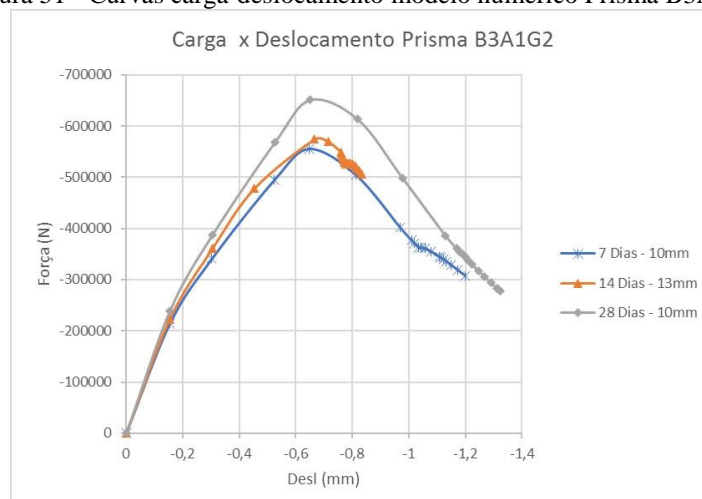
Tomando os valores de pico para as forças nas curvas observadas anteriormente e dividindo-as pela área bruta da seção do prisma, são obtidos os resultados de resistência à compressão para os modelos grauteados, que são mostrados na TABELA 28 juntamente com os valores experimentais de resistência a compressão e os valores teóricos calculados por Oliveira (2016).

Figura 50 - Curvas carga-deslocamento modelo numérico Prisma B2A1G2



Fonte: AUTOR

Figura 51 - Curvas carga-deslocamento modelo numérico Prisma B3A1G2



Fonte: AUTOR

Pode-se observar que para os modelos grauteados, as amostras numéricas também fornecem resultados bastante aceitáveis quando comparados com os valores experimentais, com taxas de erros em sua maior parte menores do que 5,0%.

As duas maiores disparidades entre os valores obtidos, pode ser vista para os modelos B2A1G1 e B3A1G2 ambos com idade de 28 dias. Contudo ao se comparar os valores numéricos com os teóricos, pode-se notar que a diferença entre eles é menor do que 2,0%; o que de certa forma justifica a aceitabilidade dos valores numéricos obtidos devido a boa representatividade do comportamento.

Tabela 28 – Comparação das resistências à compressão na área bruta para os prismas grauteados com a idade - experimental e teórico vs. numérico

Resistência à Compressão (MPa) de Prismas Grauteados - Área Bruta							
		Experimental		Teórico		Numérico	
Prisma	Idade	Oliveira (2016)	Oliveira (2016)	Dif. (%)		Esp. Junta (mm)	Dif. (%)
B2A1G1	7	13,485	13,76	2,07%	13,696	7	1,56%
	14	14,237	14,56	2,25%	13,703	7	3,75%
	28	14,894	15,77	5,88%	15,937	13	7,00%
B2A1G2	7	13,01	13,60	4,53%	13,084	13	0,57%
	14	14,394	14,75	2,47%	14,523	10	0,90%
	28	14,622	14,75	0,84%	15,21	10	4,02%
B3A1G2	7	13,413	13,74	2,40%	13,873	10	3,43%
	14	13,712	14,77	7,69%	14,342	13	4,59%
	28	18,393	16,16	12,14%	16,246	10	11,67%

Fonte: AUTOR

Ainda com relação ao prisma B3A1G2, observa-se que a resistência do mesmo aos 28 dias de idade é muito superior ao observado para os 14 dias, que de certa forma pode ser considerado como fora do normal.

Comparando-se agora com os valores teóricos obtidos pelas equações de Jaber (2010 – Equação 8) e Khalaf (1994 – Equação 7) para modelos de prismas grauteados (TABELA 29). Observa-se que as diferenças percentuais entre os valores obtidos confirmam que as formulações teóricas não se mostram muito conservadoras. Como nestes modelos teóricos não é possível obter os valores em função da idade dos materiais, a comparação com os valores numéricos pode melhor ser observada para a idade de 28 dias, que seria a utilizada em situação de projeto.

Portanto, as amostras numéricas com 28 dias de idade apresentam as menores diferenças com relação ao modelo teórico de Khalaf (1991), onde o mesmo acaba não se comportando de forma tão conservadora na definição da resistência à compressão de prismas grauteados. Isto pode estar relacionado ao fato de que os prismas preenchidos com graute não necessita de coeficientes de minoração de resistências como os observados para os prismas não-grauteados.

Para o caso das comparações com o modelo teórico de Jaber (2010), pode-se observar que para todas as leituras não há diferenças consideráveis com os valores numéricos, porém para a idade de 28 dias os resultados teóricos se mostram mais conservadores indicando o que já foi concluído anteriormente sobre a geração desses modelos.

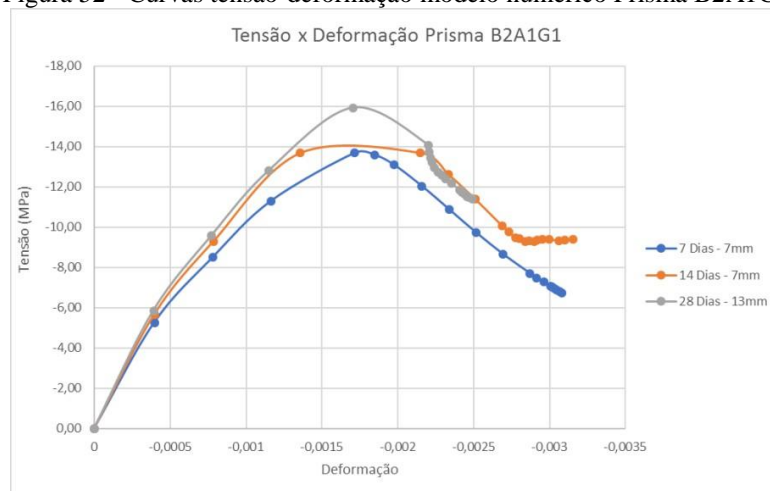
Tabela 29 – Comparação das resistências à compressão na área bruta para os prismas grauteados com a idade – numérico vs. teórico

Resistência à Compressão (MPa) de Prismas Grauteados - Área Bruta						
Prisma	Idade	Numérico		Teórico		
			Esp Junta (mm)	Khalaf (1991)	Dif. (%)	Jaber (2010)
B2A1G1	7	13,696	7		18,40%	6,36%
	14	13,703	7	16,216	18,34%	6,31%
	28	15,937	13		1,75%	8,60%
B2A1G2	7	13,084	13		14,61%	10,70%
	14	14,523	10	14,996	3,26%	0,27%
	28	15,21	10		1,41%	4,77%
B3A1G2	7	13,873	10		10,62%	8,07%
	14	14,342	13	15,347	7,01%	4,53%
	28	16,246	10		5,53%	7,72%

Fonte: AUTOR

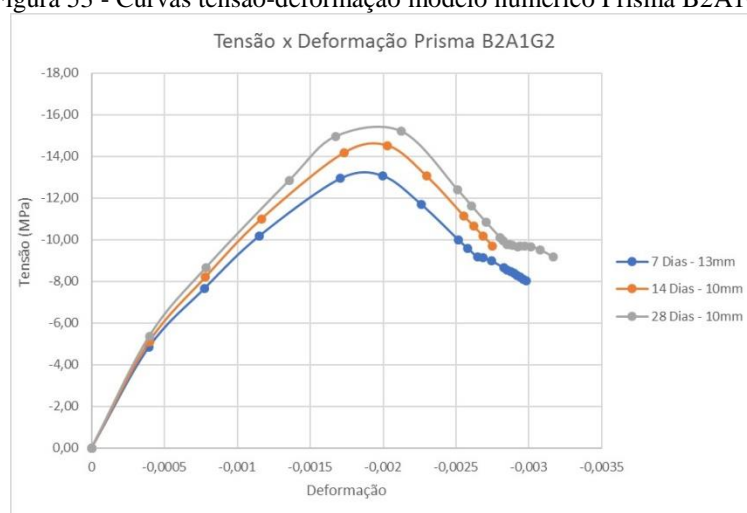
Da mesma forma como foi feito para os prismas não-grauteados, a partir das curvas carga-deslocamento dos respectivos gráficos para os prismas grauteados observados anteriormente, são traçadas as curvas tensão-deformação para a obtenção dos módulos de elasticidade (E). O valor de Módulo de Young também é tomado para uma deformação aproximada de 0,5 % em todos os modelos.

Figura 52 - Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B2A1G1



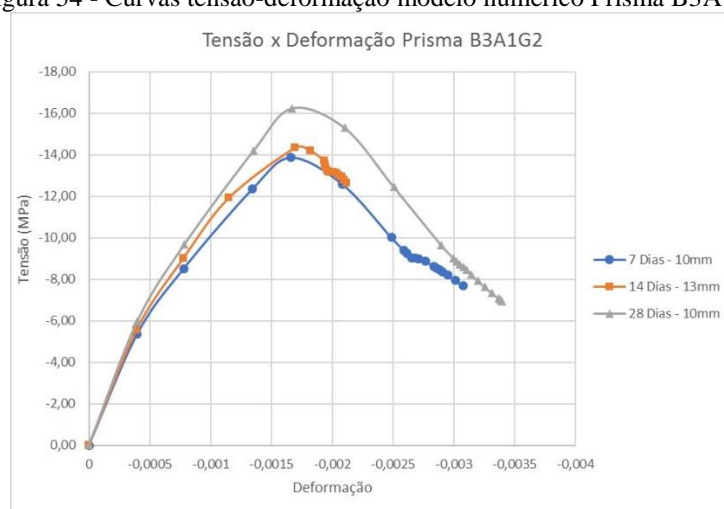
Fonte: AUTOR

Figura 53 - Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B2A1G2



Fonte: AUTOR

Figura 54 - Curvas tensão-deformação modelo numérico Prisma B3A1G2



Fonte: AUTOR

A TABELA 30 mostra a comparação dos valores de módulos de elasticidade obtidos experimentalmente por Oliveira (2016) com os resultados obtidos numericamente e junto também com os modelos teóricos estabelecidos pela EN 1991-1-1 PART 1-1 (EUROCODE 6,2005) e pela NBR 15961-1 (ABNT, 2010) para os modelos grauteados.

Tabela 30 - Comparativo de módulos de elasticidade para os prismas grauteados

Módulo de Elasticidade (MPa) de Prismas Grauteados - Área Bruta									
Experimental			Numérico			Teórico			
Prisma	Idade	Oliveira (2016)	Esp Junta (mm)	Dif. (%)	EUROCODE 6 (2005)	Dif. (%)	NBR 15961-1	Dif. (%)	
B2A1G1	7	14347	13296,85	7	7,32%	13485,0	6,01%	10788,0	24,81%
	14	20615	14302,67	7	30,62%	14237,0	30,94%	11389,6	44,75%
	28	24313	14997,24	13	38,32%	14894,0	38,74%	11915,2	50,99%
B2A1G2	7	18980	12330,46	13	35,03%	13010,0	31,45%	10408,0	45,16%
	14	20740	12897,30	10	37,81%	14394,0	30,60%	11515,2	44,48%
	28	20720	13560,89	10	34,55%	14622,0	29,43%	11697,6	43,54%
B3A1G2	7	16397	13531,48	10	17,48%	13413,0	18,20%	10730,4	34,56%
	14	18282	14185,52	13	22,41%	13712,0	25,00%	10969,6	40,00%
	28	19407	15046,12	10	22,47%	18393,0	5,22%	14714,4	24,18%

Fonte: AUTOR

Com relação ao módulo de elasticidade para os prismas grauteados, os resultados numéricos obtidos mostraram disparidades consideráveis quando comparados com os valores encontrados experimentalmente. Com diferenças percentuais variando entre 7,0% a 38,0%.

Contudo, quando os valores numéricos são comparados com os valores fornecidos pelas formulações normativas, pode-se observar que há uma aproximação significativa, principalmente para os obtidos pela teoria da EN 1991-1-1 PART 1-1 (EUROCODE 6,2005).

Pode-se observar também, o conservadorismo da norma brasileira NBR 15961-1:2010 (ABNT, 2010) na definição dessa propriedade para os prismas grauteados que não foi observada para os prismas não-grauteados. A obtenção por meio dela de valores bem menores do que os experimentais podem estar evidenciando problemas nas leituras experimentais para esta propriedade.

Oliveira (2016) em seu estudo citou que teve problemas de equipamento para a obtenção de valores confiáveis para o módulo de elasticidade dos blocos. E em seguida algumas leituras do medidor de deformação nos ensaios de prismas não puderam ser feitas e isso certamente pode ter influenciado na definição dos valores médios finais para essa propriedade.

Pelo que foi observado na TABELA 30 pode-se concluir que os modelos numéricos de prismas grauteados são menos rígidos do que os valores experimentais, sendo, portanto, mais deformáveis do que os experimentais. Isto pode estar relacionado aos parâmetros de viscosidade utilizados no modelo de dano plástico.

Pode-se novamente concluir a validação do modelo numérico para os prismas grauteados, já que os mesmos forneceram resultados de resistência à compressão bem satisfatórios. Para o módulo de elasticidade pode-se supor que mesmo com as disparidades observadas, os valores experimentais para esta propriedade podem não ser tão confiáveis, já

que com relação aos demais valores teóricos, o modelo numérico se mostrou mais aproximado e coerentes com os mesmos resultados observados antes para os modelos não-grauteados.

Na apresentação dos resultados acima, tanto para prismas grauteados como não-grauteados, as comparações com modelos teóricos de normas e também de outros estudos se fez necessária para compreender os comportamentos das amostras e verificar se os modelos numéricos apresentam alguma semelhança com estes.

Pelo que foi apresentado pôde-se observar que algumas disparidades de resultados com esses modelos foram de certa forma consideráveis, contudo deve-se salientar que essas formulações são geradas intrinsicamente a determinados estudos e sendo assim podem ter considerações específicas sobre cada uma com relação ao estudo experimental feito para obtê-las, assim como nas considerações de segurança necessárias para posterior utilização delas no dimensionamento estrutural.

Entretanto, o modelo numérico se comportou de forma bastante favorável em todas as comparações. Com relação aos modelos experimentais e teóricos de Oliveira (2016) as diferenças percentuais foram bem pequenas, o que era de se esperar já que as amostras computacionais foram detalhadamente modeladas a partir das considerações do referido autor.

E como foi dito, quando comparado com outros valores teóricos, o modelo numérico também se mostrou bastante admissível, já que apresentou semelhanças de comportamento idênticas as estimadas por essas formulações.

Após os resultados apresentados nos tópicos 5.2.1 e 5.2.2; a observação e discussão destes, chegou-se à conclusão de validação da metodologia utilizada na geração dos modelos numéricos por elementos finitos dos componentes da alvenaria estrutural. Com isso, tomou-se a liberdade para se realizar novos estudos sobre o comportamento da alvenaria estrutural e de seus componentes, que serão apresentados nos próximos tópicos.

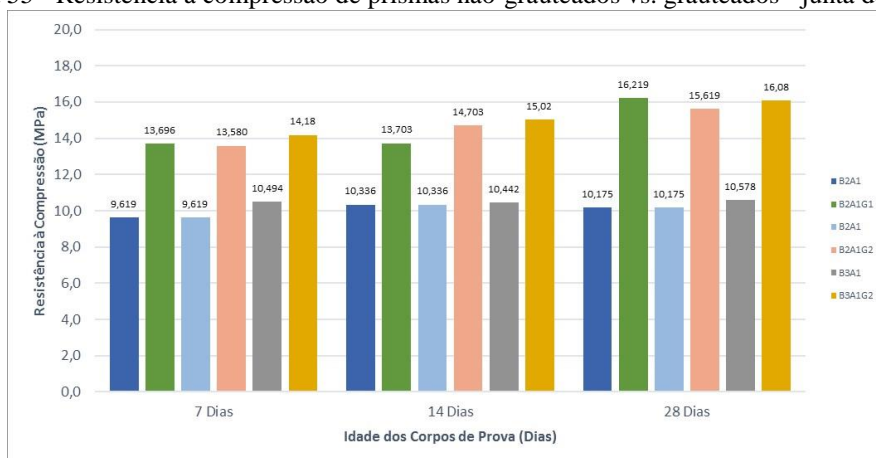
6.2.3 *Influência do Grauteamento*

Como foi dito na revisão bibliográfica deste texto, a utilização de graute no preenchimento dos vazios da alvenaria está ligado à necessidade de aumentar a resistência de determinados trechos de paredes em alvenaria estrutural.

Sendo assim para comprovar esse fato, são feitas comparações entre os modelos numéricos grauteados e não-grauteados para diferentes idades e para os 3 tipos de espessura de junta de argamassa. Esses resultados são mostrados nas FIGURAS 55, 56 e 57. Essas figuras

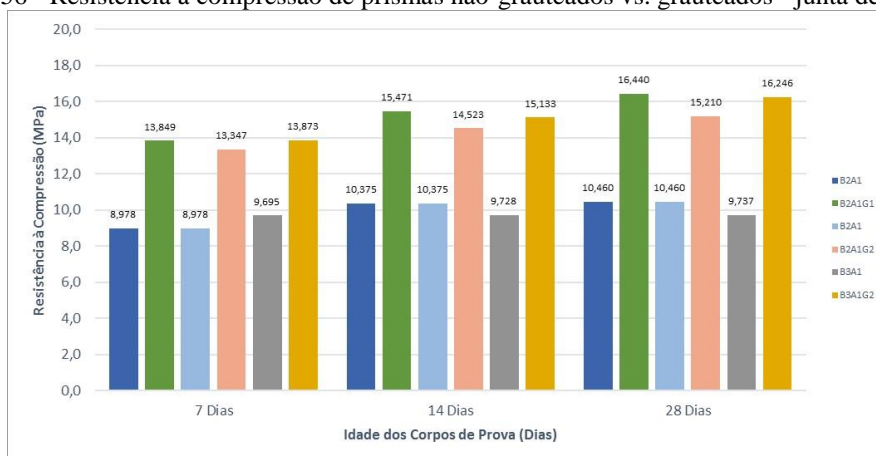
evidenciam que há um considerável aumento na resistência à compressão de prismas com o preenchimento dos vazios dos blocos de concreto com o graute, para as três juntas consideradas.

Figura 55 - Resistência à compressão de prismas não-grauteados vs. grauteados - junta de 7.0mm



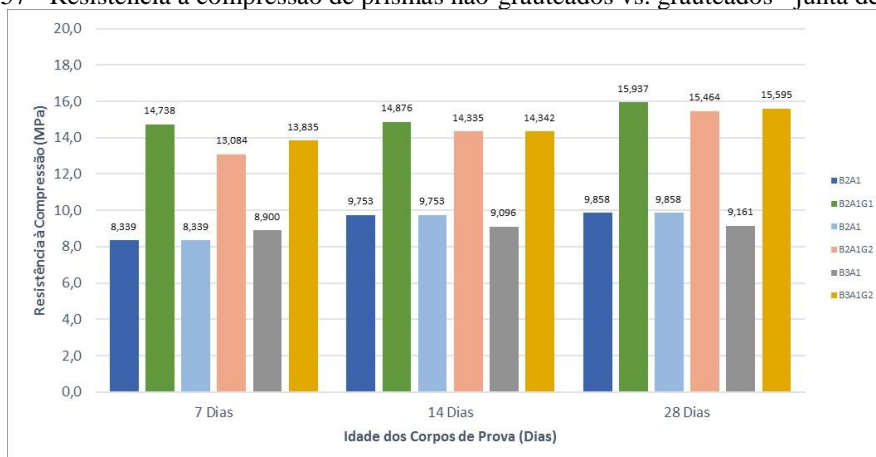
Fonte: AUTOR

Figura 56 - Resistência à compressão de prismas não-grauteados vs. grauteados - junta de 10.0mm



Fonte: AUTOR

Figura 57 - Resistência à compressão de prismas não-grauteados vs. grauteados - junta de 13.0mm



Fonte: AUTOR

Segundo Ramalho e Côrrea (2003), a resistência de blocos de concreto grauteados pode ser considerado como o dobro para o bloco não-grauteado. A TABELA 58 mostram as taxas percentuais de aumento na resistência à compressão dos prismas com o seu grauteamento.

Figura 58 - Aumento percentual na resistência à compressão com o grauteamento de prismas

Taxa de Aumento na Resistência à Compressão com o Grauteamento (%)				
Prismas	Esp			
	Junta (mm)	7 Dias	14 Dias	28 Dias
B2A1 / B2A1G1	7	30%	25%	37%
	10	35%	33%	36%
	13	43%	34%	38%
B2A1 / B2A1G2	7	29%	30%	35%
	10	33%	29%	31%
	13	36%	32%	36%
B3A1 / B3A1G2	7	26%	30%	34%
	10	30%	36%	40%
	13	36%	37%	41%

Fonte: AUTOR

Pode-se notar aumentos que variam de 25% a 43%, o que confirmam novamente o bom comportamento do modelo numérico, já que forneceu valores esperados para comparações desse tipo. Os maiores aumentos percentuais ocorrem para as amostras com juntas de argamassa de espessura de 13,0mm. Isto pode estar relacionado ao fato de que a deformabilidade do prisma é aumentada com o aumento da espessura da junta e, sendo assim, a inserção do graute acaba por devolver de forma mais significativa a rigidez a estrutura e a diminuição da deformabilidade do que para as os modelos com juntas de 7.0mm e 10.0mm.

6.2.4 Evolução e Variação da Resistência Devido à Idade dos Componentes e Espessura das Juntas de Argamassa

Como já foi visto, os valores para as propriedades de grautes e argamassas foram definidos experimentalmente para três idades distintas e Oliveira (2016) analisou a evolução e influência disso na resistência dos prismas.

Tomando-se como bases todos os valores obtidos numericamente neste estudo é apresentado neste tópico o comportamento de prismas de alvenaria estrutural com relação à idade de seus componentes e de acordo com a espessura das juntas de argamassa.

As TABELAS 31 e 32 mostram de forma detalhada a evolução da resistência à compressão dos prismas não-grauteados e grauteados obtidas numericamente para todas as

idades 7, 14 e 28 dias e também para todas as espessuras de junta de argamassa levadas em consideração na pesquisa (7,0; 10,0 e 13,0 mm).

Como pode-se observar ainda, com exceção do prisma B2A1G1 de junta 7,0mm, todos os demais prismas chegaram a um valor de resistência à compressão aos 14 dias superior a 90% da resistência verificada aos 28 dias. Este mesmo comportamento foi verificado nos modelos experimentais de Oliveira (2016) e também em outras pesquisas semelhantes, levando-se a mais uma confirmação sobre o bom desempenho da metodologia usada para a geração do modelo numérico.

A FIGURA 59 mostra graficamente a evolução dos valores de resistências à compressão para os modelos com juntas de argamassa que proporcionaram as melhores aproximações com os valores experimentais e vistos nos tópicos anteriores.

Tabela 31 - Evolução da resistência à compressão de prismas não-grauteados com a idade e para as três espessuras de juntas de argamassa

Evolução da Resistência à Compressão com a Idade - Prismas Não-Grauteados						
Prisma	Esp Junta (mm)	Resistência à Compressão (MPa)			Relação com a resis. aos 28 dias (%)	
		7 Dias	14 Dias	28 Dias	7 Dias	14 Dias
B2A2	7	11,421	11,564	11,903	96%	97%
	10	10,798	11,057	11,651	93%	95%
	13	9,994	10,274	11,314	88%	91%
B2A1	7	9,619	10,336	10,175	95%	102%
	10	8,978	10,375	10,460	86%	99%
	13	8,339	9,753	9,858	85%	99%
B3A1	7	10,494	10,442	10,578	99%	99%
	10	9,695	9,728	9,737	100%	100%
	13	8,900	9,096	9,161	97%	99%
B1A2	7	7,088	7,123	7,304	97%	98%
	10	7,016	7,076	7,337	96%	96%
	13	6,918	7,006	7,346	94%	95%

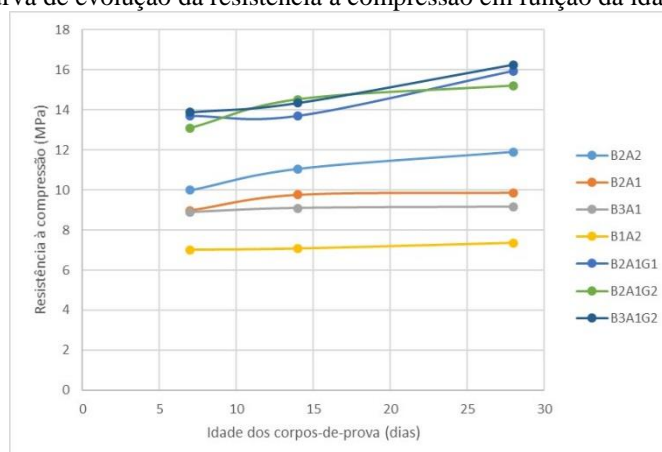
Fonte: AUTOR

Tabela 32 - Evolução da resistência à compressão de prismas grauteados com a idade para três espessuras de juntas de argamassa

Evolução da Resistência à Compressão com a Idade - Prismas Grauteados						
Prisma	Esp Junta (mm)	Resistência à Compressão (MPa)			Relação com a resis. aos 28 dias (%)	
		7 Dias	14 Dias	28 Dias	7 Dias	14 Dias
B2A1G1	7	13,696	13,703	16,219	84%	84%
	10	13,849	15,471	16,440	84%	94%
	13	14,738	14,876	15,937	92%	93%
B2A1G2	7	13,580	14,703	15,619	87%	94%
	10	13,347	14,523	15,210	88%	95%
	13	13,084	14,335	15,464	85%	93%
B3A1G2	7	14,182	15,021	16,081	88%	93%
	10	13,873	15,133	16,246	85%	93%
	13	13,835	14,342	15,595	89%	92%

Fonte: AUTOR

Figura 59 - Curva de evolução da resistência à compressão em função da idade dos materiais



Fonte: AUTOR

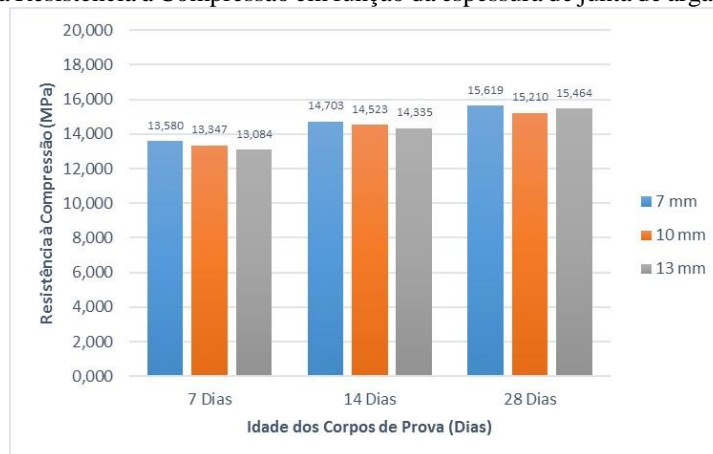
Os gráficos vistos acima mostram também a variação das resistências à compressão dos prismas em função da variação da espessura das juntas de argamassa. De forma mais clara é apresentado abaixo, gráficos de colunas que mostram a influência dessa definição geométrica no comportamento dos prismas grauteados B2A1G2 e B3A1G2 (FIGURAS 60 e 61) e não-grauteados B2A1 e B3A1 (FIGURAS 62 e 63).

Segundo Cheema e Klinger (1986), Khalaf (1996) e Mohamad (1998), o aumento da espessura das juntas de argamassa acaba por reduzir a resistência dos prismas em taxas que podem chegar a 30%. Entretanto, com relação aos modelos numéricos essa variação na resistência com a espessura não foi tão significativa como as mencionadas por esses autores. Esse comportamento deve-se ao fato de que a variação na espessura das juntas aqui

consideradas sejam as recomendadas por norma, não interferindo no valor final da resistência à compressão da alvenaria. Sendo, portanto, o comportamento esperado.

