

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**Renato Baiochi Alves Veronese**

**Avaliação da Influência de Revestimento em Compósito Cimentício Dúctil e  
Sustentável no Reforço de Alvenaria Estrutural**

São Carlos-SP

2021

**Renato Baiochi Alves Veronese**

**Avaliação da Influência de Revestimento em Compósito Cimentício Dúctil e  
Sustentável no Reforço de Alvenaria Estrutural**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos como requisito para obtenção do título de mestre.

Orientador: Dr. Guilherme Aris Parsekian

São Carlos-SP

2021



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

---

**Folha de Aprovação**

---

Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Renato Baiochi Alves Veronese, realizada em 25/08/2021.

**Comissão Julgadora:**

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian (UFSCar)

Prof. Dr. Rodrigo Barros (UFRN)

Profa. Dra. Lia Lorena Pimentel (PUCCAMP)

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

# AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste projeto: professores, familiares e amigos.

Ao Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian, pela excelente orientação desta dissertação.

Ao Me. Wallison Angelim Medeiros, pela grande ajuda na confecção dos modelos.

À minha namorada, Karla Cristina Bentes Moreira, pelo incentivo e contínuo suporte na minha vida acadêmica e, principalmente, pelo carinho e paciência.

À minha mãe, Denise Baiochi Alves, por estar sempre ao meu lado, acreditando em mim e sempre me apoiando.

E, por fim, agradeço a Deus, sem Ele nada seria possível.



# RESUMO

A proposta do presente trabalho é avaliar a utilização de um sistema de reforço aplicado em paredes de alvenaria estrutural sob ações verticais e laterais fora do plano. Para a pesquisa, foi escolhido o sistema de reforço *Eco-friendly Ductile Cementitious Composite* (EDCC), material dúctil utilizado para reparo e reforço de paredes de alvenaria estrutural. A primeira parte da metodologia consiste na avaliação do comportamento da alvenaria estrutural reforçada com EDCC, com base em resultados experimentais obtidos pelo grupo de pesquisa. É avaliada a influência do EDCC do desempenho à compressão, à flexão e ao cisalhamento da alvenaria. A segunda parte do trabalho consiste na modelagem em elementos finitos dos ensaios experimentais, com o objetivo de calibrar modelos válidos para a correta simulação dos ensaios realizados experimentalmente. Foi possível determinar modelos fidedignos ao comportamento da alvenaria revestida com EDCC submetida à compressão, flexão e cisalhamento; além de uma formulação que permite prever o aumento de capacidade de carga das pequenas paredes revestidas submetidas à compressão. Tanto os modelos quanto os ensaios experimentais retornaram valores positivos em relação ao uso do EDCC com material de reforço, mostrando que há aumento da resistência e ductilidade das paredes com o aumento da camada de EDCC.

**Palavras-chave:** Modelagem em elementos finitos; Alvenaria Estrutural; Reforço; EDCC.

# ABSTRACT

This work aims to evaluate the use of a reinforcement system to strengthen structural masonry panels under vertical and lateral load. The reinforcement system is the Eco-friendly Ductile Cementitious Composite (EDCC). This is a ductile material used for repair and reinforcement of structural masonry walls. The first part of methodology consists in analyzing the structural behavior of masonry reinforced with EDCC, based on experimental test results performed by the research group. The study assessed the influence of the EDCC on masonry compression, flexure, and shear strength. The second part of the methodology consists of finite element modelling of the experimental tests, to calibrate valid models for the correct simulation of the tests. It was possible to determine accurate models simulating the behavior of masonry coated with EDCC submitted to compression, flexure, and shear loads. A formulation to predict the coated masonry compression load capacity is derived from the models results. The models and the experimental tests returned positive values in relation to the use of EDCC with reinforcement material, showing that there is an increase in strength and ductility of the walls with the increase of the EDCC layer.

**Keywords:** Finite element modelling; Structural masonry; Reinforcement; EDCC.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de ensaio para determinação da resistência à compressão em paredes de alvenaria. ....	26
Figura 2 – Formas de ruptura do prisma. ....	28
Figura 3 – Ruptura de pequenas paredes. ....	29
Figura 4 – Parâmetros para cálculo da espessura efetiva da parede. ....	32
Figura 5 – Ensaio para determinação da resistência à tração normal à fiada. ....	33
Figura 6 – Ensaio de resistência à tração normal à fiada pela norma NBR 16868-3. ....	34
Figura 7 – Modos de ruptura para tração normal à fiada. ....	34
Figura 8 – Ensaio de resistência à tração paralela à junta. ....	35
Figura 9 – Modos de ruptura tração paralela à fiada. ....	36
Figura 10 – Ensaio de cisalhamento padrão. ....	38
Figura 11 – Ensaio de resistência ao cisalhamento propostos. ....	38
Figura 12 – Injeção de graute. ....	40
Figura 13 – Ruptura das paredes reforçadas com padrão de grelha. ....	42
Figura 14 – Técnica de montagem próxima à superfície (NSM). ....	44
Figura 15 – Esquema da aplicação da técnica NSM. ....	44
Figura 16 – Fissuração durante ensaio de flexão. ....	48
Figura 17 – Variação do parâmetro $\alpha_d$ . ....	51
Figura 18 – <i>Tangential behavior</i> . ....	53
Figura 19 – Localização das interfaces entre bloco e argamassa. ....	55
Figura 20 – Curvas força-deslocamento para diferentes malhas. ....	56
Figura 21 – Curvas força-deslocamento do pórtico vazio. ....	56
Figura 22 – Comparação dos danos. ....	57
Figura 23 – Ensaio de compressão de prismas com dois e três blocos. ....	58
Figura 24 – Ensaio de <i>Bond Wrench</i> . ....	58
Figura 25 – Ensaio de cisalhamento das juntas horizontais. ....	59
Figura 26 – Ensaio de compressão diagonal. ....	59

Figura 27 – Detalhes do ensaio de resistência à compressão do EDCC.....	62
Figura 28 – Detalhe do ensaio de resistência à tração do EDCC.....	62
Figura 29 – Curvas tensão vs deformação do ensaio de resistência à compressão do EDCC aos 56 dias.....	63
Figura 30 – Modo de ruptura dos corpos de prova de EDCC submetidos à compressão.....	63
Figura 31 – Curvas tensão vs deformação do ensaio de resistência à compressão do EDCC aos 84 dias.....	64
Figura 32 – Curvas tensão vs deformação médias à compressão do EDCC. ....	64
Figura 33 – Detalhes do ensaio de resistência à flexão do EDCC. ....	66
Figura 34 – Curvas força x deslocamento dos ensaios de flexão do EDCC.....	66
Figura 35 – Detalhes do capeamento e ensaio à compressão dos blocos.....	68
Figura 36 – Modo de ruptura do bloco de concreto.....	68
Figura 37 – Ensaio de resistência à tração indireta do bloco de concreto.....	70
Figura 38 – Modo de ruptura padrão para ensaio de resistência à tração indireta dos blocos.....	71
Figura 39 – Detalhes das amostras de argamassa.....	73
Figura 40 – Curvas tensão vs deformação dos ensaios de resistência à compressão da argamassa.....	74
Figura 41 – Detalhe e fotos dos ensaios de arrancamento.....	76
Figura 42 – Detalhe e fotos dos ensaios de compressão.....	79
Figura 43 – Detalhes e identificação dos LVDTs nos ensaios de resistência à compressão em planta e em vista.....	80
Figura 44 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CPc 1.....	81
Figura 45 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CPc 2.....	81
Figura 46 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP05#1.....	82
Figura 47 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP05#2.....	83
Figura 48 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP10#1.....	83
Figura 49 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP10#2.....	84
Figura 50 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP10#3.....	84

Figura 51 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP10#4.....	85
Figura 52 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP20#1.....	85
Figura 53 - Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP20#2.....	86
Figura 54 – Comparação dos deslocamentos nas faces frontal e lateral das paredinhas não revestidas.....	88
Figura 55 – Comparação dos deslocamentos nas faces frontal e lateral das paredinhas com 5 mm de revestimento.....	89
Figura 56 – Comparação dos deslocamentos nas faces frontal e lateral das paredinhas com 10 mm de revestimento.....	89
Figura 57 – Comparação dos deslocamentos nas faces frontal e lateral das paredinhas com 20 mm de revestimento.....	90
Figura 58 – Comparação das curvas tensão vs deformação de pequenas paredes com e sem revestimento submetidas à compressão. ....	91
Figura 59 – Curva e fórmula para capacidade de carga vs espessura do EDCC para paredinhas submetidas à compressão. ....	92
Figura 60 – Detalhes dos ensaios de resistência à flexão e ruptura.....	93
Figura 61 – Posicionamento dos LVDTs para o ensaio de flexão normal à fiada. ....	94
Figura 62 – Posicionamento dos LVDTs para o ensaio de flexão paralela à fiada. ....	94
Figura 63 – Cálculo do momento fletor a partir da carga aplicada.....	95
Figura 64 – Seção transversal para flexão normal à fiada. ....	95
Figura 65 – Seção transversal para flexão paralela à fiada.....	96
Figura 66 – Curvas força vs deslocamento das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas à flexão normal à fiada. ....	97
Figura 67 – Curvas força vs deslocamento das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas à flexão paralela à fiada. ....	98
Figura 68 – Curvas tensão vs deformação das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas à flexão normal à fiada. ....	100
Figura 69 – Curvas tensão vs deformação das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas à flexão paralela à fiada. ....	100
Figura 70 – Curvas tensão vs deformação das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas à flexão normal à fiada (com limite máximo de deformação reduzido). ....	100

Figura 71 – Curvas e fórmulas para tensão de ruptura vs espessura do EDCC para paredinhas submetidas à flexão. ....	101
Figura 72 – Detalhes do ensaio de resistência ao cisalhamento e modo de ruptura. ....	102
Figura 73 – Posicionamento dos LVDTs para o ensaio de cisalhamento normal à fiada....	103
Figura 74 – Posicionamento dos LVDTs para o ensaio de cisalhamento paralelo à fiada..	103
Figura 75 - Cálculo do esforço cortante a partir da carga aplicada.....	103
Figura 76 – Curvas força vs deslocamento das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas ao cisalhamento normal à fiada.....	104
Figura 77 – Curvas força vs deslocamento das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas ao cisalhamento paralelo à fiada.....	105
Figura 78 – Curvas esforço cortante vs deformação das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas ao cisalhamento normal à fiada.....	107
Figura 79 – Curvas esforço cortante vs deformação das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas ao cisalhamento paralelo à fiada.....	107
Figura 80 – Curvas e fórmulas para capacidade de carga vs espessura do EDCC para paredinhas submetidas ao cisalhamento. ....	109
Figura 81 – EDCC modelado no ABAQUS com partições.....	111
Figura 82 – Elemento C3D8R.....	111
Figura 83 – EDCC modelado com malha.....	112
Figura 84 – Detalhes das condições de contorno e deslocamento do EDCC.....	112
Figura 85 – Curvas tensão vs deformação do EDCC com curva para modelo. ....	113
Figura 86 – Prisma de EDCC modelado no ABAQUS com partições.....	114
Figura 87 – Prisma de EDCC modelado com malha.....	115
Figura 88 – Detalhes das condições de contorno e deslocamento no prisma de EDCC. ...	115
Figura 89 – Curva tensão vs deformação para comportamento à tração inelástica do EDCC. ....	116
Figura 90 – Bloco modelado no ABAQUS com partições.....	117
Figura 91 – Bloco modelado com malha.....	117
Figura 92 – Detalhes das condições de contorno e deslocamento do bloco. ....	118

Figura 93 – Curvas tensão vs deformação dos blocos à compressão com curva para modelo. .....	119
Figura 94 – Argamassa modelada no ABAQUS.....	120
Figura 95 – Argamassa modelada com malha.....	120
Figura 96 – Detalhes das condições de contorno e deslocamento da argamassa. ....	121
Figura 97 – Curvas tensão vs deformação dos corpos de prova de argamassa com curva para modelo. ....	121
Figura 98 – Esquema do ensaio de compressão da paredinha.....	122
Figura 99 – Bloco, meio bloco e argamassa modelados no ABAQUS para ensaio de compressão com partições. ....	123
Figura 100 – EDCC modelado no ABAQUS para ensaio de compressão com partições. ...	123
Figura 101 – Chapa rígida modelada no ABAQUS. ....	124
Figura 102 – Bloco, meio bloco e argamassa modelados para compressão com malhas. .	125
Figura 103 – EDCC modelado para compressão com malha.....	125
Figura 104 – Parte excluída do <i>General Contact</i> . ....	127
Figura 105 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com partições para ensaio de compressão. .....	127
Figura 106 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com malhas para ensaio de compressão. .....	128
Figura 107 – Disposição das condições de contorno na pequena parede de alvenaria estrutural para ensaio de compressão. ....	129
Figura 108 – Esquema dos ensaios de flexão das paredinhas. ....	133
Figura 109 – Blocos modelados no ABAQUS para flexão com partições.....	134
Figura 110 – Meio blocos modelados no ABAQUS para flexão com partições.....	134
Figura 111 – Faixas de argamassa modeladas no ABAQUS para flexão com partições....	135
Figura 112 – EDCC modelado no ABAQUS para flexão com partições. ....	135
Figura 113 – Meio blocos para flexão com malha. ....	136
Figura 114 – Blocos para flexão com malhas.....	136
Figura 115 – Faixas de argamassa para flexão com malhas. ....	137

Figura 116 – EDCC modelado para flexão com malhas.....	137
Figura 117 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com partições para ensaio de flexão normal à fiada.....	138
Figura 118 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com partições para ensaio de flexão paralela à fiada.....	138
Figura 119 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com malhas para ensaio de flexão normal à fiada.....	139
Figura 120 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com malhas para ensaio de flexão paralela à fiada.....	139
Figura 121 – Disposição dos <i>constraints</i> nas paredinhas para ensaio de flexão.....	140
Figura 122 – Disposição das condições de contorno nas paredinhas para ensaio de flexão.....	141
Figura 123 – Locação dos pontos de medição de deformação das paredinhas submetidas à flexão.....	141
Figura 124 – Esquema dos ensaios de cisalhamento das paredinhas.....	142
Figura 125 – Blocos modelados no ABAQUS para cisalhamento com partições.....	143
Figura 126 – Meio blocos modelados no ABAQUS para cisalhamento com partições.....	143
Figura 127 – Faixa de argamassa modelada no ABAQUS para cisalhamento com partições.....	144
Figura 128 – EDCC modelado no ABAQUS para cisalhamento com partições.....	144
Figura 129 – Meio blocos para cisalhamento com malha.....	145
Figura 130 – Blocos para cisalhamento com malha.....	145
Figura 131 – Argamassa para cisalhamento com malha.....	146
Figura 132 – EDCC para cisalhamento com malha.....	146
Figura 133 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com partições para ensaio de cisalhamento normal à fiada.....	147
Figura 134 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com partições para ensaio de cisalhamento paralelo à fiada.....	147
Figura 135 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com malhas para ensaio de cisalhamento normal à fiada.....	148



Figura 136 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com malhas para ensaio de cisalhamento paralelo à fiada. ....	148
Figura 137 – Disposição dos <i>constraints</i> nas paredinhas para ensaio de cisalhamento. ...	149
Figura 138 – Disposição das condições de contorno nas paredinhas para ensaio de cisalhamento.....	150
Figura 139 – Locação dos pontos de medição de deformação das paredinhas submetidas ao cisalhamento.....	150
Figura 140 – Curvas tensão vs deformação dos ensaios experimentais e ensaio numérico de resistência à compressão do EDCC.....	152
Figura 141 – Comparação entre o dano experimental e o dano do modelo do EDCC. ....	153
Figura 142 – Curvas força vs deslocamento dos ensaios experimentais e ensaio numérico de resistência à flexão do prisma de EDCC. ....	154
Figura 143 – Comparação entre o dano experimental e o dano do modelo do prisma de EDCC. ....	155
Figura 144 – Curva tensão vs deformação do ensaio numérico de resistência à compressão do bloco. ....	156
Figura 145 – Comparação entre o dano experimental e o dano do modelo do bloco.....	157
Figura 146 – Curvas tensão vs deformação dos ensaios experimentais e ensaio numérico de resistência à compressão da argamassa. ....	158
Figura 147 – Danos do modelo da argamassa.....	159
Figura 148 – Curva tensão vs deformação do modelo de paredinha sem revestimento à compressão (com resultados experimentais). ....	160
Figura 149 – Comparação do dano na face lateral da paredinha não revestida submetida à compressão. ....	162
Figura 150 – Comparação do dano na face frontal da paredinha não revestida submetida à compressão. ....	162
Figura 151 – Curvas tensão vs deformação da paredinha revestida com 5 mm de EDCC (com curva experimental).....	163
Figura 152 – Curvas tensão vs deformação da paredinha revestida com 10 mm de EDCC (com curvas experimentais). ....	164

Figura 153 – Curvas tensão vs deformação da paredinha revestida com 20 mm de EDCC (com curva experimental).....	165
Figura 154 – Danos das paredinhas revestidas submetidas à compressão. ....	166
Figura 155 – Modo de ruptura dos ensaios experimentais com paredinhas revestidas.....	167
Figura 156 – Vistas laterais dos modelos das paredinhas revestidas. ....	167
Figura 157 – Comparativo entre as curvas tensão vs deformação geradas pelo ABAQUS das paredinhas. ....	169
Figura 158 – Curva e fórmula para capacidade de carga vs espessura do EDCC para paredinhas modeladas no ABAQUS submetidas à compressão. ....	169
Figura 159 – Curvas força vs deslocamento das paredinhas revestidas submetidas à flexão. ....	173
Figura 160 – Curvas tensão vs deformação dos modelos de paredinhas submetidas à flexão normal à fiada (com curvas experimentais).....	175
Figura 161 – Curvas tensão vs deformação dos modelos de paredinhas submetidas à flexão paralela à fiada (com curvas experimentais). ....	175
Figura 162 – Curvas tensão vs deformação dos modelos de paredinhas submetidas à flexão normal à fiada (com curvas experimentais e com limite máximo de deformação reduzido). ....	175
Figura 163 – Comparação entre os modos de ruptura experimental e numérico na flexão normal à fiada. ....	176
Figura 164 – Comparação entre os modos de ruptura experimental e numérico na flexão paralela à fiada. ....	177
Figura 165 – Curvas e fórmulas para tensão de ruptura vs espessura do EDCC para paredinhas modeladas no ABAQUS submetidas à flexão. ....	177
Figura 166 – Curvas força vs deslocamento das paredinhas revestidas submetidas ao cisalhamento.....	178
Figura 167 – Curvas esforço cortante vs deformação dos modelos de paredinhas submetidas ao cisalhamento normal à fiada (com curvas experimentais). ....	180
Figura 168 – Curvas esforço cortante vs deformação dos modelos de paredinhas submetidas ao cisalhamento paralelo à fiada (com curvas experimentais).....	180
Figura 169 – Comparação entre os modos de ruptura experimental e numérico do cisalhamento normal à fiada. ....	181

Figura 170 – Comparação entre os modos de ruptura experimental e numérico do cisalhamento paralelo à fiada.....	181
Figura 171 – Curvas e fórmulas para capacidade carga vs espessura do EDCC para paredinhas modeladas no ABAQUS submetidas ao cisalhamento.....	182

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Influência da espessura da junta na resistência à compressão. ....	30
Tabela 2 – Valores do coeficiente $\delta$ (interpolado para valores intermediários).....	31
Tabela 3 – Valores característicos da resistência à tração na flexão. ....	32
Tabela 4 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes ( $f_{vk}$ ). ....	37
Tabela 5 – Proporção dos constituintes do EDCC. ....	46
Tabela 6 – Resultados dos ensaios de compressão do EDCC. ....	47
Tabela 7 – Resultados dos ensaios de resistência à tração do EDCC. ....	47
Tabela 8 – Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão. ....	48
Tabela 9 – Parâmetros de interface propostos por Bolhassani (2015). ....	54
Tabela 10 – Parâmetros de interface propostos por Pasquantonio (2019).....	60
Tabela 11 – Valores de tração direta para o EDCC. ....	65
Tabela 12 – Propriedades físicas dos blocos de concreto. ....	67
Tabela 13 – Resultados dos ensaios de compressão dos blocos de concreto. ....	69
Tabela 14 – Resultados dos ensaios de resistência à tração indireta dos blocos. ....	72
Tabela 15 – Valores de tração direta para os blocos de concreto. ....	72
Tabela 16 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão da argamassa. ....	74
Tabela 17 – Resultados dos ensaios de arrancamento aos 28 dias.....	77
Tabela 18 – Resultados dos ensaios de arrancamento aos 56 dias.....	77
Tabela 19 – Valores de resistência média e característica do ensaio de arrancamento para 56 dias. ....	78
Tabela 20 – Resultados dos ensaios de compressão em paredes pequenas sem revestimento. ....	82
Tabela 21 – Resultados dos ensaios de compressão em pequenas paredes com revestimento. ....	87
Tabela 22 – Comparação dos resultados dos ensaios de compressão das paredinhas.....	88
Tabela 23 – Valores do centroide e momento de inércia para as seções transversais com 5 e 10 mm de revestimento de EDCC. ....	96

Tabela 24 – Resultados dos ensaios de resistência à flexão das paredinhas. ....	99
Tabela 25 – Resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento das paredinhas. ....	106
Tabela 26 - Resultados do escorregamento da alvenaria submetida aos ensaios de capacidade resistente ao cisalhamento. ....	108
Tabela 27 – Parâmetros de elasticidade e CDP do EDCC. ....	113
Tabela 28 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas do EDCC (com dano). ....	114
Tabela 29 – Parâmetros de tração inelástica do EDCC (com dano). ....	116
Tabela 30 – Parâmetros de elasticidade e CDP do bloco. ....	119
Tabela 31 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas do bloco (com dano). ....	119
Tabela 32 – Parâmetros de elasticidade e CDP da argamassa. ....	122
Tabela 33 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas da argamassa. ....	122
Tabela 34 – Parâmetros da interface entre bloco e argamassa. ....	126
Tabela 35 – Parâmetros da interface entre o revestimento de EDCC e a superfície da alvenaria. ....	126
Tabela 36 – Parâmetros de elasticidade e CDP dos blocos de 14 e 8 MPa. ....	130
Tabela 37 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas do bloco de 14 MPa. ....	130
Tabela 38 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas do bloco de 8 MPa. ....	130
Tabela 39 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas da argamassa de 12 MPa (para alvenaria com bloco de 14 MPa). ....	131
Tabela 40 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas da argamassa de 6 MPa (para alvenaria com bloco de 8 MPa). ....	131
Tabela 41 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do EDCC. ....	153
Tabela 42 – Parâmetros de compressão inelástica do bloco corrigidos. ....	156
Tabela 43 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do bloco. ....	156
Tabela 44 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos da argamassa. ....	158
Tabela 45 – Parâmetros de compressão inelástica da argamassa corrigidos. ....	158
Tabela 46 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da paredinha sem revestimento submetida à compressão. ....	161

Tabela 47 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da paredinha com 5 mm de EDCC submetida à compressão. ....	164
Tabela 48 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da paredinha com 10 mm de EDCC submetida à compressão.....	165
Tabela 49 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da paredinha com 20 mm de EDCC submetida à compressão.....	166
Tabela 50 – Comparação entre os resultados à compressão das paredinhas revestidas com blocos de 28 MPa – resultados calculados e dos modelos.....	170
Tabela 51 – Comparação entre os resultados à compressão das paredinhas revestidas com blocos de 14 MPa – resultados calculados e dos modelos.....	171
Tabela 52 – Comparação entre os resultados à compressão das paredinhas revestidas com blocos de 8 MPa – resultados calculados e dos modelos.....	171
Tabela 53 – Parâmetros para cálculo de n.....	171
Tabela 54 – Comparativo entre os módulos de elasticidade das paredinhas sem revestimento – resultados calculados e numéricos.....	171
Tabela 55 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos das paredinhas revestidas submetidas à flexão. ....	174
Tabela 56 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos das paredinhas revestidas submetidas ao cisalhamento.....	179