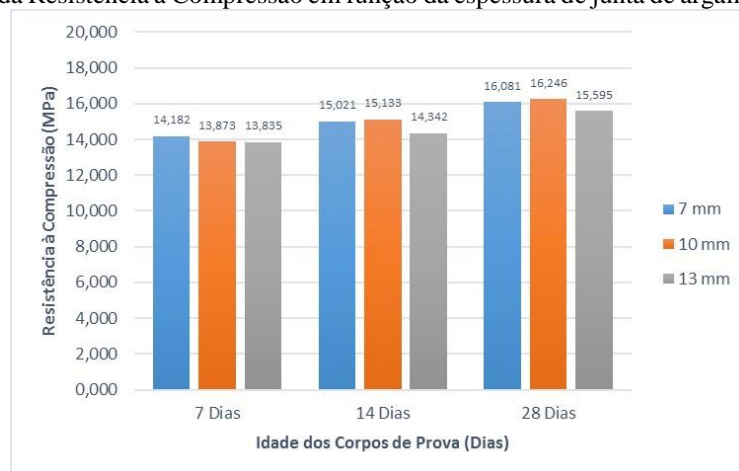
A TABELA 64 mostra as variações percentuais encontradas para as resistências à compressão dos prismas estudados com relação a passagem das espessuras da junta de 7,0mm para 10,0mm e para 13,0mm para a idade de 28 dias.

Figura 60 - Variação da Resistência à Compressão em função da espessura de junta de argamassa - Prisma B2A1G2



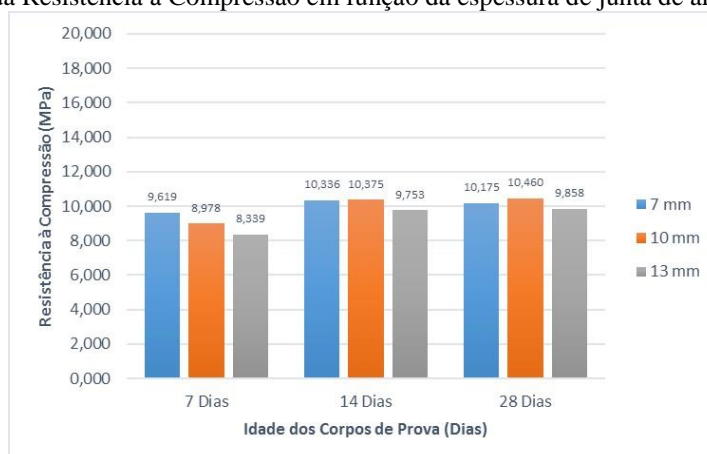
Fonte: AUTOR

Figura 61 - Variação da Resistência à Compressão em função da espessura de junta de argamassa - Prisma B3A1G2



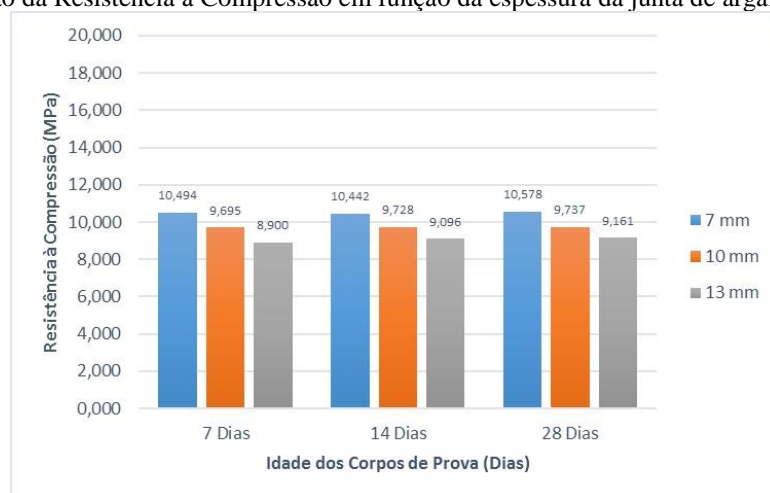
Fonte: AUTOR

Figura 62 - Variação da Resistência à Compressão em função da espessura de junta de argamassa - Prisma B2A1



Fonte: AUTOR

Figura 63 - Variação da Resistência à Compressão em função da espessura da junta de argamassa - Prisma B3A1



Fonte: AUTOR

Figura 64 - Variação da Resistência à Compressão (MPa) em função da espessura da junta de argamassa aos 28 dias

Prisma	Idade (Dias)	Espessura Junta			Variação (%) com rel. à 7,0 mm	
		7,0 mm	10,0 mm	13,0 mm		
		argamassa (MPa)				
B2A1G1	28	16,219	16,440	15,937	1,36%	-1,74%
B2A1G2	28	15,619	15,210	15,464	-2,62%	-0,99%
B3A1G2	28	16,081	16,246	15,595	1,03%	-3,02%
B2A2	28	11,903	11,651	11,314	-2,12%	-4,95%
B2A1	28	10,175	10,460	9,858	2,80%	-3,12%
B3A1	28	10,578	9,737	9,161	-7,95%	-13,40%
B1A2	28	7,304	7,337	7,346	0,45%	0,58%

Fonte: AUTOR

Pode-se observar que realmente existe uma certa variação e influência da espessura das juntas das argamassas na resistência dos prismas, contudo nota-se que ela não é muito significativa quando se varia dentro do intervalo de espessuras de 7,0mm até 13,0mm.

Além disso, pode-se notar que nem sempre a resistência será menor com o aumento da espessura da junta. Como se observa, para alguns casos com espessura de 10,0 mm, a resistência à compressão acabou sendo maior do que os casos com 7,0mm, levando-se assim a confirmação da utilização na prática como ideal da primeira faixa de espessuras.

Para os casos com espessuras de 13,0 mm, observa-se que a resistência com relação aos demais modelos (7,0mm e 10,0mm) diminuiu, o que nos leva a concluir que o aumento excessivo da espessura da junta levará a perda de resistência da estrutura.

Por fim, esta análise da influência da espessura das juntas de argamassa, acaba por validar novamente o comportamento do modelo numérico. Já que esse comportamento apresentado, entra justamente em consenso com as padronizações da norma NBR 8215 (ABNT, 1983), que indicam a adoção de juntas verticais e horizontais dentro deste mesmo intervalo, pois para valores fora dele o desempenho das paredes pode ser prejudicado.

6.2.5 Argamassamento Total x Parcial

Outro estudo feito após a validação dos modelos numéricos de prismas por esta pesquisa, diz respeito à influência do tipo de argamassamento na resistência à compressão dessas estruturas.

As mesmas considerações feitas para a obtenção dos resultados de resistência à compressão para os prismas não-grauteados com argamassamento total foram repetidas para os modelos numéricos com argamassamento parcial. Para esta característica particular são analisados apenas os prismas B3A1 e B2A2, variando-se a idade e as espessuras das juntas de argamassa.

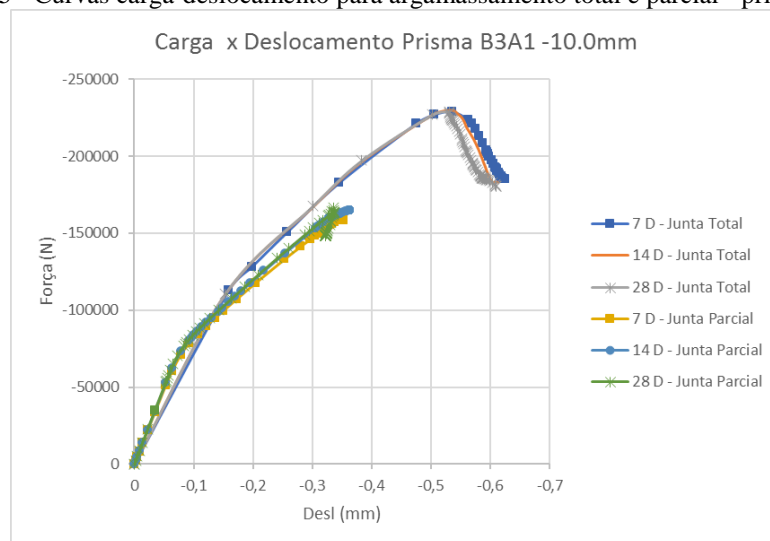
O valor de carga máxima de ruptura, obtido a partir dos gráficos carga-deslocamento, é dividido pela área bruta de cada prisma e também pela área líquida do bloco de concreto para cada exemplo. Para os 18 modelos gerados com argamassamento parcial analisados foram obtidos os gráficos carga-deslocamento e tensão-deformação. Estes são comparados com os resultados obtidos para os modelos com argamassamento total.

Para se filtrar a representação dos resultados para estas análises, optou-se por apresentar as comparações gráficas apenas para os modelos gerados com juntas com espessura

de 10,0mm, já que para os demais o comportamento foi bem semelhante e dentro das várias conclusões que foram discutidas em tópicos anteriores.

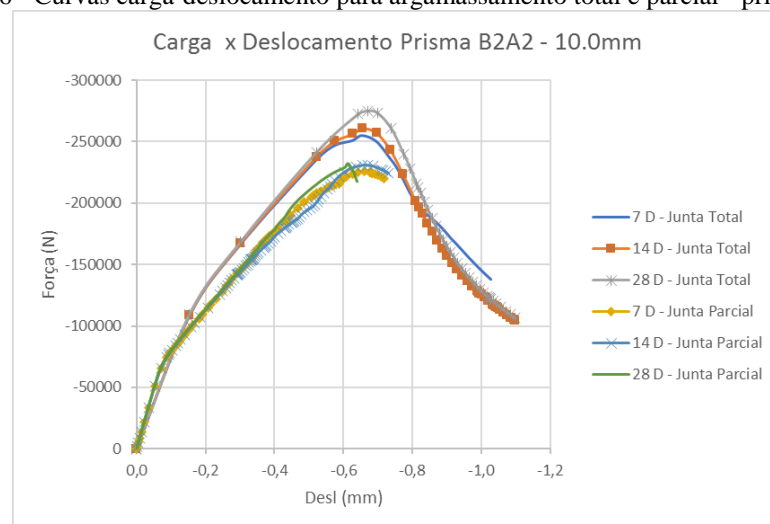
Os gráficos das FIGURAS 65 e 66, mostram o comportamento das curvas carga-deslocamento para os modelos numéricos comparados nesta análise com a variação da idade dos componentes.

Figura 65 - Curvas carga-deslocamento para argamassamento total e parcial - prisma B3A1



Fonte: AUTOR

Figura 66 - Curvas carga-deslocamento para argamassamento total e parcial - prisma B2A2



Fonte: AUTOR

Observando as curvas acima, é notável a perda de resistência de prismas quando o procedimento de argamassamento passa de Total para Parcial. Com relação a idade, os prismas com argamassamento parcial se comportam da maneira esperada. As TABELAS 33 e 34 mostram, respectivamente, todos os resultados de resistência à compressão na área bruta

encontrados para as leituras numéricas feitas para esse tópico e as consequentes taxas de redução na resistência com as mudanças do tipo de argamassamento Total para Parcial.

Tabela 33 - Comparativos de resistência à compressão para primas com argamassamento total e parcial – área bruta

Resistência à Compressão (MPa) - Área Bruta							
		Argamassamento Total			Argamassamento Parcial		
		Junta de Argamasa (mm)			Junta de Argamasa (mm)		
Prisma	Idade	7.0	10.0	13.0	7.0	10.0	13.0
B2A2	7	6,73	6,36	5,89	4,98	5,63	4,98
	14	6,81	6,52	6,05	6,02	5,76	5,07
	28	7,01	6,87	6,67	6,71	5,80	5,42
B3A1	7	6,18	5,71	5,25	4,15	4,00	3,92
	14	6,15	5,73	5,36	4,17	4,12	3,91
	28	6,23	5,74	5,40	4,18	4,16	3,97

Fonte: AUTOR

Tabela 34 - Taxa de redução na resistência à compressão com o tipo de argamassamento total para parcial (%), de acordo com a TABELA 35 - Área bruta

Prismas	Idade	Junta de Argamasa (mm)		
		7.0	10.0	13.0
B2A2	7	26%	11%	15%
	14	12%	12%	16%
	28	4%	16%	19%
B3A1	7	33%	30%	25%
	14	32%	28%	27%
	28	33%	28%	26%

Fonte: AUTOR

Pasquali (2007) encontrou taxas de redução na resistência à compressão com a mudança do tipo de argamassamento que variaram entre 19,0 a 30,0%. Já Izquierdo (2011) identificou para a mesma análise, taxas de redução que variaram entre 10,0 a 18,0%. Ambos observando essa propriedade com relação a área bruta do prisma.

Pela NBR 8949:1985 pode-se considerar uma redução de 20,0% quando se substitui o argamassamento total para parcial (TABELA 19). Observa-se que as taxas de redução encontradas numericamente variam 4% e 33%. Pode-se concluir, portanto, que os resultados são bastante aceitáveis e admissíveis.

Ainda com relação à influência do tipo de argamassamento na resistência à compressão de prismas, Conville e Woldetinsae (1990) concluíram que a resistência é aproximadamente 8,0% menor para prismas com argamassamento parcial, este valor sendo calculado na área líquida do prisma.

Assim, as TABELAS 35 e 36 mostram, respectivamente, os resultados de resistência à compressão na área líquida efetiva de assentamento para as leituras numéricas

feitas e as consequentes taxas de redução na resistência com as mudanças do tipo de argamassamento Total para Parcial.

Observa-se que as taxas de redução também variam entre 4% e 33%, para esse caso. Pode-se notar que as amostras de prisma B3A1 apresentam os resultados com maior perda de resistência à compressão quando se mudou o sistema de argamassamento, variando entre 25% a 33% de perda de resistência à compressão. Isto está relacionado principalmente ao fato de que a argamassa do tipo A1 tem uma resistência à compressão mais baixa, e no argamassamento parcial a mesma acaba sendo mais solicitada a este esforço. Além disso, há uma redução de sua área de influência para resistir ao esforço solicitante, o que leva a estrutura a uma perda significativa dessa propriedade.

Tabela 35 - Comparativos de resistência à compressão para prismas com argamassamento total e parcial – Área líquida efetiva de assentamento

Resistência à Compressão (MPa) - Área Líquida do Bloco							
		Argamassamento Total			Argamassamento Parcial		
		Junta de Argamasa (mm)			Junta de Argamasa (mm)		
Prisma	Idade	7.0	10.0	13.0	7.0	10.0	13.0
B2A2	7	11,421	10,798	9,994	8,45	9,55	8,44
	14	11,564	11,057	10,274	10,22	9,77	8,60
	28	11,903	11,651	11,314	11,38	9,85	9,20
B3A1	7	10,494	9,695	8,900	7,05	6,79	6,64
	14	10,442	9,728	9,096	7,08	6,98	6,63
	28	10,578	9,737	9,161	7,10	7,06	6,74

Fonte: AUTOR

Tabela 36 - Taxa de variação na resistência à compressão com o tipo de argamassamento total para parcial (%) de acordo com a TABELA 35 – Área líquida efetiva de assentamento

Prismas	Idade	Junta de Argamasa (mm)		
		7.0	10.0	13.0
B2A2	7	26%	12%	16%
	14	12%	12%	16%
	28	4%	15%	19%
B3A1	7	33%	30%	25%
	14	32%	28%	27%
	28	33%	27%	26%

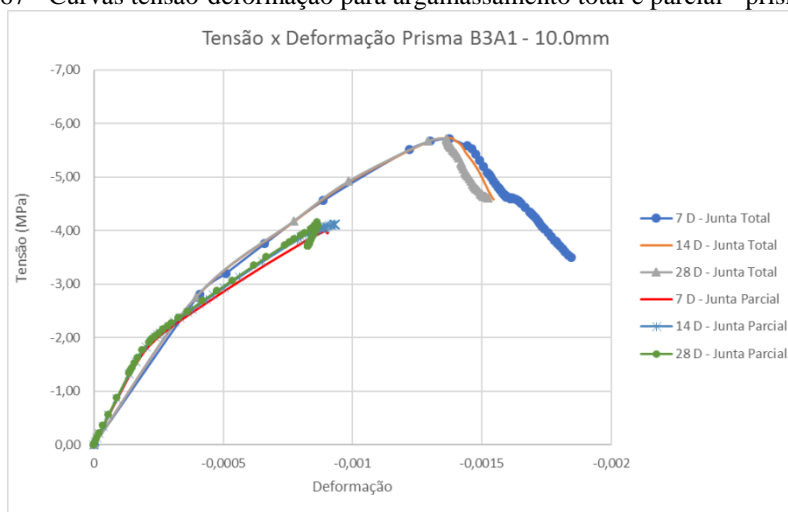
Fonte: AUTOR

As amostras de prisma B2A2, levam a resultados com menor perda de resistência à compressão quando se mudou o sistema de argamassamento, variando entre 4% a 26%. Isto está relacionado ao fato de que a argamassa tipo A2 possui uma resistência à compressão que é 2 vezes maior do que a resistência à compressão da argamassa tipo A1, com isso a mesma acaba reagindo de forma bem melhor mesmo com a perda de sua área de influência de reação à esses esforços.

Pode-se concluir que com relação à resistência à compressão de prismas com argamassamento total e parcial, os modelos numéricos geraram valores bastante aceitáveis e dentro das várias estimativas já observadas em outras pesquisas, tanto se considerando os resultados para a área bruta como para a área líquida.

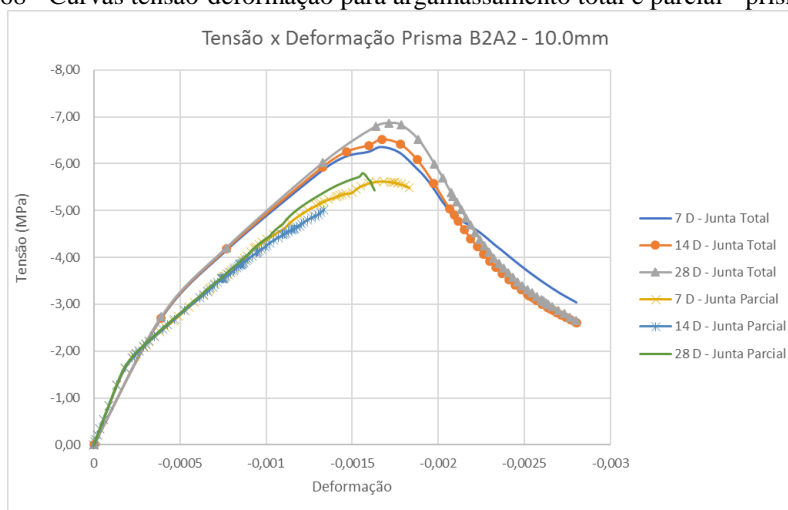
A partir dos gráficos carga-deslocamento obtidos para a comparação dos resultados com relação à influência do tipo de argamassamento e vistos anteriormente, são obtidas as curvas tensão-deformação (FIGURAS 67 e 68).

Figura 67 - Curvas tensão-deformação para argamassamento total e parcial - prisma B3A1



Fonte: AUTOR

Figura 68 - Curvas tensão-deformação para argamassamento total e parcial - prisma B2A2



Fonte: AUTOR

Para se obter os valores para os módulos de elasticidade a partir dos gráficos, foram feitas as mesmas considerações vistas anteriormente nas análises de prismas grauteados e não-grauteados com argamassamento total. Estes valores são mostrados na TABELA 37, podendo-

se observar que as amostras com argamassamento parcial apresentam valores da resistência à compressão significativamente menores e, conseqüentemente, essas estruturas tem menor Módulo de Elasticidade e são mais deformáveis quando comparadas com as amostras com argamassamento total. A TABELA 38 mostra as taxas de redução obtidas para o módulo de elasticidade numérico, cujos valores estão em torno de 20,0%.

Tabela 37 - Comparativos dos módulos de elasticidade para prismas com argamassamento total e parcial – Área bruta

Módulo de Elasticidade (MPa) - Área Bruta							
		Argamassamento Total			Argamassamento Parcial		
		Junta de Argamasa (mm)			Junta de Argamasa (mm)		
Prisma	Idade	7.0	10.0	13.0	7.0	10.0	13.0
B2A2	7	6926,20	6896,35	6867,75	5508,80	5588,50	5380,10
	14	6946,58	6925,87	6906,83	5597,10	5446,70	5439,00
	28	6984,17	6979,12	6975,88	5570,60	5626,00	5560,60
B3A1	7	6983,71	6904,28	6824,19	5599,20	5599,10	5656,30
	14	7112,14	6994,29	6943,69	5799,20	5856,94	5452,30
	28	7123,47	7013,76	6969,31	6074,10	5743,54	5545,70

Fonte: AUTOR

Tabela 38 - Taxa de variação no módulo de elasticidade com o tipo de argamassamento total para parcial (%) de acordo com a TABELA 37 – Área bruta

Prismas	Idade	Junta de Argamasa (mm)		
		7.0	10.0	13.0
B2A2	7	20%	19%	22%
	14	19%	21%	21%
	28	20%	19%	20%
B3A1	7	20%	19%	17%
	14	18%	16%	21%
	28	15%	18%	20%

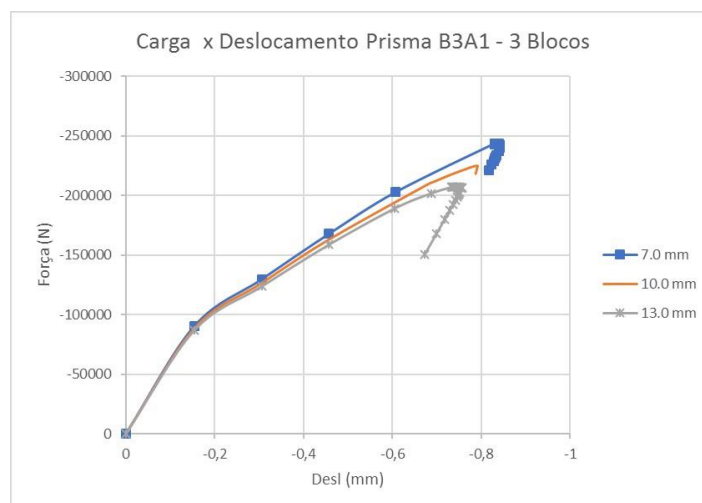
Fonte: AUTOR

6.2.6 Prismas de 3 Blocos

São geradas apenas 6 amostras, baseadas nos prismas B3A1 e B2A2, variando-se a espessura da junta de argamassa (7 mm, 10 mm e 13 mm) e mantendo-se constante a idade de 28 dias. Além disso, somente a forma de argamassamento total é levada em consideração.

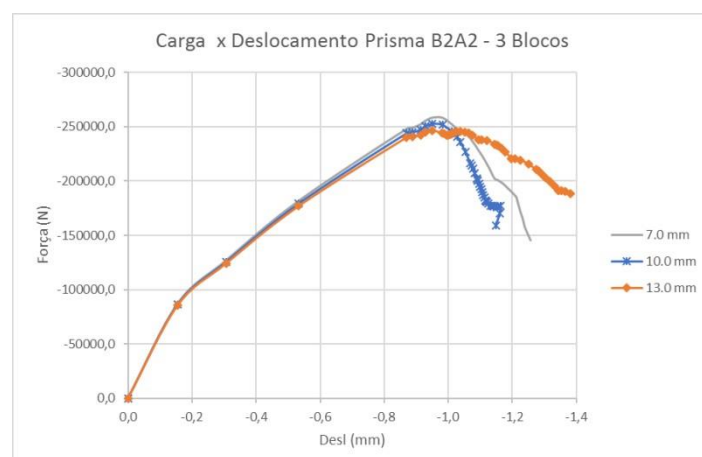
Da mesma forma como feito para os modelos de prismas com 2 Blocos, são obtidas as curvas carga-deslocamento (FIGURAS 69 e 70) para cada amostra. Observa-se que a junta de 7 mm proporciona o maior valor de carga, para os dois prismas analisados, confirmando que quanto maior a espessura da junta, menor é a capacidade de carga do prisma.

Figura 69 - Curvas carga-deslocamento para as três espessuras de juntas de argamassamento - Prisma B3A1 com 3 Blocos



Fonte: AUTOR

Figura 70 - Curvas carga-deslocamento para as três espessuras de juntas de argamassamento - Prisma B2A2 3 Blocos



Fonte: AUTOR

Santos (2016) afirma que a resistência à compressão dos prismas de 3 blocos é aproximadamente 0,94 vezes a resistência dos prismas de 2 blocos, ou seja, é aproximadamente 6,4% menor. Sendo assim, os valores máximos da carga dos respectivos prismas (B3A1 e B2A2), são divididos pelas respectivas áreas líquidas e brutas da seção transversal para a obtenção dos valores de resistência à compressão. As TABELAS 39 e 40 mostram a comparação de resultados de resistência à compressão obtidos para os modelos de prismas de 3 blocos com os já obtidos para os prismas de 2 blocos.

Tabela 39 - Comparativos de resistência à compressão na área líquida entre prismas de 2 Blocos e 3 Blocos

Resistência à Compressão (MPa) - Área Líquida				
Prismas				
Amostra	Esp Junta (mm)	Idade: 28 Dias		
		2 Blocos	3 Blocos	Dif. (%)
B3A1	7	10,578	10,317	2,47%
	10	9,737	9,528	2,15%
	13	9,161	8,785	4,10%
B2A2	7	11,903	10,949	8,01%
	10	11,651	10,706	8,11%
	13	11,314	10,442	7,71%

Fonte: AUTOR

Tabela 40 - Comparativos de resistência à compressão na área bruta entre prismas de 2 Blocos e 3 blocos

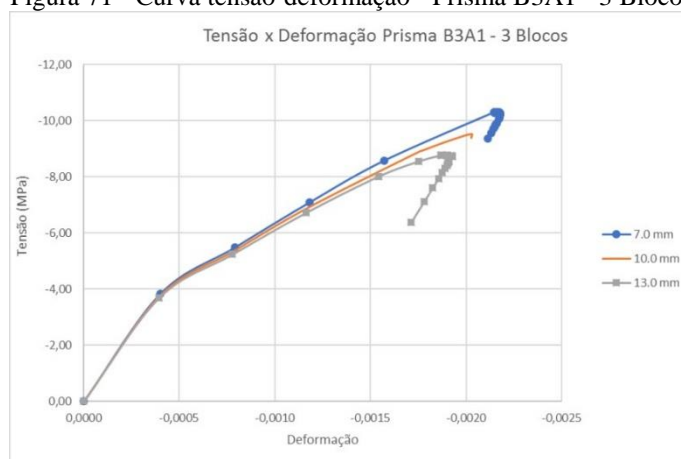
Resistência à Compressão (MPa) - Área Bruta				
Prismas				
Amostra	Esp Junta (mm)	Idade: 28 Dias		
		2 Blocos	3 Blocos	Dif. (%)
B3A1	7	6,234	6,080	2,47%
	10	5,733	5,615	2,06%
	13	5,399	5,177	4,11%
B2A2	7	7,015	6,452	8,03%
	10	6,866	6,309	8,11%
	13	6,667	6,153	7,71%

Fonte: AUTOR

Observando os resultados acima, verifica-se que as diferenças encontradas entre os modelos são bastante aceitáveis. Além disso, observa-se que a resistência dos prismas tende a reduzir com o aumento do número de suas fiadas. Todas as resistências à compressão dos prismas com 3 blocos diminuíram em relação aos prismas de 2 blocos, seja quando se usa a área líquida como a área bruta. A taxa de redução na resistência para o prisma B3A1 varia entre 2,0 a 4,2%, estando abaixo do que foi estimado por Santos (2016); para o prisma B2A2, a taxa de redução varia entre 7,7% a 8,2%, estando acima do valor estimado por Santos (2016).