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>21</b>
1.1 OBJETIVOS .....	22
1.2 JUSTIFICATIVA .....	22
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	23
<b>2. COMPORTAMENTO DA ALVENARIA ESTRUTURAL.....</b>	<b>25</b>
2.1 COMPRESSÃO AXIAL .....	25
2.1.1 TIPOS DE BLOCOS .....	26
2.1.2 TIPOS DE ARGAMASSA.....	27
2.1.3 TIPOS DE ASSENTAMENTO.....	28
2.1.4 QUALIDADE DE MÃO-DE-OBRA.....	29
2.1.5 ESBELTEZ DA PAREDE .....	30
2.2 FLEXÃO FORA DO PLANO .....	32
2.2.1 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NORMAL À JUNTA DE ASSENTAMENTO	33
2.2.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARALELA À JUNTA DE ASSENTAMENTO	35
2.3 CISALHAMENTO .....	36
<b>3. REFORÇO EM ALVENARIA ESTRUTURAL .....</b>	<b>39</b>
3.1 INJEÇÃO DE GRAUTE.....	39
3.2 POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA (FRP) .....	41
3.2.1 LIGAÇÃO EXTERNA.....	42
3.2.2 MONTAGEM PRÓXIMA À SUPERFÍCIE (NSM).....	43
3.3 REFORÇO EM REVESTIMENTO CIMENTÍCIO.....	45
3.3.1 ECO-FRIENDLY DUCTILE CEMENTITIOUS COMPOSITE (EDCC) ....	46
<b>4. MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS – ABORDAGEM GERAL</b>	
.....	<b>49</b>
4.1 <i>CONCRETE DAMAGED PLASTICITY (CDP)</i> .....	49

4.1.1	COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO EM DOMÍNIO INELÁSTICO ..	50
4.1.2	COMPORTAMENTO À TRAÇÃO EM DOMÍNIO INELÁSTICO.....	51
4.1.3	DANO DO MATERIAL .....	52
4.2	<b>INTERFACES.....</b>	<b>53</b>
4.3	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL REALIZADO PELO GRUPO DE PESQUISA</b>	<b>55</b>
4.3.1	MEDEIROS (2018).....	55
4.3.2	PASQUANTONIO (2019).....	58
<b>5.</b>	<b>ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE ALVENARIA COM REFORÇO DE EDCC.....</b>	<b>61</b>
5.1	<i>ECO-FRIENDLY DUCTILE CEMENTITIOUS COMPOSITE (EDCC).....</i>	<i>61</i>
5.2	<b>BLOCO.....</b>	<b>66</b>
5.3	<b>ARGAMASSA .....</b>	<b>73</b>
5.4	<b>ENSAIO DE ARRANCAMENTO DO EDCC .....</b>	<b>75</b>
5.5	<b>RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDINHAS.....</b>	<b>79</b>
5.6	<b>RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS PAREDINHAS .....</b>	<b>92</b>
5.7	<b>RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO DAS PAREDINHAS .....</b>	<b>102</b>
<b>6.</b>	<b>MODELAGEM NUMÉRICA DO PROGRAMA EXPERIMENTAL ..</b>	<b>110</b>
6.1	<b>RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO EDCC .....</b>	<b>110</b>
6.2	<b>RESISTÊNCIA À FLEXÃO DO EDCC.....</b>	<b>114</b>
6.3	<b>RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BLOCO.....</b>	<b>117</b>
6.4	<b>RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA .....</b>	<b>119</b>
6.5	<b>RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDINHAS.....</b>	<b>122</b>
6.5.1	<b>ANÁLISE PARAMÉTRICA .....</b>	<b>129</b>
6.6	<b>RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS PAREDINHAS.....</b>	<b>133</b>
6.7	<b>RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO DAS PAREDINHAS .....</b>	<b>142</b>
<b>7.</b>	<b>VALIDAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS.....</b>	<b>152</b>
7.1	<b>RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO EDCC .....</b>	<b>152</b>



7.2	RESISTÊNCIA À FLEXÃO DO EDCC.....	154
7.3	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BLOCO.....	155
7.4	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA .....	157
7.5	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDINHAS.....	160
7.5.1	ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	170
7.6	RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS PAREDINHAS .....	173
7.7	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS PAREDINHAS .....	178
8.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	183
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	186

# 1. Introdução

Existem várias técnicas relacionadas ao reforço e reparo de estruturas de alvenaria, dentre as quais podem ser citados os métodos de injeção de graute, fibras poliméricas, revestimento com diferentes tipos de argamassas (armadas ou não, executadas manualmente ou com equipamentos de projeção), dentre outros tipos. Contudo, tais sistemas geralmente não possuem boas características na visão ecológica, principalmente a argamassa de revestimento que demanda altos teores de cimento em sua composição (LI; PARSEKIAN; SHRIVE, 2017).

Tecnologias sustentáveis para reforço e reparo de alvenaria começaram a surgir nos últimos anos, relacionadas ao uso de resíduos na composição dos materiais utilizados. Alguns pesquisadores propõem métodos sustentáveis, como polímeros à base de fibra de vidro (GALATI; TUMIALAN; NANNI, 2006; DALFRÉ, 2013) e revestimentos argamassados com menor teor de cimento em sua composição (LI; PARSEKIAN; SHRIVE, 2017; SOUDAIS *et al.*, 2017).

Há alguns anos o *Eco-friendly Ductile Cementitious Composite* (EDCC) vem sendo estudado. Este material foi desenvolvido na *University of British Columbia* e se trata de um compósito cimentício composto por fibras PET e PVA e cinza volante do tipo F (compondo mais de 70% do volume total), tornando a mistura dúctil e sustentável (pela presença de resíduos) (YAN, 2016; DU, 2016). A ductilidade é uma característica importante quando se trata de materiais para reforço e reparo de alvenaria estrutural e de outros sistemas.

Com este trabalho, procura-se apresentar um estudo aprofundado sobre o comportamento de paredes de alvenaria estrutural reforçada com EDCC, a partir dos resultados dos ensaios experimentais apresentados pelo grupo de pesquisa (com resultados preliminares apresentados por Parsekian (2017) e Parsekian e Shrive (2019)). Também é apresentada a modelagem em elementos finitos dos ensaios de resistência à compressão, à flexão e ao cisalhamento das pequenas paredes revestidas, considerando os resultados dos ensaios experimentais. O objetivo da modelagem numérica é avaliar o comportamento da estrutura e compará-la com o ocorrido nos ensaios experimentais, isso possibilita a análise mais aprofundada do comportamento de alvenaria estrutural revestida em uma situação real, auxiliando profissionais da área de sistemas construtivos e construção civil na implementação do sistema de reforço com EDCC.

## 1.1 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é avaliar o comportamento de paredes de alvenaria estrutural não armada reforçadas com EDCC submetidas a cargas verticais e ações laterais fora do plano, através de modelagem em elementos finitos. Dentro desse objetivo pode-se detalhar as seguintes metas:

- Avaliar o comportamento de alvenaria estrutural reforçada com EDCC, com base em resultados experimentais previamente disponíveis;
- Avaliar a influência do EDCC no desempenho à compressão, flexão e cisalhamento da alvenaria;
- Determinar modelos em elementos finitos fidedignos ao comportamento verificado, validado pelos resultados experimentais.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Dentre os sistemas construtivos existentes ao redor do mundo, o de Alvenaria Estrutural é um dos mais utilizados. Basicamente constituído por blocos, em especial cerâmicos ou de concreto, ligados entre si por juntas de argamassa, esse sistema está presente na construção de piscinas, muros de arrimo e de divisa, em edificações como galpões e paredes corta-fogo. Além desses exemplos, a principal é em edifícios, onde sua maioria possui elementos em alvenaria armada e não-armada. Em muitos casos existe a necessidade de algum tipo de reforço, principalmente quando se trata de ações laterais, como em arrimos mal projetados ou até mesmo em edificações construídas com materiais inadequados.

Os acidentes relacionados a este tipo de sistema construtivo geralmente baseiam-se em erros referentes à execução e projeto, como pode-se perceber em casos ocorridos no Brasil, citados na notícia [Rio de Janeiro-RJ](#) (NUNES, 2019), onde ocorreu queda de muro de arrimo devido a erros de execução, infelizmente com uma fatalidade, além do acidente com um muro de contenção pela falha de projeto mostrado por Oliveira, Branco e Tavares (2018). Para os acidentes ligados às ações laterais, devido aos ventos fortes e empuxo de grande quantidade de terra, podem ser citadas algumas notícias, tais como: [Campinas-SP](#) (G1, 2015), [São Paulo-SP \(Aclimação\)](#) (GRAÇA; SILVA, 2018), [São Paulo-SP \(Itaquera\)](#) (FOLHA DE S. PAULO, 2016) e [Indaiatuba-SP](#) (ZONA DE RISCO, 2018). A última notícia apresentou registros de ventos na região de Indaiatuba-SP de 250 km/h.

Recentemente ocorreu um acidente no município de [Brotas-SP](#), próximo à cidade de São Carlos, onde um muro de alvenaria que resistia a um empuxo de terra acabou tombando devido às fortes chuvas, levando duas pessoas a óbito (R7 NOTÍCIAS, 2020).

Dentro deste cenário, a necessidade da disponibilização de sistemas de reforço em alvenaria é clara, porém os métodos para reforço de alvenarias hoje existentes são pouco estudados no Brasil, além de demandarem muito trabalho e não visam a sustentabilidade, algo que atualmente tem se buscado bastante no meio técnico.

A atual produção global anual de cimento atingiu 2,8 bilhões de toneladas e deverá aumentar para 4 bilhões ao ano. As indústrias globais de cimento estão enfrentando desafios como o aumento do custo do suprimento de energia, mitigação da emissão de CO<sub>2</sub> e esgotamento de pedreiras de calcário. O atual processo de fabricação de cimento demanda grande quantidade de energia e é uma das mais altas indústrias emissoras de CO<sub>2</sub> no mundo. O resultado é que a produção de cimento contribui com 4 a 7% da emissão de CO<sub>2</sub> em todo o mundo, com a produção de 1 kg de cimento produzindo de 0,6 a 0,8 kg de CO<sub>2</sub> (GUNASEKERA; SETUNGE; LAW, 2019).

Sendo assim, a elaboração e utilização de técnicas sustentáveis se tornam algo de grande interesse para o tema em questão, podendo ser utilizados compósitos cimentícios ou fibras poliméricas com baixa magnitude de impactos ambientais negativos, possuindo resíduos em sua composição.

O estudo e conhecimento de novos materiais sustentáveis para reforço, como o EDCC, a análise e o aprimoramento de técnicas para reforços sob ações verticais e laterais e o desenvolvimento de modelos para melhor avaliar estruturas reforçadas de alvenaria justificam a proposta deste trabalho.

### **1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

A dissertação está dividida em oito capítulos, sendo que o primeiro apresenta uma introdução ao tema pesquisado, bem como os objetivos e a justificativa para realização deste trabalho.

O capítulo dois apresenta uma revisão acerca das propriedades da alvenaria estrutural, destacando os fatores que influenciam na resistência da alvenaria, bem como os ensaios que são realizados para determinação das resistências à compressão, à flexão e ao cisalhamento, e seus modos de ruptura.

No capítulo três são apresentadas as principais técnicas de reforço da alvenaria estrutural, e também é apresentado o EDCC, material de estudo deste trabalho. São apresentados os materiais que constituem o EDCC, além dos resultados preliminares de resistência deste material.

O capítulo quatro apresenta uma abordagem geral em relação à modelagem em elementos finitos, mostrando todos os parâmetros necessários para a modelagem de materiais cimentícios e conexões entre esses materiais. Além disso, são apresentados exemplos de modelos numéricos de alvenaria estrutural já trabalhados por pesquisadores do PPGECiv.

No capítulo cinco são apresentados os resultados dos ensaios experimentais que serão utilizados para a modelagem em elementos finitos. Estes ensaios foram realizados na *University of Calgary*, através de uma parceria com a UFSCar, e auxílio FAPESP (grant #2016/00215-5). Os resultados obtidos foram organizados neste capítulo e uma análise aprofundada foi realizada pelo autor deste trabalho, com o objetivo de trazer todas as características da alvenaria reforçada com EDCC, e possibilitar a correta modelagem de todos os ensaios.

O capítulo seis apresenta o passo a passo da modelagem numérica, destacando os principais parâmetros utilizados no ABAQUS (2017) para correta simulação dos materiais isolados e da alvenaria estrutural revestida.

O capítulo sete apresenta a validação e correta calibração dos modelos numéricos, comparando-se as curvas tensão vs deformação e curvas força vs deslocamento geradas a partir do programa e as curvas experimentais. Também foram comparados os modos de ruptura real e numérico, mostrando onde irão aparecer as primeiras fissuras nos corpos de prova.

Por fim, o capítulo oito apresenta as principais considerações e conclusões obtidas no decorrer do trabalho.

# 2. Comportamento da Alvenaria Estrutural

Os elementos de Alvenaria Estrutural estão sujeitos, usualmente, aos esforços de compressão e flexão no plano, estando também sujeitos à presença de dois outros tipos importantes de solicitações: flexão fora do plano e cisalhamento. Os esforços de flexão podem aparecer devido à excentricidade do carregamento, força lateral do vento (ou empuxos), continuidade com outros elementos estruturais (laje) e excentricidade acidental ou variação das propriedades da parede; já os esforços de cisalhamento podem estar presentes em paredes de contraventamento, devido às ações laterais e aos esforços no plano de compressão e de flexão (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014). A seguir são apresentados os métodos de ensaio e as principais características de comportamento de paredes de Alvenaria Estrutural sob esforços de flexão fora do plano e cisalhamento.

## 2.1 COMPRESSÃO AXIAL

O principal tipo de esforço que paredes de alvenaria são submetidas está relacionado à compressão. A maioria das pesquisas que tratam de alvenaria estrutural focam neste tipo de esforço. Basicamente as construções de alvenaria estrutural se comportam de maneira em que a argamassa aplicada nas juntas horizontais possui certo atrito com os blocos, restringindo assim sua deformação lateral, resistindo aos esforços de tração lateral, sendo então esses esforços concentrados nas faces dos blocos, onde ocorrerão fissuras verticais devido a uma sobrecarga de compressão.

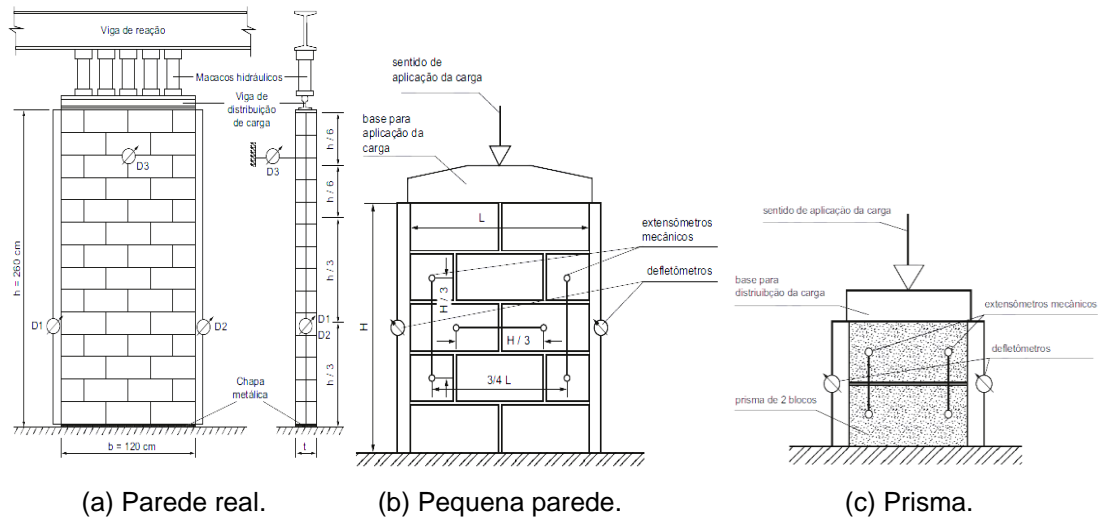
A determinação da capacidade de resistência à compressão de uma parede feita com blocos de concreto ou blocos ou tijolos cerâmicos, segundo a norma NBR 16868-3 (ABNT, 2020), pode ser realizada em parede real, em pequena parede (ou paredinha) ou em prisma.

Primeiramente, tem-se o ensaio de resistência à compressão em parede em escala real, como demonstrado na Figura 1a. O ensaio é composto por uma parede com 260 cm de altura e 120 cm de largura, com espessura definida pelo bloco utilizado. Em seguida é aplicada uma carga distribuída no topo da parede, a qual é elevada até sua ruptura.

O próximo ensaio a ser mencionado se trata do ensaio de resistência em pequena parede, onde uma parede com dimensões de cinco fiadas de altura e dois blocos de largura,

como ilustrado na Figura 1b. Por conseguinte, uma força distribuída é aplicada no topo da estrutura, semelhante ao processo citado anteriormente, até a total ruptura da parede.

**Figura 1 – Tipos de ensaio para determinação da resistência à compressão em paredes de alvenaria.**



Fonte: ABNT, 2020.

Por último, e mais simples, tem-se o ensaio realizado com prismas formados por dois blocos, como explicitado na Figura 1c. Os blocos são devidamente dispostos, com os defletômetros fixados em suas faces, e em seguida uma força distribuída é aplicada em seu topo, como já citado nos processos anteriores, até a ruptura total do prisma.

A resistência de paredes de alvenaria estrutural depende de vários fatores, eventualmente podendo necessitar algum tipo de reforço. Os fatores que podem influenciar negativa ou positivamente a resistência à compressão serão discutidas a seguir.

### 2.1.1 TIPOS DE BLOCOS

A resistência da alvenaria estrutural se dará principalmente devido à resistência do tipo de bloco adotado para o projeto em questão. Porém, é interessante lembrar que a resistência da alvenaria não se elevará linearmente em relação à resistência do bloco, devido principalmente a dois motivos que serão citados a seguir.

No ensaio de resistência à compressão do bloco os resultados encontrados são superiores aos que realmente ocorrem, devido à restrição imposta pelos apoios da prensa hidráulica onde acaba-se gerando tensões de compressão transversais, simulando um ensaio de compressão triaxial. O outro motivo está ligado à junta de argamassa, que é mais deformável do que o bloco, porém, na prática, essa deformação é restringida pelo atrito

existente entre bloco e argamassa, onde aparecerão tensões de tração (transversalmente ao eixo principal de compressão), também simulando um estado triaxial de tensão (LIMA, 2019).

Para fins práticos, existe um fator que relaciona a resistência do prisma e a resistência do bloco, a fim de definir a eficiência de cada tipo de bloco. O fator de eficiência basicamente é a razão entre a resistência do prisma e a resistência do bloco, onde esses valores vão variar de 0,45 a 0,60 para blocos cerâmicos e de 0,55 a 0,80 para blocos de concreto, conforme especificações da NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

### 2.1.2 TIPOS DE ARGAMASSA

A resistência da argamassa não influenciará tanto na resistência da alvenaria quanto a resistência do bloco, desde que respeitados valores mínimos. Claro que ocorrerá um acréscimo na resistência do prisma e das paredes com a melhoria da argamassa, porém este aumento é irrisório em relação à melhoria do bloco. Em alguns casos inclusive, seria mais vantajoso utilizar uma argamassa menos resistente e mais deformável, a fim de acomodar as pequenas deformações da alvenaria (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014).

Do mesmo modo como ocorre no caso dos blocos, onde surgem tensões de tração no ensaio de compressão na alvenaria, na argamassa irão surgir tensões de compressão por equilíbrio, transformando-a em um sistema triaxial de compressão, diferente do que ocorreria em um ensaio isolado da argamassa (em forma de corpo de prova cilíndrico), onde ocorre apenas compressão uniaxial (LIMA, 2019).

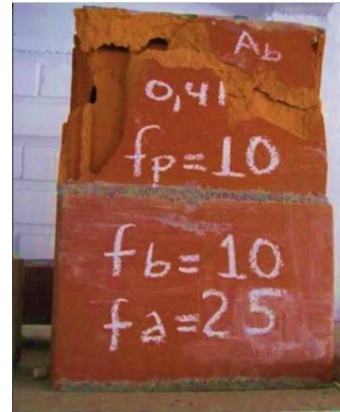
Geralmente, a ruptura da alvenaria ocorrerá no bloco, porém essa ruptura poderá ocorrer na junta de assentamento caso a argamassa tenha resistência à compressão inferior ao limite imposto pela norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020). Um exemplo de ruptura onde a argamassa é mais fraca que o bloco pode ser visto na Figura 2a. No caso contrário, onde a argamassa é mais forte do que o bloco, poderá ocorrer o esmagamento do mesmo, como visualizado na Figura 2b. A NBR 16868-1 (ABNT, 2020) define limite máximo e mínimo para a resistência à compressão da argamassa em relação ao bloco, para que não ocorra este tipo de empecilho. Este limite está entre 70% (ou 4,0 MPa) e 150% da resistência do bloco.



**Figura 2 – Formas de ruptura do prisma.**



(a) Argamassa mais fraca que o bloco.



(b) Argamassa mais forte que o bloco.

Fonte: PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014.

### 2.1.3 TIPOS DE ASSENTAMENTO

Existem duas maneiras de realizar o assentamento dos blocos na execução da alvenaria: argamassa em toda a face de assentamento; ou argamassa apenas nas laterais da face de assentamento. A norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020) diz que em geral a resistência à compressão da alvenaria com argamassamento lateral será 20% inferior à resistência com argamassamento total.

Izquierdo (2011) realizou um estudo experimental utilizando os dois tipos de argamassamento e analisando a resistência à compressão de prismas e pequenas paredes. As conclusões em relação aos ensaios foram que em ambos os tipos de argamassamento a ruptura dos prismas se caracterizou pelo surgimento de fissuras ao longo das laterais dos corpos de prova, porém essas fissuras foram mais acentuadas nos prismas e paredes com assentamento lateral. Na Figura 3 é possível visualizar a ruptura para os dois tipos de argamassamento.

Parsekian (2002) realizou um comparativo entre os dois tipos de argamassamento, apresentando que para o caso de argamassamento total as tensões serão distribuídas mais uniformemente, com tensões de tração lateral na alvenaria inferiores às tensões de tração lateral quando o argamassamento é parcial.

O ideal seria realizar os ensaios experimentais em laboratório simulando como seria executado no canteiro de obras, a fim de simular corretamente a resistência da alvenaria para o caso em que esteja submetida (argamassamento total ou lateral). Porém em casos reais, a caracterização da resistência através de ensaios em prismas é mais prática, porém sempre

realizado com argamassa sobre toda a face do bloco, e então no projeto o valor de resistência é reduzido em 20% para o caso de argamassamento apenas na face lateral do bloco.

**Figura 3 – Ruptura de pequenas paredes.**



(a) Argamassamento total



(b) Argamassamento lateral

Fonte: IZQUIERDO, 2011.

#### 2.1.4 QUALIDADE DE MÃO-DE-OBRA

A mão-de-obra para execução de alvenaria estrutural deve ser devidamente qualificada, tendo em vista que se não executada da maneira correta, podem ocorrer problemas que vão influenciar na resistência à compressão da alvenaria. Dentre os principais problemas, Parsekian (2002) e Camacho (1995) definem:

- Juntas horizontais: usualmente, as juntas horizontais devem ter 1,0 cm de espessura, sendo que espessuras menores podem elevar a resistência da alvenaria, como visto na Tabela 1. Mesmo com o aumento da resistência devido a menores espessuras de junta, estas devem ser evitadas para que haja melhor acomodação de pequenas deformações além da correção de pequenos defeitos na geometria do bloco. Além da preocupação com a espessura das juntas de assentamento, também deve-se atentar para o total preenchimento das juntas, evitando reentrâncias (concauidades), mantendo a espessura a mais uniforme possível.
- Controle da argamassa: primeiramente, o traço da argamassa deverá ser mantido durante toda obra, ou alterado de acordo com especificações de projeto. Além disso,

deve-se atentar ao tempo de assentamento após o espalhamento da argamassa nas faces de assentamento, tendo em vista que o tempo de espera será inversamente proporcional à redução da resistência da alvenaria. É possível prever o retempero (adição de água para retomar a trabalhabilidade) da argamassa, sendo que é possível realizar o retempero e utilização da argamassa em até duas horas após a mistura.

- Prumo da parede: em geral, as paredes construídas com um desalinhamento vertical estarão sujeitas às excentricidades de carregamento, produzindo solicitações não previstas no projeto.

- Pós assentamento: por último, deve-se evitar ao máximo a perturbação da alvenaria assentada, pelo menos após os primeiros instantes, pois esta poderá alterar as condições de confinamento entre bloco e argamassa, o que pode influenciar diretamente na resistência à compressão da alvenaria.

**Tabela 1 – Influência da espessura da junta na resistência à compressão.**

<b>Espessura (mm)</b>	<b>Fator de redução</b>
6	1,00
10	0,89
13	0,75
16	0,62
20	0,48

Fonte: CAMACHO, 1995.

#### 2.1.5 ESBELTEZ DA PAREDE

A parede de alvenaria estrutural, assim como outros materiais da construção civil, poderá vir a sofrer ações de flambagem, devido à esbeltez excessiva da parede. A definição de esbeltez se dá através da razão entre a altura efetiva da parede e a espessura efetiva dessa parede. De acordo com a norma brasileira NBR 16868-1 (ABNT, 2020), a parede de alvenaria será considerada esbelta quando esta relação for igual ou superior a 30, sendo que já existem diretrizes na norma para dimensionamento de paredes esbeltas. Inclusive, o ensaio mostrado na Figura 1a seria ideal para a observação de flambagem na parede de alvenaria.

Na atualização mais recente na NBR 16868-1 (ABNT, 2020), existem considerações em relação à altura e à espessura efetivas das paredes, sendo que é possível recalcular a altura da parede dependendo se essa possui travamentos em suas extremidades; ainda é possível calcular a espessura efetiva das paredes quando estas possuem enrijecedores.

A Equação 1 mostra a relação existente na norma brasileira para determinação da altura efetiva, onde podem ser atribuídos dois valores para os coeficientes de esbeltez vertical e horizontal ( $\alpha_v$  e  $\alpha_h$ , respectivamente): 1,0, caso haja travamento nas duas extremidades

(superior e inferior para coeficiente vertical; esquerda e direita para coeficiente horizontal); ou 2,5, caso haja travamento apenas em uma extremidade (superior ou inferior para coeficiente vertical; esquerda ou direita para coeficiente horizontal).

$$h_e \leq \begin{cases} \alpha_v \cdot h \\ 0,7 \cdot \sqrt{\alpha_v \cdot h \cdot \alpha_h \cdot l} \end{cases} \quad \text{Eq. 1}$$

Onde:

- $h_e$  = altura efetiva do painel;
- $\alpha_v$  = coeficiente de esbeltez vertical;
- $\alpha_h$  = coeficiente de esbeltez horizontal;
- $h$  = altura real do painel;
- $l$  = largura real do painel.

De acordo com a norma brasileira, a espessura efetiva de uma parede sem enrijecedores será a própria espessura da parede, porém para uma parede com enrijecedores é possível calcular a espessura efetiva através da Equação 2, sendo que o coeficiente  $\delta$  será calculado com auxílio da Tabela 2 e dos parâmetros dados na Figura 4.

$$t_e = \delta \cdot t \quad \text{Eq. 2}$$

Onde:

- $t_e$  = espessura efetiva da parede;
- $\delta$  = coeficiente de majoração para parede com enrijecedor;
- $t$  = espessura real da parede.

**Tabela 2 – Valores do coeficiente  $\delta$  (interpolando para valores intermediários).**

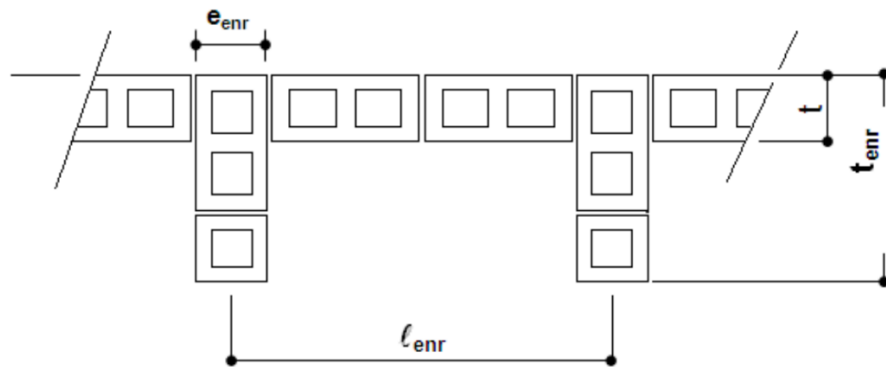
$l_{enr} / e_{enr}$	$t_{enr} / t = 1$	$t_{enr} / t = 2$	$t_{enr} / t = 3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
20 ou mais	1,0	1,0	1,0

Fonte: ABNT, 2020.

Onde:

- $l_{enr}$  = espaçamento entre os eixos dos enrijecedores;
- $e_{enr}$  = espessura dos enrijecedores;
- $t_{enr}$  = comprimento dos enrijecedores;
- $t$  = espessura real da parede.

**Figura 4 – Parâmetros para cálculo da espessura efetiva da parede.**



Fonte: ABNT, 2020.

## 2.2 FLEXÃO FORA DO PLANO

A tração gerada pela flexão fora do plano é uma das maiores preocupações na avaliação do comportamento de paredes de Alvenaria Estrutural, sendo de extrema importância para o dimensionamento desses elementos. A flexão fora do plano em paredes de alvenaria pode gerar tração que ocorre em duas direções: tração normal à fiada, quando as fissuras aparecem predominantemente nas juntas de assentamento; e, tração paralela à fiada, quando as fissuras tendem a aparecer nas juntas verticais, podendo gerar também ruptura dos blocos de alvenaria (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014).

De acordo com Oliveira, Bacarji e Guimarães (2018) a alvenaria estrutural não armada apresenta resistência à flexão fora do plano muito reduzida e uma ruptura muito frágil. A norma brasileira NBR 16868-1 (ABNT, 2020) apresenta valores padrões para a definição da resistência à tração na flexão da alvenaria estrutural, tanto na direção normal quanto paralela à fiada, que irá depender da resistência média à compressão da argamassa, de acordo com a Tabela 3.

**Tabela 3 – Valores característicos da resistência à tração na flexão.**

Direção da tração	Resistência média à compressão da argamassa MPa		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
Normal à fiada	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

Fonte: ABNT, 2020.

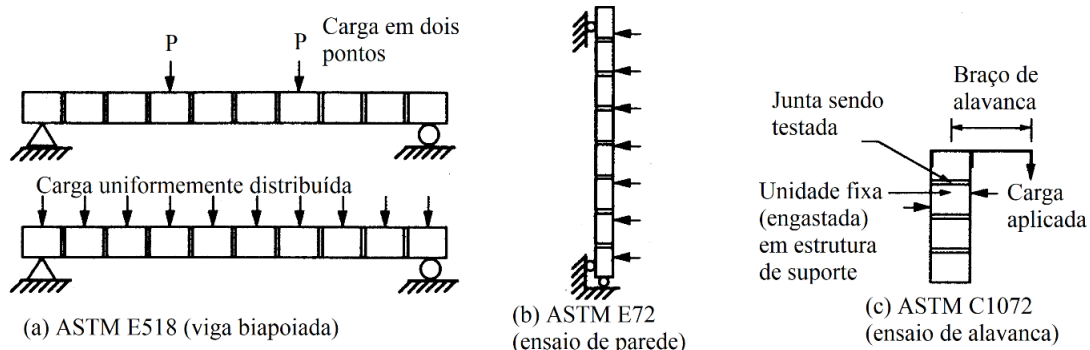
Para determinação da resistência à flexão fora do plano recomendam-se dois principais ensaios, de trações normal e paralela à junta de assentamento, que serão explanados a seguir.

### 2.2.1 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NORMAL À JUNTA DE ASSENTAMENTO

Esse primeiro tipo de ensaio a ser citado é o mais utilizado atualmente para se determinar a resistência à tração na flexão de paredes de alvenaria. Este ensaio pode ser realizado a partir das diretrizes indicadas nas normas internacionais ASTM C1072, ASTM E72 e ASTM E518 (ASTM, 2005), ainda com a possibilidade de uso da norma brasileira NBR 16868-3 (ABNT, 2020).

O ensaio indicado na norma ASTM C1072 (ASTM, 2005) utiliza o método de alavanca, no qual um prisma é preso em uma estrutura de suporte e tem fixado em seu bloco superior um braço alavancado, esquematizado na Figura 5c, possibilitando ainda o ensaio nas juntas inferiores após o primeiro ensaio com o prisma, contribuindo para a redução de dispersão dos resultados geralmente encontrados nos demais ensaios.

**Figura 5 – Ensaios para determinação da resistência à tração normal à fiada.**



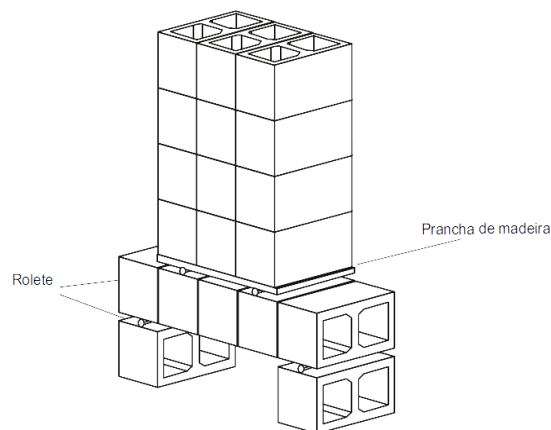
Fonte: PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014.

Já o ensaio regido pela ASTM E518 (ASTM, 2005) utiliza o método com viga bi apoiada, podendo ser realizado com dois tipos de carregamento: concentrado em dois pontos ou uniformemente distribuído, representados na Figura 5a. Esse ensaio gera maior dispersão nos resultados encontrados, contudo pode acarretar a obtenção de um valor limite inferior por não existir outro mecanismo de resistência que não a aderência entre o bloco e a argamassa.

Por último, representado pelo esquema da Figura 5b, tem-se o ensaio demonstrado pela norma ASTM E72 (ASTM, 2005), que utiliza paredes em posição vertical com carregando uniformemente distribuído por toda a face da parede. Nesse ensaio, as tensões decorrentes do peso próprio da estrutura devem ser levadas em consideração para o cálculo da resistência final do conjunto.

Semelhante à norma ASTM E518 (ASTM, 2005), tem-se a norma brasileira NBR 16868-3 (ABNT, 2020), referente aos métodos de ensaios de alvenaria de blocos de concreto, que possui as diretrizes para o ensaio de resistência à flexão normal à junta de assentamento. A norma mostra dois tipos de ensaio para determinação de resistência à flexão, sendo o mais utilizado o método representado na Figura 6, onde tem-se um prisma submetido a um esforço de flexão através do peso dos próprios blocos de concreto distribuído em dois pontos no prisma.

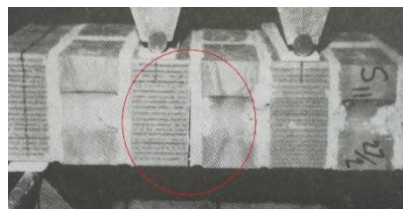
**Figura 6 – Ensaios de resistência à tração normal à fiada pela norma NBR 16868-3.**



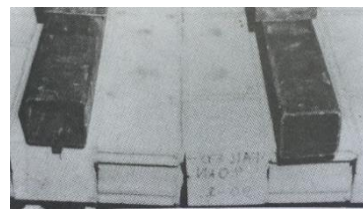
Fonte: ABNT, 2020.

A partir desses ensaios é possível analisar e avaliar os tipos de fissuras e as regiões mais susceptíveis à ruptura durante o processo de carregamento. Na Figura 7 são apresentados dois exemplos de ruptura de alvenaria proveniente do ensaio de resistência à tração normal à junta de assentamento, para blocos cerâmicos (a) e para blocos de concreto (b), sendo possível observar que para este tipo de carregamento há a tendência de ruptura através da própria junta de assentamento.

**Figura 7 – Modos de ruptura para tração normal à fiada.**



(a) Ruptura em bloco cerâmico



(b) Ruptura em bloco de concreto

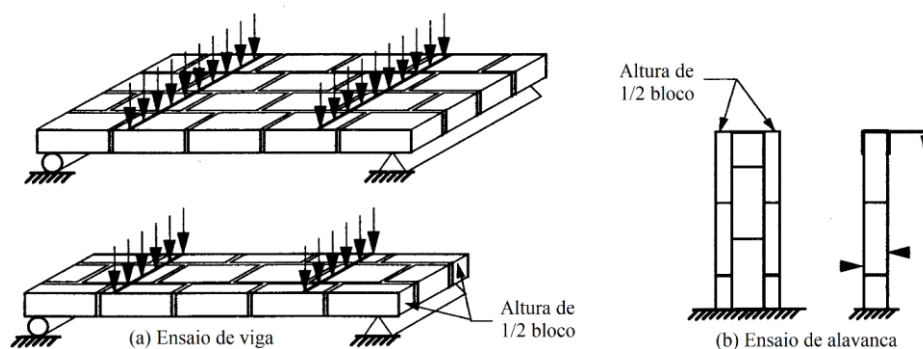
Fonte: PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014.

### 2.2.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARALELA À JUNTA DE ASSENTAMENTO

A partir dos ensaios citados anteriormente, alguns pesquisadores adaptaram os procedimentos recomendados pelas normas a fim de se descobrir a resistência à tração paralela à junta de assentamento. Parsekian, Hamid e Drysdale (2014) demonstram dois métodos principais que são utilizados para determinar os valores de resistência: ensaios do tipo viga bi apoiada, com dois pontos de carregamento na face da parede; e, ensaio de alavanca, com a aplicação de um momento no topo do corpo de prova.

Quando se trata de ensaios do tipo viga, os corpos de prova devem conter um número par de fiadas, para que tenha a ocorrência de uma mesma quantidade de juntas verticais e horizontais, além da necessidade de sua largura conter pelo menos quatro fiadas, por facilitar a aparição de fissuras em forma de escada nas juntas da alvenaria. Com a parede simplesmente apoiada em duas regiões próximas à extremidade, aplica-se duas cargas pontuais a fim de se obter a ruptura e a resistência do conjunto, como demonstrado da Figura 8a.

**Figura 8 – Ensaios de resistência à tração paralela à junta.**



Fonte: PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014.

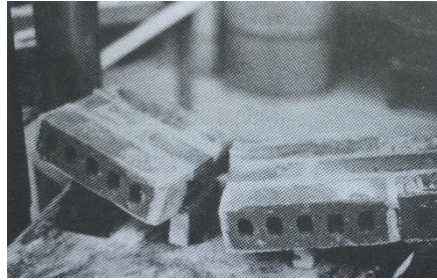
O segundo ensaio a ser citado se trata do método de alavanca, já explicitado anteriormente (semelhante à norma ASTM C1072, porém na direção paralela à junta de assentamento), que também é utilizado para determinação da resistência paralela à fiada. Neste método é importante que a distância entre a alavanca e a estrutura de suporte tenha o comprimento suficiente a fim de permitir a aplicação de um momento no topo da estrutura que consiga gerar todos os modos de ruptura possíveis, mantendo a vantagem desse tipo de ensaio para obtenção de mais de um resultado por corpo de prova (em diferentes partes deste corpo de prova). Podem ser utilizados corpos de prova como os apresentados na Figura 8b.

Com a realização dos ensaios citados anteriormente é possível analisar e avaliar os tipos de fissuras e as regiões mais susceptíveis à ruptura durante o processo de carregamento. Nas Figuras 9a e 9b são apresentados dois exemplos de ruptura de alvenaria após o ensaio de resistência à tração paralela à junta de assentamento, pelo método de

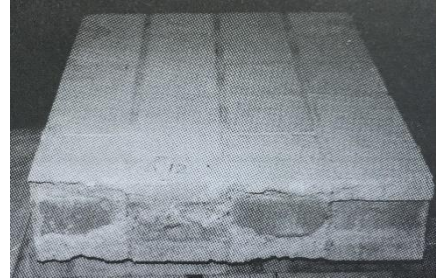


ensaio de viga, sendo possível observar que para este tipo de carregamento há a tendência de ruptura através das juntas verticais e do próprio bloco de concreto. Quando se têm juntas de argamassa fracas comparadas à blocos extremamente fortes, pode ocorrer a aparência de fissuras dentadas, ao longo das juntas, como representado na Figura 9c.

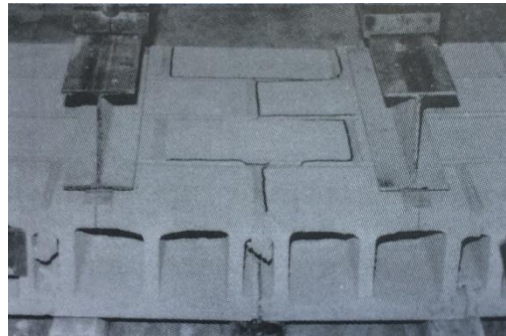
**Figura 9 – Modos de ruptura tração paralela à fiada.**



(a) Ruptura para bloco cerâmico



(b) Ruptura para bloco de concreto



(c) Fissuras dentadas

Fonte: PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014.

## 2.3 CISALHAMENTO

Além das solicitações relacionadas à flexão fora do plano, explanadas anteriormente, é possível citar a resistência ao cisalhamento do conjunto de alvenaria estrutural. O cisalhamento está relacionado, principalmente, à resistência das juntas argamassadas, e como dito anteriormente, neste caso a alvenaria também apresenta resistência muito reduzida e uma ruptura muito frágil (OLIVEIRA; BACARJI; GUIMARÃES, 2018). Dependendo da maneira em que a estrutura foi construída e do efeito combinado entre compressão e flexão, a ruptura gerada pelo cisalhamento pode estar relacionada ao escorregamento ao longo das juntas, à tração diagonal ou à compressão-cisalhamento (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014).

A fim de se prever a resistência ao cisalhamento da alvenaria estrutural, faz-se necessário descobrir a resistência da junta de assentamento. De acordo com Jukes e Riddington (1997) a resistência ao cisalhamento da alvenaria estrutural irá depender da

tensão de pré-compressão aplicada na estrutura, sendo assim a definição da resistência ao cisalhamento poderá ser representada pela lei de atrito de Coulomb, como mostrado na Equação 3.

$$f_{vk} = f_{v0} + \mu\sigma \quad \text{Eq. 3}$$

Onde:

- $f_{vk}$  = resistência de cisalhamento da junta de assentamento;
- $f_{v0}$  = resistência ao cisalhamento por aderência inicial da junta de assentamento;
- $\mu$  = tangente do ângulo de atrito entre o bloco e a argamassa;
- $\sigma$  = tensão de pré-compressão na junta de assentamento.

A norma brasileira NBR 16868-1 (ABNT, 2020) fixa valores padrões para a definição da resistência ao cisalhamento da alvenaria estrutural, dependendo da resistência média de compressão da argamassa, de acordo com a Tabela 4.

**Tabela 4 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes ( $f_{vk}$ ).**

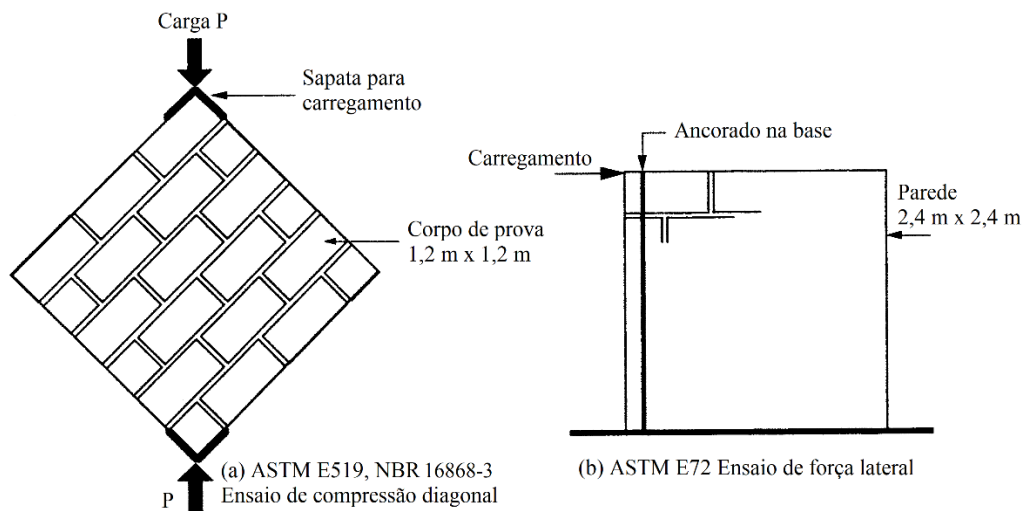
Resistência média de compressão da argamassa MPa		
1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
$0,10 + 0,5 \sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$

Fonte: ABNT, 2020.

O principal ensaio realizado para determinação de resistência ao cisalhamento é o de compressão diagonal, regido tanto pela norma ASTM E519 (ASTM, 2015) quanto pela norma NBR 16868-3 (ABNT, 2020), que utilizam uma parede quadrada de alvenaria com 1,2 m x 1,2 m para determinação da resistência à tração diagonal, como ilustrado na Figura 10a.

De acordo com Frunzio *et al.* (1995), neste ensaio há uma tendência de ocorrer fissuras ao longo da linha formada entre os dois pontos de aplicação das forças. Com essas incertezas, é possível determinar essa resistência a partir do método de ensaio citado pela ASTM E72 (ASTM, 2005), que utiliza uma parede quadrada de 2,4 m x 2,4 m, em posição vertical ancorada na base, com uma força aplicada lateralmente no topo da última fiada, como ilustrado na Figura 10b.

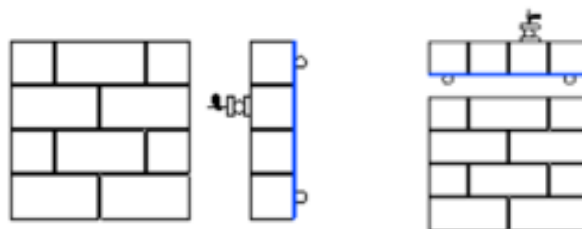
**Figura 10 – Ensaio de cisalhamento padrão.**



Fonte: PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014.