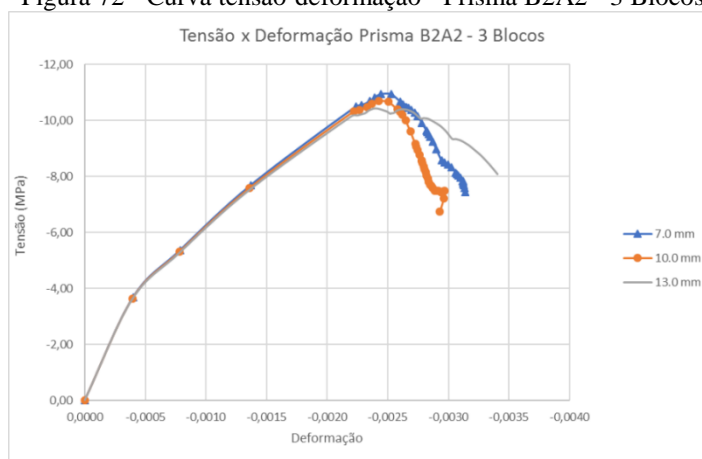
As curvas tensão-deformação para os prismas de 3 blocos são obtidas a partir das curvas carga-deslocamento (FIGURAS 69 e 70), dividindo-se a carga pela área líquida. Essas curvas são mostradas nas FIGURAS 71 e 72. Para a determinação dos módulos de elasticidade, o valor de deformação tomado como base para a definição desse parâmetro foi de aproximadamente 0,5% ou que estivesse presente no primeiro trecho da curva tensão-deformação. Esses módulos são mostrados na TABELA 41.

Figura 71 - Curva tensão-deformação - Prisma B3A1 - 3 Blocos



Fonte: AUTOR

Figura 72 - Curva tensão-deformação - Prisma B2A2 - 3 Blocos



Fonte: AUTOR

Não se encontrou na literatura estimativas que relacionassem os módulos de elasticidade entre prismas de 2 e 3 blocos. No entanto, observando a TABELA 41, verifica-se que os módulos de elasticidade para os prismas de três blocos aumentaram em torno de 20% em relação aos prismas de 2 blocos. Isto se deve ao fato de que com o aumento da altura do prisma, este se torna bem mais rígido.

Após as várias discussões feitas é admissível concluir que os modelos numéricos se comportaram de maneira bastante representativa para simularem o comportamento de elementos de prismas para o estudo da alvenaria estrutural.

Tabela 41 - Comparação entre os Módulos de Elasticidade de prismas com 2 Blocos e 3 Blocos

Módulo de Elasticidade (MPa) - Área Líquida				
Prismas				
Amostra	Esp Junta (mm)	Idade: 28 Dias		
		2 Blocos	3 Blocos	Dif. (%)
B3A1	7	12087,10	14454,74	-19,59%
	10	11901,00	14329,71	-20,41%
	13	11825,56	14197,81	-20,06%
B2A2	7	11851,58	13973,50	-17,90%
	10	11843,00	13981,20	-18,05%
	13	11837,52	13993,50	-18,21%

Fonte: AUTOR

6.3 Pequenas-Paredes de Alvenaria

Para se tomar algumas conclusões sobre os resultados obtidos por esta pesquisa, foram verificados outros estudos experimentais que levaram em consideração a geração de modelos de pequena-paredes e foram feitas comparações com os valores obtidos para os prismas, já que análises como essas não foram consideradas por Oliveira (2016).

Santos (2008) analisou experimentalmente a resistência de prismas (2 e 3 Blocos) e pequenas paredes (74 cm comprimento x 14 cm de largura x 79 cm de altura) de alvenaria estrutural cerâmica para dois tipos de blocos cerâmicos e para argamassas com resistências à compressão de 4,4 MPa, 8,7 MPa, 13,9 MPa e 16,8 MPa, sendo as duas primeiras mais compatíveis com os modelos numéricos deste estudo, já que as resistências das argamassas aqui modeladas não são maiores do que 9,33 MPa.

Para os modelos de prismas e pequenas-paredes com argamassas de 4,4 MPa e 8,7 MPa, Santos (2008) concluiu que a resistência à compressão para prismas de 3 Blocos era um pouco menor do que para prismas de 2 Blocos, com taxas de redução que variaram de 1,0% a 12,0%; enquanto que para os modelos de pequenas-paredes a queda no valor de resistência foi bem mais significativo, com taxas de reduções que variaram de 40,0% a 50,0%.

Santos (2008) também concluiu que o aumento da resistência a compressão da argamassa foi mais representativo na elevação das resistências dos prismas de 3 blocos e nas pequena-paredes do que nos prismas de 2 blocos, reduzindo assim as taxas de queda de resistência de um modelo para o outro.

Izquierdo (2011) avaliou a geração de um novo modelo de bloco de concreto constituídos por fibras de sisal para viabilizar a utilização dessas unidades na execução de elementos de alvenaria estrutural. Além disso, realizou também estudos comparativos entre

prismas de 2 blocos e pequena-paredes (79 cm comprimento x 14 cm de largura x 99 cm de altura) formados por blocos de concreto, sem adição de fibras de sisal.

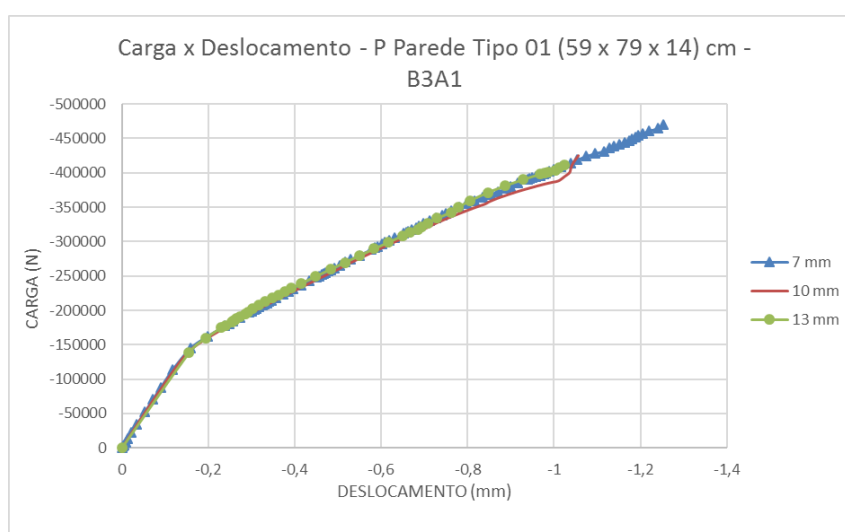
Contudo, o modelo de pequena-parede ensaiado por aquele autor não teve exatamente as dimensões exigidas pela norma, sendo, porém, semelhante ao modelo Tipo 02 (FIGURA 32b) de pequena-parede gerado neste trabalho. Nesse caso, a redução na resistência à compressão de prismas de 2 blocos para pequenas-paredes foi de 15,0%. Já os modelos com blocos com adição de fibras de sisal apresentaram taxas de redução de um modelo para outro que variaram de 9,0% a 24,0%.

Como foi dito anteriormente, são estudados dois tipos de pequena-parede, Tipo 01 (FIGURA 32a) e Tipo 02 (FIGURA 32b), de acordo com as especificações geométricas e de modelagem numéricas já explicadas.

As áreas líquidas e brutas para ambos os tipos de pequena-parede são, respectivamente, 81924,42 mm² e 49368,50m² e a partir delas são estimados os valores de resistências à compressão e módulos de elasticidade da mesma forma como foi feito para os prismas.

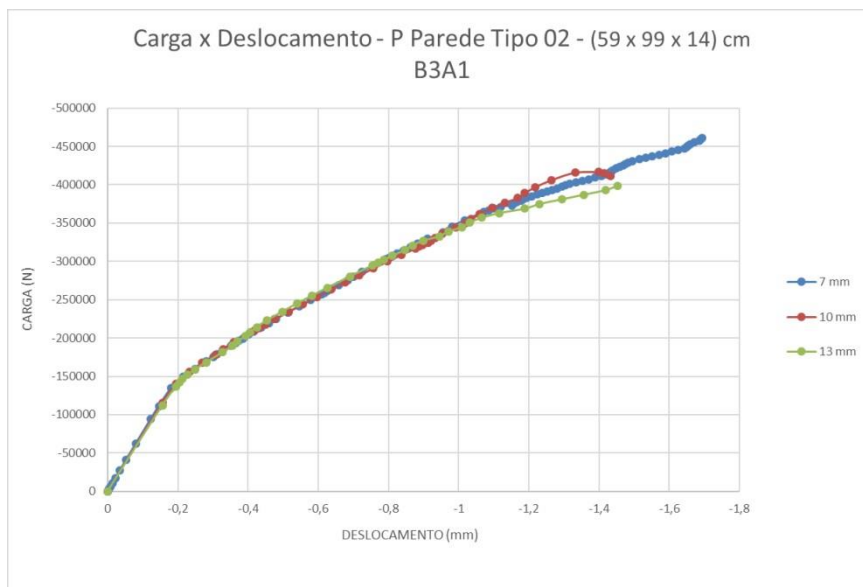
As FIGURAS 73 e 74 apresentam os gráficos carga-deslocamento obtidos para os dois tipos de pequenas-paredes. A partir delas são definidos os valores de resistência máxima à compressão nas áreas líquida e bruta dos respectivos modelos, além de permitir a definição do comportamento das curvas tensão-deformação.

Figura 73 - Curvas carga-deslocamento - Pequena-parede Tipo 01 - B3A1



Fonte: AUTOR

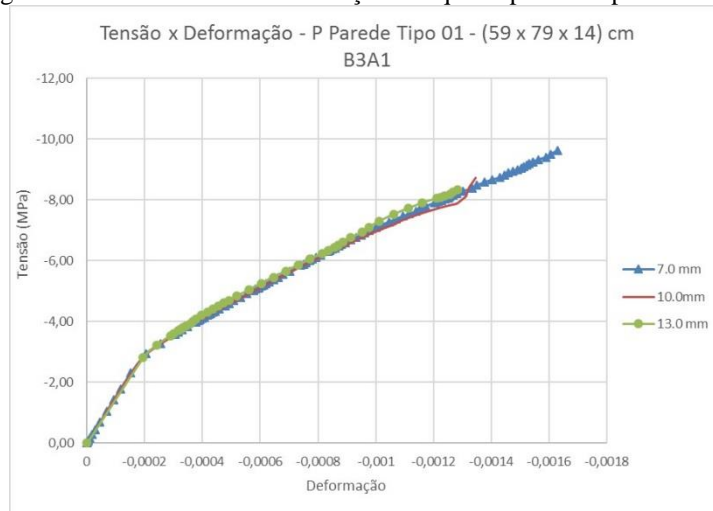
Figura 74 - Curvas carga-deslocamento - Pequena-parede Tipo 02 - B3A1



Fonte: AUTOR

As FIGURAS 75 e 76 detalham as curvas tensão-deformação obtidas para cada uma das pequena-paredes analisadas. Destas curvas são obtidos os respectivos módulos de elasticidade, para uma deformação aproximada de 0,2‰ que, como pode ser observado nos gráficos, contém o primeiro trecho da curva.

Figura 75 - Curvas tensão-deformação - Pequena-parede Tipo 01 - B3A1



Fonte: AUTOR

Figura 76 Curvas tensão-deformação - Pequena-parede Tipo 02 - B3A1



Fonte: AUTOR

Os valores de resistência à compressão encontrados para as pequenas-paredes são comparados com os valores obtidos para os prismas de 2 blocos nas TABELAS 42 e 43, com relação aos três tipos de juntas de argamassa. Além disso, é apresentado também a variação dos resultados com relação aos obtidos para o modelo de prisma de 2 blocos B3A1.

Tabela 42 - Comparativos de resistência à compressão entre Prismas de 2 blocos com as pequenas-paredes Tipos 01 e Tipo 02 - Área líquida

Resistência à Compressão (MPa) - Área Líquida						
Amostra	Esp Junta (mm)	Prismas		Pequena-Parede		
		Idade: 28 Dias		Idade: 28 Dias		
		2 Blocos	Tipo 01	Dif. (%)	Tipo 02	Dif. (%)
B3A1	7	10,578	9,638	8,88%	9,383	11,30%
	10	9,737	8,720	10,44%	8,441	13,31%
	13	9,161	8,343	8,93%	8,078	11,82%

Fonte: AUTOR

Tabela 43 - Comparativos de resistência à compressão entre Prismas de 2 blocos com as pequenas-paredes Tipo 01 e Tipo 02 - Área bruta

Resistência à Compressão (MPa) - Área Bruta						
Amostra	Esp Junta (mm)	Prismas		Pequena-Parede		
		Idade: 28 Dias		Idade: 28 Dias		
		2 Blocos	Tipo 01	Dif. (%)	Tipo 02	Dif. (%)
B3A1	7	6,234	5,808	6,83%	5,654	9,30%
	10	5,733	5,255	8,34%	5,086	11,28%
	13	5,399	5,028	6,88%	4,868	9,84%

Fonte: AUTOR

De acordo com as estimativas apresentadas na TABELA 19, o valor de resistência para uma pequena-parede com 4 fiadas de blocos (Tipo 01) é aproximadamente 0,875 vezes a resistência à compressão de um prisma de 2 blocos, ou seja, é aproximadamente 12,5% menor.

Para o modelo Tipo 01, observa-se que seus valores de resistência estão bem próximos ao que foi estimado acima. Para as resistências obtidas na área líquida, a redução percentual nos modelos varia de 8,8% a 10,5%, enquanto que para os resultados obtidos na área bruta, a variação está entre 6,8% a 8,4%. Isto permite concluir que o comportamento do modelo numérico para essa pequena-parede é bastante aceitável.

Com relação ao modelo Tipo 02, as taxas de queda observadas nos valores de resistência à compressão estão entre 11,0% e 13,5% na área líquida e entre 9,0% e 11,3% na área bruta. Quando se compara com a taxa de redução encontrada por Izquierdo (2011), verifica-se que as reduções na área líquida são aceitáveis e confiáveis.

De acordo com as estimativas feitas inicialmente, para modelos semelhantes ao Tipo 02, sua resistência pode ser estimada em aproximadamente 0,823 vezes a resistência do prisma de 2 blocos, ou seja, 17,5% menor. Contudo, deve-se salientar que essa estimativa é utilizada também para modelos com dimensões normativas de (99x89x14) cm relativamente maiores do que os modelos Tipo 01 e Tipo 02 deste trabalho.

Com relação aos módulos de elasticidade para as pequenas paredes, estes são cerca de 30,0% maiores do que os obtidos nos prismas de 2 blocos (TABELA 44). O que de certa forma parece ser óbvio já que os modelos Tipo 01 e Tipo 02 são visivelmente mais rígidos do que esses prismas.

Tabela 44 - Comparativos de módulo de elasticidade entre Prismas de 2 blocos e as pequenas-paredes Tipo 01 e Tipo 02

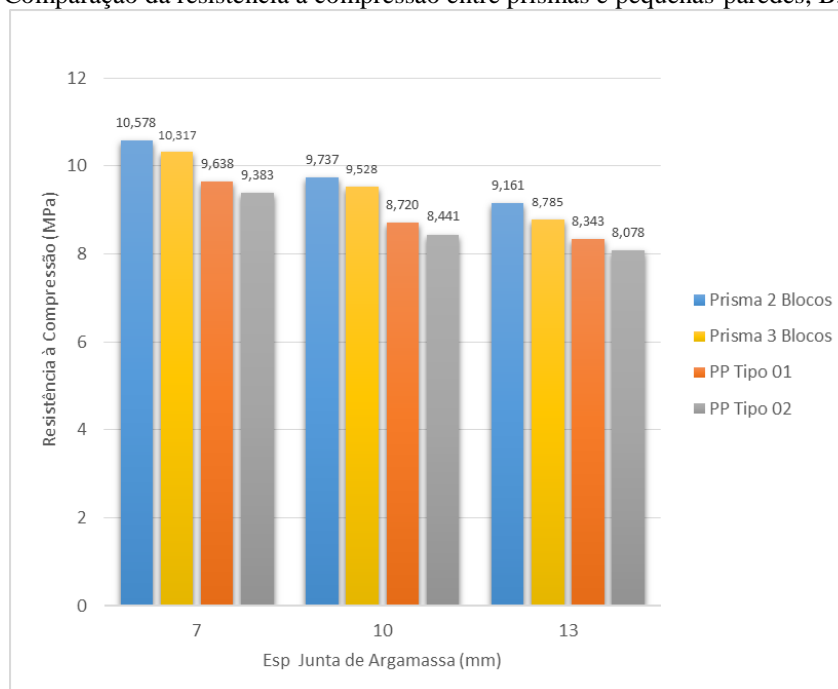
Módulo de Elasticidade (MPa) - Área Líquida						
		Prismas		Pequena-Parede		
Amostra	Esp Junta (mm)	Idade: 28 Dias		Idade: 28 Dias		
		2 Blocos	Tipo 01	Dif. (%)	Tipo 02	Dif. (%)
B3A1	7	12087,10	15621,09	-29,24%	15388,32	-27,31%
	10	11901,00	15486,69	-30,13%	14820,57	-24,53%
	13	11825,56	14413,40	-21,88%	14600,72	-23,47%

Fonte: AUTOR

A fim de concluir a etapa de apresentação dos resultados de resistência à compressão para os prismas de 2 e 3 blocos e as pequenas-paredes (Tipo 01 e Tipo 02), essas resistências são comparadas (FIGURA 77). Pode-se observar, portanto, que as resistências diminuem à medida que a estrutura se torna mais complexa. Sendo assim, pode-se concluir para

o estudo que os modelos numéricos produzidos válidos e capazes de representar satisfatoriamente o comportamento da alvenaria estrutural.

Figura 77 - Comparação da resistência à compressão entre prismas e pequenas-paredes, B3A1 – 28 dias



Fonte: AUTOR

6.4 Modos de Ruptura

Como já foi mencionado, a alvenaria está sujeita a três modos de ruptura, que são a tração no bloco, a compressão do bloco e o esmagamento da argamassa, que acabam por levar ao surgimento de fissuras nos componentes e posteriormente a perda de resistência da estrutura.

O modelo CDP permite identificar o instante em que o dano ocorre, consequentemente os modos de falha da estrutura. Nesse caso, os parâmetros de dano (DAMAGEC – Compressão) e (DAMAGET – Tração) devem ter seus valores próximos ao valor 1,0, o que indica um material totalmente danificado ou quando um deles pára repentinamente de oscilar, podendo-se observar as concentrações de tensão em S11, S22 e S33 nesse incremento. Esses danos, como é de se esperar, ocorrem de forma simultânea, contudo para alguns casos um acontece mais rapidamente do que o outro.

A fim de se filtrar melhor os resultados, são exibidos apenas modelos analisados para as idades de 7 e/ou 28 dias e com junta de argamassa com 10,0mm de espessura, pois estes são bem representativos e apresentam comportamento semelhantes aos demais modelos.

As figuras correspondentes aos resultados numéricos obtidos para alguns dos modelos encontram-se nos Apêndices A (prismas de 2 blocos não-grauteados), B (prismas de

2 blocos grauteados), C (prismas não-grauteados de 2 blocos com argamassamento parcial), D (prismas de 3 blocos) e E (pequenas paredes) deste trabalho.

6.4.1 Prismas de 2 blocos

a) Não-grauteados (Apêndice A):

Observando as figuras no Apêndice A, vê-se que os estados de concentração de tensões são relativamente bem semelhantes com a variação das idades dos componentes e os danos por tração e compressão ocorrem praticamente em proporções parecidas, para os dois prismas (B3A1 e B2A2).

Os danos por tração para o prisma B3A1 pararam de oscilar primeiro do que os danos de compressão. As FIGURAS A1, A2 e A3 mostram de forma detalhada a distribuição de tensões no incremento de leitura para as duas idades trabalhadas. As tensões na vertical (S33) se iniciam na argamassa e, em seguida, partem para as paredes dos blocos. Já as tensões horizontais (S11 e S22) se dispersam primeiramente nas faces dos blocos.

As FIGURAS A4 a A6 mostram o caminho de dano que levou ao colapso do prisma. Como já foi dito, ambos os danos ocorrem em parcelas parecidas, já que um é mutuamente dependente do outro.

Pode-se observar que os danos de tração se concentraram nas paredes dos blocos em regiões centrais aos septos (FIGURA A5), que de certa forma são mais frágeis. Esse dano é caracterizado pelo surgimento das fissuras e trincas na estrutura. Para o caso dos danos de compressão, nota-se que este é caracterizado pelo esmagamento da argamassa e posteriormente dos blocos (FIGURAS A6 e A7).

O prisma B2A2 apresenta o mesmo comportamento de dano visto para o prisma B3A1, como era de se esperar. Ambos são estruturas semelhantes e o que os diferencia são as propriedades de seus constituintes. Contudo, os danos de compressão são maiores do que os encontrados para o B3A1, já que a argamassa do tipo A2 é mais resistente do que a do tipo A1.

Sendo assim, com maiores danos por esmagamento da argamassa, mais rapidamente surgiram fissuras nos blocos, pois essa maior capacidade de resistir à compressão da argamassa acaba por gerar tensões de tração que levam ao surgimento das trincas nas paredes dos blocos. Ou seja, os danos por tração chegam em seu limite antes dos danos de compressão.

Em seus experimentos, Oliveira (2016) observou que no prisma B3A1, as rupturas iniciaram pelo esmagamento da argamassa e no prisma B2A2, a ruptura iniciou-se pelo

aparecimento de esforços de tração nas paredes do bloco causados pela maior capacidade de resistência à compressão da argamassa A2.

Com isso pode-se concluir que para o caso da representação não-linear física de prismas não-grauteados, o modelo numérico é bastante eficaz, pois mostrou o que se esperava com relação aos modos de ruptura desses elementos e de forma semelhante ao observado experimentalmente por Oliveira (2016).

b) Grauteados (Apêndice B):

Nesse caso, os prismas B3A1G2 e B2A1G2 são analisados. Como era de se esperar, o comportamento de ambas as amostras é bem aproximado. Pode-se observar para ambos os modelos que a concentração de tensões verticais (S33) que, além de estarem mais evidentes a partir das juntas de argamassa, o preenchimento de graute apresentam as maiores taxas de concentração (FIGURAS B1 e B8). Isso caracteriza o fato deste material estar submetido ao estado de confinamento com a compressão da estrutura.

Já as tensões horizontais (S11 e S22) são mais evidentes nas paredes dos blocos e também as regiões de contato entre graute e bloco (FIGURAS B2, B3, B9 e B10), caracterizando a expansão lateral do material confinado.

Com relação aos danos no modelo B3A1G2, pode-se notar que as fissuras nas paredes dos blocos são bem mais evidentes do que para os casos de prismas não-grauteados (FIGURAS B4, B6 e B7). Isto é caracterizado pelo fato de que a argamassa esteja sofrendo esmagamento e provocando esforços laterais aos blocos. Além disso, o graute devido ao confinamento também sofre um significativo dano por compressão caracterizado pelo seu esmagamento como pode-se observar nas figuras, e isto acaba gerando mais esforços laterais nas paredes dos blocos.

As FIGURAS B13 e B14 mostram em detalhe a concentração dos danos por compressão nas juntas de argamassa e também no graute, para o modelo B2A1G2. Estas acabam por gerar o aparecimento de fissuras nas paredes dos blocos por tração lateral (FIGURAS B11 e B12).

O comportamento aqui descrito também foi observado por Oliveira (2016) em seus modelos experimentais que apresentaram fissuração vertical dos blocos causada pela expansão do graute e o esmagamento da argamassa. Drysdale et al. (1994) também fez comentários semelhantes ao que foi observado nos resultados numéricos sobre o comportamento de colapso para prismas grauteados. Portanto, pode-se afirmar que os modelos grauteados, aqui modelados,

apresentaram comportamento bastante admissível e coerente com o que ocorre em escala real para estruturas como essas.

c) Não-grauteados com argamassamento parcial (Apêndice C)

Como discutido no capítulo de resultados, os prismas em 2 blocos com argamassamento parcial apresentam resistências inferiores aos mesmos prismas com argamassamento total. As tensões horizontais S22 (FIGURA C2) se dispersam nas paredes dos blocos nas suas correspondentes direções. Seus maiores valores estão concentrados nas paredes do bloco, na região com argamassamento parcial.

Já as tensões S11 (FIGURA C3) apresentam uma certa particularidade pois se iniciam a partir de pontos localizados nas juntas de argamassa e, em seguida, passam para as paredes do bloco. Isto está relacionado ao fato de que a ausência complementar da ligação com os cordões transversais acaba por deixar as juntas mais livres para se deformar na direção S11. Observa-se que as tensões se concentram nas regiões onde a junta é parcial.

As tensões verticais S33 (FIGURA C1) estão concentradas a partir da junta de argamassa e na região central da parede do septo transversal do bloco. Isto é caracterizado pela presença do espaço que deixou de interligar os cordões ou juntas de argamassa, fazendo com que aquela região do bloco tenha uma significativa tendência e liberdade de se deformar.

Com relação aos danos, os danos de tração ocorrem de forma muito rápida e concentrada nos eixos dos septos transversais não forrados pela junta de argamassa (FIGURAS C4 e C5). Nesse caso, o caminho de surgimento da fissura de dano é ocasionado pelo esforço de compressão no prisma com argamassamento parcial.

As FIGURAS C6 e C7 mostram como é pouco evidente o dano de esmagamento, que de forma esperada começa na argamassa, contudo não se prolongou, pois, a estrutura já foi ao colapso por tração. portanto, ambos os modelos (B3A1 e B2A2) mostram um dano significativo por tração de forma bem mais acentuada do que os danos de compressão, os quais são devidos principalmente a ausência de algumas juntas de argamassa.

A FIGURA 11 mostra o comportamento de ruptura de uma amostra experimental semelhante a estudada nesse tópico, que permite concluir que o modelo numérico para prismas com argamassamento parcial também é bastante eficaz para representar o comportamento de rupturas desses elementos.

6.4.2 *Prismas de 3 Blocos*

De forma sucinta, pode-se observar que os modos de ruptura (ver Apêndice D) observados para os modelos em questão são praticamente semelhantes aos que ocorreram com os prismas não-grauteados de 2 blocos. As tensões S_{11} (FIGURA D1) e S_{22} (FIGURA D2) são maiores nas paredes dos blocos, enquanto as tensões S_{33} (FIGURA D3) se iniciam a partir da argamassa. O mesmo ocorre com os danos de compressão por esmagamento da argamassa (FIGURAS D6 e D7), enquanto o dano de tração é caracterizado pelo aparecimento de fissura nas paredes dos blocos (FIGURAS D4 e D5).

6.4.3 *Pequenas-paredes*

O comportamento de ruptura (ver Apêndice E) para os dois tipos de pequenas-paredes é similar e, de certa forma, uma continuidade do comportamento visto para prismas não-grauteados com 2 e 3 blocos.

Sendo assim, pode-se discutir de forma resumida para os dois casos que o dano por compressão (FIGURAS E6 e E7) é mais evidente do que por tração (FIGURAS E4 e E5). O esmagamento da argamassa ocorre de forma mais concentrada em alguns locais do que em outros das juntas e o esmagamento do bloco também é bem caracterizado nesses modelos.

Os danos de tração são mais evidentes nas faces do bloco como era de se esperar, contudo este também ocorre de forma bastante concentrada em locais internos e, de certa forma, frágeis que unem juntas verticais com juntas horizontais de argamassa (FIGURA E5). Por isso para as leituras de dano das pequenas-paredes optou-se por analisar os resultados quando os danos de compressão fossem mais evidentes, já que os de tração ocorrem de forma muito instantânea nesses locais.

As tensões verticais S_{33} (FIGURA E1) são bem evidentes nas juntas de argamassa tanto verticais como horizontais e as tensões horizontais S_{22} (FIGURA E2) atuando nas faces dos blocos contrárias ao surgimento das fissuras.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente trabalho consiste de um estudo numérico com o intuito de avaliar o comportamento estrutural de prismas e pequenas paredes de alvenaria submetidos a compressão axial. A micro-modelagem por elementos finitos foi escolhida para essa avaliação, que foi realizada utilizando o software ABAQUS (SIMULIA, 2012) e usando o modelo CDP para representar os materiais cimentícios.