Os autores Parsekian e Shrive (2019) propuseram um outro método de ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento para o caso de força fora do plano. O ensaio consiste em uma pequena parede de alvenaria estrutural posicionada horizontalmente, submetida a um carregamento concentrado a 20 cm de um dos apoios. A vantagem deste ensaio está na possibilidade de determinar a resistência ao cisalhamento para as duas direções (normal e paralela à fiada), e o esquema está representado na Figura 11.

**Figura 11 – Ensaio de resistência ao cisalhamento propostos.**



Fonte: PARSEKIAN; SHRIVE, 2019.

# 3. Reforço em Alvenaria Estrutural

O reforço em alvenaria estrutural se dará a fim de reconstituir suas características iniciais de projeto, dependendo de cada manifestação patológica presente na estrutura. Com o intuito de melhorar as características de resistência devido à compressão e flexão fora do plano, surgiram métodos ao longo dos anos que possibilitam esse feito. O principal monitoramento realizado para determinação da durabilidade de uma certa estrutura de alvenaria se dá na observação das fissuras que podem ser geradas com o excesso de carga presente, essa variação de carga pode estar ligada à má execução de um edifício, ventos excessivos em uma certa região, e até mesmo a ações sísmicas, onde este último se dá como principal para estudos de reforço em alvenaria estrutural fora do Brasil. Com o intuito de auxiliar engenheiros existem as normas internacionais regidas pelo *American Concrete Institute* (ACI), como a ACI 440.7R (ACI, 2010) que trata de reforço em alvenaria estrutural com Polímero Reforçado com Fibra, e a ACI 549.6R (ACI, 2020) que trata de reforço em alvenaria estrutural com revestimento cimentício.

A seguir, serão citados alguns tipos de reforços para painéis de alvenaria estrutural, os mais difundidos, explicitando para cada tipo de reforço a indicação para sua aplicação. Em seguida, serão apresentadas informações para reforços em revestimento, que é o foco do EDCC, material utilizado como estudo para este trabalho.

## 3.1 INJEÇÃO DE GRAUTE

A injeção em alvenaria introduz graute altamente fluido em baixa pressão para preencher rachaduras e vazios na construção existente. Rachaduras com 18 mm de espessura são preenchidas com materiais finos; materiais e técnicas de injeção também existem para consolidar detritos soltos, estabilizar construções históricas, preencher células vazias na construção de alvenaria de concreto vazado, ligar novas âncoras ou reforço à alvenaria circundante e reduzir a penetração de umidade. Técnicas de injeção requerem pessoal especializado e, embora a injeção de graute seja competitiva com outros métodos em termos de custo e esforço, a principal vantagem de usar a técnica é a minimização das mudanças estéticas da estrutura, para os ocupantes e do uso do edifício. Em muitos casos, a injeção pode ser realizada enquanto um edifício permanece funcional e operacional (HAMID; SCHULLER, 2019).

Embora não seja reversível, a injeção é minimamente invasiva. Orifícios de injeção de pequeno diâmetro perfuradas nas juntas de argamassa são preenchidas com argamassa nova após a injeção total da estrutura, cobrindo esses orifícios e restaurando a aparência externa. A técnica tem sido usada com sucesso em muitas aplicações comerciais, incluindo:

- Estabilização e ancoragem de fachadas de pedra;
- Reparo de rachaduras em edifícios de alvenaria;
- Estabilização de lintéis de arco de alvenaria;
- Injeção nos *collar joints* de edifícios para reduzir a penetração de umidade através da parede;
- Fortalecimento do arco de alvenaria de pontes;
- Correção de deficiências de construção.

O graute é introduzido por meio de uma série de orifícios de injeção, perfuradas para interceptar rachaduras e espaços vazios dentro da parede. Os orifícios de injeção são normalmente perfurados na altura média das juntas verticais, onde é mais provável que haja espaços vazios. Onde as juntas de argamassa são estreitas em relação ao diâmetro dos orifícios de injeção, estes podem ser perfurados na interseção em T das juntas verticais e horizontais para minimizar os danos às unidades de alvenaria adjacentes. Ao perfurar orifícios de injeção em rachaduras estreitas, uma broca de núcleo oco com acessório a vácuo é usada para extrair a poeira da perfuração e evitar o entupimento da rachadura no orifício de injeção. Tubos de plástico ou flexíveis são fixados nos orifícios de injeção com o objetivo de serem estanques à pressão, como mostra a Figura 12 (HAMID; SCHULLER, 2019).

**Figura 12 – Injeção de graute.**



Fonte: TOMAZEVIC; APIH, 1993.

O espaçamento, diâmetro e profundidade do orifício de injeção são projetados pelo engenheiro responsável pelo reforço com base no tamanho e na interconectividade dos vazios internos e com a fluidez do graute. Espaçamento entre orifícios de 200 mm ou menos é utilizado ao injetar rachaduras estreitas e espaços vazios mal conectados. O espaçamento do orifício de injeção raramente excede 1,20 m, mesmo ao injetar espaços vazios abertos.

O graute é injetado utilizando sistemas de alimentação por gravidade simples ou sistemas de bombeamento pressurizado. As bisnagas de mão são utilizadas para injetar pequenas quantidades ou com materiais altamente sensíveis. O equipamento de injeção de pressão utilizado para injetar vazios maiores deve incluir um regulador ou outro meio para controlar a pressão de injeção para evitar o deslocamento de partículas em construções frágeis. A injeção irá começar no ponto de injeção mais baixo, prosseguindo através da largura da parede e depois para cima através da área de injeção (TOMAZEVIC; APIH, 1993).

O grauteamento à jato localizado é utilizado onde a argamassa interna foi danificada pela exposição ambiental ou onde os ligantes foram lixiviados da argamassa, deixando uma matriz arenosa solta preenchendo os espaços internos das juntas. Para o grauteamento à jato, o graute é introduzido por meio de orifícios estreitos na extremidade de uma haste de injeção. A haste é girada durante a injeção e o graute pressurizado perturba o material solto que, por sua vez, é consolidado pelo graute injetado (HAMID; SCHULLER, 2019).

A injeção em alvenaria é uma técnica especializada, que requer técnicos experientes e devidamente treinados. A maioria das injeções é conduzida com uma equipe de três ou mais pessoas. Um membro atua supervisionando o bocal, operando a mangueira de injeção na parede e dirigindo a operação. Uma segunda pessoa é responsável pelos materiais de injeção, incluindo dosagem, mistura e realização de testes de fluxo. Uma ou duas pessoas adicionais auxiliam durante a injeção, conectando as portas de injeção e observando possíveis vazamentos no interior da estrutura. Os volumes de injeção são monitorados de perto e o processo é frequentemente interrompido para verificar se os vazios das paredes estão sendo preenchidos e se a argamassa injetada está confinada à área de reparo pretendida.

### **3.2 POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA (FRP)**

O polímero reforçado com fibra (FRP) é um material composto feito de uma matriz polimérica reforçado com fibras de vidro, carbono ou aramida. Nas últimas décadas, a aplicação estrutural de FRP aumentou drasticamente devido à sua alta resistência à tração e versatilidade. O FRP pode ser usado em diferentes formas, como barras, tiras, laminado

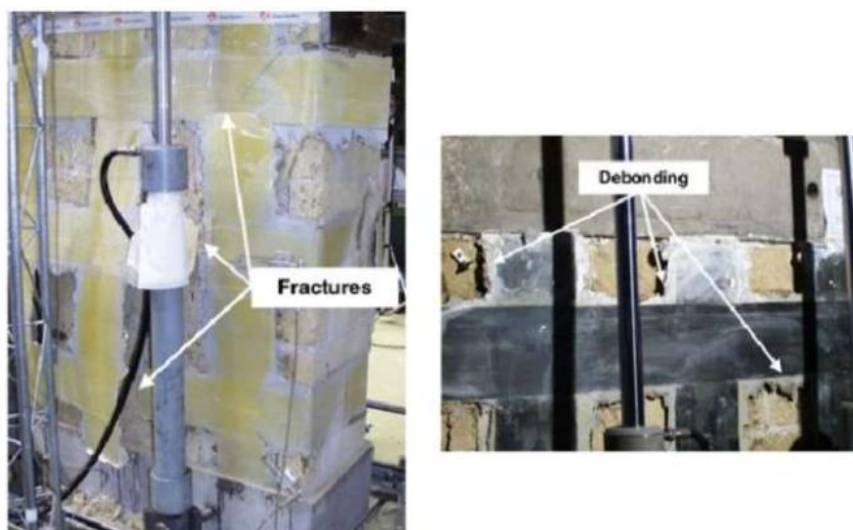
(folha) e *spray*, para melhorar o comportamento ao cisalhamento e flexão das paredes sem reforço. Polímero reforçado com fibra de carbono (CFRP) e polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP) são os tipos mais comuns utilizados na conexão externa e em técnicas de montagem próxima à superfície (NSM) na área de reforço de alvenaria.

### 3.2.1 LIGAÇÃO EXTERNA

Na técnica de ligação externa, laminados ou folhas de FRP são colados na superfície de paredes utilizando adesivos plásticos, como resina e epóxi. De acordo com Parsekian, Fonseca e Shrive (2014) também é possível trabalhar com o *Sprayed Glass Fiber Reinforced Polymer* (SGFRP), que é projetado na superfície da alvenaria, também trabalhando como um reforço externo. Existem dois parâmetros determinantes para atingir a resistência e ductilidade desejadas através do método de ligação externa: tipo de FRP e esquema do reforço. Vários estudos têm sido realizados para investigar esses parâmetros na resposta estrutural de paredes de alvenaria, principalmente as não armadas.

Marcari *et al.* (2007) realizaram um estudo experimental em painéis de alvenaria cerâmica reforçados com CFRP e GFRP. Os painéis foram testados sob carga de compressão de cisalhamento. De acordo com os resultados dos testes, a resistência ao cisalhamento dos painéis aumentou significativamente com a adição do FRP. No entanto, as tiras de GFRP, que possuem o módulo de elasticidade mais baixo, foram mais compatíveis com o substrato de alvenaria do que o de CFRP, resultando em uma melhor ação do compósito entre a superfície da alvenaria e o FRP. Este modo de ruptura foi uma resposta mais eficaz e desejável do que a ruptura por descolagem, que foi observada nas amostras reforçadas com CFRP (Figura 13).

**Figura 13 – Ruptura das paredes reforçadas com padrão de grelha.**



Fonte: MARCARI *et al.* (2007).

Parsekian, Fonseca e Shrive (2014) realizaram um estudo com a técnica de reforço para alvenaria estrutural utilizando o SGFRP. No geral, eles afirmam que a resistência da parede de alvenaria sem reforço pode ser elevada com a técnica de reforço externo, porém concluem que a alvenaria super reforçada experimentará uma ruptura por cisalhamento frágil. Esta conclusão é baseada no fato de que a maioria das paredes reforçadas falharam devido a fissuras de cisalhamento (nas juntas de argamassa) que foram paralelas às cargas aplicadas, fissuras de cisalhamento (nos blocos) que foram diagonais para as cargas aplicadas, ou a fissuras de cisalhamento (nos blocos) nas laterais. Essencialmente, a relação entre a resistência do bloco e a geometria definiu o limite dos elementos da alvenaria reforçada com SGFRP. Poucas paredes falharam devido a uma combinação de fissuras de cisalhamento e rasgamento da camada de reforço; no entanto, tal falha pode ter sido realmente causada pela pressão das peças quebradas dos blocos contra o reforço, em vez de falha da tração direta da fibra.

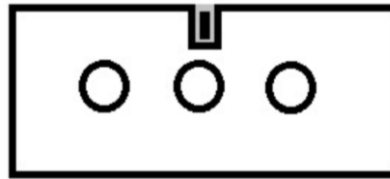
O estudo apresentado pelos autores Parsekian, Fonseca e Shrive (2014) também indica que a ruptura por cisalhamento da alvenaria reforçada com SGFRP é um modo de ruptura indesejável e deve ser evitada. O modelo da norma internacional ACI 440.7R (ACI 2010) pode ser utilizado para projetar um esquema de reforço SGFRP para alvenaria por possuir uma camada mais fina e/ou cobrir menos do que toda a superfície da alvenaria de modo que a ruptura por flexão possa ser controlada, reforçando-se a alvenaria. A opção de menor cobertura também é atrativa no sentido de diminuir o material utilizado e o tempo de execução da operação.

### 3.2.2 MONTAGEM PRÓXIMA À SUPERFÍCIE (NSM)

Como alternativa à ligação externa, a técnica de montagem próxima à superfície (NSM) é uma técnica de reforço em que hastes de FRP ou tiras finas são colocadas na superfície das paredes de alvenaria, como mostrado na Figura 14. A incorporação de elementos de FRP consiste em quatro etapas: cortar e ranhurar a superfície das paredes; colocar um pouco de material em pasta à base de epóxi na ranhura; colocar os FRPs nas ranhuras parcialmente preenchidas; e concluir o preenchimento das ranhuras usando a pasta à base de epóxi material, nivelando a superfície posteriormente (KAHEH, 2018).



**Figura 14 – Técnica de montagem próxima à superfície (NSM).**

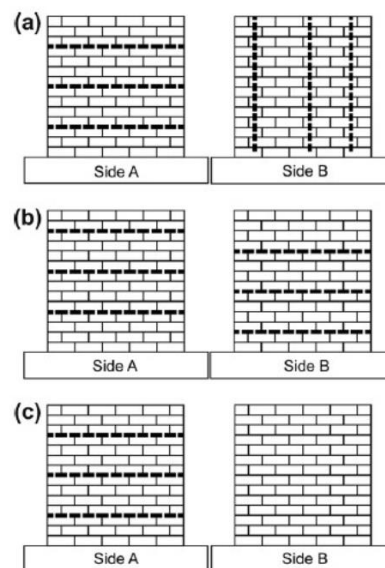


Fonte: KAHEH, 2018.

A técnica NSM tem vantagens significativas sobre o método de ligação externa. As vantagens incluem maior resistência ao descolamento e à flambagem, menor exposição ao fogo e à luz solar (radiação UV), além de ser mais agradável esteticamente.

Konthesingha *et al.* (2013) conduziram um programa experimental para avaliar a eficácia da técnica NSM no comportamento no plano de paredes de alvenaria danificadas usando diferentes esquemas de reforço mostrados na Figura 15. Os resultados mostraram que a capacidade de deformação das paredes aumentou. No entanto, nenhuma melhora significativa foi observada na capacidade de carga das paredes danificadas após o reforço. Este método teve sucesso em restaurar a carga máxima observada durante os testes na parede não reforçada e permitir que a carga fosse sustentada em deslocamentos maiores. Os corpos-de-prova adaptados com uma combinação de reforços horizontais e verticais apresentaram o melhor desempenho em termos de resistência, ductilidade e dissipação de energia. Além disso, os reforços verticais foram capazes de evitar falhas por deslizamento.

**Figura 15 – Esquema da aplicação da técnica NSM.**



Fonte: KONTHESINGHA *et al.*, 2013.

Griffith, Kashyap e Mohamed (2013) testaram paredes de alvenaria reforçada com a técnica NSM e material CFRP para investigar o efeito do espaçamento da faixa e da taxa de reforço na resposta fora do plano das paredes. De acordo com os resultados do teste, várias tiras com espaçamento menor (para a mesma taxa de reforço) tiveram melhor desempenho em termos de capacidade de resistência de carga e ductilidade. No entanto, a resistência ao carregamento aumentou com a relação do reforço em detrimento da capacidade de ductilidade.

O NSM também possui desvantagens. É demorado e de difícil execução, especialmente para estruturas existentes, porque as ranhuras devem ser feitas na superfície das paredes de alvenaria. Além disso, é provável que ocorram danos à espessura da parede durante o corte das ranhuras. Por último, em muitos casos, o NSM não é aplicável devido à falta de espessura da parede da alvenaria ou à baixa resistência das unidades de alvenaria (KAHEH, 2018).

### 3.3 REFORÇO EM REVESTIMENTO CIMENTÍCIO

Além das técnicas de reforço citadas anteriormente, têm-se os materiais cimentícios que desempenham o papel de reforçar painéis de alvenaria estrutural através da aplicação do material na superfície da parede. Vários novos materiais vêm sendo desenvolvidos nos últimos tempos, com o objetivo de reduzir o teor de cimento Portland para ser mais ecologicamente correto e produzir propriedades mais dúcteis. A norma ACI 549.6R (ACI, 2020) aborda a utilização de matriz cimentícia reforçada aplicada na face externa da parede para reparo e reforço de alvenaria estrutural, discutindo design e construção desse sistema. A norma diz que o sistema pode ser aplicado tanto para reforço de paredes estruturais (no plano) quanto para paredes de empuxo ou paredes reforçadas para resistir a sismos (fora do plano).

Um desses materiais é o *Engineered Cementitious Composite* (ECC), um tipo de argamassa reforçada com fibras, que possui maior capacidade de deformação e é muito mais flexível que um concreto normal, resultando em um material mais dúctil (LI; PARSEKIAN; SHRIVE, 2017).

O ECC comum contém uma grande quantidade de cimento que é normalmente duas a três vezes maior do que a mistura normal de concreto para melhor dispersão de fibra e controle das deformações do concreto endurecido. Para tornar o ECC tradicional mais sustentável, várias pesquisas foram realizadas a fim de encontrar um substituto para o cimento com subprodutos industriais, como cinzas volantes e cinzas pesadas. Yang, Yang e

Li (2007) descobriram que, substituindo 2/3 do cimento por cinzas volantes e cinzas de fundo, as tensões e deformações de tração ainda serão mantidas. O alto teor de cinzas volantes também tende a reduzir a formação de fissuras e a retração por secagem, sendo gratificante para a aplicação do ECC sustentável (DU, 2016).

Embora o ECC tenha excelentes propriedades mecânicas e desempenho de durabilidade, sua aplicação ainda é muito limitada. Um dos principais motivos para isso é seu alto custo em relação ao concreto normal. A fim de reduzir ainda mais o custo do material e a elevar a sustentabilidade envolvida no processo, o *Eco-friendly Ductile Cementitious Composite* (EDCC) foi desenvolvido.

### 3.3.1 ECO-FRIENDLY DUCTILE CEMENTITIOUS COMPOSITE (EDCC)

*Eco-friendly Ductile Cementitious Composite* (EDCC) é um composto cimentício desenvolvido e estudado nos últimos oito anos, consistindo em uma mistura de cimento Portland, cinza volante, areia, sílica, fibras de PVA e PET e superplastificante. A proporção de cinzas volantes (resíduos das indústrias de carvão) é de cerca de 70% do aglomerante total da mistura, definindo o material como ecológico. O EDCC foi desenvolvido na *University of British Columbia* para funcionar como um novo material de reparo (YAN, 2016; DU, 2016). A utilização das fibras é o principal fator que gera boa ductilidade no material, e a cinza volante ajuda no aumento da resistência final à longo prazo e redução dos poros. Mesmo que a cinza volante aumente a resistência da mistura, também demanda muita água, por isso a necessidade de utilização do superplastificante à base de poli carboxilato, que permite uma melhor trabalhabilidade da mistura. Na Tabela 5 são apresentadas as proporções utilizadas de cada material para composição do EDCC.

**Tabela 5 – Proporção dos constituintes do EDCC.**

<b>Constituintes</b>	<b>kg/m<sup>3</sup></b>
Cinza Volante - Tipo F	702,58
Cimento Portland	352,45
Areia	420,72
Água	311,07
Sílica	70,86
PVA1	12,69
PET2	9,8
Superplastificante	6,89

Fonte: LI; PARSEKIAN; SHRIVE, 2017.

Li, Parsekian e Shrive (2017) testaram corpos de prova cilíndricos de EDCC submetidos à compressão (ASTM C39/C39M, 2021) e obtiveram uma resistência média aos 56 dias de 48,4 MPa, com um módulo de elasticidade médio de 16,0 GPa (indicando que este material é aproximadamente duas vezes mais deformável que um concreto C45 comum). Na

Tabela 6 são apresentados com maiores detalhes os resultados dos ensaios de resistência à compressão.

**Tabela 6 – Resultados dos ensaios de compressão do EDCC.**

Idade	Resistência à compressão				Módulo de Elasticidade			Poisson
	Dias	Média (MPa)	n	Coef. de Variação	$f_i/f_{28}$	Média (GPa)	n	
28	38,1	3	6,5%	100%	16,5	2	3,1%	
56	48,4	6	2,0%	127%	16	3	5,0%	0,21
84	46,1	3	0,7%	121%	14,5	2	1,2%	

Fonte: LI; PARSEKIAN; SHRIVE, 2017.

Os autores também realizaram ensaios de resistência à tração do EDCC através da compressão diametral de corpos de provas cilíndricos (NBR 7222, 2011). Na Tabela 7 são mostrados resultados dos ensaios para 28 e 56 dias. Aos 56 dias foi encontrada uma resistência à tração média de 6,3 MPa, valor 40 % superior à resistência à tração de um concreto convencional C45 (LI; PARSEKIAN; SHRIVE, 2017).

**Tabela 7 – Resultados dos ensaios de resistência à tração do EDCC.**

Idade	Resistência à tração			
	Dias	Média (MPa)	n	Coef. de Variação
28	5,9	3	2,6%	100%
56	6,3	6	9,4%	107%

Fonte: LI; PARSEKIAN; SHRIVE, 2017.

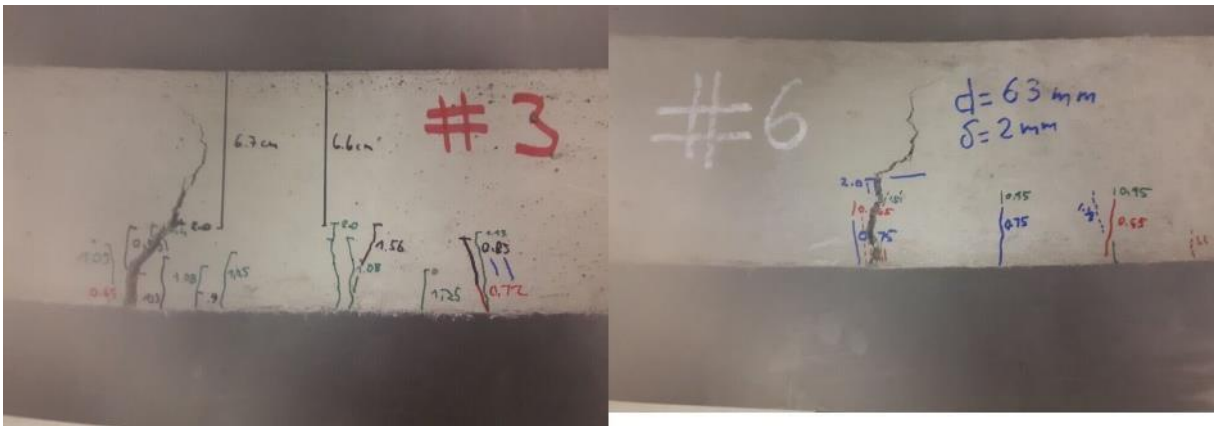
Por último, foi realizado ensaio de resistência à tração na flexão (ASTM C78/C78M, 2021) em seis corpos de prova prismáticos de 100x100x350 mm, na idade de 56 dias, e os resultados dos ensaios são listados na Tabela 8. O modo de ruptura dos corpos de prova 3 e 6 são mostrados na Figura 16, mostrando um modo de ruptura padrão para vigas de concreto. O deslocamento e a tensão na primeira fissura mostraram coeficiente de variação elevado (24,8% e 19,9%, respectivamente). Por outro lado, os resultados relacionados à carga de pico convergiram melhor, bem como a tensão de ruptura à compressão. A rigidez média (a 1/150 da deformação) foi calculada e o valor encontrado de 45,4 J foi consideravelmente maior que o esperado para um concreto convencional.

**Tabela 8 – Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão.**

	Desl. primeira fissura (mm)	Carga primeira fissura (kN)	Tensão primeira fissura (MPa)	Carga de ruptura (kN)	Tensão de ruptura (MPa)	Rigidez (J)	Módulo de ruptura (MPa)
Média	0,7	20,4	6,1	26,9	8,1	45,37	24,2
Coef. De Variação	24,8%	19,9%	19,9%	7,9%	7,9%	9,0%	7,9%

Fonte: LI; PARSEKIAN; SHRIVE, 2017.

**Figura 16 – Fissuração durante ensaio de flexão.**



Fonte: LI; PARSEKIAN; SHRIVE, 2017.

Os resultados apresentados mostram que o material tem boa ductibilidade e boa resistência à compressão, resistência à tração razoável e módulo de elasticidade similar à paredes regulares de alvenaria estrutural. Isso indica que o EDCC tem bom potencial para uso no reforço de estruturas de alvenaria.

No capítulo 5 são apresentados os ensaios realizados por Parsekian (2017) e Parsekian e Shrive (2019) com maiores detalhes, que dizem respeito aos ensaios em alvenaria reforçada com EDCC. Estes ensaios são utilizados como base para o desenvolvimento deste trabalho.

# 4. Modelagem em Elementos Finitos

## – Abordagem Geral

O método de modelagem em elementos finitos consiste num método forçado para determinação das deformações em uma estrutura, a partir de integrações das equações de forma dessa estrutura. Este método considera uma estrutura global heterogênea dividida em pequenos elementos, sendo que quanto menores esses elementos, mais precisos serão os resultados encontrados na análise. Atualmente, esta análise pode ser realizada através de *softwares* computacionais que visam simular corretamente os cálculos da modelagem em elementos finitos.

Para este trabalho foi utilizado o *software* ABAQUS (2017), onde é possível simular valores para materiais e ligações entre as partes constituintes da alvenaria estrutural, e posteriormente realizar a análise da estrutura global dividida em elementos menores, gerando então resultados coerentes com os encontrados em ensaios experimentais realizados em laboratório. A seguir são explicitadas as ferramentas presentes dentro do *software* que auxiliarão para a correta modelagem dos ensaios de compressão, flexão e cisalhamento das paredinhas de alvenaria estrutural.

### 4.1 CONCRETE DAMAGED PLASTICITY (CDP)

O *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) está inserido dentro da ferramenta *Materials*, onde é possível adicionar parâmetros para a simulação do concreto utilizado na construção civil. Esses parâmetros são responsáveis por permitir a expansão das equações de comportamento dos materiais (no caso, o concreto) em estado uniaxial para o estado multiaxial (AGUIAR, 2015). A seguir esses parâmetros serão apresentados e explicados:

- *Dilation angle* ( $\Psi$ ): Segundo Cardoso (2014), o parâmetro ângulo de dilatação está relacionado à inclinação que o potencial plástico consegue alcançar altas tensões de confinamento, ou simplesmente, ângulo de atrito do concreto;
- *Eccentricity*: A excentricidade pode ter valores de 0 ou 0,1, dependendo da forma da superfície de escoamento no plano dos meridianos, sendo que 0 será para forma de reta e 0,1 para forma de hipérbole (teoria de Drucker Prager);

- $f_{b0}/f_{c0}$ : Este parâmetro define a razão entre as tensões de escoamento no estado biaxial e uniaxial, sendo que o ABAQUS define o valor padrão de 1,16 para esta relação (SANTOS *et al.*, 2017);
- K: O parâmetro K pode ser definido como uma relação entre as distâncias do eixo hidrostático e os meridianos de tração e compressão na seção transversal na peça estudada. O ABAQUS recomenda o valor padrão de 0,6667 para este parâmetro (MEDEIROS, 2018);
- *Viscosity parameter*: A principal função do parâmetro de viscosidade é facilitar o processo de convergência dos modelos numéricos, admitindo a viscosidade nas equações que constituem o processamento do modelo (SANTOS *et al.*, 2017).

Além dos parâmetros relacionados ao dano de plasticidade do concreto, devem ser definidos os comportamentos à compressão e à tração em domínio inelástico do material. Por último, deve-se definir os parâmetros de dano do material no domínio inelástico dos dois comportamentos, onde indicarão o aparecimento e progresso da fissuração. A seguir esses parâmetros de comportamento serão mais bem explicados.

#### 4.1.1 COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO EM DOMÍNIO INELÁSTICO

Para o CDP, as deformações elásticas e inelásticas são calculadas de forma independente, sendo que as deformações elásticas vão depender apenas do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson, enquanto as deformações inelásticas podem ser obtidas através da curva de tensão vs deformação.

Muitas vezes tem-se a dificuldade de obter curvas de compressão experimentalmente, principalmente para a parte inelástica, porém Guo (2014) propôs uma formulação para a determinação da curva neste domínio. Então, como visto, a curva será composta por dois trechos, sendo que as Equações 4 a 9 definem a determinação das curvas em cada trecho.

- 1º trecho elástico:

$$\sigma_c = E_{ci} \cdot \varepsilon \quad \text{Eq. 4}$$

- 2º trecho inelástico:

$$\sigma_c = f_c [\alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3]; \quad x \leq 1 \quad \text{Eq. 5}$$

$$\sigma_c = \frac{f_c}{\alpha_d(x-1)^2 x}; \quad x > 1 \quad \text{Eq. 6}$$

Onde:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cs}} \quad \text{Eq. 7}$$

$$\alpha_a = \frac{E_{ci}}{E_{cs}} \quad \text{Eq. 8}$$

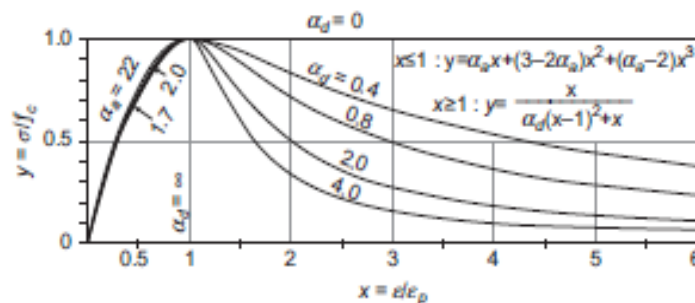
$$1,5 \leq \alpha_d \leq 3 \quad \text{Eq. 9}$$

-  $E_{ci}$  = módulo elástico inicial (considerando uma tensão de  $0,3 f_c$ );

-  $E_{cs}$  = módulo secante (considerando a tensão máxima).

O parâmetro  $\alpha_d$  deve ser definido de acordo com o gráfico da Figura 17, pois o trecho descendente da curva (regime inelástico) será alterado conforme a definição deste parâmetro. Além disso, é importante notar que o ABAQUS (2017) trata separadamente as deformações elásticas e plásticas. Então, antes de tratar sobre a deformação inelástica, é necessário converter a tensão nominal em tensão verdadeira, como mostram as Equações 10 e 11, por fim deve ser calculada a parcela relativa apenas à deformação inelástica, sendo necessário subtrair da deformação total a parcela relativa à deformação elástica, de acordo com a Equação 12.

Figura 17 – Variação do parâmetro  $\alpha_d$ .



Fonte: GUO, 2014.

$$\sigma_v = \sigma_{nom} \cdot (1 + \varepsilon) \quad \text{Eq. 10}$$

$$\varepsilon_v = \ln(1 + \varepsilon) \quad \text{Eq. 11}$$

$$\varepsilon_{inel} = \varepsilon_v - \frac{\sigma_c}{E_{cm}} \quad \text{Eq. 12}$$

#### 4.1.2 COMPORTAMENTO À TRAÇÃO EM DOMÍNIO INELÁSTICO

Da mesma maneira que no comportamento à compressão, deve-se determinar o comportamento à tração do material, porém com formulações pouco diferentes. As Equações



13 a 18 definem a determinação do comportamento à tração nos domínios elástico e inelástico (GUO, 2014).

$$\text{- 1º trecho elástico:} \quad f_t = E_{ci} \cdot \varepsilon \quad \text{Eq. 13}$$

$$\text{- 2º trecho inelástico:} \quad \sigma_t = f_t \frac{x}{\alpha_t(x-1)^{1,7}+x} \quad \text{Eq. 14}$$

$$\text{Onde:} \quad \alpha_t = 0,312 \cdot f_t \quad \text{Eq. 15}$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ct}} \quad \text{Eq. 16}$$

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_t}{E_{ci}} \quad \text{Eq. 17}$$

$$f_t = 0,3 \cdot (f_c)^{2/3} \quad \text{Eq. 18}$$

-  $E_{ci}$  = módulo de elasticidade tangente inicial;

-  $f_t$  = resistência à tração do material.

Além do cálculo dos parâmetros anteriores, também deve-se calcular a parcela relativa à deformação inelástica, como no comportamento à compressão, subtraindo-se a parcela relativa à deformação elástica da deformação total. Para isso, também pode-se utilizar a Equação 12, mostrada anteriormente, considerando os cálculos de tensão e deformação verdadeiras nas Equações 10 e 11.

#### 4.1.3 DANO DO MATERIAL

Quando um material submetido a uma tensão ultrapassa o regime elástico, inicia-se então a degradação da rigidez em função das deformações plásticas. Pode-se determinar esta degradação a partir do descarregamento do material e da verificação da inclinação do módulo secante no ponto em que foi descarregado, comparando-se com a elasticidade inicial (SANTOS *et al.*, 2017).

Os parâmetros que indicarão a mudança da inclinação do módulo secante são  $D_c$  (dano à compressão uniaxial) e  $D_t$  (dano à tração uniaxial), sendo que podem assumir valores de 0 para o material não danificado e 1 para o material totalmente danificado. De acordo com Cardoso (2014), os parâmetros de degradação (ou dano) podem ser determinados através das Equações 19 e 20.

$$D_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad \text{Eq. 19}$$

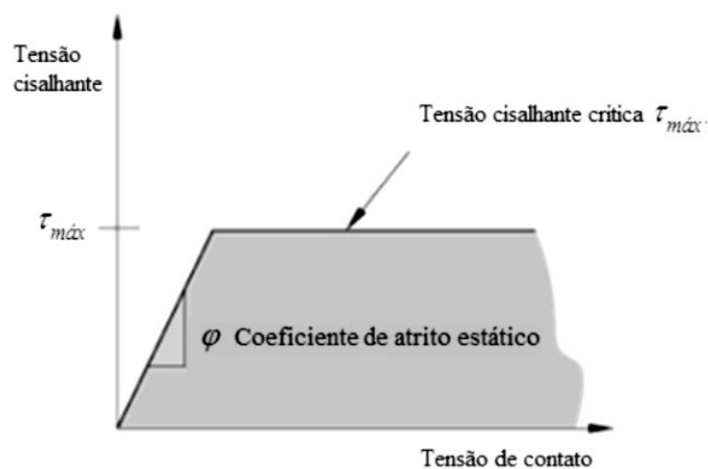
$$D_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad \text{Eq. 20}$$

## 4.2 INTERFACES

Para a confecção de modelos de alvenaria estrutural no ABAQUS, Oliveira (2014) utilizou quatro tipos de interações na ferramenta *Interactions*, sendo elas: *Normal behavior*, *Tangential behavior*, *Cohesive behavior* e *Damage evolution*. A seguir cada uma das interações serão explicadas:

- *Normal behavior*: dentro desta opção possui um contato chamado *Hard contact*, com a propriedade de impedir que uma superfície penetre outra e ao mesmo tempo permite que haja separação entre as superfícies após o contato;
- *Tangential behavior*: este contato serve para simular o atrito existente entre as superfícies, sendo definido principalmente pelo coeficiente de atrito estático, além da possibilidade de impor um limite de tensão cisalhante para a ligação, como visto na Figura 18;
- *Cohesive behavior*: esta interação funciona como um tipo de cola, onde é possível especificar a rigidez normal e tangencial da interface;
- *Damage evolution*: este último está associado ao *Cohesive behavior*, onde pode-se definir uma degradação através de um coeficiente relacionado à evolução da fratura na interface.

**Figura 18 – Tangential behavior.**



Fonte: SANTOS *et al.*, 2017.

A partir dos parâmetros definidos, são selecionadas as superfícies que necessitam de ligação. Além das principais ligações, que no caso deste trabalho seria a interface entre o

EDCC e a superfície da parede, também devem ser consideradas as interfaces entre bloco e argamassa. A seguir será mais bem explicitado cada tipo de ligação e suas principais características. Não foram encontrados trabalhos relativos à ligação de revestimento cimentício em paredes de alvenaria, portanto a partir do estudo realizado com os outros tipos de ligações, como tensão de aderência, pretende-se criar uma interação nesta pesquisa que seja compatível com o real comportamento do material. Serão utilizados dados dos ensaios de arrancamento realizados por Parsekian e Shrive (2019).

Faz-se necessário então incluir a interface entre o bloco e argamassa, utilizando-se os contatos *normal behavior*, *cohesive behavior*, *tangential behavior* e *damage evolution* (já explicados), a fim de simular a resistência normal e ao cisalhamento na ligação entre os dois materiais. Bolhassani (2015) faz um estudo aprofundado com modelagem em elementos finitos de paredes de contraventamento de alvenaria estrutural, e propõe valores para a ligação entre os blocos de alvenaria (Tabela 9), sendo a faixa de 1 cm de argamassa ajustada na ferramenta de interação, desconsiderando a criação de uma parte apenas para a argamassa.

**Tabela 9 – Parâmetros de interface propostos por Bolhassani (2015).**

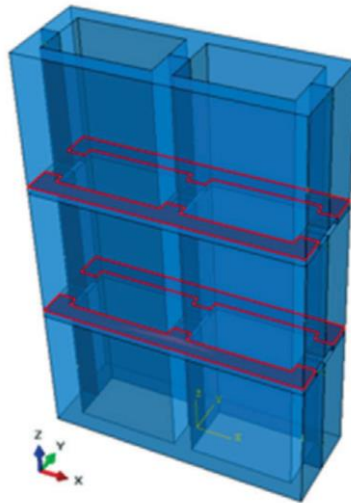
Tangential behavior	Normal behavior	Cohesive behavior (kN/mm)			Damage initiation (MPa)			Damage evolution
		$K_{nn}$	$K_{ss}$	$K_{tt}$	Normal	Shear 1	Shear 2	
$\varphi$	Hard							
0,78	Contact	8,7	8,7	8,7	12,6	0,21	0,21	2,0

Fonte: BOLHASSANI, 2015.

Como mostrado na Figura 3, a ruptura de uma paredinha de alvenaria estrutural pode resultar em modelos diferentes de fissuração dependendo do modo em que a argamassa é aplicada (total ou lateral), com isso faz-se necessário atentar-se a esse fator no momento da definição da superfície de aplicação da interação. No estudo realizado por Santos *et al.* (2017) foi aplicada interação entre o bloco e argamassa apenas lateralmente, como mostra a Figura 19.

Quando se trata de alvenaria, onde a interação entre argamassa e bloco irá definir a resistência à flexão da estrutura, e de um reforço que estará sujeito a tensões de tração pela tendência ao arrancamento, é importante a correta definição dos parâmetros de interações inseridos no programa, para maior precisão dos resultados.

**Figura 19 – Localização das interfaces entre bloco e argamassa.**



Fonte: SANTOS *et al.*, 2017.

### **4.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL REALIZADO PELO GRUPO DE PESQUISA**

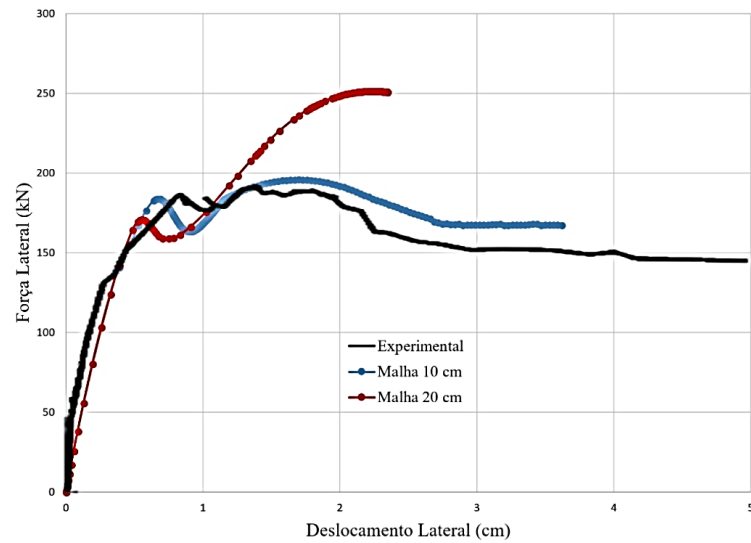
A seguir serão abordados modelos em elementos finitos realizados por pesquisadores dos PPGE Civ, que possuem como tema principal a calibração de modelos para ensaios com alvenaria estrutural.

#### **4.3.1 MEDEIROS (2018)**

O autor Medeiros (2018) realizou a calibração de modelos numéricos para pórticos com alvenaria participante. Os parâmetros para a correta modelagem do sistema estrutural foram ajustados em relação a ensaios experimentais, e no final foram geradas curvas força vs deslocamento e comparadas com as curvas geradas experimentalmente. Para que o modelo simule corretamente os modos de deformação do sistema, foram analisados parâmetros que condizem desde as propriedades dos materiais e interfaces até a dimensão da malha nos resultados.

Na Figura 20 é apresentado o resultado de comparação entre ensaios com diferentes tamanhos de malha, com 10 e 20 mm, concluindo que a máxima força para a malha mais grossa de 20 mm foi superestimada, devido ao critério de escoamento utilizado depender principalmente da máxima tensão principal no elemento à frente dos pontos críticos, levando os elementos maiores a falharem mais tarde.

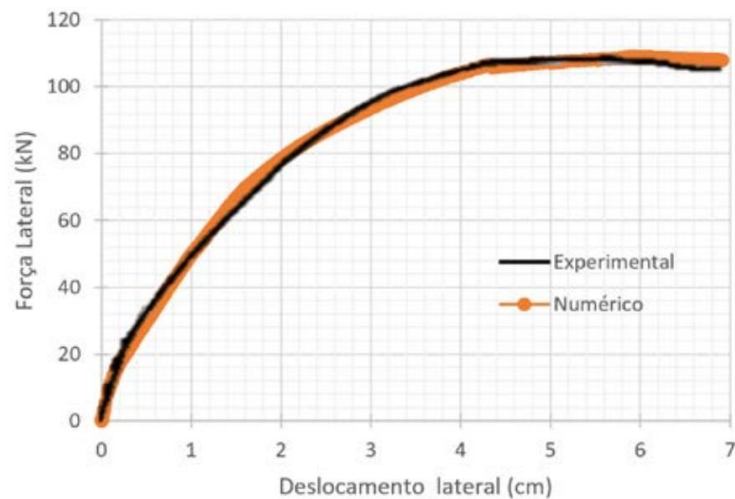
**Figura 20 – Curvas força-deslocamento para diferentes malhas.**



Fonte: MEDEIROS, 2018.

Após a correta definição dos materiais, interfaces e tipo de elemento, faz-se necessária a comparação entre os resultados gerados pelo programa e os resultados reais para a correta validação dos modelos. Para isso o autor traçou curvas força vs deslocamento e as comparou com as curvas geradas nos ensaios experimentais, podendo ser vista essa comparação na Figura 21.

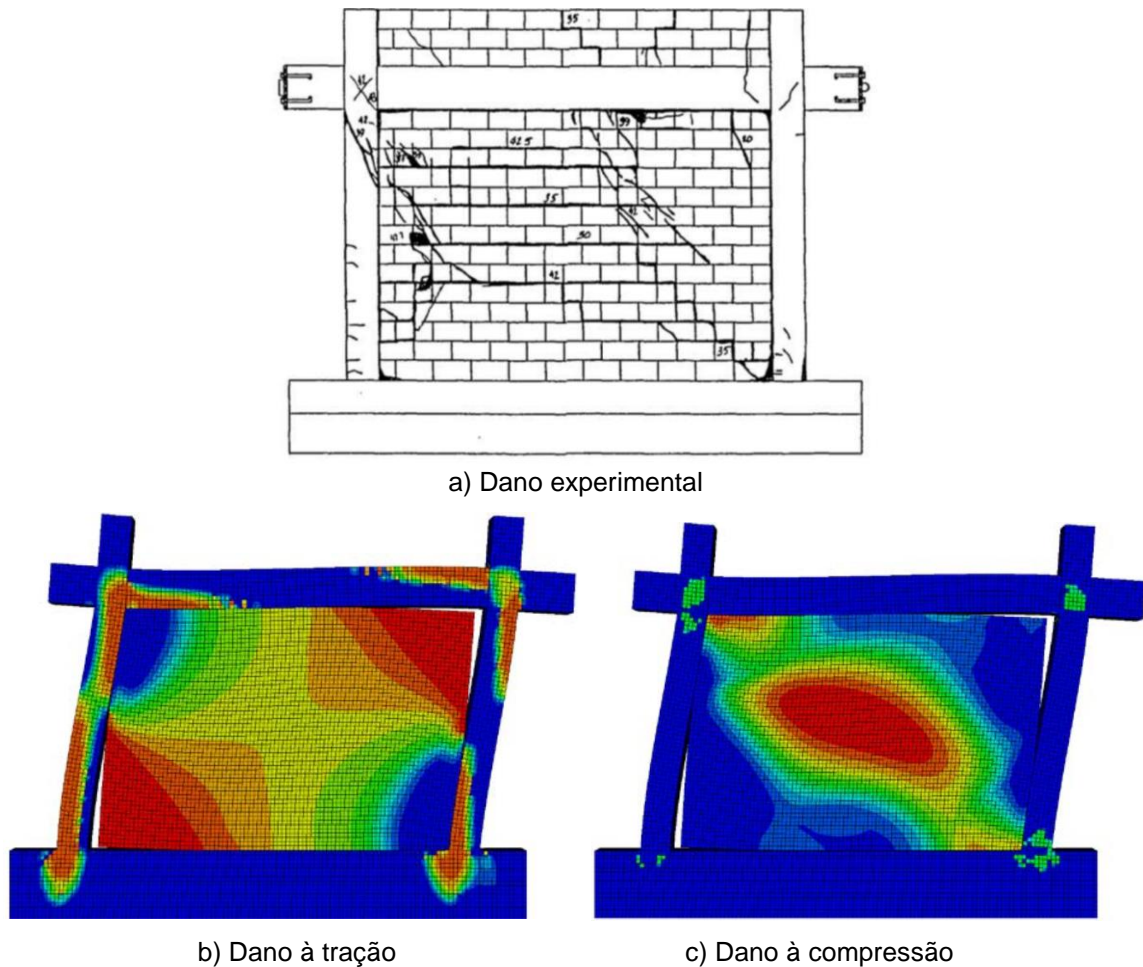
**Figura 21 – Curvas força-deslocamento do pórtico vazio.**



Fonte: MEDEIROS, 2018.

Além da comparação das curvas força vs deslocamento, é necessária a análise dos modos de deformação e ruptura da estrutura, a fim de descobrir se os parâmetros utilizados para definição dos materiais e interfaces estejam condizentes com o visualizado nos ensaios experimentais. Na Figura 22 é possível ver o comparativo realizado pelo autor entre o modo de ruptura gerado no programa e o modo de ruptura real.

Figura 22 – Comparação dos danos.



Fonte: MEDEIROS, 2018.