O modelo numérico foi validado a partir de resultados experimentais de prismas de alvenaria, obtidos por Oliveira (2016). Nesse caso, foram analisados prismas de 2 (grauteados e não-grauteados) e 3 blocos, variando a idade dos materiais (7, 14 e 28 dias), bem como a espessura das juntas de argamassa (7 mm, 10 mm e 13 mm), considerando-as total e parcialmente.

O contato entre os componentes (bloco, junta de argamassa e graute) das estruturas não foi propriamente modelada pela definição de parâmetros físicos, sendo considerada como uma ligação perfeita entre os materiais. Ou seja, não foi permitido a separação entre esses componentes, nem muito menos a penetração dos mesmos. Contudo, estes elementos têm comportamento de deformabilidade diferentes, por isso agiam isoladamente quando submetidos à determinados esforços tornando-os bastante eficazes na idealização dos elementos estudados.

Os principais resultados são:

De forma geral, os modelos numéricos apresentaram excelente correlação com os modelos experimentais. No processo de calibração das amostras numéricas, os resultados obtidos para as propriedades mecânicas foram bastante aproximados aos obtidos experimentalmente.

Para os modelos não-grauteados de prismas, as diferenças relativas com o modelo experimental de Oliveira (2016) para a resistência à compressão, não excederam 4,5%. Com relação ao módulo de elasticidade, para a maior parte dos modelos as diferenças relativas também foram bem pequenas variando entre 1,0% a 7,0%. Para o prisma B3A1 foi identificada uma disparidade bem significativa entre os resultados numérico e experimentais, causada certamente por problemas na leitura no experimento; já que os resultados para este se mostraram bem diferentes em proporcionalidade de uma idade para outra.

Para comprovar tal comportamento anormal para o prisma B3A1, considerou-se os resultados para modelos teóricos da EUROCODE 6 (2005) e da NBR 15961-1 (ABNT, 2010) e observou-se que existiam uma certa proporcionalidade entre as amostras de cada idade, se aproximando assim do comportamento obtido numericamente.

A comprovação do bom comportamento dos modelos foi novamente esclarecida quando se comparou as resistências à compressão com os modelos teóricos de Khalaf (1991) e Khalaf et al. (1994). Obtendo diferenças aceitáveis principalmente com relação ao segundo e supondo que em formulações teóricas sempre se tem um certo conservadorismo implícito na sua definição.

Para os modelos grauteados, também foram encontradas diferenças bastante aceitáveis com relação aos resultados experimentais obtidos por Oliveira (2016), sendo as menores diferenças variando de 0,90% a 7,0%. A maior disparidade ocorreu para o modelo B3A1G2 com 28 dias, contudo observou-se que o mesmo apresentou um comportamento de resistência bastante anormal, já que a resistência aos 14 dias não atingiu nem 75,0% da resistência aos 28 dias.

Comparando-se com o modelo teórico obtido por Oliveira (2016), notou-se que o modelo numérico se comportou de forma ainda mais eficaz, com taxas percentuais relativas menores do que 5,0%, inclusive para o modelo B3A1G2.

Com relação as teorias de Jaber (2010) e Khalaf et al (1991), mesmo com o conservadorismo dessas equações e particularidades, as diferenças com os resultados numéricos foram bastante aceitáveis.

Para os módulos de elasticidade dos prismas grauteados, os modelos também se comportaram da forma esperada, contudo os valores numéricos não foram tão aproximados dos valores experimentais de Oliveira (2016) como foram para os valores obtidos pelas normas, principalmente a EUROCODE 6 (2005).

O modelo numérico foi capaz de representar de forma fiel o comportamento de evolução da resistência à compressão com a idade dos materiais, pois para todas as amostras a resistência à compressão aos 14 dias foi sempre superior em 85% da resistência à compressão aos 28 dias, fato esse que é uma exigência normativa para avaliação de análises como essas. E alguns modelos experimentais não representaram tão bem essa evolução e isso acabou levando ao surgimento de algumas disparidades no comparativo de resultados.

Com relação a influência da espessura da junta de argamassa, pode-se observar que o comportamento de aumento de resistência com a redução da espessura da junta foi bem representado pelos modelos numéricos, assim como as ocorrências provocadas pelo aumento da espessura da junta. As variações foram dentro das prescrições normativas no intervalo $10,0 \pm 3,0$ mm, já que variações fora desse intervalo influenciariam de forma negativa no comportamento global da estrutura.

Com relação ao tipo de argamassamento (Total e Parcial) foram obtidos resultados bastante aceitáveis quando feitas análises comparativas entre os dois tipos de modelos e comparadas suas diferenças percentuais com as obtidas por outros estudos experimentais, principalmente Pasquali (2007) e Izquierdo (2011).

Para as análises com prismas de 3 blocos, a estimativa de bom comportamento foi confirmada quando se compararam os resultados obtidos para este com os obtidos para os prismas de 2 blocos. Obtendo taxas de queda na resistência de 2,0 a 8,0%, estando assim dentro das estimativas obtidas por Santos (2016) que são de cerca de 6,0%.

Com relação aos módulos de elasticidade para os prismas de 3 blocos, o evidente aumento do valor com relação aos prismas de 2 blocos comprovou o fato de aumento da rigidez da estrutura com a adição do terceiro bloco e de mais uma junta de argamassa.

Para as pequenas-paredes, também foram feitas comparações dos resultados obtidos para estas com as estimativas normativas que as relacionam com prismas de 2 blocos, e para os dois tipos de modelos o resultado para as propriedades mecânicas foram bastante representativos.

O modelo Tipo 01 teve em média uma queda na resistência em 7,0% e o modelo Tipo 02 uma queda de 10,0%; esperadas e dentro das estimativas feitas por outros autores e normas.

Outra conclusão importante sobre o modelo numérico, é a grande capacidade do mesmo de representar adequadamente os modos de ruptura para todos os tipos de modelos. Idealizando semelhantemente ao que geralmente é observado experimentalmente.

Portanto, os modelos numéricos são capazes de reproduzir os comportamentos reais dos elementos de alvenaria. Deste modo, na falta de resultados experimentais pode-se utilizar os valores decorrentes dos resultados numéricos, desde que o elemento em estudo se apresente em condições equivalente às do presente trabalho.

7.1 Sugestões para trabalhos futuros

Para a continuação dessa pesquisa são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Obter experimentalmente as curvas tensão-deformação para os modelos de prismas de 2 e 3 blocos, bem como de pequenas-paredes. Essas curvas auxiliam na modelagem numérica desses elementos, principalmente se estiver usando a macro-modelagem;

- Avaliar numericamente e experimentalmente modelos de forma que os efeitos de ações verticais e com isso do cisalhamento sejam melhor estudados;
- Investigar modelos em que as representações de contato entre os materiais sejam definidas por parâmetros físicos adequados. Nesse caso, é possível verificar a separação dos materiais no momento do colapso;
- Utilizar métodos de discretização das malhas de elementos finitos que as deixem mais uniformes nos modelos, para com isso analisar se há melhor representatividade dos resultados;
- Analisar numericamente o comportamento de prismas grauteados sujeitos à esforços verticais com a inserção de barras de aço na massa de preenchimento dos vazios dos blocos;
- Analisar numericamente espécimes de blocos canaletas com a adição de graute e barras de aço submetidos à esforços de flexão.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318M-05: BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE AND COMMENTARY**. Estados Unidos, 438 p. 1995.
- ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 4 p. 2007.
- ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136: Concreto – Blocos de concreto simples para alvenaria – Requisitos**. Rio de Janeiro, 10 p. 2007.
- ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10837: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro. 20 p. 1989.
- ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2011). **NBR 12118: – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos e ensaios**. Rio de Janeiro, 12 p. 2011.
- ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961: Alvenaria Estrutural – Blocos de concreto. Parte 1 e 2**. Rio de Janeiro. Parte 1 44 p. Parte 2 39 p. 2010.
- AGUIAR, Otávio Prates. **Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto**. 2015. 152 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.
- ALBERTINI, Maicon Marino. **Análise do comportamento experimental e numérico de prismas de alvenaria estrutural utilizando o elemento finito prismático regular parabólico**. 2009. 214 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós Graduação em Engenharia de Civil - Área de Conhecimento: Estruturas, Faculdade de Engenharia, Ilha Solteira, 2009.
- BATHE, Klaus-jurguen. **Finite element procedure**. 2. ed. 1065 p. Massachusetts, Eua: Pearson Prentice Hall. 2016.
- BARBOSA, Claudius de Sousa; HANAI, João Bento de. **Comportamento de prismas de blocos vazados de concreto sob compressão axial e análise das propriedades mecânicas de seus materiais constituintes**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, Sp, v. 11, n. 50, p.75-90, 2009.
- CALÇADA, Luciana Maltez Lengler. **Avaliação do comportamento de prismas grauteados e não grauteados de blocos de concreto**.1998. 187 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil - Área de Concentração: Construção Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.
- CARASEK, Helena. **Aderência de Argamassas à Base de Cimento Portland a Substrato Porosos: avaliação dos fatores intervenientes e contribuição ao estudo do mecanismo da ligação**. 1996. 285 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1996.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION EUROPAISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG. **EN 1996-1-1**: Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Brussels, Belgium, 125 p. 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION EUROPAISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG. **EN 1996-2**: Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 2: Design considerations, selection of materials and execution of masonry. Brussels, Belgium, 37 p. 2006.

CHEEMA, Tariq S.; KINGLER, Richard E.. Compressive strength of concrete masonry prisms. Farmington Hills, Michigan. **American Concrete Institute Journal**. p. 88-97. 1986.

CRISFIELD, M. A. **Snap-Through and Snap-Back Response in Concrete Structures and the Dangers of Under-Integration**. International Journal for Numerical Methods in Engineering. vol. 22, p. 751-767, 1986.

COLVILLE J.; WOLDENTINSAE, A. M.; **Compressive strength of grouted concrete masonry. Proceedings of the 9th International brick/block masonry conference**. Berlin, Germany. v. 1. p. 149-156, 1991.

COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO – SISTEMA À BASE DE CIMENTO. **Sistemas Construtivos: Alvenaria Estrutural – Projeto Estrutural**. Disponível em: <<http://www.comunidadeconstrucao.com.br/sistemas-construtivos/1/projeto-estrutural/projeto/6/projeto-estrutural.html>>. Acesso em 16 de Outubro de 2016.

DROUGKAS, Anastasios; ROCA, Pere; MOLINS, Climent. **Numerical prediction of the behavior, strength and elasticity of masonry in compression**. Barcelona, Espanha. Elsevier: Engineering Structures. v. 90, p.15-28, 11 fev. 2015.

DRYSDALE, Robert G.; HAMID, Ahmad A.; BAKER, Lawrie R.. **Masonry structures - behavior and design**. Englewood Cliffs: Pearson Prentice Hall. 2. ed. 784 p. 1994.

GOMES, Nelson dos Santos. **Resistência das paredes de alvenaria**. 1983. 291 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1983.

GOMES, Itamar Ribeiro. **Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface**. 2001. 182 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.

GUO, Zhenhai. **Principles of Reinforced Concrete**. Universidade de Tsinghua, China: Elsevier, 606 p. 2014.

KING, S. RICHARDS, T. **Solving Contact Problems with Abaqus**. Dassault Systèmes, Confidential Information. Coventry, United Kingdom. March, 2013.

KHALAF, F. M.; HENDRY, A. W.; FAIRBRAIN, D. R. **Mechanical properties of material used in concrete blockwork construction**. Magazine of Concrete Research, Edinburgh - United Kingdom, v. 44. 1994.

KHALAF, F. M. **Factors influencing compressive strength of concrete masonry prisms**. Magazine of Concrete Research, Edinburgh – United Kingdom, v. 48, n 175. p. 95-101. 1996.

DÉSIR, Jear Marie. **Notas de Aula da Disciplina Alvenaria Estrutural - Introdução a Alvenaria Estrutural**. Porto Alegre - Rs: Sonoro-vídeo. 397 slides, color, 29,7 cm x 21,0 cm. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2013.

PASQUALI, Ivair. **Influência do tipo de argamassamento na resistência à compressão de pequenas paredes de alvenaria estrutural cerâmica**. 2007. 140 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Catarina, 2007.

PRUDÊNCIO JUNIOR, Luiz Roberto. **Resistência à compressão da alvenaria e correlação entre resistência de unidades, prismas e paredes**. 1986. 123 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1986.

MATA, Rodrigo Carvalho da. **Influência do padrão de argamassamento na resistência à compressão de prismas e mini paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 2006. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

MEHTA, Povindar K.; MONTEIRO, Paulo JM; CARMONA FILHO, Antônio. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. Pini, 1994.

MOHAMAD, Gihad; ROMAN, H. R.; SEGAVE, A. M. **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto**. 199 f. Tese de Doutorado. Tese de M. Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil–PPGEC/UFSC, Florianópolis, SC, Brasil. 1998.

MOHAMAD, G. **Mecanismos de ruptura da alvenaria de blocos à compressão**. 2007. 310f. Tese de Doutorado. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal. 2007.

MODAMAD, G. **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto**. 199 f. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 1998.

IZQUIERDO, Indara Soto. **Uso de fibra natural de Sisal em blocos de concreto para alvenaria estrutural**. 2011. 146 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2011.

IZQUIERDO, Orieta. Soto. **Influência do tipo de argamassamento e da utilização de peças de ajuste dimensional na resistência à compressão da alvenaria de bloco de concreto**. 2011. 179 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

IZQUIERDO, Orieta Soto. **Estudo da interface bloco/graute em elementos de alvenaria estrutural**. 2015. 324 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

HENDRY, Emeritus AW. **Masonry walls: materials and construction**. Construction and Building materials, v. 15, n. 8, p. 323-330, 2001.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R.. **Design of masonry structures**. London, Uk: Champman & Hall, 271 p. 1997.

LOGULLO, Bárbara Gonçalves. **Influência do Graute e da Taxa de Armadura no Comportamento da Alvenaria de Blocos de Concreto**. 2006. 197 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Paulista, Ilha Solteira, 2006.

OLIVEIRA, Luciane Marcela Filizola de. **Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural**. 2014. 272 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

PINHEIRO, Douglas Garrido. **Estudo do comportamento mecânico de bloco cerâmicos com diferentes larguras**. 2009. 121 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Maria, 2009.

PARSEKIAN, Guilherme Aris. **Parâmetro de projeto de alvenaria com blocos de concreto**. São Carlos, Sp: Edufscar, 88 p. 2012.

RAMALHO, Marcio A.; CORRÊA, Marcio R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Sao Paulo, Sp: Pini, 188 p. 2008.

RIDDINGTON J. R.; NAOM N. F. **Finite prediction of masonry compressive strength**. Computers & Structures, University Of Sussex, Brighton, United Kingdon, v. 52, n. 1, p.113-119, Editora Elsevier Science Ltd. 26 jan. 1994.

ROMAGNA, Romson Heleo. **Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados**. 2000. 217 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

SABATTINI, Fernando Henrique. **Argamassas de assentamento para parede de alvenaria resistente**. Boletim Técnico – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, p 26, 1986.

SYSTEMES, DASSAULT. **Simulia, ABAQUS/CAE Theory Manual**. Version 6.10 [Software]. Johnston, Rhode Island, USA, 2010.

SYSTEMES, DASSAULT. **Simulia, ABAQUS Analysis User's Manual**. Version 6.12 [Software]. Johnston, Rhode Island, USA, 2012.

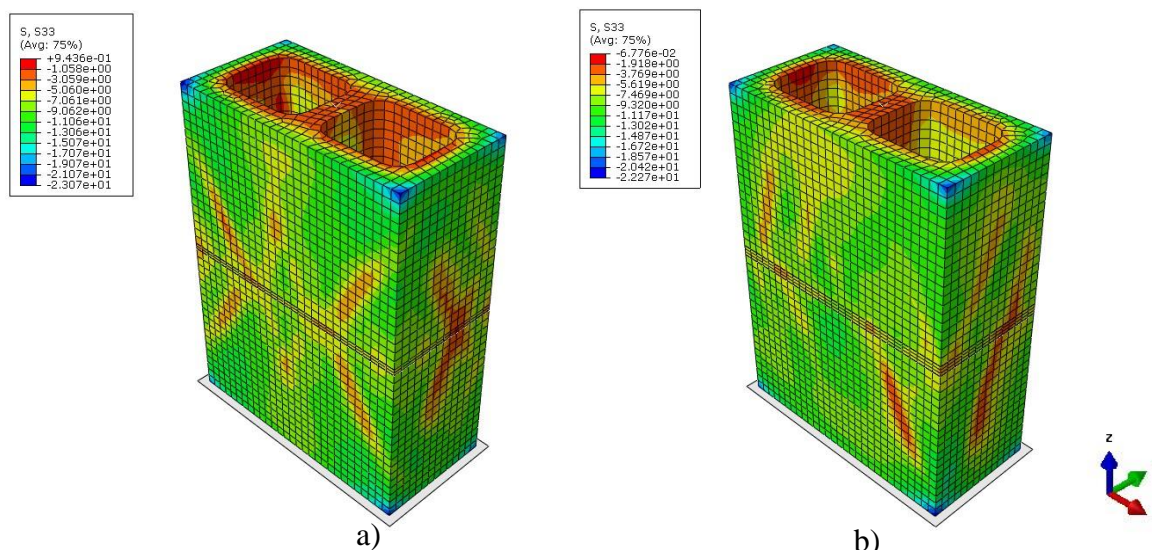
APÊNDICE A – MODOS DE RUPTURA – PRISMAS DE 2 BLOCOS NÃO-GRAUTEADOS (B3A1 E B2A2)

A.1 PRISMA B3A1

Modelo 7 dias – Dano de tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 92

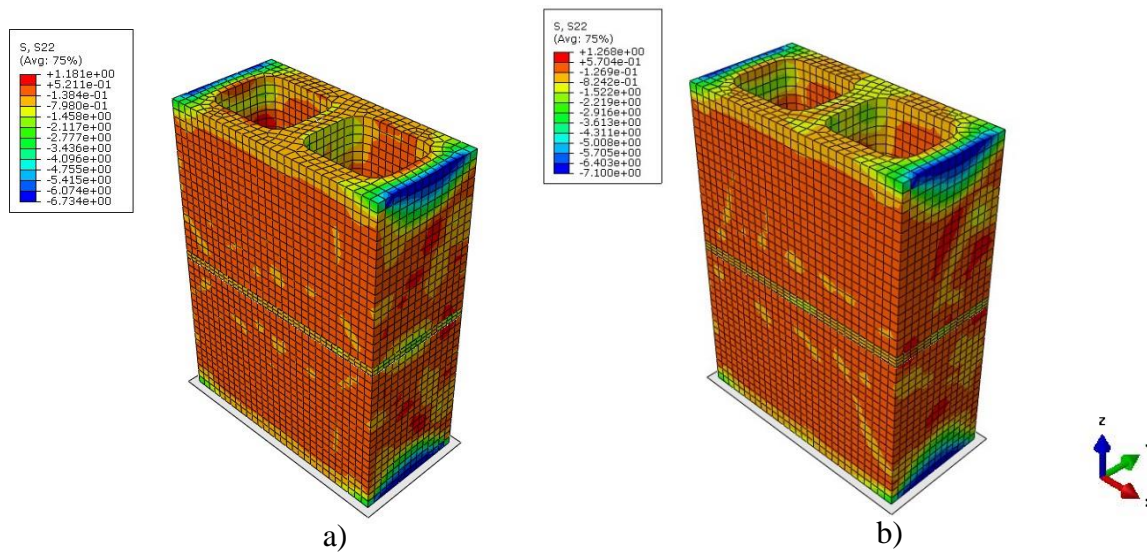
Modelo 28 dias – Dano de tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 92

Figura A1 – Distribuição das tensões S33 para o Prisma-B3A1: 7 dias (a) e 28 dias (b)



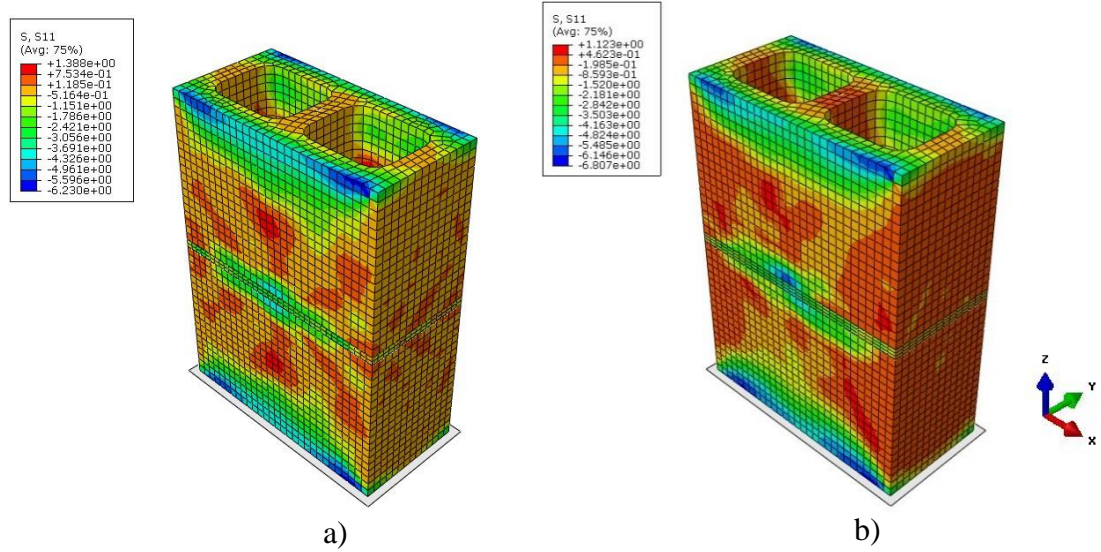
Fonte: AUTOR

Figura A2 – Variação da concentração de tensão S22 para o Prisma-B3A1: 7 dias (a) e 28 dias (b)



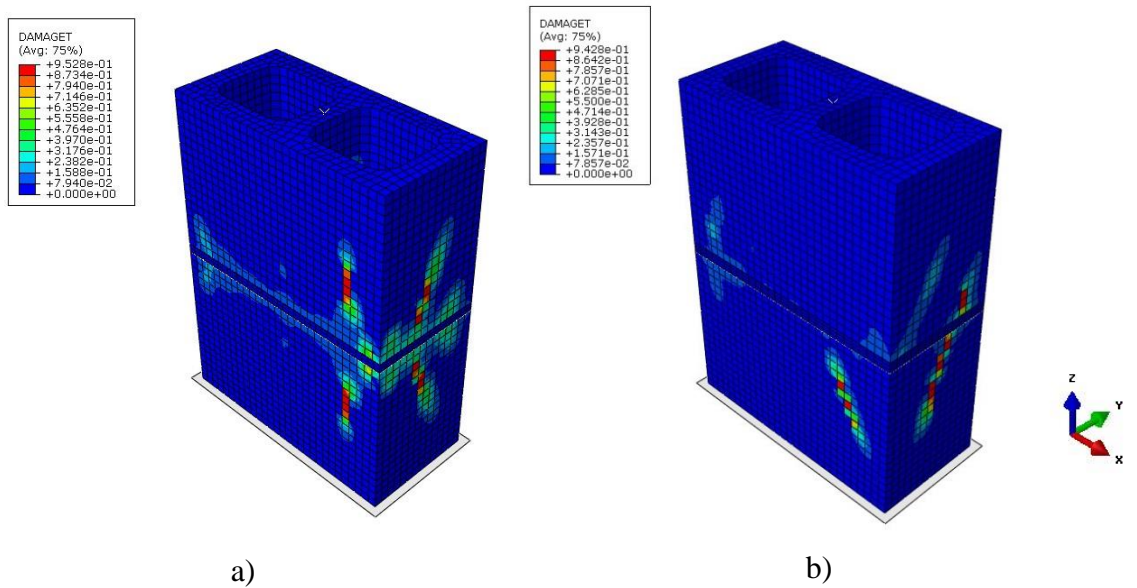
Fonte: AUTOR

Figura A3 – Variação da concentração de tensão S11 para o Prisma-B3A1: 7 dias (a) e 28 dias (b)



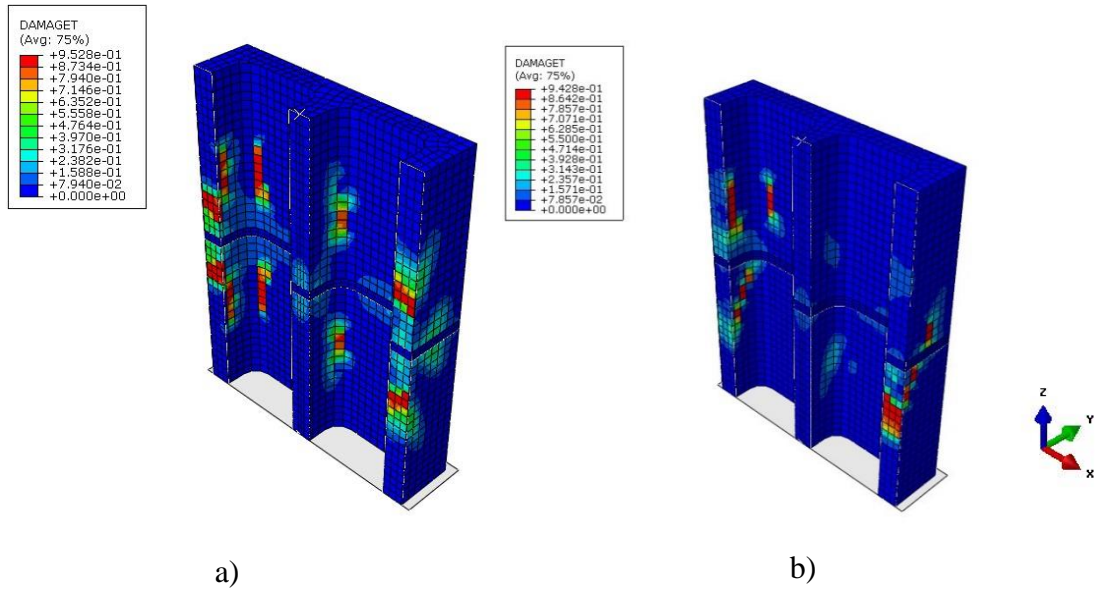
Fonte: AUTOR

Figura A4 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET para o Prisma-B3A1: 7 dias (a) e 28 dias (b)



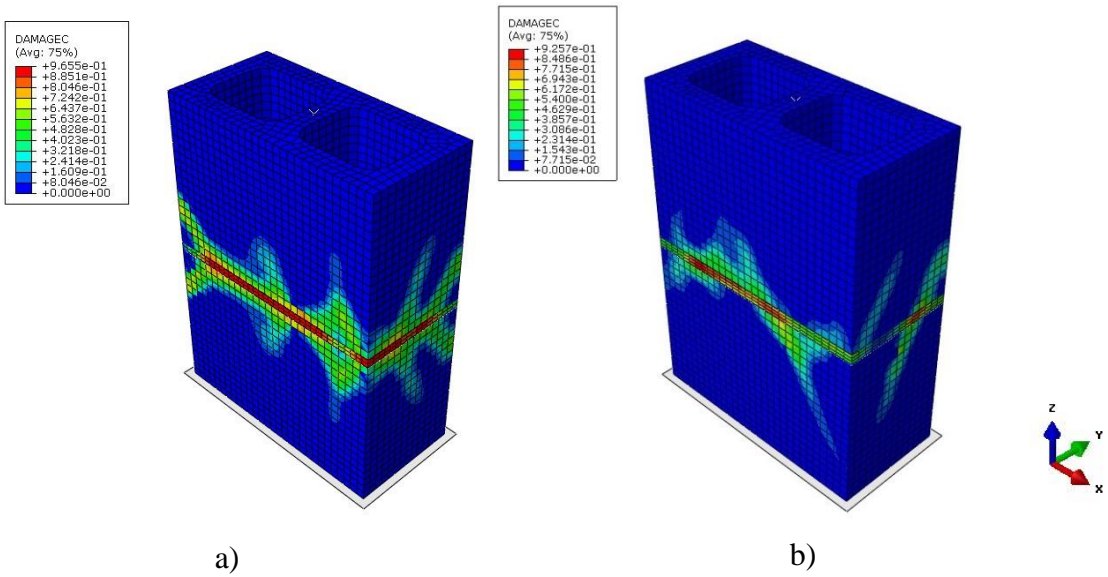
Fonte: AUTOR

Figura A5 – Dispersão dos Danos de Tração (DAMAGET) no corte longitudinal da seção para o Prisma-B3A1: 7 dias (a) e 28 dias (b)



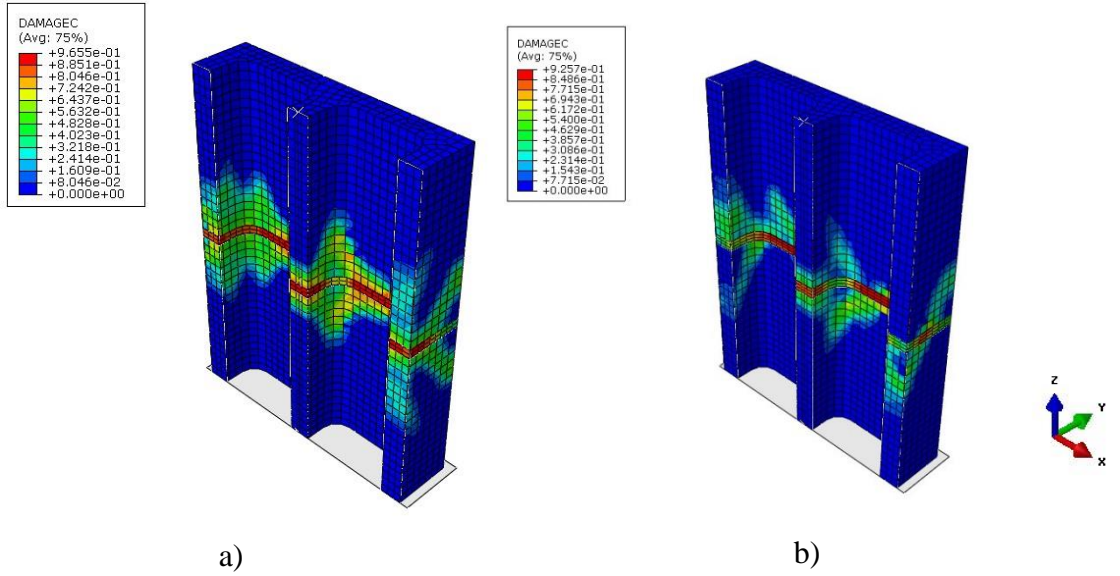
Fonte: AUTOR

Figura A6 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC para o Prisma-B3A1: 7 dias (a) e 28 dias (b)



Fonte: AUTOR

Figura A7 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC no corte longitudinal da seção para o Prisma-B3A1: 7 dias (a) e 28 dias (b)



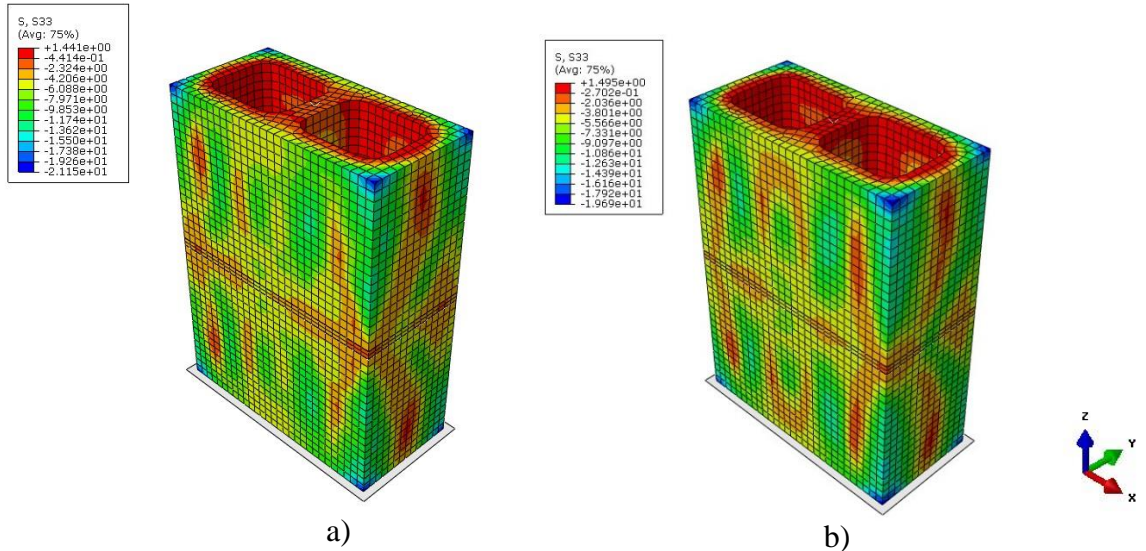
Fonte: AUTOR

A.2 PRISMA B2A2:

Modelo 7 dias – Dano de tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 66

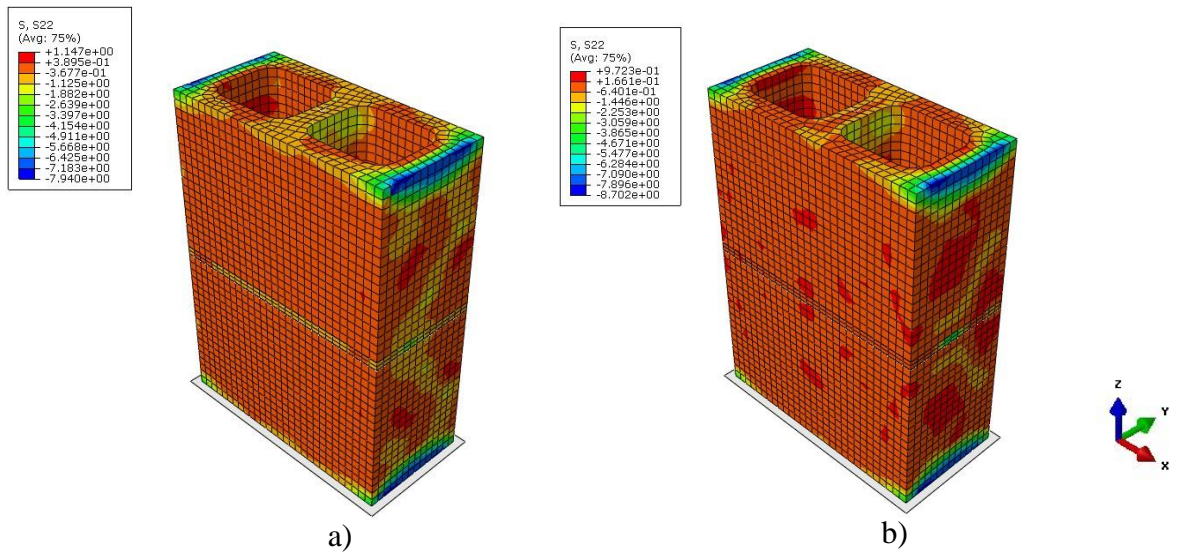
Modelo 28 dias – Dano de tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 49

Figura A8 – Distribuição das tensões S33 para o Prisma-B2A2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



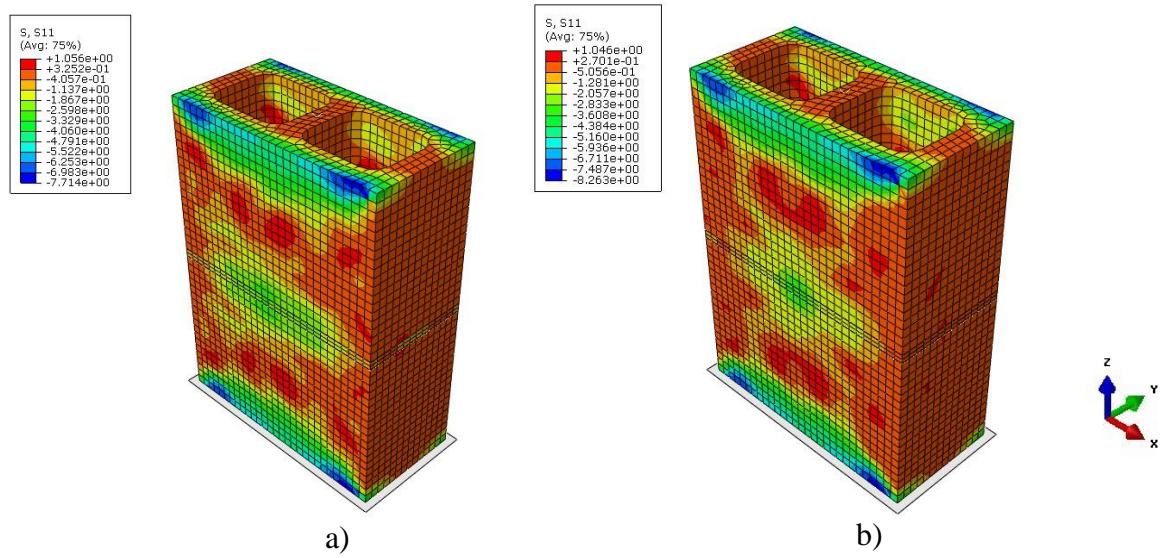
Fonte: AUTOR

Figura A9 – Variação da concentração de tensão S22 para o Prisma-B2A2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



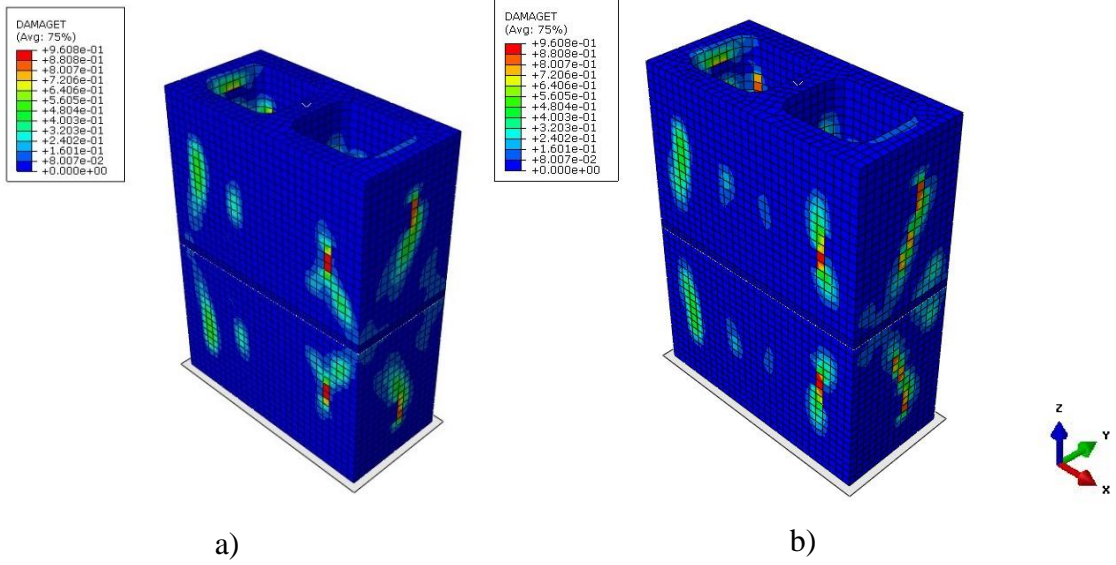
Fonte: AUTOR

Figura A10 – Variação da concentração de tensão S11 para o Prisma-B2A2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



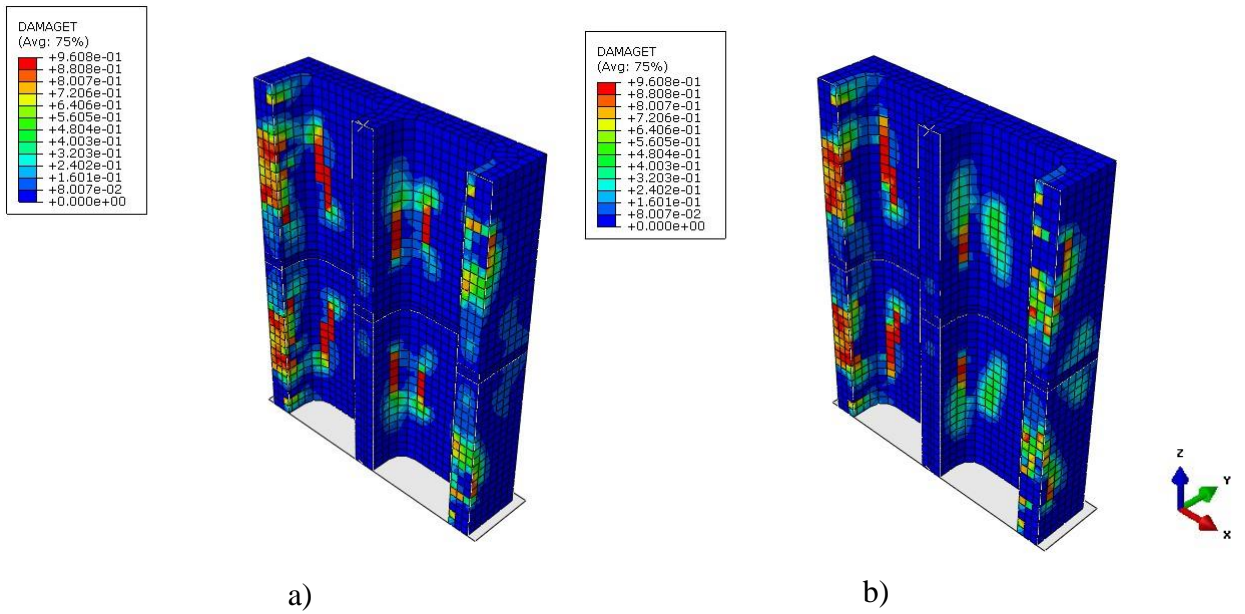
Fonte: AUTOR

Figura A11 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET para o Prisma-B2A2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



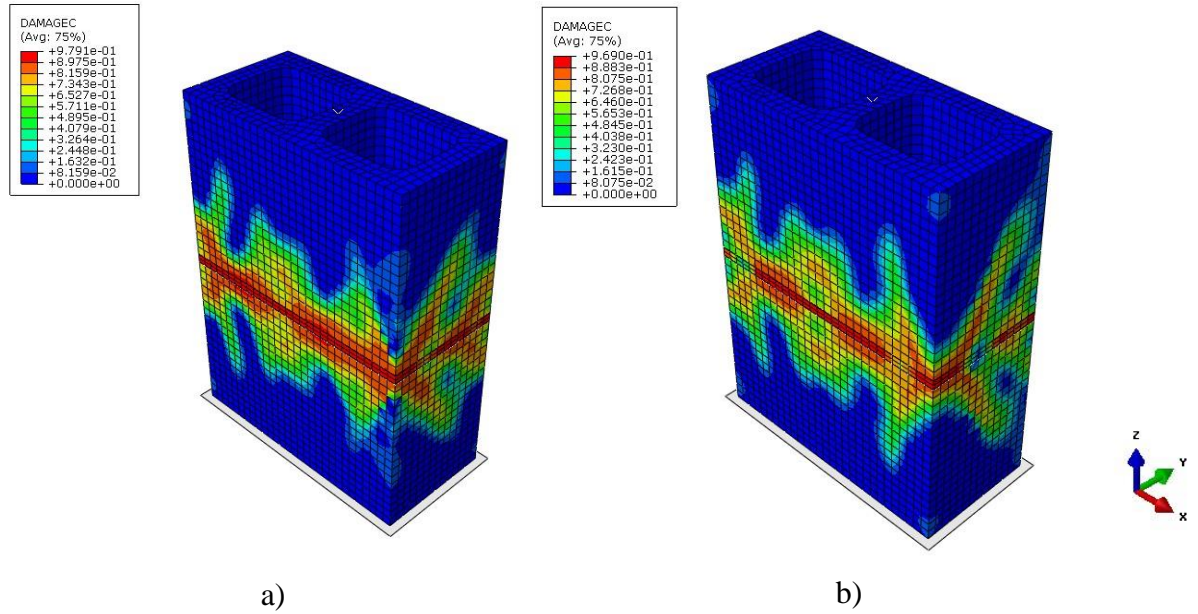
Fonte: AUTOR

Figura A12 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET no corte longitudinal da seção para o Prisma-B2A2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



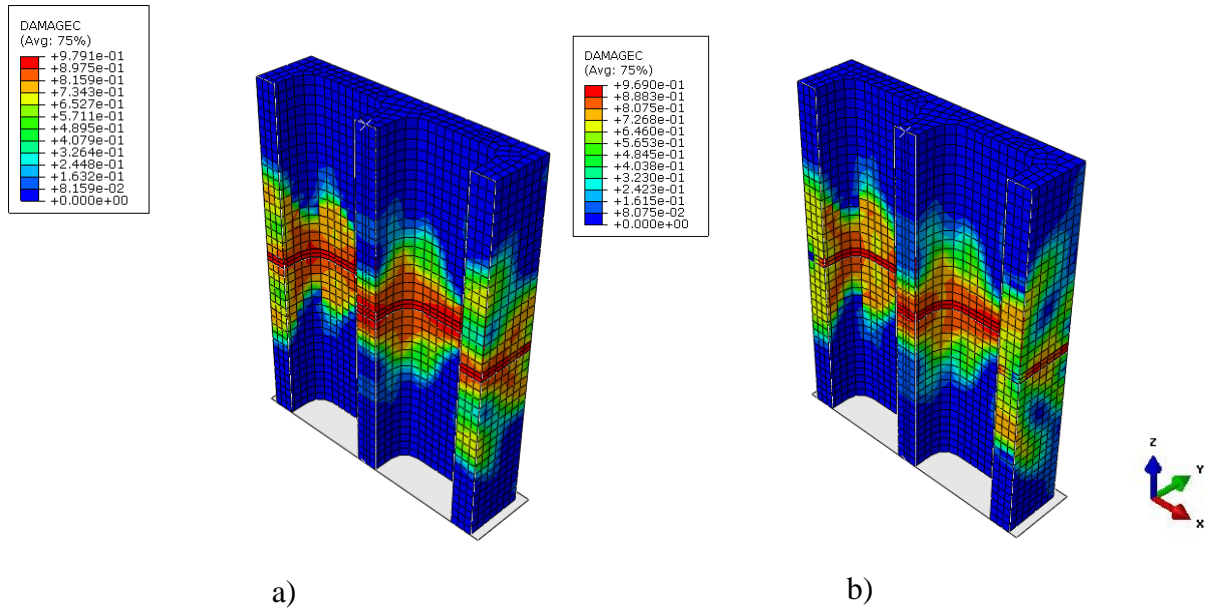
Fonte: AUTOR

Figura A13 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGEC para o Prisma-B2A2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



Fonte: AUTOR

Figura A14 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC no corte longitudinal da seção para o Prisma-B2A2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



Fonte: AUTOR

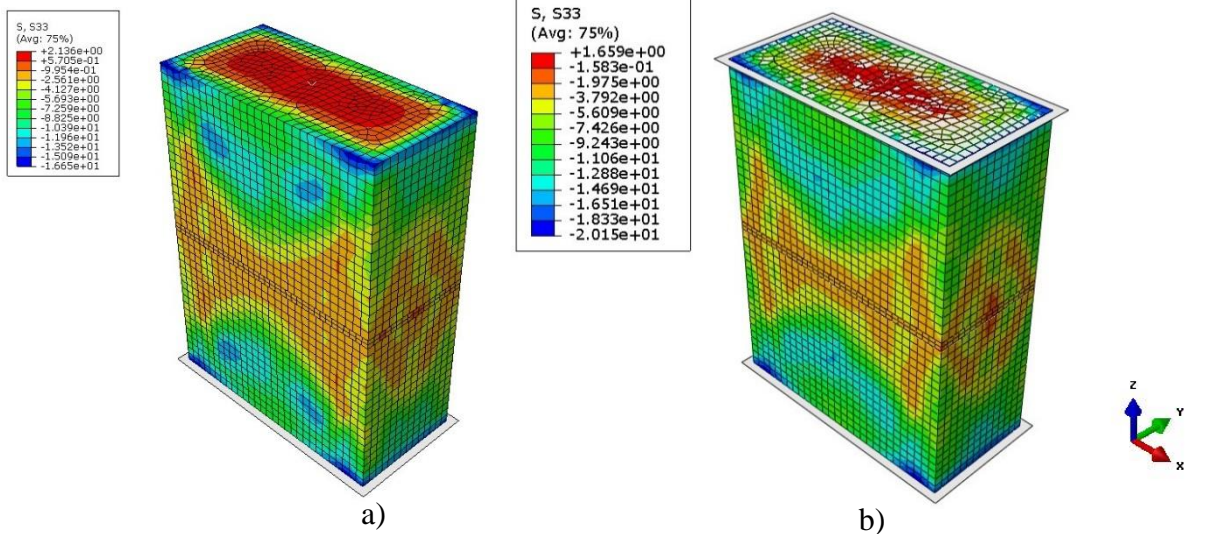
APÊNDICE B – MODOS DE RUPTURA – PRISMAS DE 2 BLOCOS GRAUTEADOS (B3A1G2 E B2A1G2)

B.1 PRISMA B3A1G2

Modelo 7 dias – Dano de Tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 75

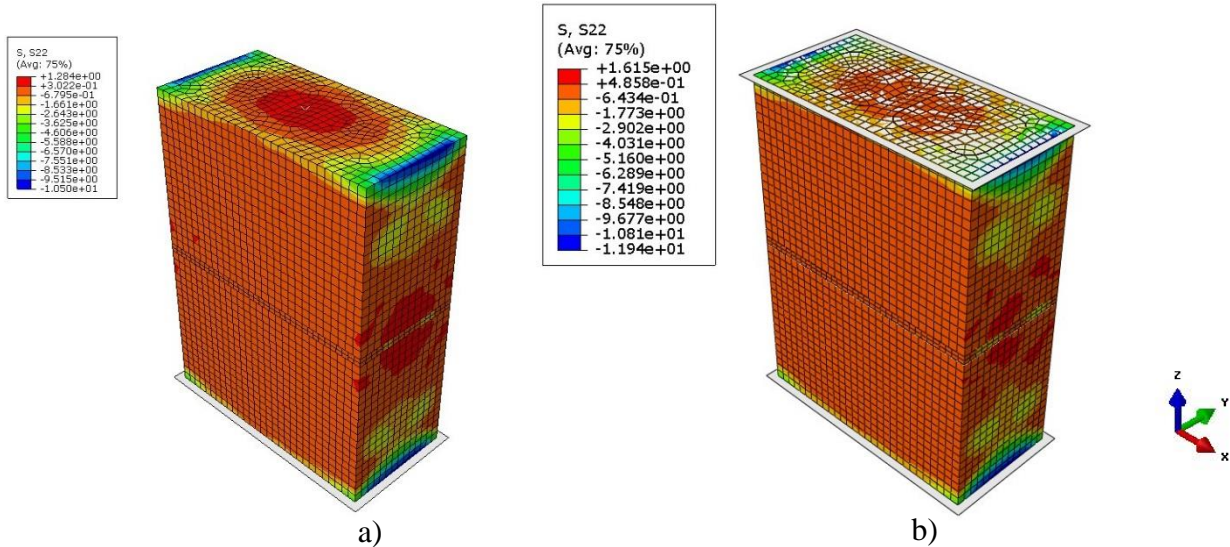
Modelo 28 dias – Dano de Tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 47

Figura B1 – Distribuição das tensões S33 para o Prisma-B3A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



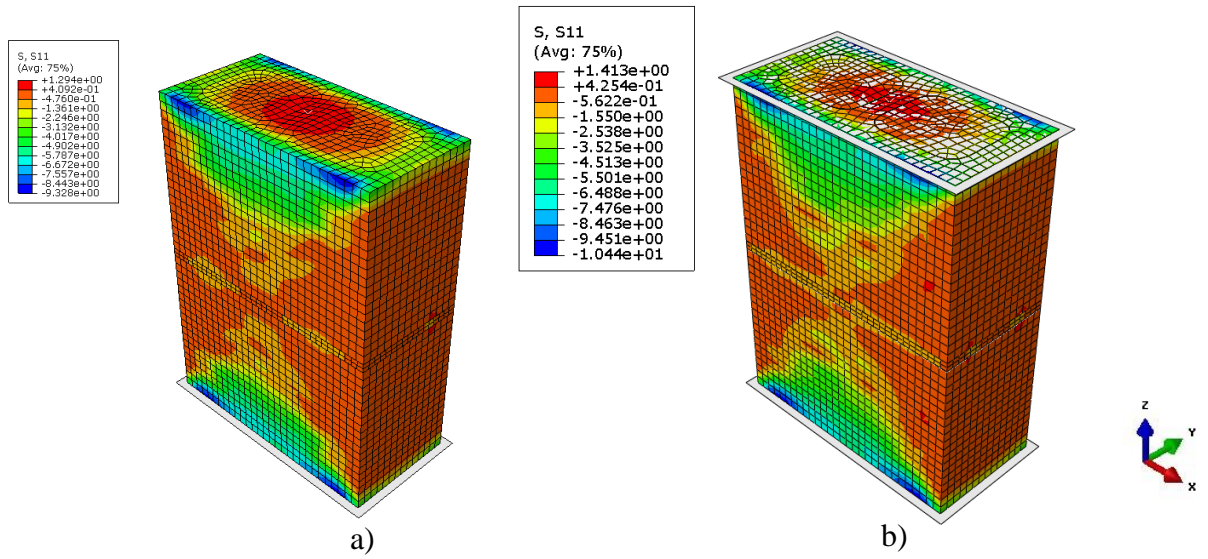
Fonte: AUTOR

Figura B2 – Variação da concentração de tensão S22 para o Prisma- B3A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



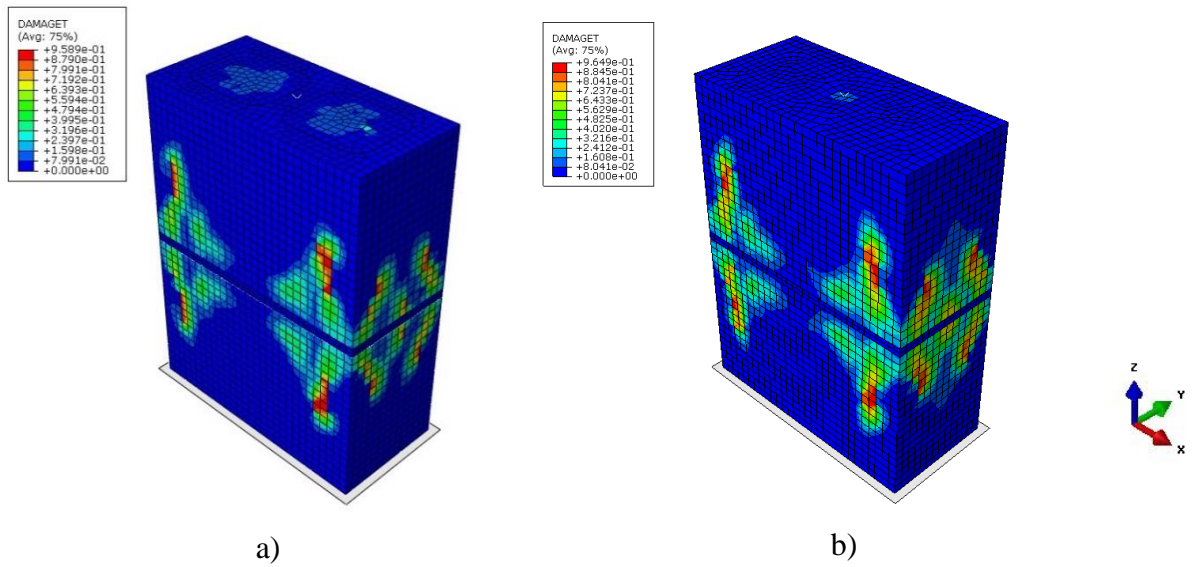
Fonte: AUTOR

Figura B3 – Variação da concentração de tensão S11 para o Prisma- B3A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