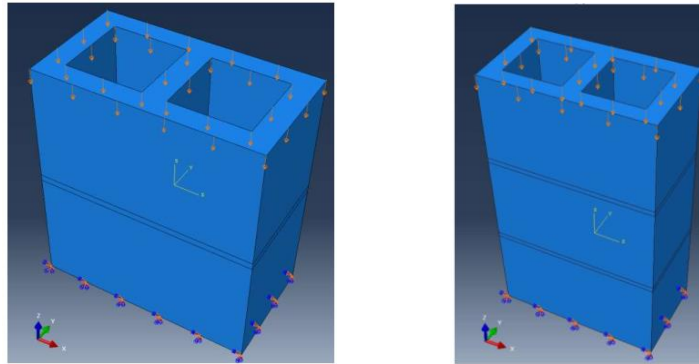
De acordo com o autor, é possível observar que as primeiras fissuras aparecem na conexão entre o pórtico e o painel de alvenaria, nos cantos da diagonal tracionada, em seguida começam a aparecer as fissuras devido ao dano à compressão na diagonal comprimida. Com o acréscimo da carga de teste, começam a surgir fissuras relacionadas ao cisalhamento diagonal nas partes superiores interna do pilar esquerdo e externa do pilar direito, além das partes inferiores externa do pilar esquerdo e interna do pilar direito. Concluindo então que foi alcançada uma devida concordância entre as fissuras do ensaio numérico e do ensaio experimental.

O autor Medeiros (2018) ainda afirma que mesmo que os resultados numéricos tendem a seguir o modelo ocorrido experimentalmente, é possível afirmar que possam ocorrer algumas diferenças entre os resultados gerais dos ensaios, pois as análises idealizadas do método de elementos finitos podem não explicar todas as variações impostas pelas propriedades dos materiais utilizados na construção de paredes de alvenaria estrutural.

#### 4.3.2 PASQUANTONIO (2019)

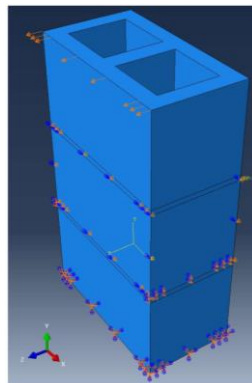
Diferente do Medeiros (2018), o autor Pasquantonio (2019) realizou um estudo focado nos componentes da alvenaria estrutural, além da análise de parâmetros individuais para cada parte da alvenaria. O autor analisou a resistência de cada material individualmente, e posteriormente realizou ensaios para a determinação da resistência de prismas, da resistência ao cisalhamento nas juntas horizontais, da resistência à compressão diagonal e da resistência ao ensaio de *Bond Wrench*. Posteriormente, com todos os resultados experimentais o autor realizou a modelagem numérica de cada ensaio. A disposição dos ensaios está representada nas Figuras 23 a 26.

**Figura 23 – Ensaio de compressão de prismas com dois e três blocos.**



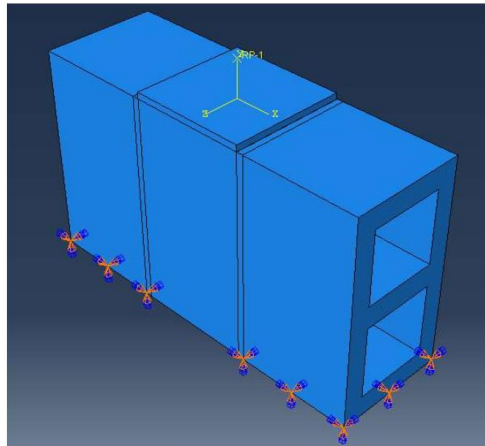
Fonte: PASQUANTONIO, 2019.

**Figura 24 – Ensaio de *Bond Wrench*.**



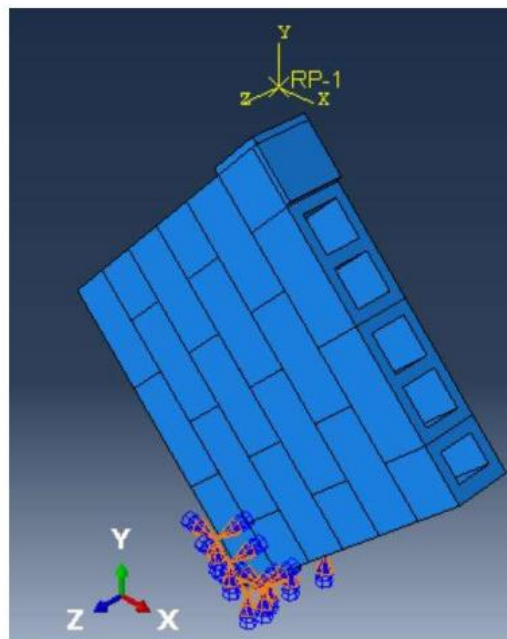
Fonte: PASQUANTONIO, 2019.

**Figura 25 – Ensaio de cisalhamento das juntas horizontais.**



Fonte: PASQUANTONIO, 2019.

**Figura 26 – Ensaio de compressão diagonal.**



Fonte: PASQUANTONIO, 2019.

Todos os modelos numéricos realizados pelo autor estão condizentes com os ensaios experimentais. A definição dos materiais, interfaces e condições de contorno foi realizada através dos resultados gerados em laboratório. Para todos os ensaios o autor comparou as curvas tensão vs deformação reais e numéricas, e calibrou os parâmetros para que os resultados numéricos condissessem com os experimentais.

Os ensaios de *Bond Wrench* (alavanca) e de cisalhamento da junta horizontal foram realizados a fim de analisar a rigidez da interface entre o bloco e a argamassa, porém também foram realizados os mesmos modelos considerando apenas os blocos. O autor afirma que os



resultados são similares considerando ou não a junta de argamassa, tendo sido realizada a correta calibração dos parâmetros de interface no programa. Os parâmetros de interface propostos pelo autor estão dispostos na Tabela 10.

**Tabela 10 – Parâmetros de interface propostos por Pasquantonio (2019).**

Tangential behavior	Normal behavior	Cohesive behavior (N/mm)			Damage initiation (MPa)			Damage evolution
		$K_{nn}$	$K_{ss}$	$K_{tt}$	Normal	Shear 1	Shear 2	Energy
$\varphi$	Hard Contact	$K_{nn}$	$K_{ss}$	$K_{tt}$	Normal	Shear 1	Shear 2	Energy
0,50		5	2100	2100	0,91	0,23	0,23	50000

Fonte: PASQUANTONIO, 2019.

Com exceção do ensaio de *Bond Wrench*, que se demonstrou muito sensível à taxa mínima de deslocamento que poderia ser aplicado, os modelos apresentaram um comportamento muito semelhante ao observado nos ensaios experimentais, podendo ser utilizados como base para estudos paramétricos futuros.

O ponto positivo dos modelos de ensaios mais simples (em menor escala) está na possibilidade de realizar um estudo mais aprofundado no comportamento dos materiais isolados e em pequenos sistemas. Com os resultados comparados e os modelos devidamente calibrados, é possível então realizar a modelagem numérica de sistemas em escala real, apenas aplicando os parâmetros já fixados anteriormente.

# 5. Ensaaios Experimentais de Alvenaria com Reforço de EDCC

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios realizados pelo grupo de pesquisa (resultados preliminares apresentados por Parsekian (2017) e Parsekian e Shrive (2019)) para paredes de alvenaria com reforço de EDCC, além do relatório de Li (2017) com resultados de ensaios com blocos e argamassa, que foram utilizados para confecção das paredes. Os resultados são apresentados juntamente com uma análise aprofundada sobre o comportamento dos materiais em cada ensaio, realizados pelo próprio autor deste trabalho. São apresentados também resultados além dos publicados em trabalhos científicos, que ainda não foram analisados. Com as informações discutidas neste capítulo, haverá um melhor entendimento do capítulo 6, onde os passos e parâmetros para confecção dos modelos numéricos referentes aos ensaios de resistência à compressão, à flexão e ao cisalhamento das paredinhas revestidas com EDCC são apresentados.

## 5.1 *ECO-FRIENDLY DUCTILE CEMENTITIOUS COMPOSITE (EDCC)*

Na seção 3.3.1 foram introduzidas algumas informações sobre o EDCC, que serão complementadas nesta seção, com intuito de analisar melhor os resultados para a confecção dos modelos numéricos. Como já visto, o EDCC possui boa ductilidade devido às fibras em sua composição, sendo duas vezes mais deformável que o concreto convencional, além da resistência à tração que se mostrou cerca de 40% superior à resistência do concreto.

Os resultados analisados são relacionados aos ensaios de compressão, tração e flexão do EDCC, que serão utilizados para construção dos modelos numéricos. Nas Figuras 27 e 28 é apresentado o posicionamento dos corpos de prova para cada ensaio, compressão e tração, respectivamente.

**Figura 27 – Detalhes do ensaio de resistência à compressão do EDCC.**



Fonte: PARSEKIAN, 2017.

**Figura 28 – Detalhe do ensaio de resistência à tração do EDCC.**

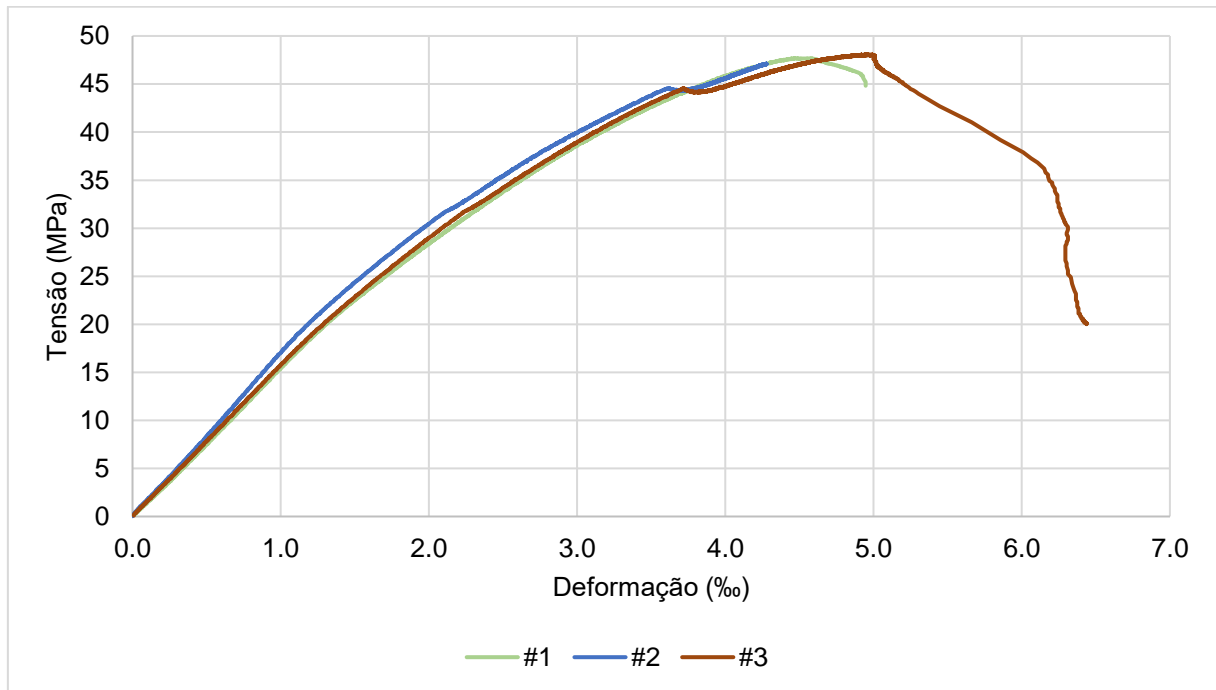


Fonte: PARSEKIAN, 2017.

Foi observado na seção 3.3.1 que ocorreu um acréscimo considerável entre as tensões nos ensaios aos 28 e 56 dias, então os resultados analisados serão dos ensaios realizados após os 56 dias (56 e 84 dias). Na Figura 29 são apresentadas as curvas tensão vs deformação do ensaio aos 56 dias. É possível notar que os resultados estão condizentes, pelo menos até alcançar a tensão de ruptura. O corpo de prova #3 apresentou uma curva mais longa após a tensão de pico, o que não ocorreu com os corpos de prova #1 e #2. Mesmo com essa diferença, pode-se perceber um comportamento dúctil ao longo de toda a curva, com deformações na ruptura de aproximadamente 0,005. Na Figura 30 são mostrados dois

corpos de prova após a realização do ensaio. É possível notar que mesmo com uma tensão de ruptura em torno de 45 MPa, as fibras conseguem resistir bem às tensões de tração lateral, permitindo uma boa deformação antes da ruptura.

**Figura 29 – Curvas tensão vs deformação do ensaio de resistência à compressão do EDCC aos 56 dias.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 30 – Modo de ruptura dos corpos de prova de EDCC submetidos à compressão.**

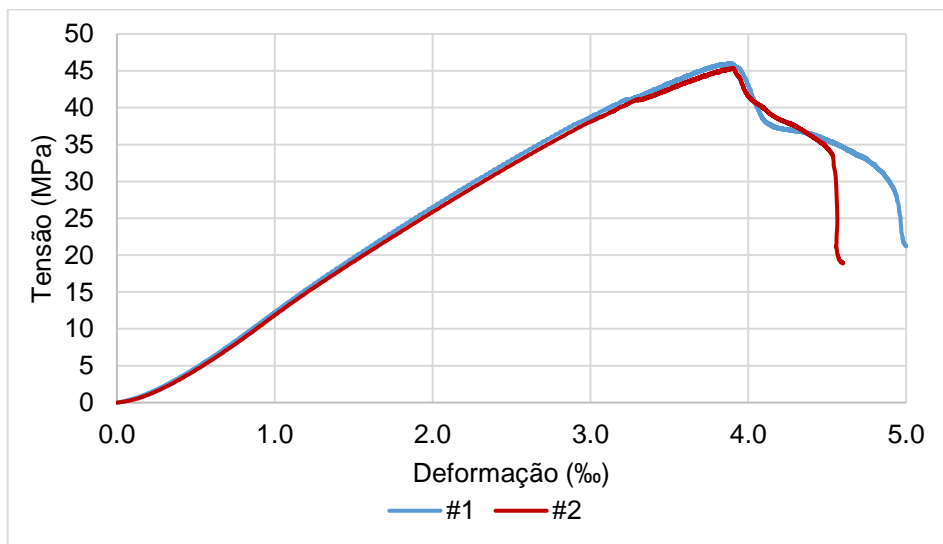


Fonte: PARSEKIAN, 2017.

Na Figura 31 são apresentadas as curvas tensão vs deformação do ensaio à compressão do EDCC aos 84 dias. Percebe-se que o comportamento foi similar ao

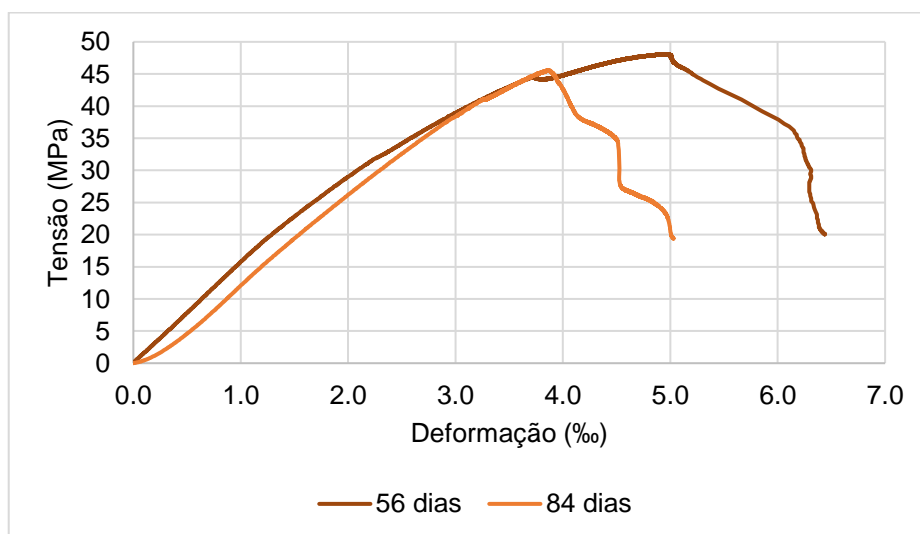
comportamento aos 56 dias, porém com uma diferença na tensão e deformação de ruptura. Isso pode ser melhor visualizado na Figura 32, onde estão apresentadas as curvas médias para cada data de ensaio. A diferença é mais notória em relação à deformação após a entrada no estado plástico, sendo essa transição bem visível para os corpos de prova rompidos aos 56 dias. Essa diferença está relacionada ao fato de o ensaio ser muito sensível, sendo necessário um período de aproximadamente 6 horas para conclusão, então quando o ensaio começa a alcançar a tensão de ruptura, a velocidade de variação de carga diminui, gerando os pontos de escorregada da curva aos 56 dias, visto na Figura 32, nas deformações de 0,0037 e 0,005, aproximadamente.

**Figura 31 – Curvas tensão vs deformação do ensaio de resistência à compressão do EDCC aos 84 dias.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 32 – Curvas tensão vs deformação médias à compressão do EDCC.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Entendeu-se que a curva tensão vs deformação do EDCC submetido à compressão aos 56 dias (Figura 32) representou bem o comportamento do material, sendo esta curva a utilizada para construção dos modelos numéricos.

Os resultados de resistência à tração não foram suficientes para construção das curvas tensão vs deformação, porém foi possível encontrar os valores de tensão de ruptura à compressão diametral, já apresentados na seção 3.3.1, Tabela 7. Porém, esses valores devem ser ajustados para valores equivalentes em tração direta. Para isso, pode-se fazer uso da relação proposta por Balbo (2013), expressa na Equação 21, onde relaciona-se a tração direta com a tração indireta (ou tração por compressão diametral). Os valores de tração direta do EDCC são apresentados na Tabela 11. O resultado aos 56 dias será utilizado para traçar uma curva similar com o método de Guo (2014), que simulará o comportamento à tração do EDCC para construção dos modelos numéricos.

$$f_{td} = 0,52 \cdot f_t \quad \text{Eq. 21}$$

Onde:

$f_{td}$  = tração direta (MPa);

$f_t$  = tração indireta (ou tração por compressão diametral) (MPa).

**Tabela 11 – Valores de tração direta para o EDCC.**

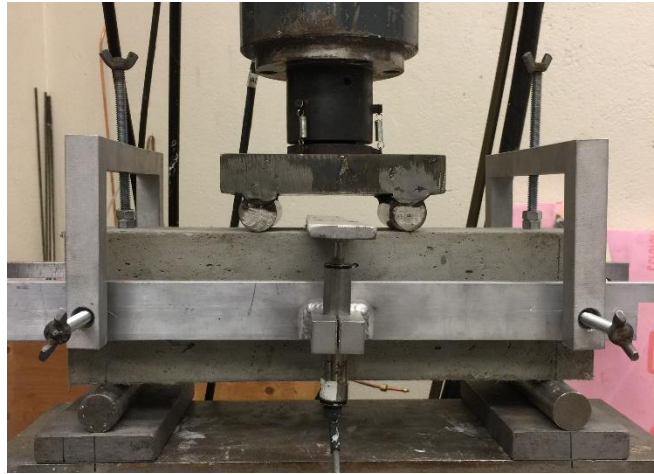
Idade (dias)	$f_t$ (MPa)	$f_{td}$ (MPa)*
28	5,9	3,07
56	6,3	3,28

Fonte: AUTOR, 2021.

\* Valores de tração direta calculados através da Equação 21.

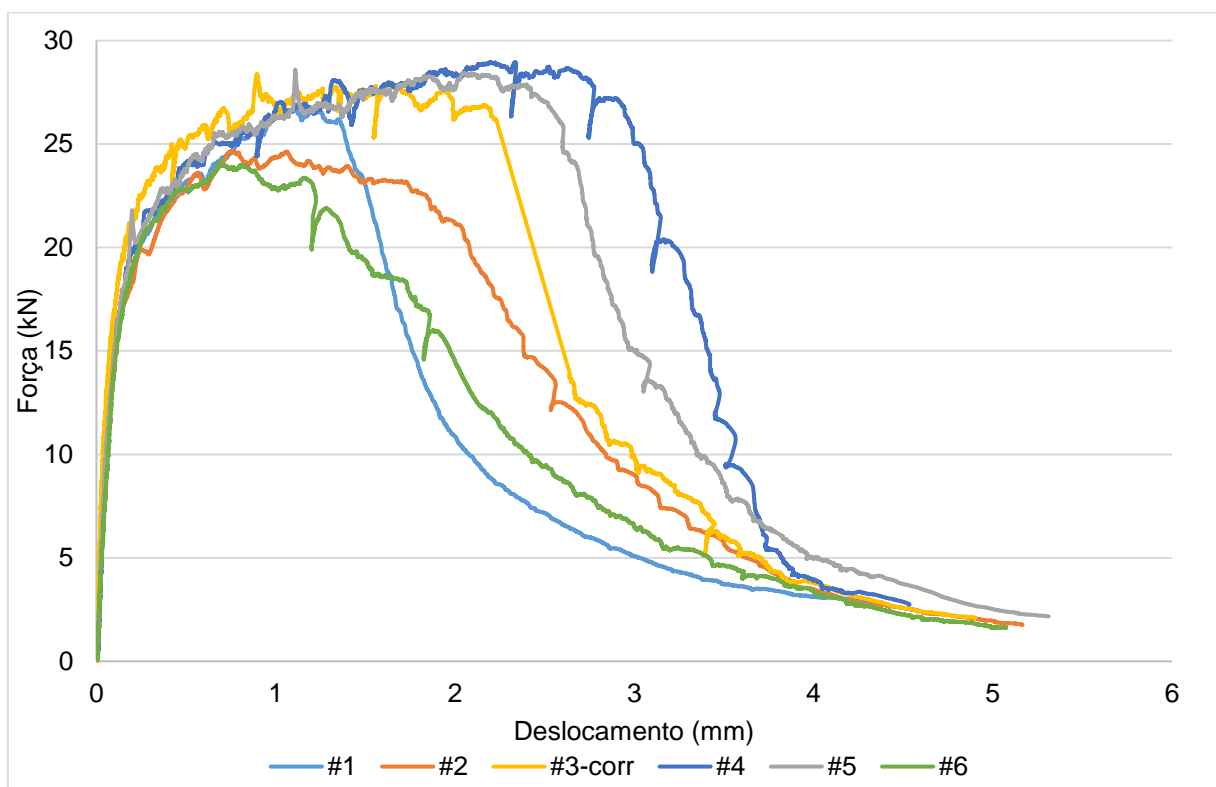
Com o intuito de auxiliar no traçado das curvas tensão vs deformação para o comportamento à tração do material, também foram analisados os resultados do ensaio de flexão do EDCC. Este ensaio foi realizado em um elemento prismático de 100 x 100 x 350 mm, bi apoiado com duas cargas pontuais aplicadas no centro da viga, como visto na Figura 33. Na Figura 34 são apresentadas as curvas força vs deslocamento dos ensaios experimentais de flexão do EDCC. O objetivo é traçar uma curva tensão x deformação para o comportamento à tração do EDCC, e simular o ensaio de flexão no ABAQUS, assim conseguindo o real comportamento dúctil do material para confecção das paredinhas (principalmente as submetidas à flexão e ao cisalhamento).

Figura 33 – Detalhes do ensaio de resistência à flexão do EDCC.



Fonte: PARSEKIAN, 2017.

Figura 34 – Curvas força x deslocamento dos ensaios de flexão do EDCC.



Fonte: AUTOR, 2021.

## 5.2 BLOCO

Para a caracterização do bloco foram realizados vários ensaios, desde as propriedades básicas (absorção, teor de umidade, densidade, volume líquido e área líquida) até ensaios de resistência à compressão e à tração. Os ensaios de caracterização foram

realizados em três blocos distintos, do lote que fora utilizado para construção das parედinhas, e fez-se necessário quatro pesagens com cada bloco:  $w_0$  = massa do bloco no recebimento (kg);  $w_s$  = massa do bloco saturado (kg);  $w_d$  = massa do bloco seco em estufa (kg); e  $w_i$  = massa do bloco imerso (kg). Nas Equações 22 a 27 são apresentados os cálculos de cada propriedade do bloco, de acordo com a norma ASTM C140/C140M (ASTM, 2020).

$$\text{Absorção (kg/m}^3\text{):} \quad A = \frac{w_s - w_d}{w_s - w_i} \cdot 1000 \quad \text{Eq. 22}$$

$$\text{Absorção (\%):} \quad A_p = \frac{w_s - w_d}{w_d} \cdot 100 \quad \text{Eq. 23}$$

$$\text{Teor de umidade (\%):} \quad T = \frac{w_0 - w_d}{w_s - w_d} \cdot 100 \quad \text{Eq. 24}$$

$$\text{Densidade (kg/m}^3\text{):} \quad D = \frac{w_d}{w_s - w_i} \cdot 1000 \quad \text{Eq. 25}$$

$$\text{Volume líquido (cm}^3\text{):} \quad V = \frac{w_d}{D} \cdot 10^6 = (w_s - w_i) \cdot 1000 \quad \text{Eq. 26}$$

$$\text{Área líquida (mm}^2\text{):} \quad A = \frac{V \cdot 10^3}{H} \quad \text{Eq. 27}$$

Onde:

H = altura média entre os blocos (mm).

Na Tabela 12 são apresentados os resultados referentes às propriedades básicas dos blocos de concreto. Nota-se que os coeficientes de variação são bem baixos, indicando que os blocos utilizados para a construção das paredes possuem uma boa convergência relacionada às propriedades e características físicas.

**Tabela 12 – Propriedades físicas dos blocos de concreto.**

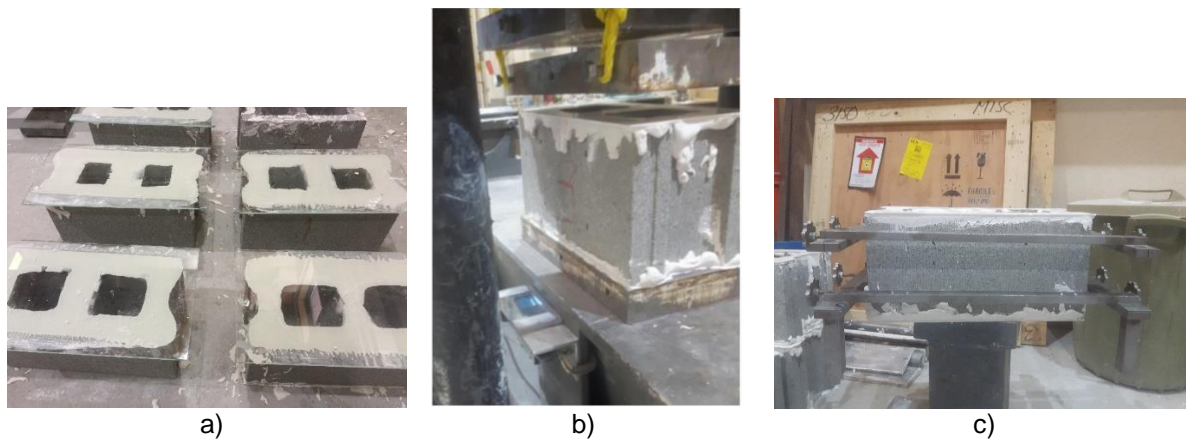
<b>Blocos</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>Média</b>	<b>Desvio padrão</b>	<b>Coef. de Variação</b>
<b><math>w_0</math> (kg)</b>	13,48	13,47	13,4	13,45	0,04	0,30%
<b><math>w_i</math> (kg)</b>	6,62	6,57	6,42	6,54	0,1	1,53%
<b><math>w_s</math> (kg)</b>	14,57	14,56	14,47	14,53	0,05	0,34%
<b><math>w_d</math> (kg)</b>	13,32	13,31	13,23	13,29	0,05	0,38%
<b>Absorção (%)</b>	9,4	9,4	9,4	9,40	0,00	0,00%
<b>Absorção (kg/m<sup>3</sup>)</b>	157,44	156,55	154,46	156,15	1,53	0,98%
<b>Teor de umidade (%)</b>	13,19	13,11	13,99	13,43	0,49	3,65%
<b>Densidade (kg/m<sup>3</sup>)</b>	1675,69	1665,5	1642,54	1661,24	16,98	1,02%
<b>Volume líquido (cm<sup>3</sup>)</b>	7946	7991	8054	7997,00	54,25	0,68%
<b>Área líquida (mm<sup>2</sup>)</b>	41613,35	41849,02	42178,95	41880,44	284,11	0,68%

Fonte: LI, 2017.



Ainda com base na norma ASTM C140/C140M (ASTM, 2020), cinco blocos foram escolhidos aleatoriamente para o ensaio de resistência à compressão. A fim de evitar que as irregularidades na superfície dos blocos influenciassem negativamente os resultados de resistência à compressão, eles foram capeados com gesso (Figura 35a), seguindo as diretrizes da norma ASTM C1552 (ASTM, 2016). Para o ensaio de compressão, os corpos de prova foram dispostos no centro da máquina (Figura 35b), e os deslocamentos foram medidos através de dois sensores posicionados nos lados opostos, com 10 cm de distância entre si, como visto na Figura 35c. O modo de ruptura padrão dos blocos pode ser visto na Figura 36. Na Tabela 13 são apresentados os resultados de carga e tensão de ruptura e a resistência característica dos corpos de prova, calculada pela Equação 28.

**Figura 35 – Detalhes do capeamento e ensaio à compressão dos blocos.**



Fonte: LI, 2017.

**Figura 36 – Modo de ruptura do bloco de concreto.**



Fonte: LI, 2017.

**Tabela 13 – Resultados dos ensaios de compressão dos blocos de concreto.**

#	P (kN)	f (MPa)
1	1226	29,27
2	1222	29,18
3	1194	28,51
4	1210	28,89
5	1270	30,32
<b>Média</b>	1224,4	29,240
<b>Desvio Padrão</b>	28,37	0,68
<b>Coef. De Variação</b>	2,32%	2,32%
<b>f<sub>b</sub>' (MPa)</b>		28,12

Fonte: LI, 2017.

$$f_{bk} = f_{bm}(1 - 1,64v) = f_{bm} - 1,64s \quad \text{Eq. 28}$$

Onde:

- $f_{bk}$  = resistência característica;
- $f_{bm}$  = resistência média;
- $v = s/f_{av}$ ;
- $s$  = desvio padrão

Devido a uma falha mecânica com os LVDTs durante o ensaio, não foi possível obter os valores de módulo de elasticidade dos blocos, tampouco curvas tensão vs deformação. Para determinar o módulo de elasticidade do bloco, que será inserido no programa para modelagem do mesmo e das paredinhas, é possível utilizar a relação apresentada na Equação 29. Para o comportamento elástico das paredes de alvenaria, o módulo equivalente está relacionado às características físicas e mecânicas do bloco e da argamassa, sendo possível então prever o módulo de elasticidade do bloco a partir do módulo da argamassa e da paredinha. Nos capítulos seguintes são apresentados os módulos de elasticidade da argamassa e da paredinha sem revestimento, com valores finais de 2000 MPa e 16500 MPa, respectivamente. Com a espessura da argamassa de 0,01 m e altura do bloco de 0,19 m, foi possível chegar no resultado do módulo de elasticidade do bloco com valor de 17300 MPa. Este será o valor utilizado para modelagem numérica do bloco e das paredinhas.

$$E_A = \frac{E_a \cdot h_a + E_b \cdot h_b}{h_a + h_b} \quad \text{Eq. 29}$$

Onde:

$E_A$  = Módulo de elasticidade da alvenaria;

$E_a$  = Módulo de elasticidade da argamassa;

$E_b$  = Módulo de elasticidade do bloco;

$h_a$  = Espessura da argamassa;

$h_b$  = Altura do bloco.

O autor Harris (2017) realizou sua pesquisa utilizando blocos do mesmo lote dos blocos utilizados para os ensaios com alvenaria revestida com EDCC. Como os valores não estavam condizentes, o autor calculou um módulo de elasticidade para o bloco de concreto de 22500 MPa, através do método proposto por Collins e Mitchell (1991). Os dois módulos serão testados para definir qual melhor se aplica para a modelagem do bloco em questão.

Pela Tabela 13, foi possível notar que os resultados tiveram boa convergência entre si. É possível inferir que a resistência à compressão de uma paredinha de alvenaria é menor do que o valor da resistência característica de 28,12 MPa do bloco, pela ruptura da alvenaria ser causada pela falha nas interfaces entre bloco e argamassa ou pela falha do bloco à tração.

Por último, tem-se o ensaio de resistência à tração indireta, regida pela norma ASTM C1006 (ASTM, 2020). Para este ensaio foram utilizados também cinco blocos distintos escolhidos do lote utilizado para construção das paredes. O ensaio consiste na utilização de hastes cilíndricas de metal (20 mm de diâmetro), alinhadas com o centro do furo do bloco, superior e inferiormente, como mostra a Figura 37. Para maximizar a utilização de recursos, cada corpo de prova foi carregado do centro dos dois furos, respectivamente.

**Figura 37 – Ensaio de resistência à tração indireta do bloco de concreto.**



Fonte: LI, 2017.

A carga de ruptura foi registrada pela máquina ao final do ensaio, e a tensão de ruptura foi calculada de acordo com a Equação 30. Como é um ensaio relativamente rápido, não foram registrados dados de deslocamento dos corpos de prova, não sendo possível traçar as curvas tensão vs deformação do material. Na Figura 38 estão alguns exemplos do modo de ruptura dos corpos de prova ao final do ensaio. Na Tabela 14 são apresentados os valores de carga e tensão de ruptura dos blocos, bem como os valores de espessuras das paredes dos blocos, tanto na face superior quanto na inferior, para cada um dos dois furos.

$$f_t = \frac{2P}{\pi LH} \quad \text{Eq. 30}$$

Onde:

- $f_t$  = resistência à tração (kPa);
- $P$  = carga de ruptura indicada pela máquina de teste (kN);
- $L$  = comprimento de ruptura (mm) (comprimento bruto menos qualquer vazio ao longo do plano de ruptura das hastes de metal);
- $H$  = distância entre as hastes (mm).

**Figura 38 – Modo de ruptura padrão para ensaio de resistência à tração indireta dos blocos.**



Fonte: LI, 2017.

Tabela 14 – Resultados dos ensaios de resistência à tração indireta dos blocos.

#	t1 (mm)	t2 (mm)	t3 (mm)	t4 (mm)	Média (mm)	P (kN)	ft (MPa)
1a	37,68	34,94	34,05	35,44	35,53	36	1,70
1b	34,47	33,90	36,07	37,00	35,36	36	1,71
2a	34,42	33,61	38,01	35,55	35,40	30	1,42
2b	34,84	33,40	38,63	34,64	35,38	33	1,56
3a	37,40	35,60	34,03	34,41	35,36	34	1,61
3b	37,26	34,89	33,56	34,06	34,94	36	1,73
4a	33,96	34,28	35,46	37,43	35,28	38	1,80
4b	34,00	33,89	35,00	37,61	35,13	33	1,57
5a	35,43	37,52	34,27	33,92	35,29	34	1,61
5b	35,11	37,97	33,63	33,97	35,17	36	1,71
						<b>Média</b>	1,64
						<b>Desvio Padrão</b>	0,11
						<b>Coef. De Variação</b>	6,66%

Fonte: LI, 2017.

Com os resultados da Tabela 14 é possível inferir que o coeficiente de variação de 6,66% para os dez testes realizados (2 furos em 5 blocos) mostrou boa convergência, porém os valores são de tração indireta, tendo que ser corrigidos para valores tração direta. Para isso, supôs-se que a Equação 21 descrita por Balbo (2013) pudesse prever a tração direta a partir da tração indireta do bloco. Os dois valores (tração direta e indireta) foram testados na modelagem em elementos finitos, determinando quando melhor se aplica para o comportamento à tração dos blocos de concreto no ABAQUS. Os valores calculados de tração direta são mostrados na Tabela 15.

Tabela 15 – Valores de tração direta para os blocos de concreto.

N	f <sub>t</sub> (MPa)	f <sub>td</sub> (MPa)*
1a	1,7	0,88
1b	1,71	0,89
2a	1,42	0,74
2b	1,56	0,81
3a	1,61	0,84
3b	1,73	0,90
4a	1,8	0,94
4b	1,57	0,82
5a	1,61	0,84
5b	1,71	0,89
<b>Média</b>	1,64	0,86
<b>Desvio padrão</b>	0,11	0,06
<b>Coef. de variação</b>	6,70%	6,63%

Fonte: AUTOR, 2021.

\* Valores de tração direta calculados através da Equação 21.

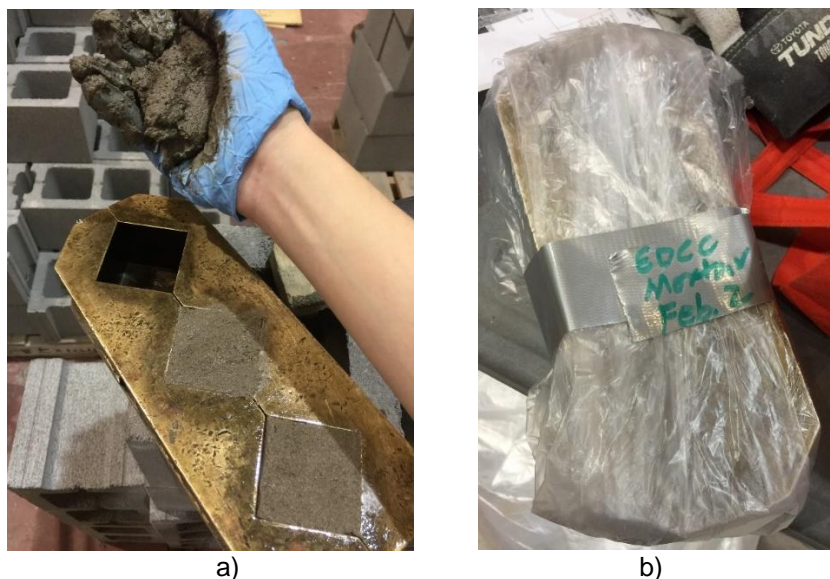
Pela Figura 38, nota-se que seção de ruptura dos blocos foram similares, sendo que modo de ruptura se desenvolveu ao longo de uma linha localizada entre as hastes superior e inferior. Essa ruptura foi similar ao ocorrido com o ensaio de resistência à tração do cilindro de EDCC, indicando que os resultados encontrados estão condizentes.

Os resultados apresentados irão auxiliar no processo da modelagem numérica, onde o objetivo é traçar uma curva tensão vs deformação que simule corretamente o comportamento dos blocos, e que seja compatível com o *software* ABAQUS (2017). Para o caso do comportamento dos blocos à tração, será gerada uma curva com auxílio do modelo de Guo (2014), com os resultados apresentados na Tabela 15, já que os ensaios não geraram resultados condizentes de deformação do material.

### 5.3 ARGAMASSA

Os resultados de resistência à compressão da argamassa de assentamento utilizada na pesquisa foram reportados por Li (2017). A partir das diretrizes da norma ASTM C109/C109M (ASTM, 2020), foram moldados dois grupos de corpos de prova cúbicos de argamassa (5x5x5 cm). Cada grupo foi composto de três amostras, e a argamassa veio dos dois lotes feitos para a construção das paredes, nos dias 1 e 2, respectivamente. Posteriormente, os corpos de prova foram cobertos por filme plástico e armazenados numa câmara com controle de temperatura. Na Figura 39a é mostrada a moldagem dos corpos de prova cúbicos e na Figura 39b são mostrados os corpos de prova embalados para o período de cura.

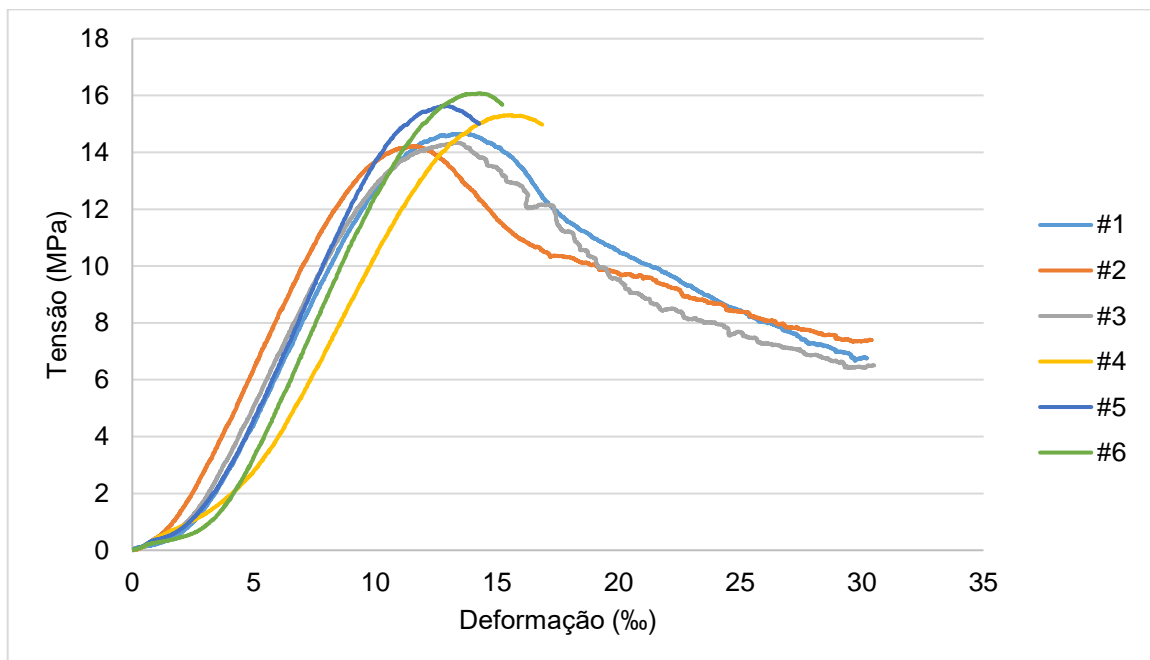
**Figura 39 – Detalhes das amostras de argamassa.**



Fonte: LI, 2017.

As amostras do primeiro lote foram nomeadas como #1, #2 e #3, e o segundo lote foi nomeado como #4, #5 e #6, respectivamente. Todos os corpos de prova foram submetidos à compressão na idade de 28 dias. A carga e o deslocamento foram gravados automaticamente pela máquina, e a partir disso foram geradas as curvas tensão vs deformação; posteriormente, o módulo de elasticidade da argamassa foi calculado de acordo com a norma brasileira, onde utiliza-se a faixa da curva entre 5 e 33% da tensão de ruptura (faixa elástica linear). Na Figura 40 são apresentadas as curvas tensão vs deformação para os seis corpos de prova, e na Tabela 16 estão dispostos os valores numéricos das tensões na ruptura e dos módulos de elasticidade das amostras.

**Figura 40 – Curvas tensão vs deformação dos ensaios de resistência à compressão da argamassa.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 16 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão da argamassa.**

#	fa (MPa)	E (MPa)
1	14,66	1735,89
2	14,22	1798,20
3	14,35	1722,33
4	15,31	1636,37
5	15,63	1915,17
6	16,08	1901,39
<b>Média</b>	15,04	1784,89
<b>Desvio Padrão</b>	0,75	108,72
<b>Coef. de Variação</b>	5,0%	6,09%

Fonte: LI, 2017.



Com o intuito de não prolongar tanto os ensaios realizados, o carregamento dos três primeiros corpos de prova foi aplicado até conseguir uma curva completa dos resultados, porém para os três últimos corpos de prova o ensaio foi interrompido após a tensão de ruptura ocorrer.

Com base nos resultados apresentados, pode-se constatar que os corpos de prova do segundo lote apresentaram tensão na ruptura superior aos corpos de prova do primeiro lote, provavelmente devido a alguma diferença no momento da dosagem da argamassa. Contudo, o coeficiente de variação foi apenas 5,0%, valor relativamente baixo, inferindo que essa diferença não deve afetar drasticamente os resultados dos ensaios com as paredinhas.

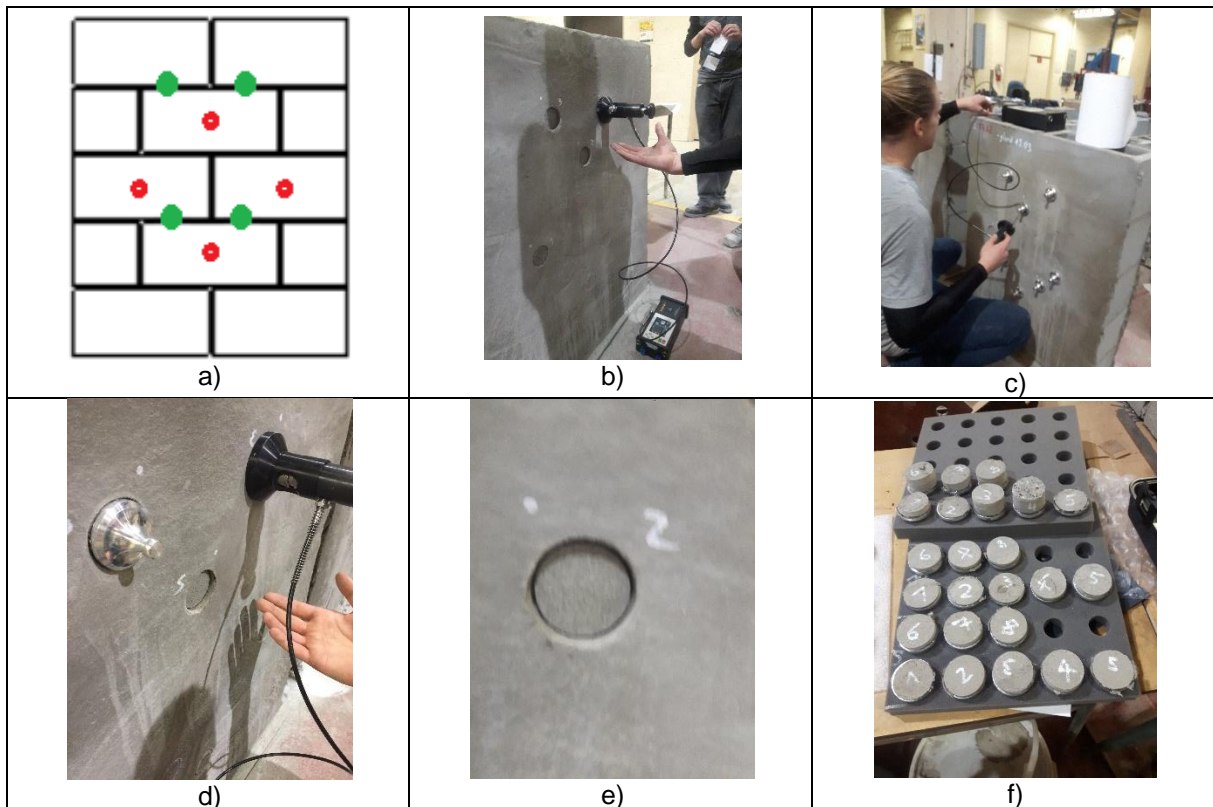
Para o comportamento à compressão os resultados apresentados na Figura 40 vão ser suficientes para gerar uma curva tensão vs deformação condizente com o ensaio experimental e o *software*. Para o caso do comportamento à tração da argamassa no ABAQUS (2017), como não foi realizado ensaio de resistência à tração, faz-se necessário aplicar o método de Guo (2014), assumindo que a tensão de ruptura à tração da argamassa seja 10% da tensão de ruptura à compressão, para prever como a argamassa irá se comportar.