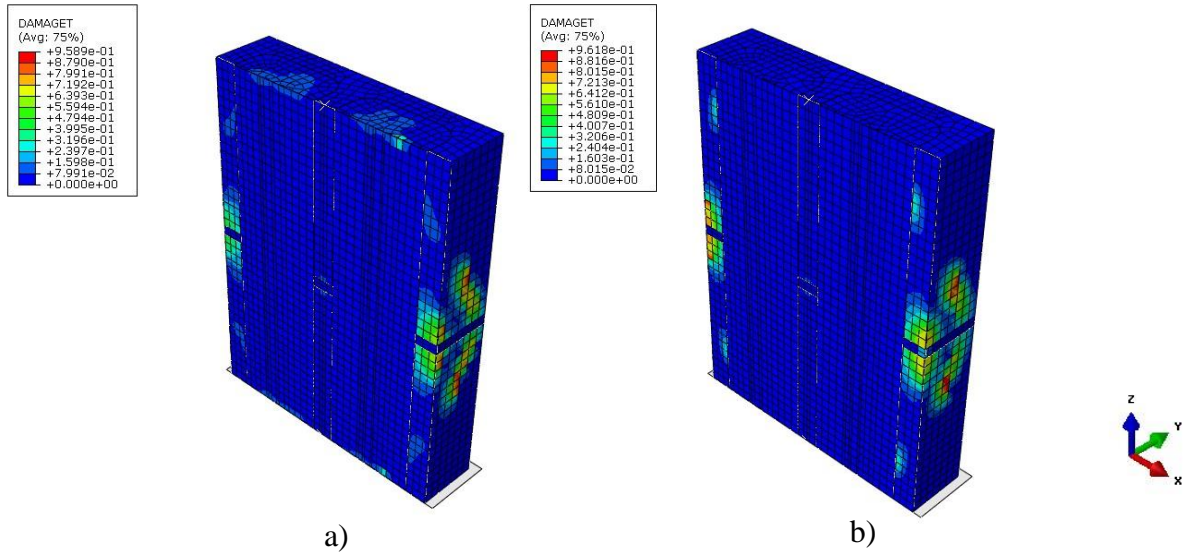
Fonte: AUTOR

Figura B4 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET para o Prisma- B3A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



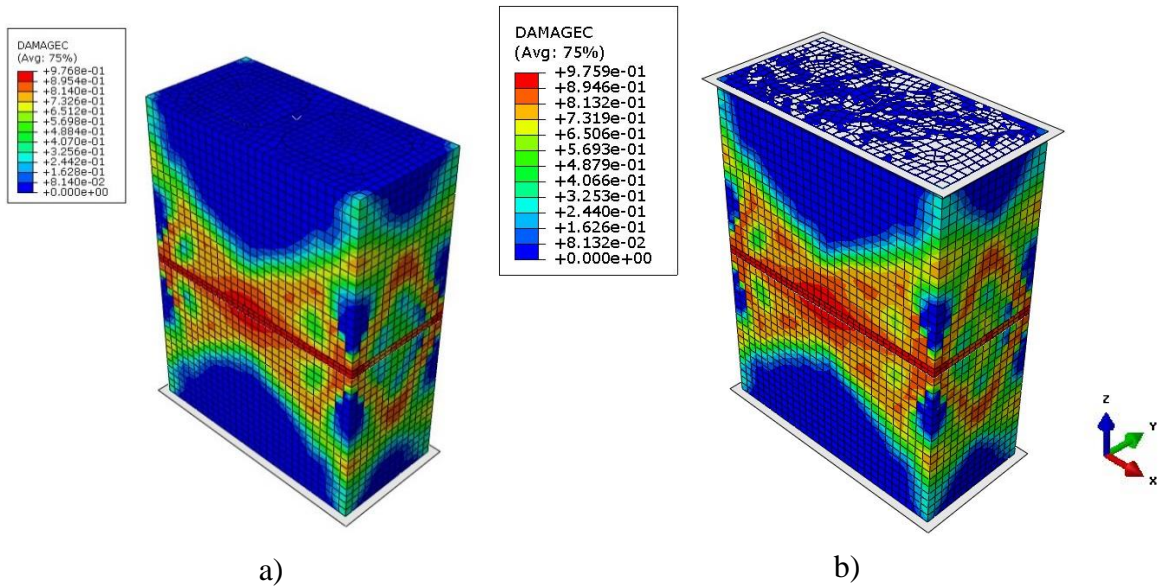
Fonte: AUTOR

Figura B5 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET no corte longitudinal da seção para o Prisma- B3A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



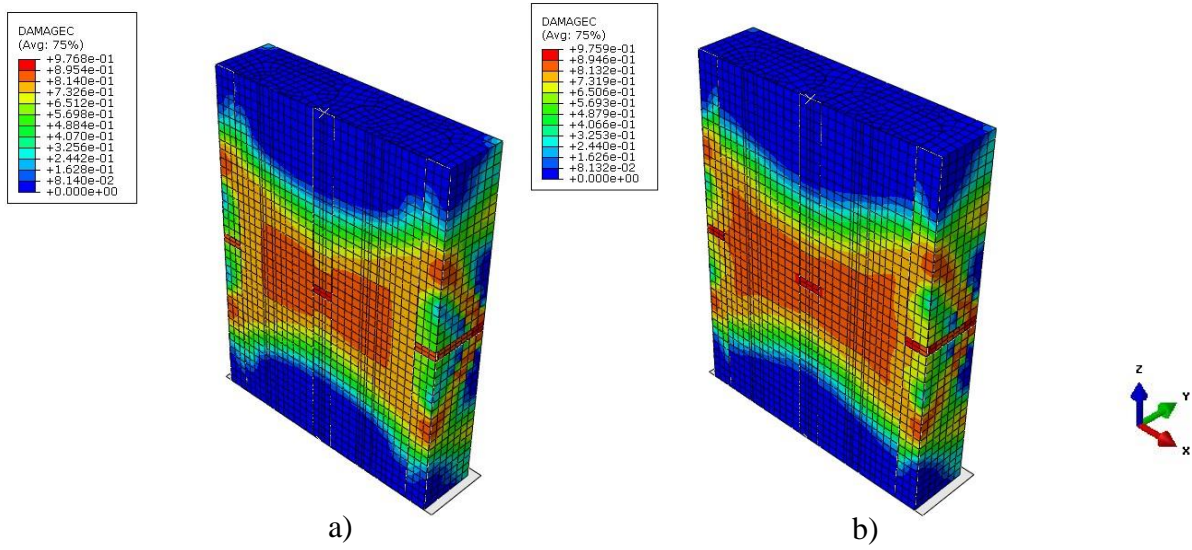
Fonte: AUTOR

Figura B6 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC para o Prisma- B3A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



Fonte: AUTOR

Figura B7 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC no corte longitudinal da seção para o Prisma-B3A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



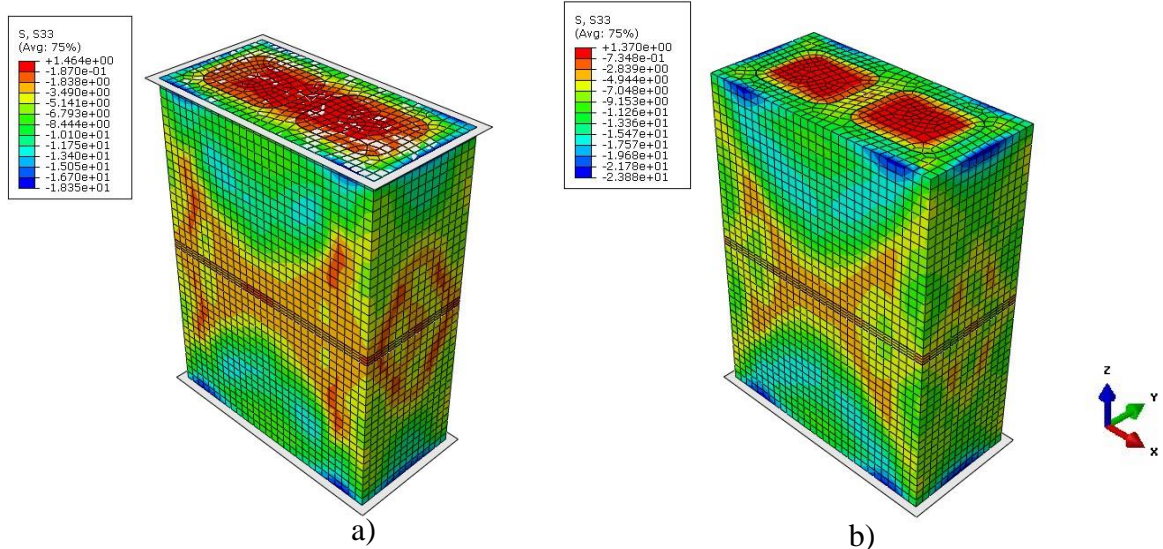
Fonte: AUTOR

B.2 PRISMA B2A1G2:

Modelo 7 dias – Dano de Tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 80

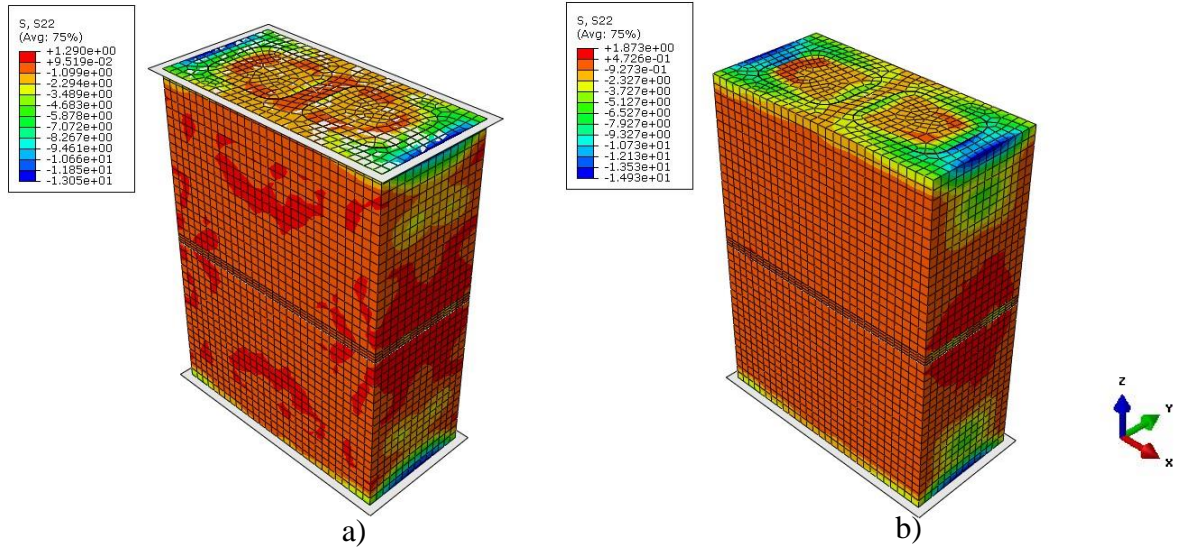
Modelo 28 dias – Dano de Tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 72

Figura B8 – Distribuição das tensões S33 para o Prisma-B2A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



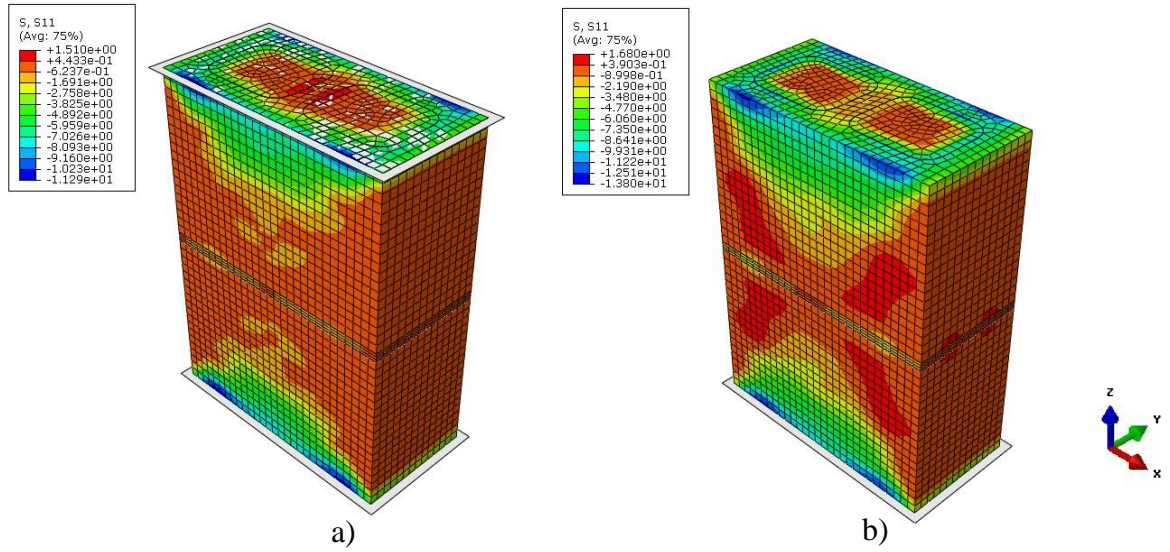
Fonte: AUTOR

Figura B9 – Variação da concentração de tensão S22 para o Prisma- B2A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



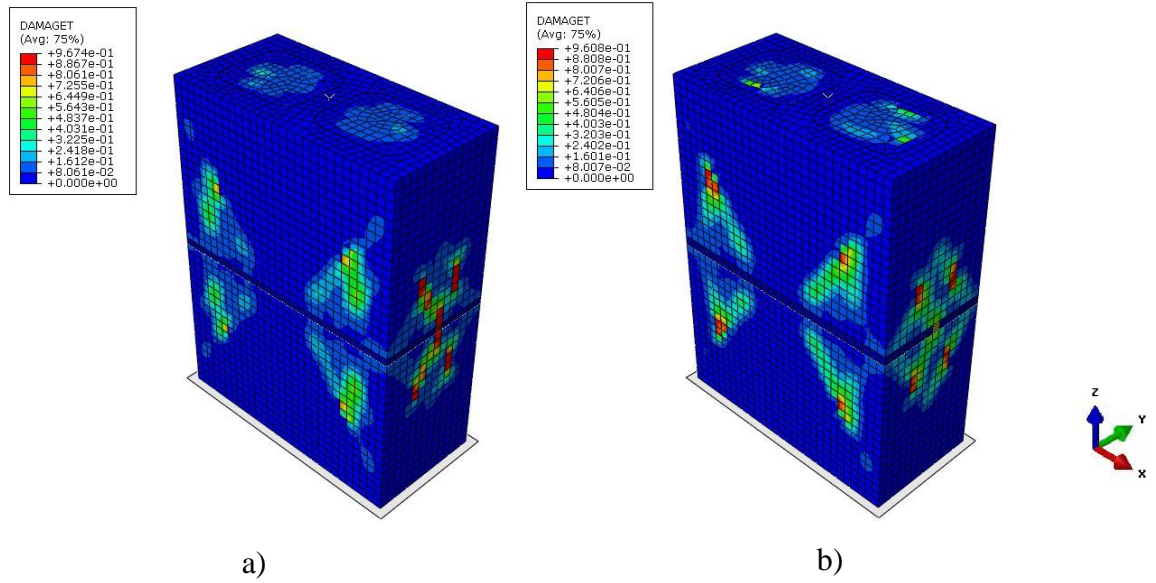
Fonte: AUTOR

Figura B10 – Variação da concentração de tensão S11 para o Prisma- B2A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



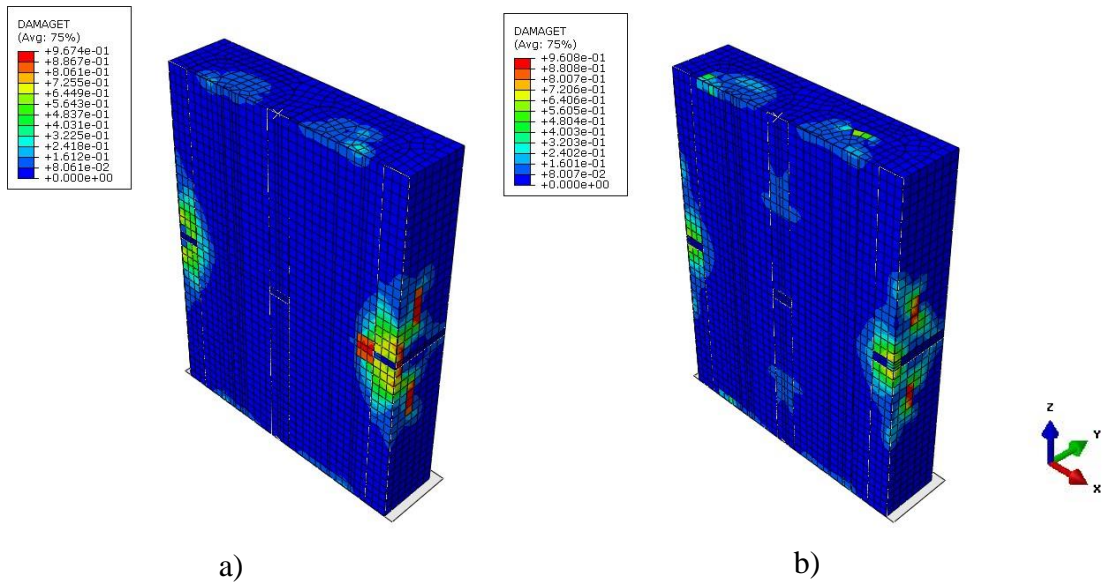
Fonte: AUTOR

Figura B11 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET para o Prisma- B2A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



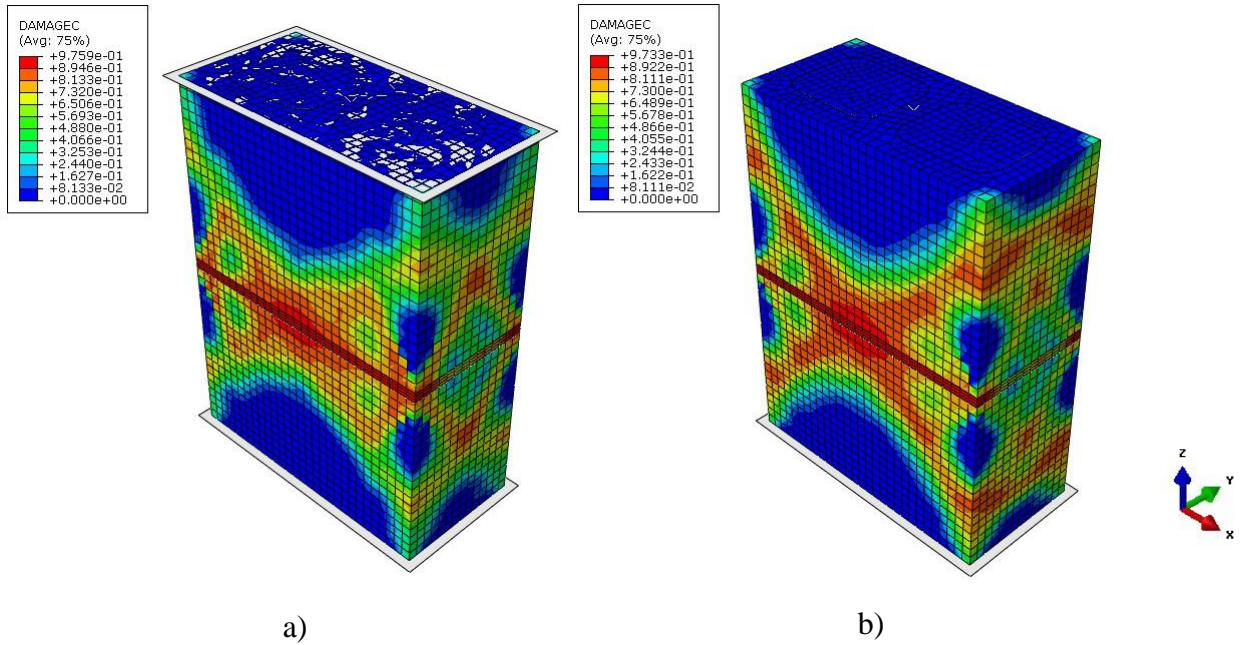
Fonte: AUTOR

Figura B12 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET no corte longitudinal da seção para o Prisma- B2A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



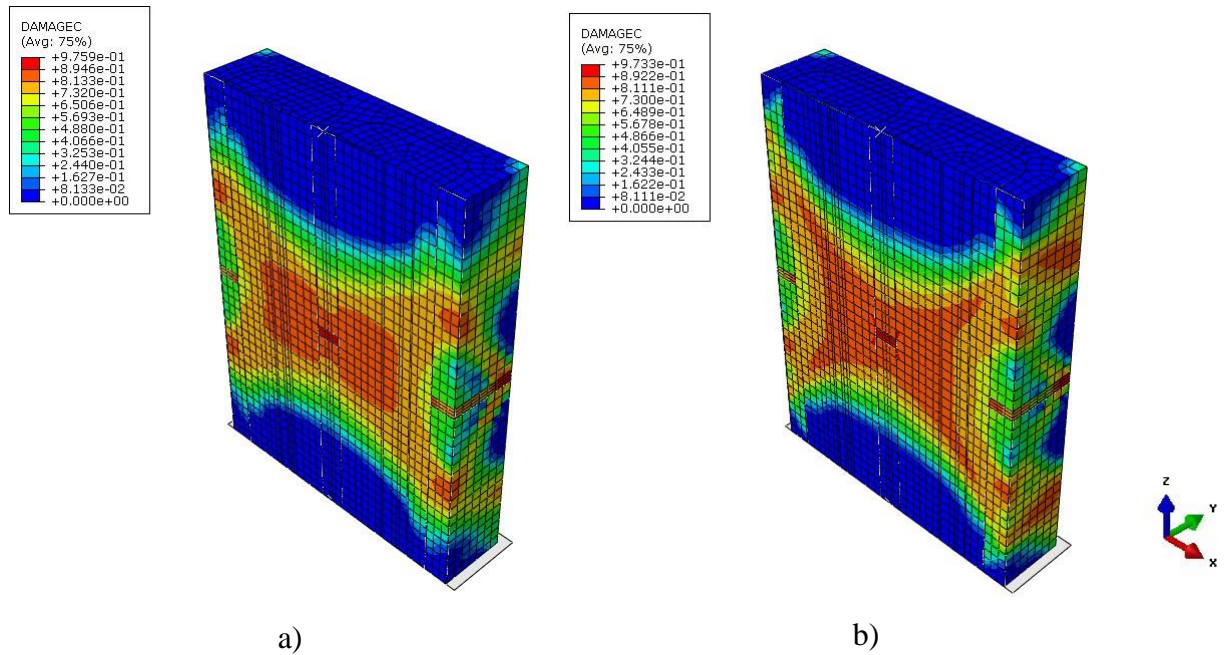
Fonte: AUTOR

Figura B13 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC para o Prisma- B2A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



Fonte: AUTOR

Figura B14 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC no corte longitudinal da seção para o Prisma- B2A1G2: 7 dias (a) e 28 dias (b)



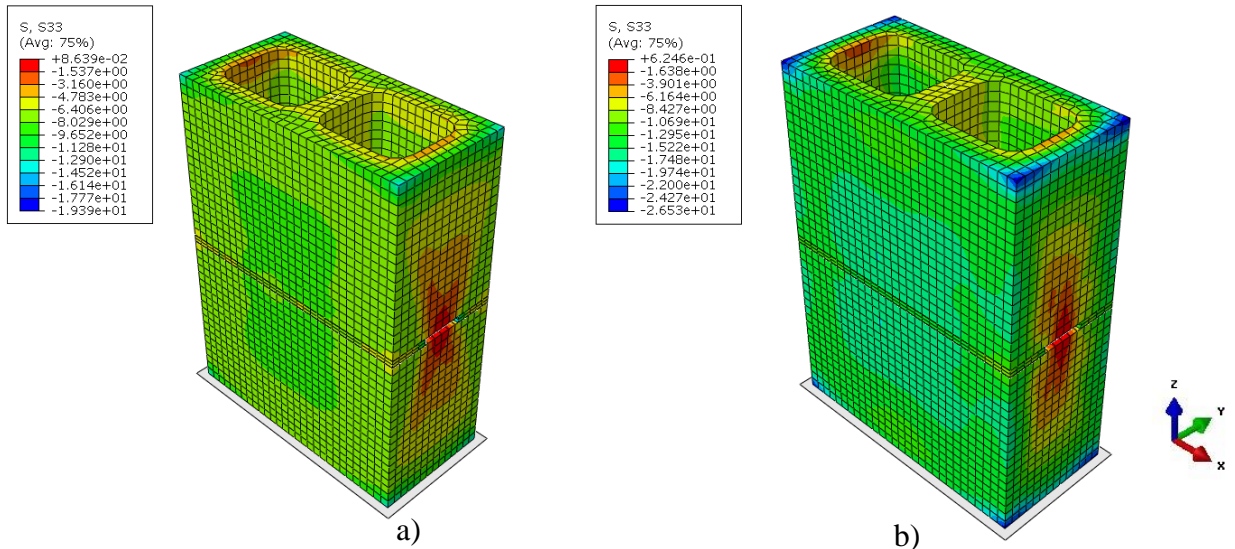
Fonte: AUTOR

APÊNDICE C – MODOS DE RUPTURA– PRISMAS DE 2 BLOCOS NÃO- GRAUTEADOS COM ARGAMASSAMENTO PARCIAL (B3A1 E B2A2) – 28 DIAS

Modelo B3A1 – Dano de Tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 71

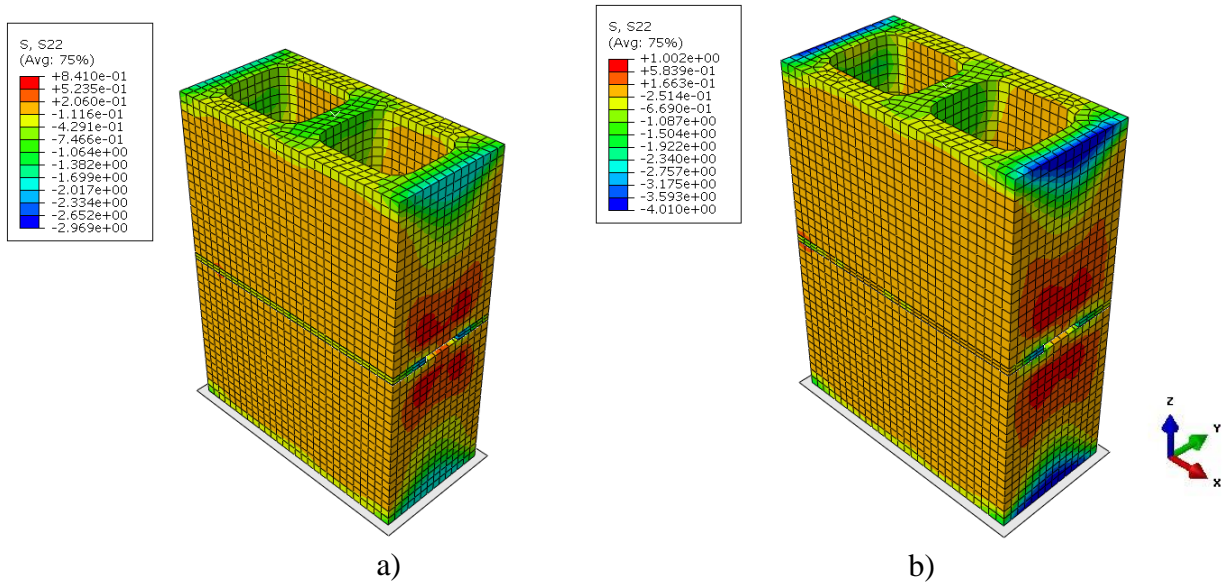
Modelo B2A2 – Dano de Tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 57

Figura C1 – Distribuição das tensões S33 para o Prisma B3A1 (a) e B2A2 (b)



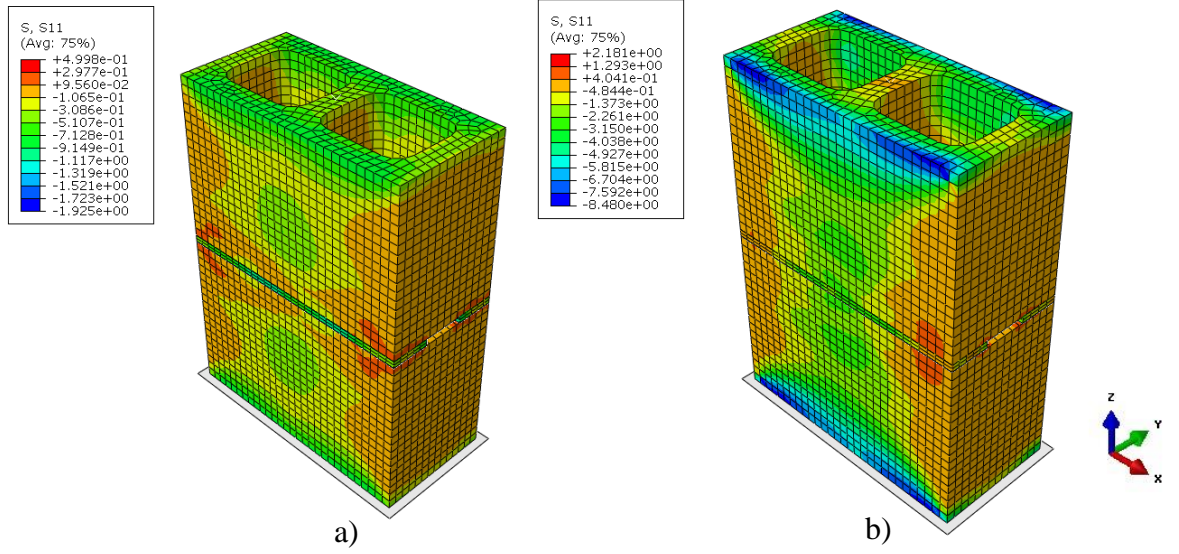
Fonte: AUTOR

Figura C2 – Variação da concentração de tensão S22 para o Prisma B3A1 (a) e B2A2 (b)



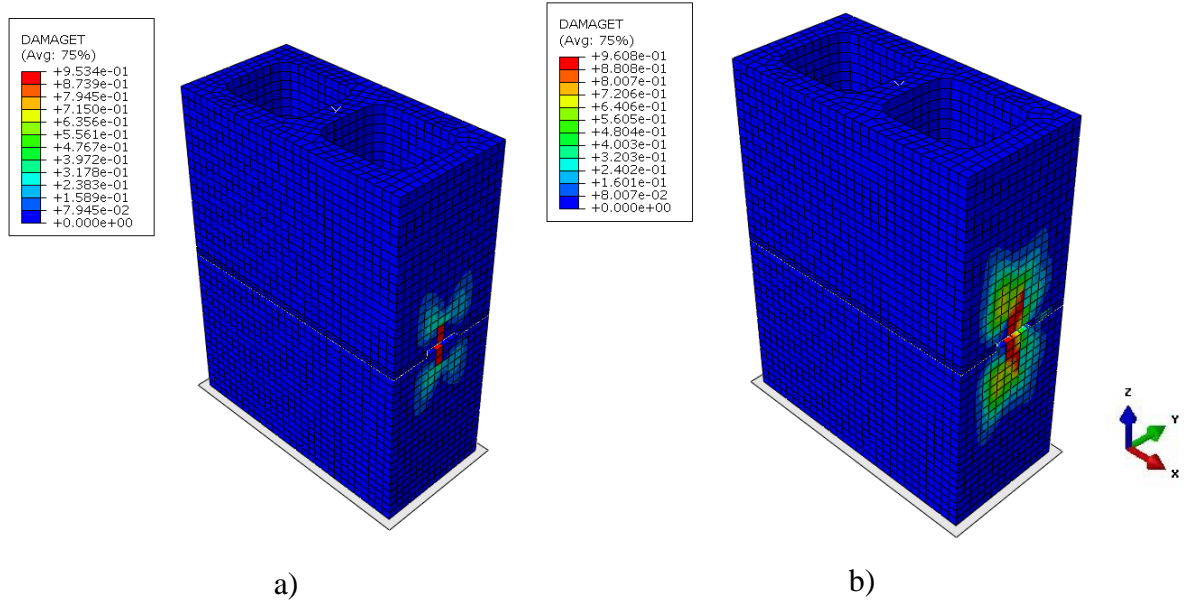
Fonte: AUTOR

Figura C3 – Variação da concentração de tensão S11 para o Prisma B3A1 (a) e B2A2 (b)



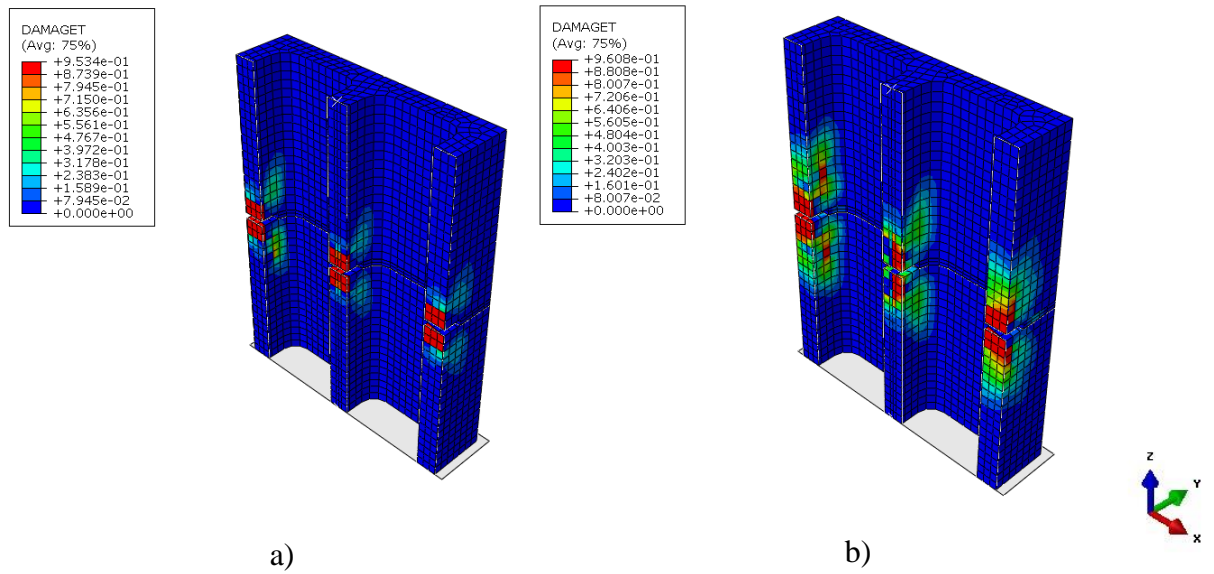
Fonte: AUTOR

Figura C4 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET para o Prisma B3A1 (a) e B2A2 (b)



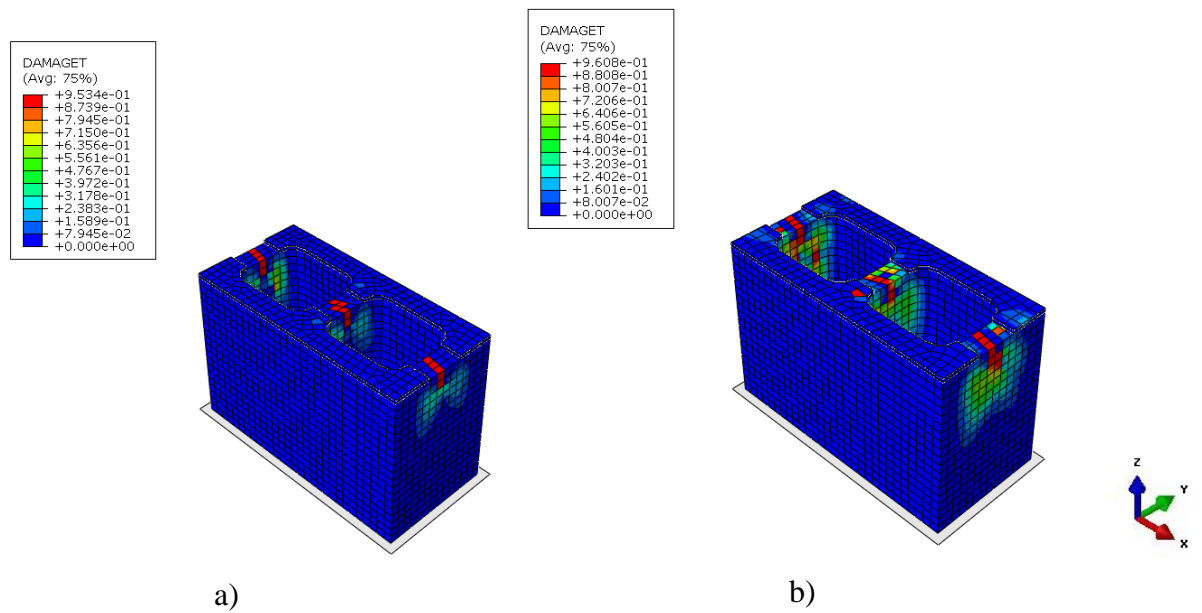
Fonte: AUTOR

Figura C5 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET no corte longitudinal da seção para o Prisma B3A1 (a) e B2A2 (b)



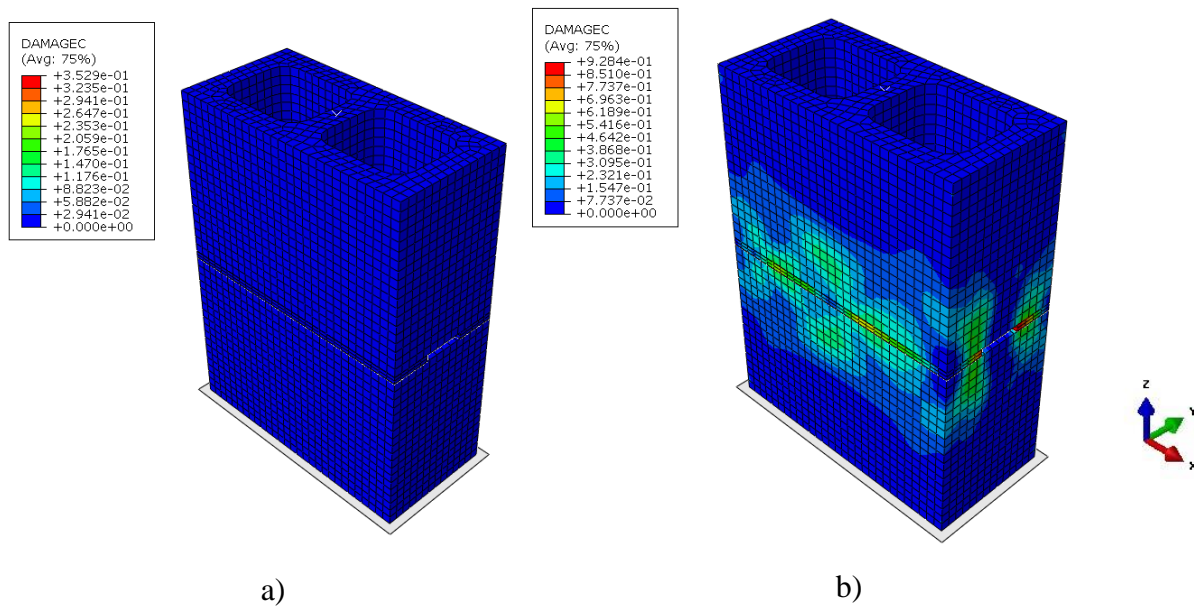
Fonte: AUTOR

Figura C6 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGET no corte transversal da seção para o Prisma B3A1 (a) e B2A2 (b)



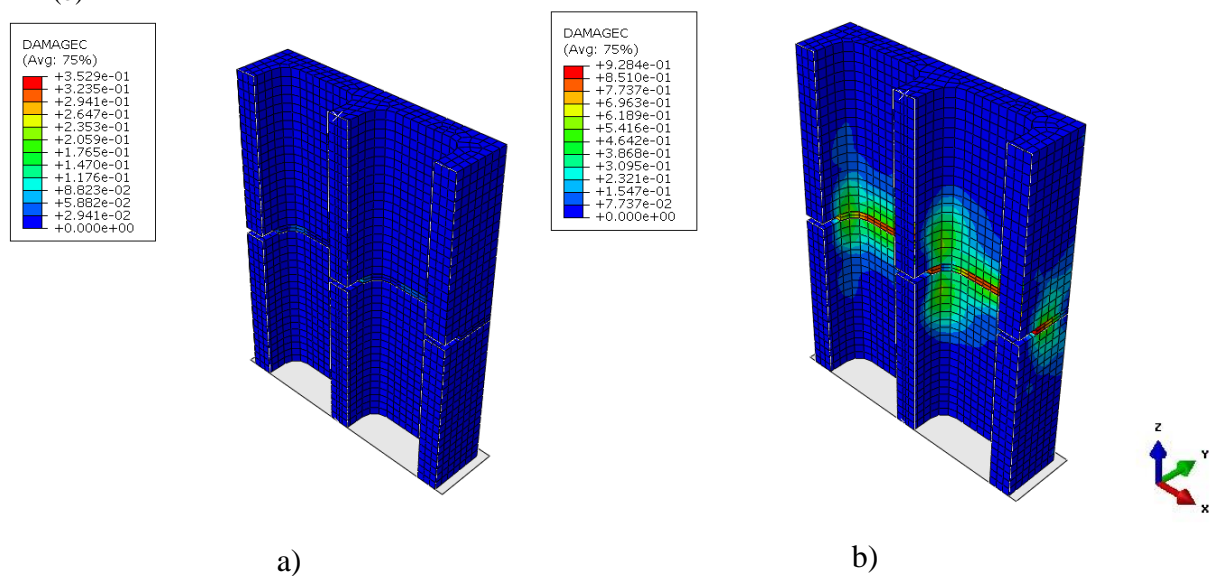
Fonte: AUTOR

Figura C7 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGEC para o Prisma B3A1 (a) e B2A2 (b)



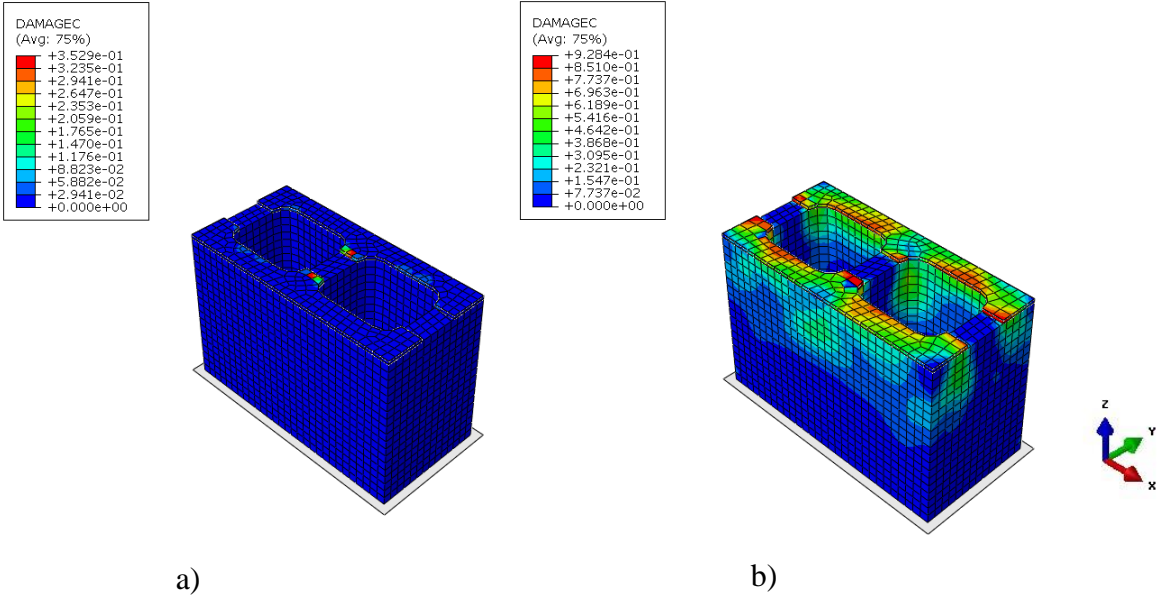
Fonte: AUTOR

Figura C8 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC no corte longitudinal da seção para o Prisma B3A1 (a) e B2A2 (b)



Fonte: AUTOR

Figura C9 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC no corte longitudinal da seção para o Prisma B3A1 (a) e B2A2 (b)



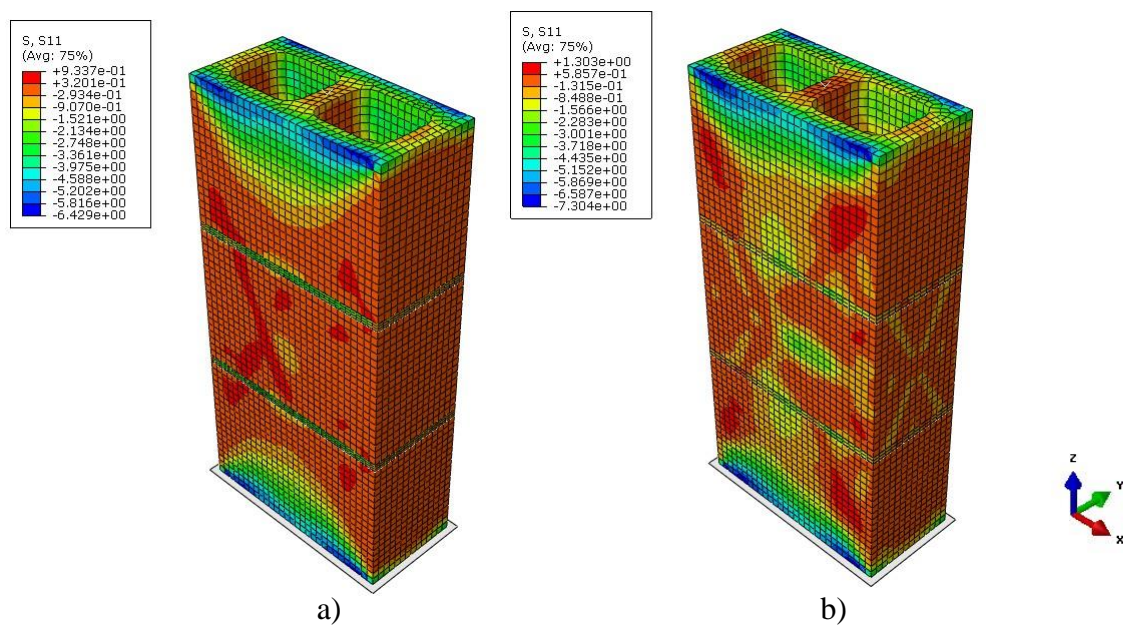
Fonte: AUTOR

APÊNDICE D – MODOS DE RUPTURA – PRISMAS DE 3 BLOCOS (B3A1 E B2A2) – 28 DIAS

Modelo B3A1 – Dano de Tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 62

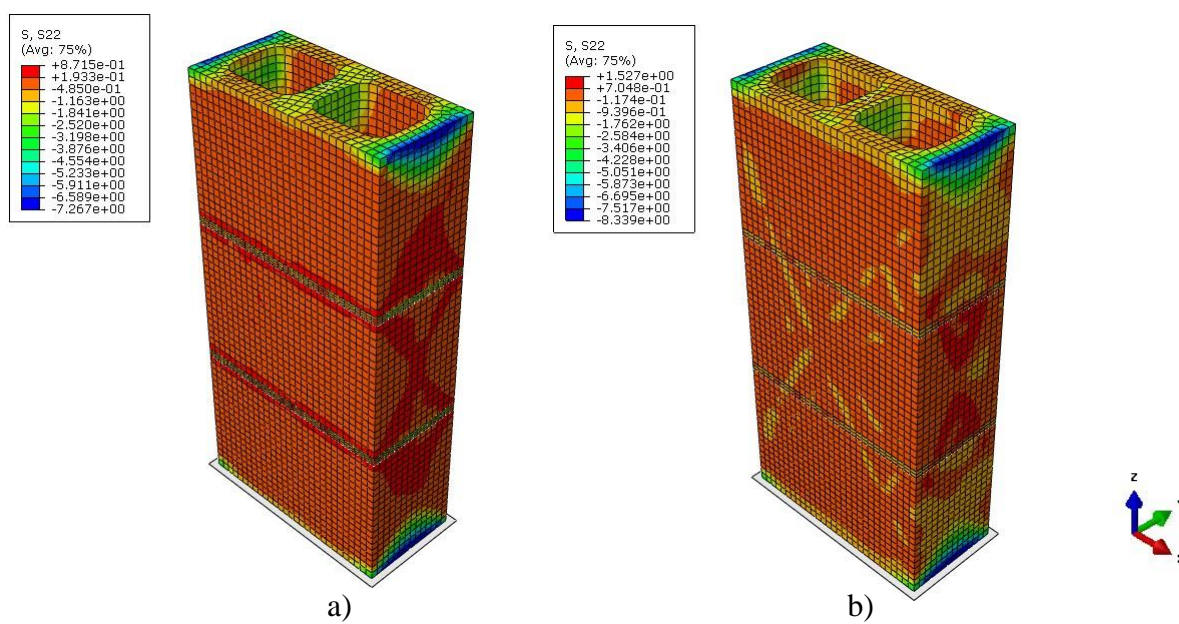
Modelo B2A2 – Dano de Tração ocorre primeiro – incremento de leitura = 59

Figura D1 – Distribuição das tensões S11 para os Prismas de 3 Blocos: B3A1 (a) e B2A2 (b)



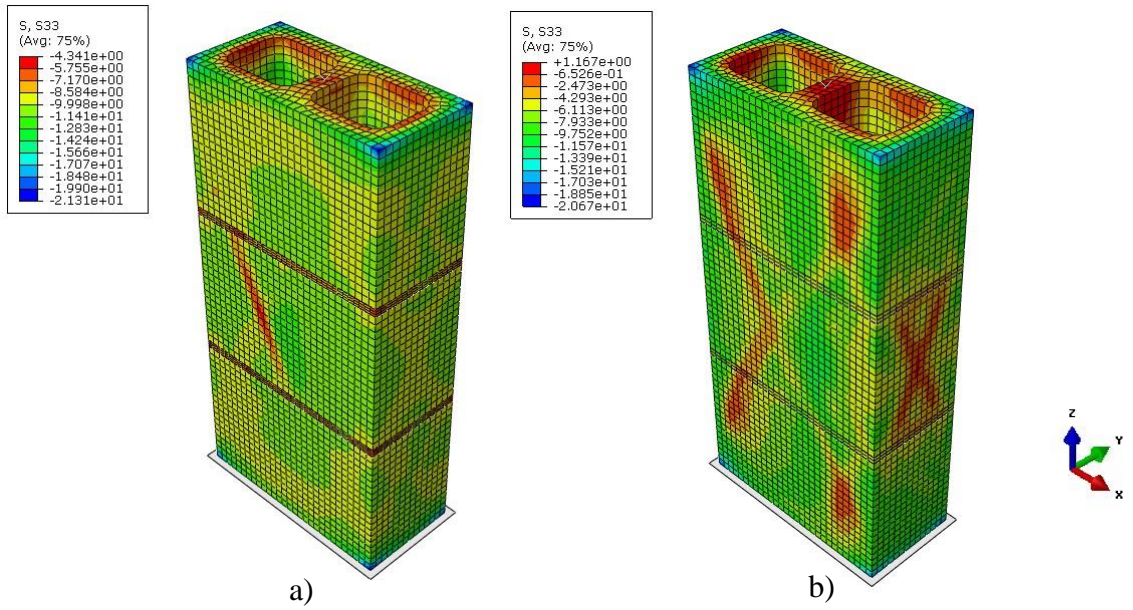
Fonte: AUTOR

Figura D2 – Variação da concentração de tensão S22 para os Prismas de 3 Blocos: B3A1 (a) e B2A2 (b)



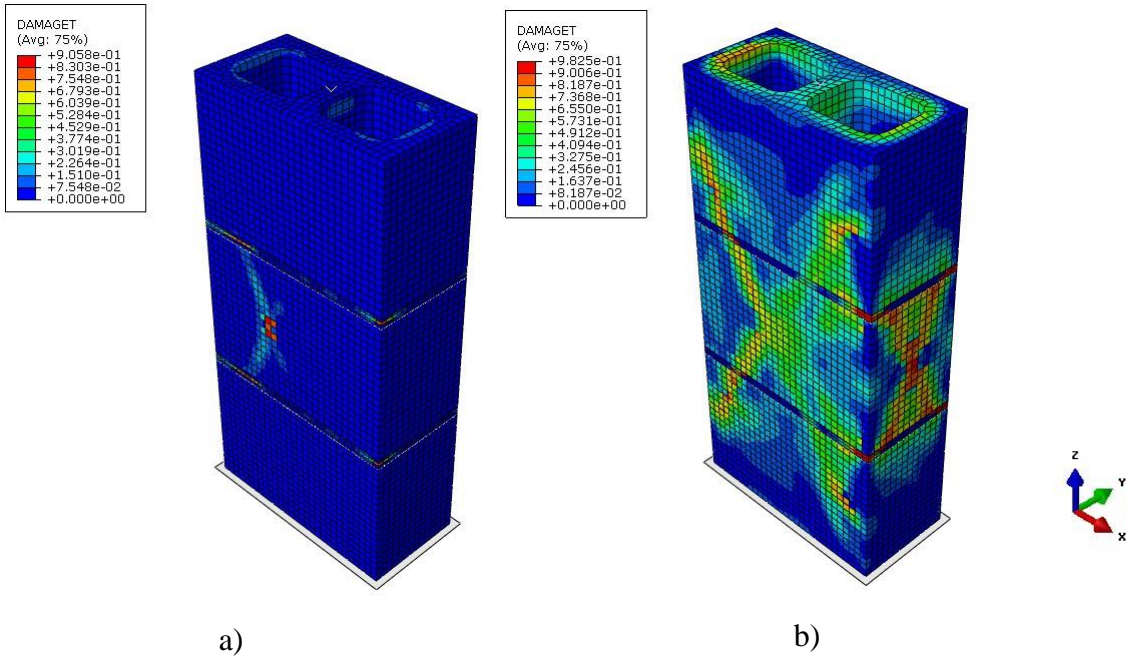
Fonte: AUTOR

Figura D3 – Variação da concentração de tensão S33 para os Prismas de 3 Blocos: B3A1 (a) e B2A2 (b)



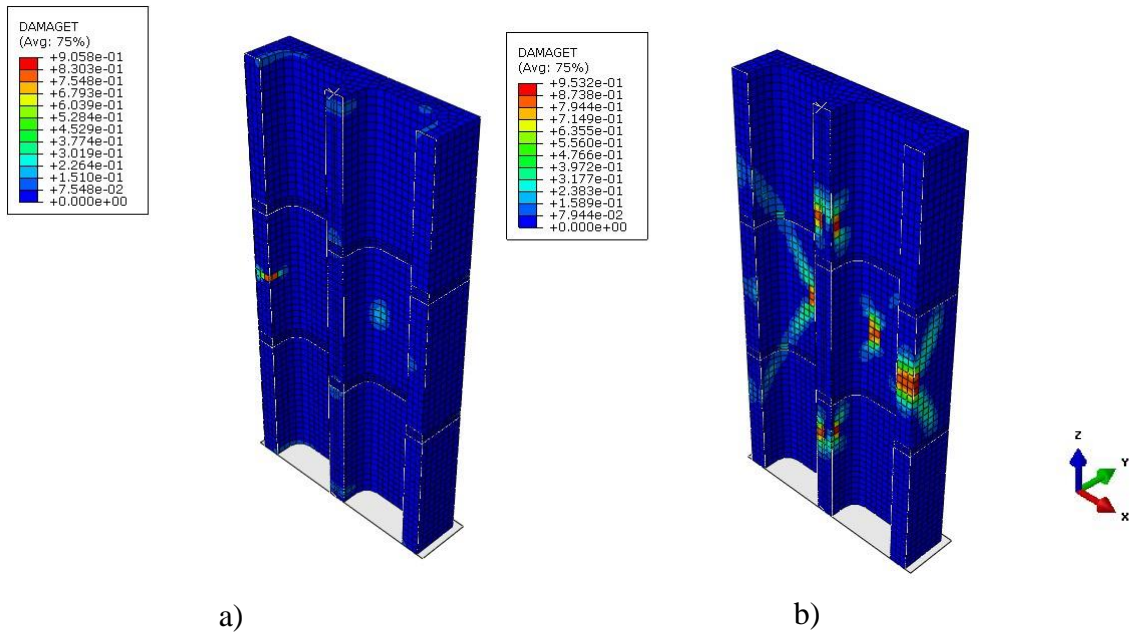
Fonte: AUTOR

Figura D4 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET para os Prismas de 3 Blocos: B3A1 (a) e B2A2 (b)



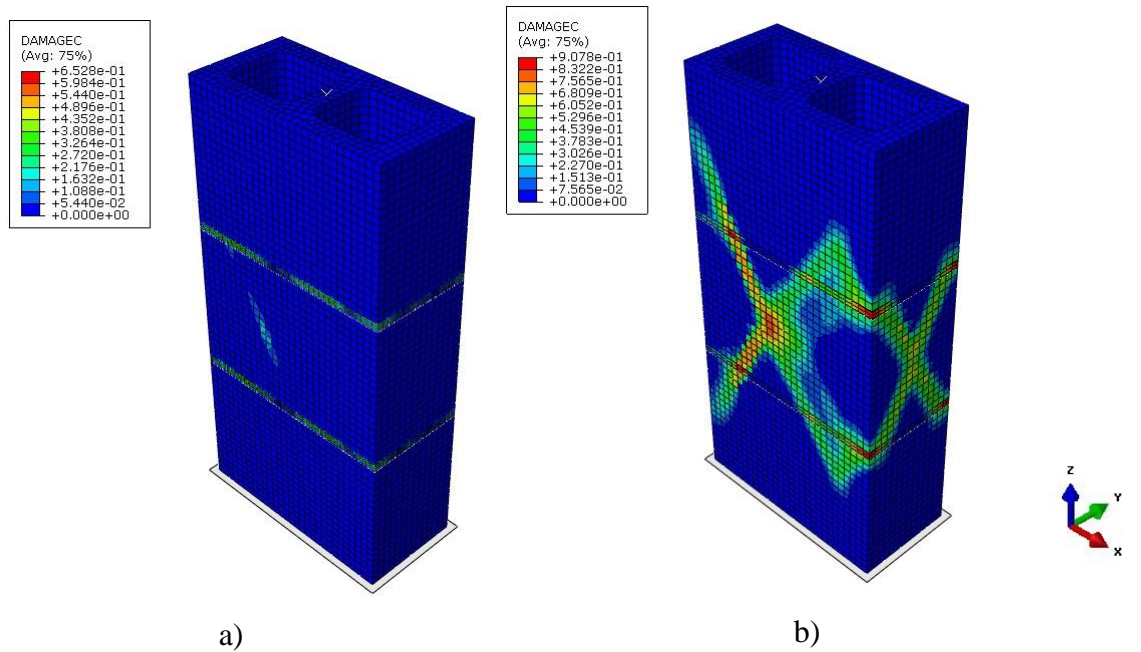
Fonte: AUTOR

Figura D5 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET no corte longitudinal da seção para os Prisma de 3 Blocos: B3A1 (a) e B2A2 (b)



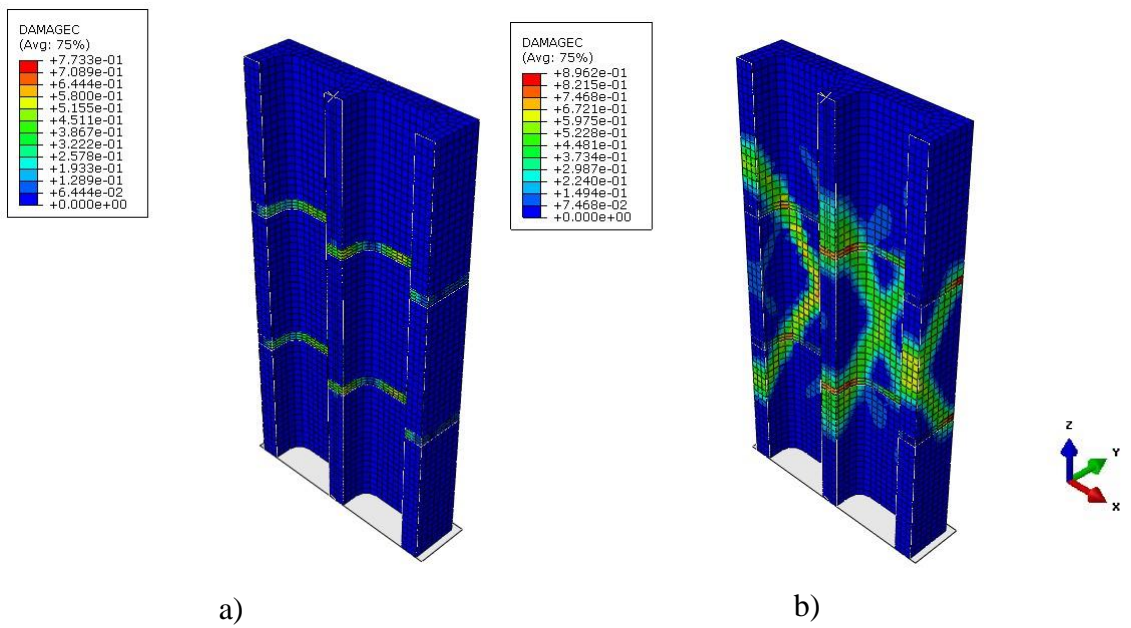
Fonte: AUTOR

Figura D6 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC para o Prisma de 3 Blocos: B3A1 (a) e B2A2 (b)



Fonte: AUTOR

Figura D7 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC no corte longitudinal da seção para o Prisma de 3 Blocos: B3A1 (a) e B2A2 (b)



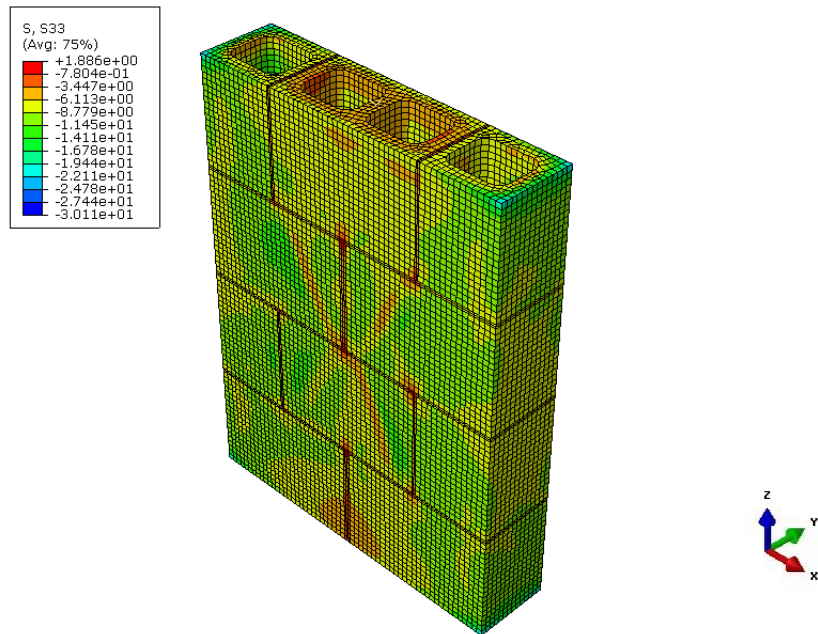
Fonte: AUTOR

APÊNDICE E – MODOS DE RUPTURA – PEQUENAS-PAREDES

E.1 PEQUENA-PAREDE TIPO 01

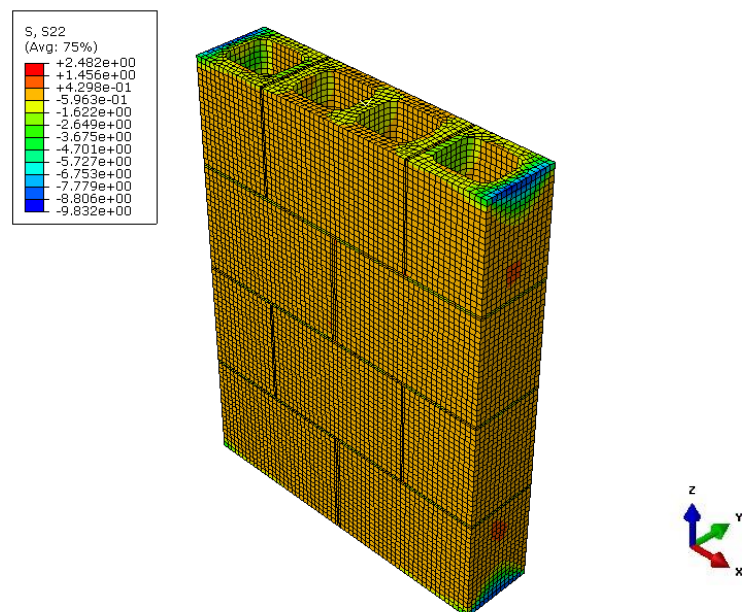
TIPO 01 B3A1 – Dano de Compressão ocorre primeiro – incremento de leitura = 110

Figura E1 – Distribuição das tensões S33 para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



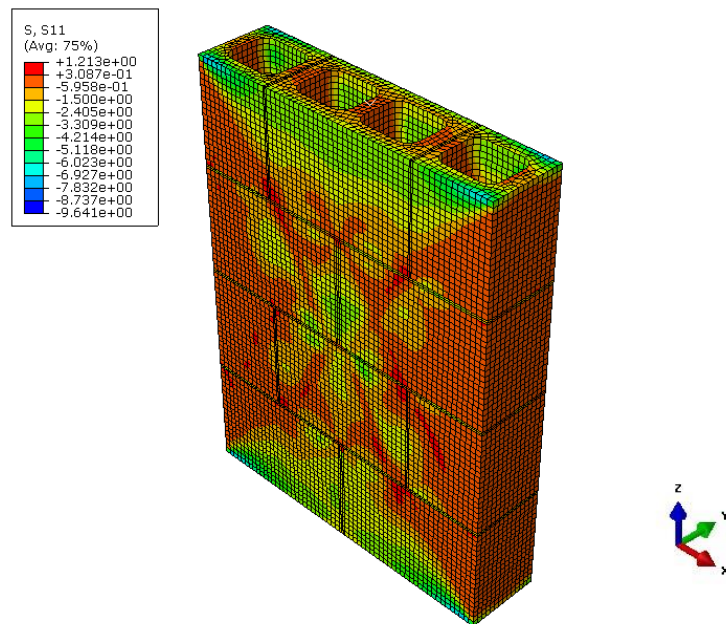
Fonte: AUTOR

Figura E2 – Variação da concentração de tensão S22 para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



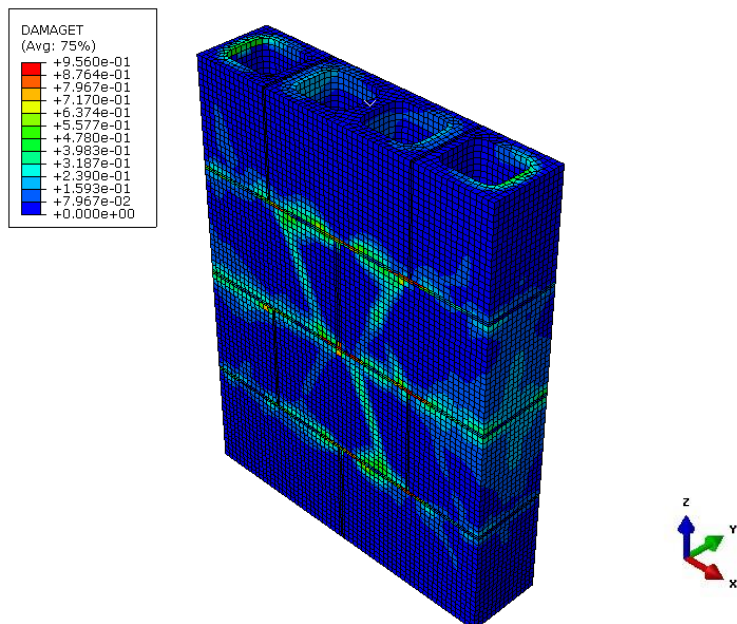
Fonte: AUTOR

Figura E3 – Variação da concentração de tensão S11 para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



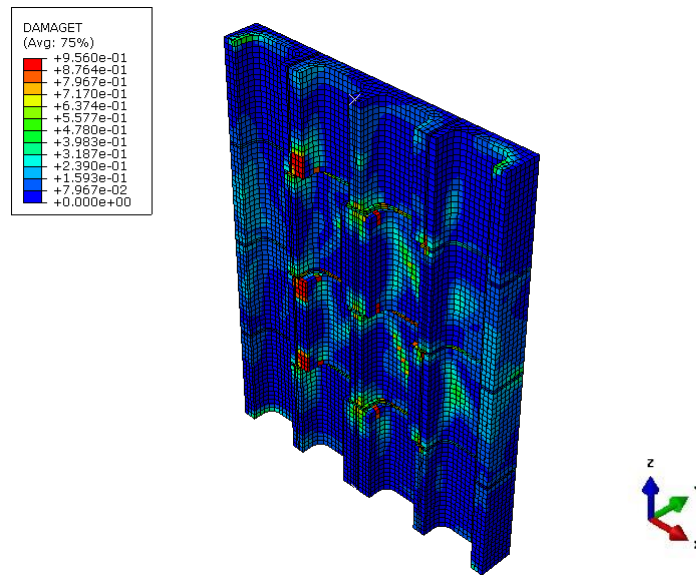
Fonte: AUTOR

Figura E4 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



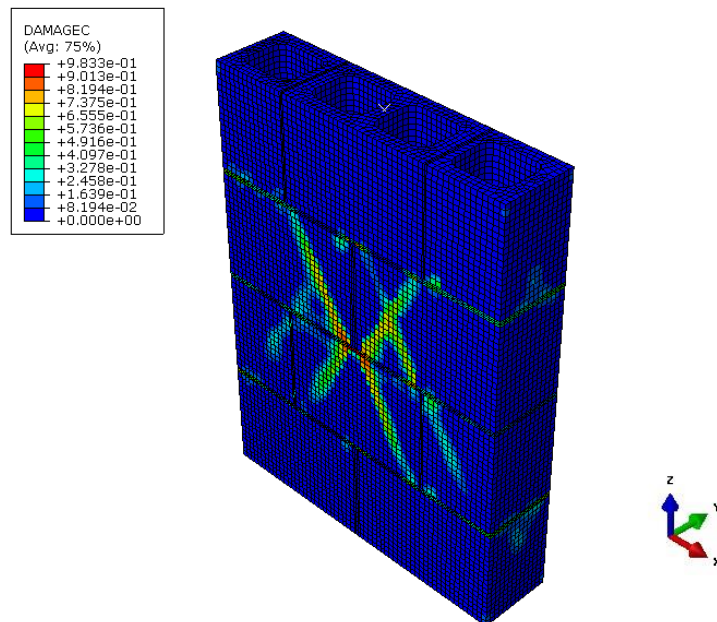
Fonte: AUTOR

Figura E5 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET no corte longitudinal da seção para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



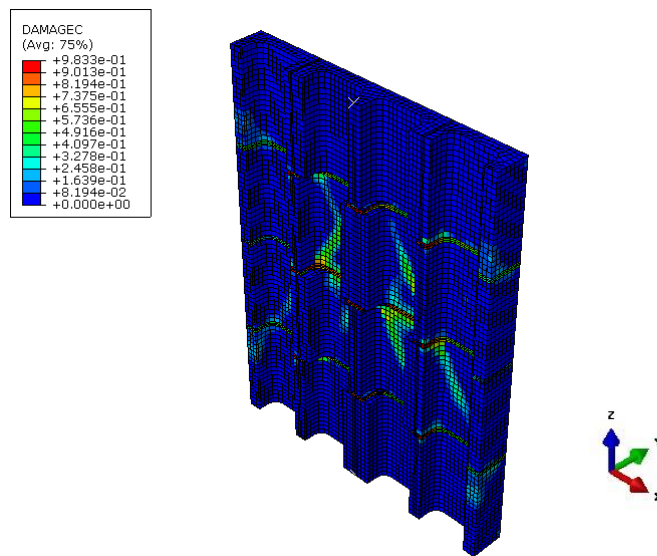
Fonte: AUTOR

Figura E6 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



Fonte: AUTOR

Figura E7 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC no corte longitudinal da seção para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1

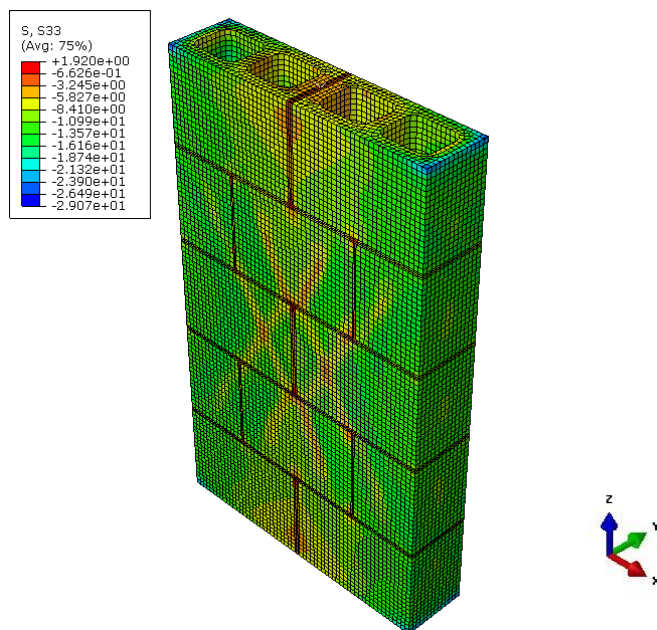


Fonte: AUTOR

E.2 PEQUENA-PAREDE TIPO 02

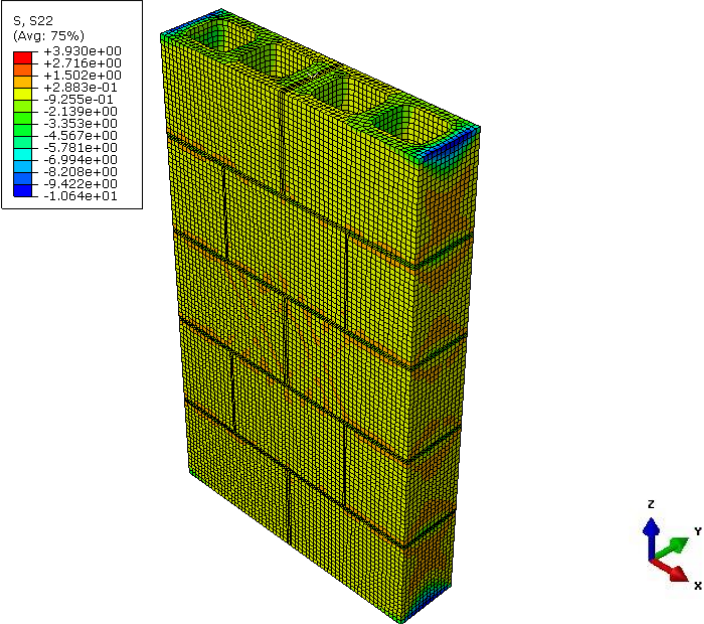
TIPO 02 B3A1 – Dano de Compressão ocorre primeiro – incremento de leitura = 66

Figura E8 – Distribuição das tensões S33 para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



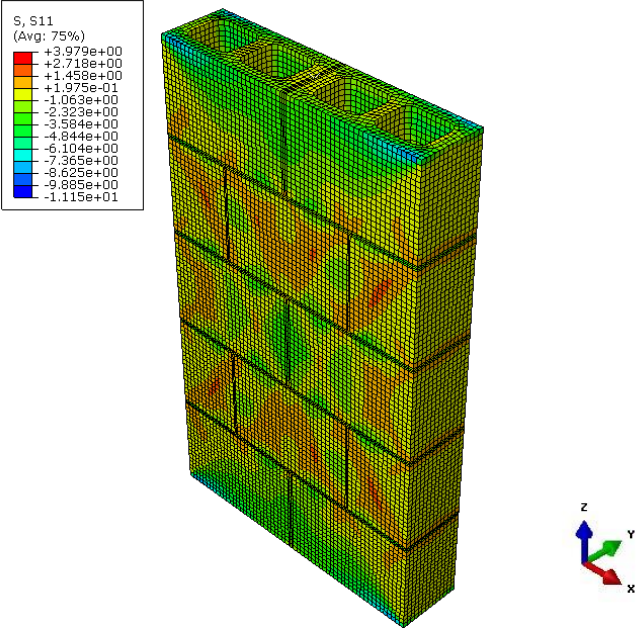
Fonte: AUTOR

Figura E9 – Variação da concentração de tensão S22 para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



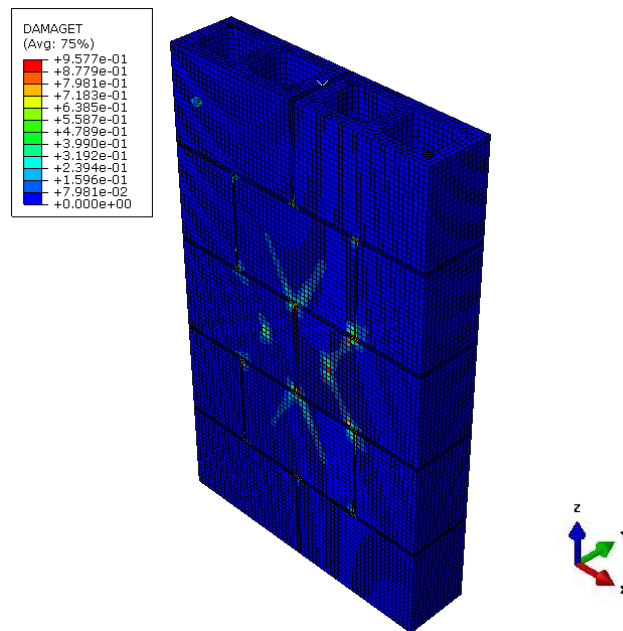
Fonte: AUTOR

Figura E10 – Variação da concentração de tensão S11 para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



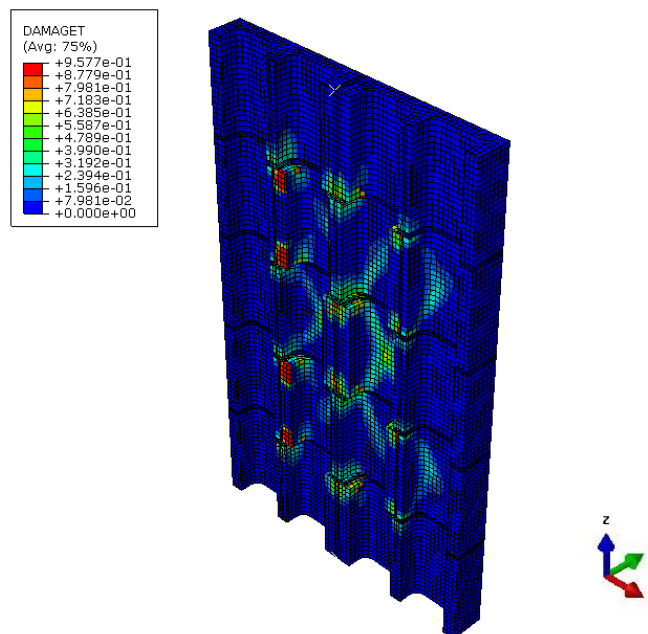
Fonte: AUTOR

Figura E11 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



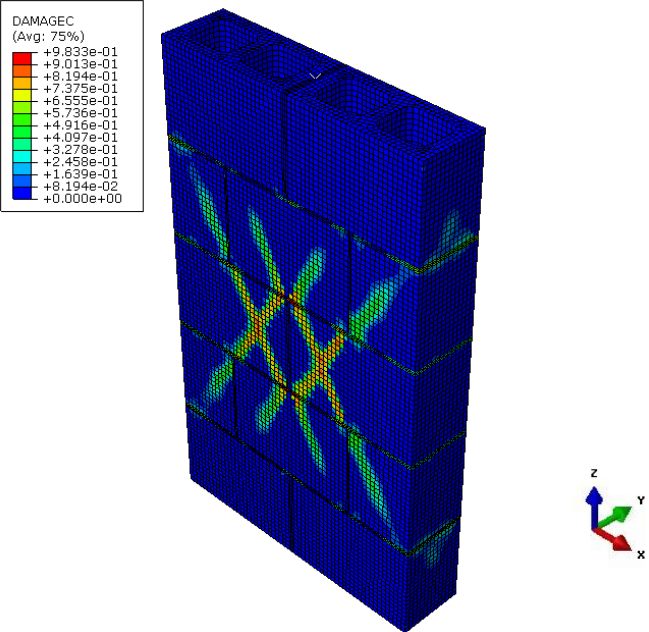
Fonte: AUTOR

Figura E12 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGET no corte longitudinal da seção para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



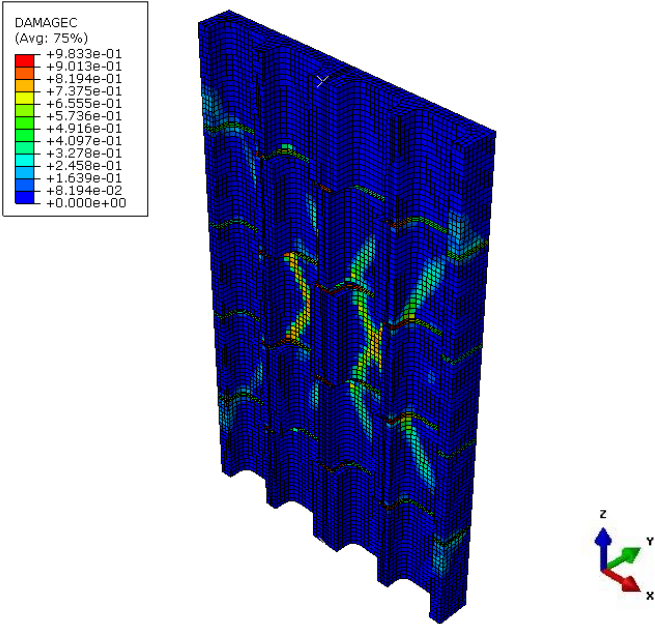
Fonte: AUTOR

Figura E13 – Dispersão dos Danos de Tração DAMAGEC para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



Fonte: AUTOR

Figura E14 – Dispersão dos Danos de Compressão DAMAGEC no corte longitudinal da seção para a Pequena Parede Tipo 01 B3A1



Fonte: AUTOR