#### **5.4 ENSAIO DE ARRANCAMENTO DO EDCC**

O ensaio de arrancamento tem o intuito de avaliar a resistência da superfície de interação (aderência) entre a face da alvenaria e a camada de EDCC, e os resultados são reportados por Parsekian (2017). Para isso, foram construídas 3 paredes, sendo que cada uma foi revestida nas duas faces com 5, 10 e 20 mm de EDCC, respectivamente. Após 28 e 56 dias foram realizados os ensaios de arrancamento em cada uma das faces, em diferentes pontos (sobre o centro do bloco ou junta de argamassa) mostrados na Figura 41a, utilizando-se o aparelho *Positest AT – Automatic Adhesion*. Nas Figuras 41b a 41f são apresentados os detalhes do ensaio de arrancamento, e da utilização do aparelho *Positest AT*.



Figura 41 – Detalhe e fotos dos ensaios de arrancamento.



Fonte: PARSEKIAN, 2017.

Na Tabela 17 são apresentados os resultados dos ensaios para 28 dias. Analisando os dados, chegou-se a um valor médio de aderência igual a 0,70 MPa, e valor característico igual a 0,50 MPa. Como os valores de aderência foram baixos nessa idade, optou-se por realizar o ensaio aos 56 dias. A Tabela 18 mostra os resultados dos ensaios aos 56 dias. Agora o valor médio de aderência encontrado foi 1,04 MPa, com um valor característico igual a 0,73 MPa, cerca de 50% superior ao valor de 28 dias. Este fato é importante por indicar que o ganho da resistência é considerável dos 28 aos 56 dias, mesmo para a aderência.

Para o cálculo do valor característico foi utilizada a Equação 31, que define o método estatístico para este tipo de análise, porém o resultado encontrado não pode ser inferior ao menor valor encontrado nas resistências. Na Tabela 19 são apresentados os valores de resistência característica e resistência média aos 56 dias das amostras, separados pela espessura de revestimento. Para a análise numérica, o valor médio dos resultados pode ser utilizado, porém o valor característico será importante para fins de projeto.

Tabela 17 – Resultados dos ensaios de arrancamento aos 28 dias.

Espessura do EDCC	Lado da parede	Parede	Boneca	Resistência à tração [N/mm <sup>2</sup> ]	Modo de ruptura	Ponto na parede		Média	Desvio Padrão	Coef. de Variação	n
5mm	1	A	1	1,30	EDCC	bloco		MPa	MPa	%	#
			2	1,10	interface	bloco	5mm-bloco	0,98	0,30	31%	4
			3	0,70	interface	junta	5mm-junta	0,60	0,08	14%	4
			4	0,60	interface	junta	5mm-total	0,79	0,29	36%	8
	2	C	5	0,90	interface	bloco	5-mm paredeA	0,93	0,33	36%	4
			6	0,60	interface	bloco	5-mm paredeC	0,65	0,21	33%	4
			7	0,60	interface	junta					
			8	0,50	interface	junta					
10mm	2	B	1	1,10	EDCC	junta					
			2	1,10	EDCC	bloco	10mm-bloco	0,95	0,44	47%	4
			3	1,50	EDCC	bloco	10mm-junta	0,75	0,25	34%	4
			4	0,70	interface	junta	10mm-total	0,85	0,35	41%	8
	1	A	5	0,70	interface	junta	10-mm paredeB	1,10	0,33	30%	4
			6	0,50	interface	bloco	10-mm paredeA	0,60	0,34	57%	4
			7	0,70	interface	bloco					
			8	0,50	interface	junta					
20mm	2	B	1	0,80	EDCC	junta					
			2	1,20	EDCC	bloco	20mm-bloco	1,03	0,29	28%	4
			3	1,10	interface	junta	20mm-junta	0,85	0,21	24%	4
			4	1,10	bloco	bloco	20mm-total	0,94	0,25	27%	8
	1	C	5	0,90	EDCC	junta	20-mm paredeB	1,05	0,17	16%	4
			6	0,60	interface	bloco	20-mm paredeC	0,83	0,26	32%	4
			7	1,20	EDCC	bloco					
			8	0,60	EDCC	junta					
						interface-total	0,70	0,20	29%	14	
						EDCC-total	1,08	0,27	25%	9	
						Bloco-total	1,10	-	-	1	
						paredeA	0,76	0,29	38%	8	
						paredeB	1,08	0,24	23%	8	
						paredeC	0,74	0,24	32%	8	

Fonte: PARSEKIAN, 2017.

Tabela 18 – Resultados dos ensaios de arrancamento aos 56 dias.

Espessura do EDCC	Lado da parede	Parede	Boneca	Resistência à tração [N/mm <sup>2</sup> ]	Modo de ruptura	Ponto na parede		Média	Desvio padrão	Coef. De Variação	n
5mm	1	A	1	0,40	cola (não considerado)	junta		MPa	MPa	%	#
			2	0,90	EDCC	bloco	5mm-bloco	1,17	0,46	40%	3
			3	1,30	interface	junta	5mm-junta	1,27	0,15	12%	3
			4	0,40	cola (não considerado)	junta	5mm-total	1,22	0,31	26%	6
	2	C	1	1,40	interface	junta	5-mm paredeA	1,10	0,28	26%	2
			2	1,70	EDCC	bloco	5-mm paredeC	1,28	0,35	27%	4
			3	1,10	interface	junta					
			4	0,90	interface	bloco					
10mm	2	B	1	0,80	EDCC	junta					
			2	1,40	EDCC	bloco	10mm-bloco	1,10	0,44	40%	3
			3	0,90	interface	junta	10mm-junta	0,87	0,06	7%	3
			4		cola (não considerado)	bloco	10mm-total	0,98	0,31	31%	6
	1	A	1	0,30	EDCC (+superfície, não considerado)	junta	10-mm paredeB	1,03	0,32	31%	2
			2	0,60	interface	bloco	10-mm paredeA	0,93	0,35	38%	3
			3	0,90	EDCC	junta					
			4	1,30	EDCC	bloco					
20mm	2	B	1	0,90	EDCC	junta					
			2	1,00	bloco	bloco	20mm-bloco	0,90	0,14	16%	4
			3	0,50	cola (não considerado)	junta	20mm-junta	1,00	0,14	14%	2
			4	0,90	EDCC	bloco	20mm-total	0,93	0,14	15%	6

	1	C	1	0,50	EDCC/cola (não considerado)	junta	20-mm paredeB	0,93	0,06	6%	3
			2	1,00	EDCC	bloco	20-mm paredeC	0,93	0,21	22%	3
			3	1,10	EDCC	junta					
			4	0,70	EDCC	bloco					
							interface-total	1,03	0,29	28%	6
							EDCC-total	1,05	0,30	28%	11
							bloco-total	1,00	-	-	1
							Total (exceto cola)	1,04	0,28	27%	18
							paredeA	1,02	0,40	39%	6
							paredeB	0,98	0,27	27%	6
							paredeC	1,10	0,38	34%	6

Fonte: PARSEKIAN, 2017.

$$f_{k1} = 2 \left( \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{\frac{n}{2}-1}}{\frac{n}{2} - 1} \right) - f_{\frac{n}{2}} \quad \text{Eq. 31}$$

Onde:

n = número de corpos de prova

$f_{k2} = \Psi \times f_1$

$$f_k \geq \begin{cases} f_{k1} \\ f_{k2} \end{cases}$$

**Tabela 19 – Valores de resistência média e característica do ensaio de arrancamento para 56 dias.**

Espessura	n	$f_m$ (MPa)	$f_{k1}$ (MPa)	$f_{k2}$ (MPa)	$f_k$ (MPa)
5 mm	6	1,22	0,7	0,9	0,9
10 mm	6	0,98	0,5	0,6	0,6
20 mm	6	0,93	0,7	0,7	0,7

Fonte: AUTOR, 2021.

Pode-se notar que para os ensaios aos 28 dias, teve uma diferença na aderência para os modos de ruptura da interface entre o EDCC e a alvenaria, porém com o ganho de resistência aos 56 dias esse valor foi elevado, se igualando aos outros modos de ruptura. Contudo, é possível notar uma leve redução da resistência média ao arrancamento com o aumento da espessura da camada de EDCC para os resultados aos 56 dias.

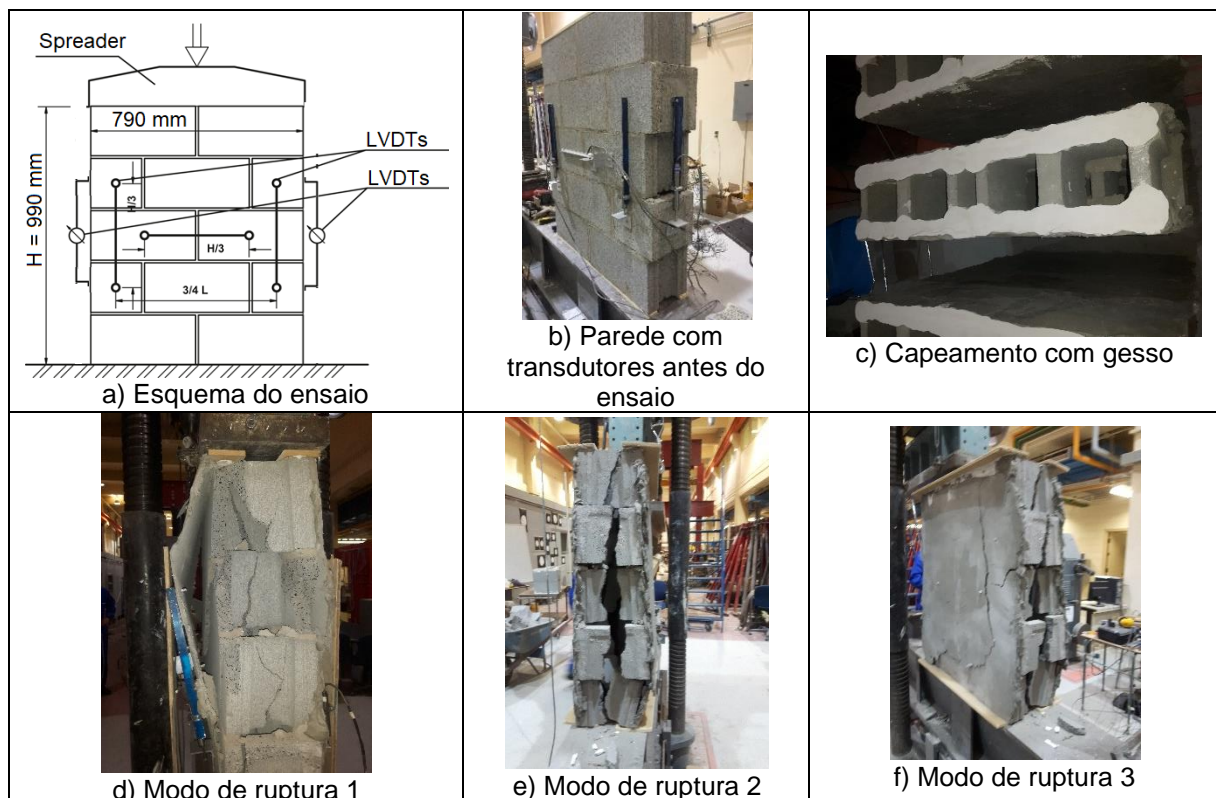
Mesmo com essa variação na resistência média, os resultados de resistência característica não foram tão diferentes, com média entre os resultados de 0,76 MPa. A média entre os resultados de resistência ao arrancamento foi de 1,04 MPa, porém com um desvio padrão de 0,28, mostrando que a diferença entre os resultados para cada espessura de EDCC pode influenciar no comportamento dos modelos numéricos.

Os resultados de resistência média ao arrancamento apresentados na Tabela 19 são utilizados no Capítulo 6 para a construção da interface entre a superfície da alvenaria e a camada de EDCC. Essa interface será aplicada nos ensaios numéricos de resistência à compressão.

## 5.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDINHAS

Para o ensaio de resistência à compressão foram moldadas 14 paredes pequenas, com dimensões de 0,79 x 0,99 m. As dimensões e o procedimento para os ensaios seguiram as recomendações da norma NBR 16868-3 (ABNT, 2020). Das 14 paredes, seis não receberam revestimento, duas revestidas com 5 mm de EDCC em cada face, quatro revestidas com 10 mm de EDCC em cada face e duas com 20 mm de EDCC em cada face. O capeamento foi realizado com pasta de gesso apenas sobre a espessura de revestimento, sendo posicionadas placas de *softboard* sobre essas regiões durante os ensaios. A Figura 42 mostra o detalhe e fotos dos ensaios.

Figura 42 – Detalhe e fotos dos ensaios de compressão.



Fonte: PARSEKIAN; SHRIVE, 2019.

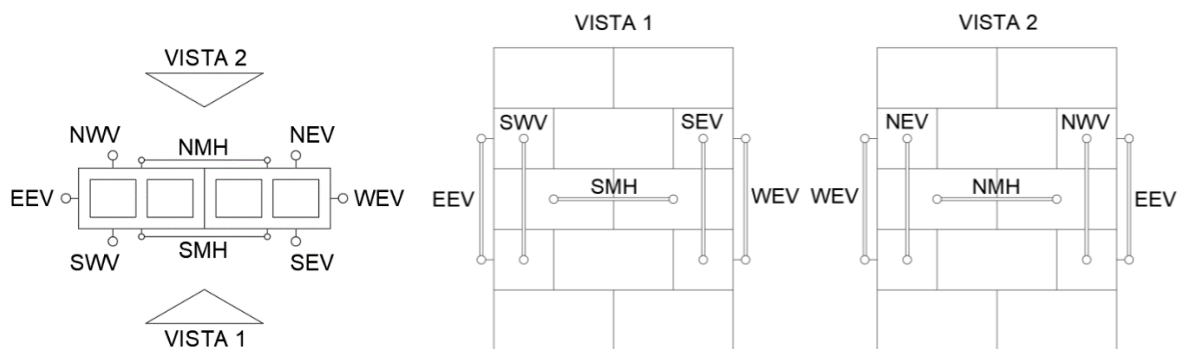
Como o capeamento e o argamassamento foram aplicados apenas na espessura lateral dos blocos, a estrutura sofre um modo de ruptura típico para esse sistema, com fissuras

longitudinais na face lateral da estrutura. Esse é o modo de ruptura esperado para os modelos numéricos.

Os dados de deformação da estrutura submetida à compressão se dão pela medição do deslocamento dos LVDTs, posicionados como mostrado na Figura 42a. Com esses valores é possível gerar as curvas força vs deslocamento para cada LVDT, e posteriormente as curvas tensão vs deformação para cada ensaio. Na Figura 43 são mostrados os detalhes do posicionamento dos LVDTs, além do código de cada um, que auxiliará na identificação dos LVDTs na análise dos resultados.

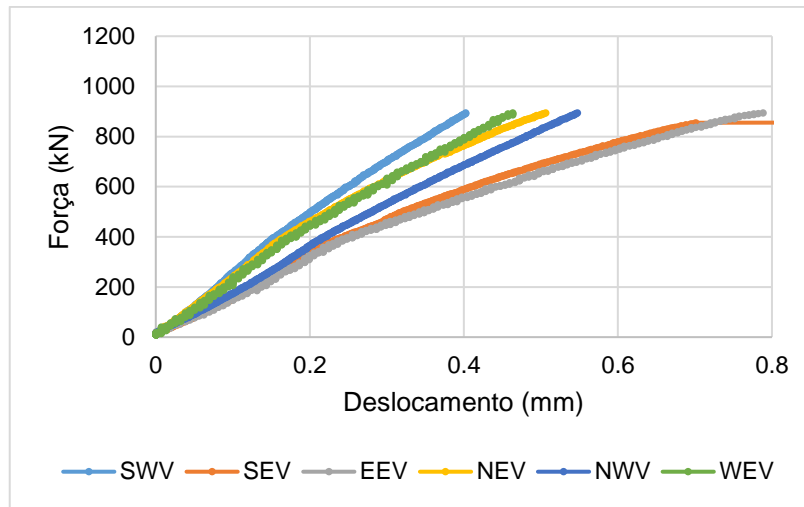
O ensaio de compressão para as paredezinhas sem revestimento foi realizado em seis corpos de prova (CPc 1 a 6), porém para os corpos de prova CPc 3 a 6 foi necessária a retirada dos LVDTs antes do término dos ensaios. Sendo assim, apenas os ensaios dos corpos de prova CPc 1 e 2 geraram resultados condizentes para a confecção dos gráficos. Nas Figuras 44 e 45 estão representadas as curvas força vs deslocamento para cada LVDT. É possível notar que para o CPc 1 teve uma diferença nos resultados em relação à largura da parede, sendo que o lado leste deformou mais do que o oeste, podendo ser considerado que ocorreu alguma excentricidade no carregamento. Porém, o CPc 2 apresentou praticamente os mesmos resultados para todos os LVDTs, com exceção do NEV, que apresentou excentricidade nos resultados, sendo este LVDT desconsiderado para os gráficos de tensão vs deformação finais.

**Figura 43 – Detalhes e identificação dos LVDTs nos ensaios de resistência à compressão em planta e em vista.**



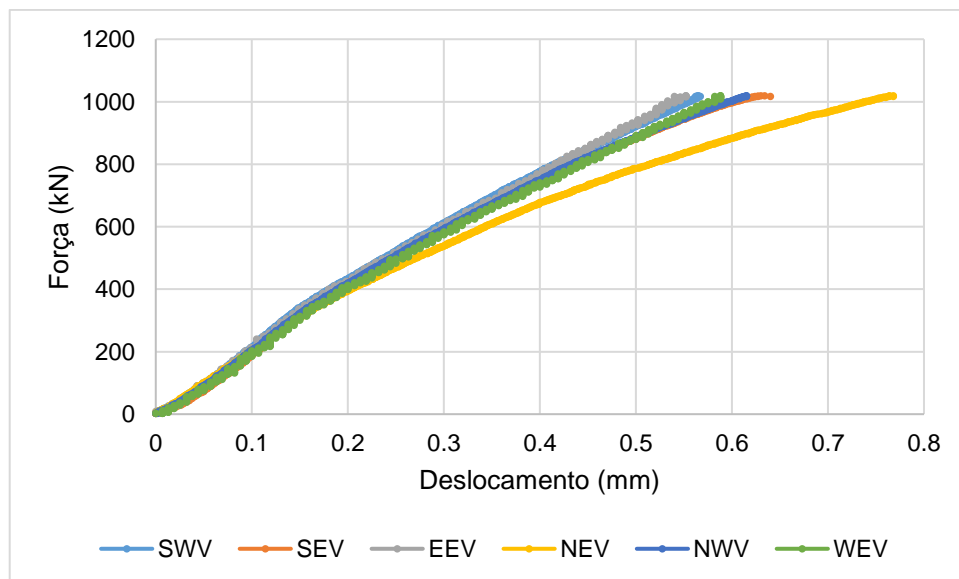
Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 44 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CPc 1.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 45 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CPc 2.**



Fonte: AUTOR, 2021.

A Tabela 20 apresenta os resultados dos ensaios de compressão nas pequenas paredes, com a tensão de ruptura calculada na área bruta. É também indicado o cálculo do módulo de elasticidade da parede, a partir da leitura dos LVDTs verticais posicionados nas faces frontais e laterais das paredes, entre os pontos de 5 e 33% da tensão máxima de ruptura. Mesmo que os ensaios com CPc 3 a 6 não tenham resultados de deslocamento até o final por terem sido retirados antes, ainda assim foi possível realizar o cálculo do módulo de elasticidade, pois a retirada dos LVDTs ocorreu após a tensão ultrapassar 33% da tensão máxima de ruptura. Na Tabela 20 também são apresentados os coeficientes de Poisson, que foram encontrados através dos deslocamentos dos LVDTs horizontais fixados na face frontal

das pareдинhas. Com exceção dos CPc1 e CPc5, os coeficientes de Poisson foram consistentes, observando uma redução aos 99 dias.

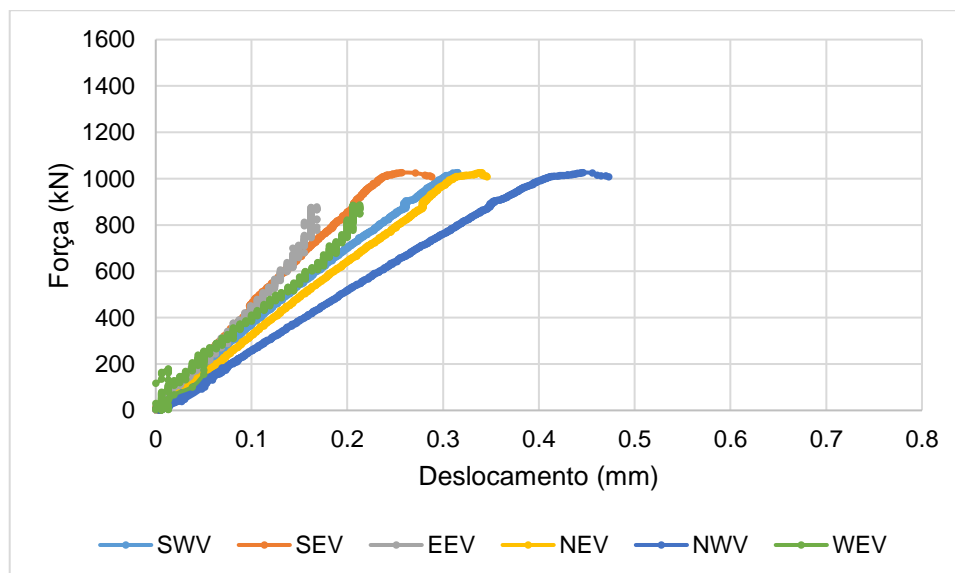
**Tabela 20 – Resultados dos ensaios de compressão em paredes pequenas sem revestimento.**

CPc	Carga (kN)	$f_{\text{parede}}$ (MPa)	Idade (dias)	E (face) GPa	E (lat) GPa	$E/f_{\text{parede}}$	Poisson
1	895	15,8	28	14,11	13,19	833	0,06
2	1020	18,0	28	16,53	15,78	875	0,16
3	1096	19,4	28	19,28	19,94	1030	0,16
4	1062	18,8	99	17,15	16,78	894	0,10
5	828	14,6	99	16,49	15,21	1039	0,07
6	908	16,1	99	16,43	17,36	1081	0,13
Média	968	17,0		16,66	16,38	959	0,11
Desvio Padrão	106	2		1,65	2,26	104	0,044
Coef. de Variação	11,0%	11,0%		9,94%	13,82%	10,8%	40,0%

Fonte: AUTOR, 2021.

Nas Figuras 46 e 47 são apresentadas as curvas força vs deslocamento para os LVDTs dos ensaios realizados nas pareдинhas revestidas com 5 mm de EDCC. Para esse ensaio foram utilizados dois corpos de prova (CP05#1 e #2). É possível notar que os resultados dos deslocamentos estão até bem consistentes, com uma leve excentricidade no LVDT NWV do CP05#1. Ainda pode ser observado que os corpos de prova já começam a apresentar características menos frágeis com apenas 5 mm de revestimento.

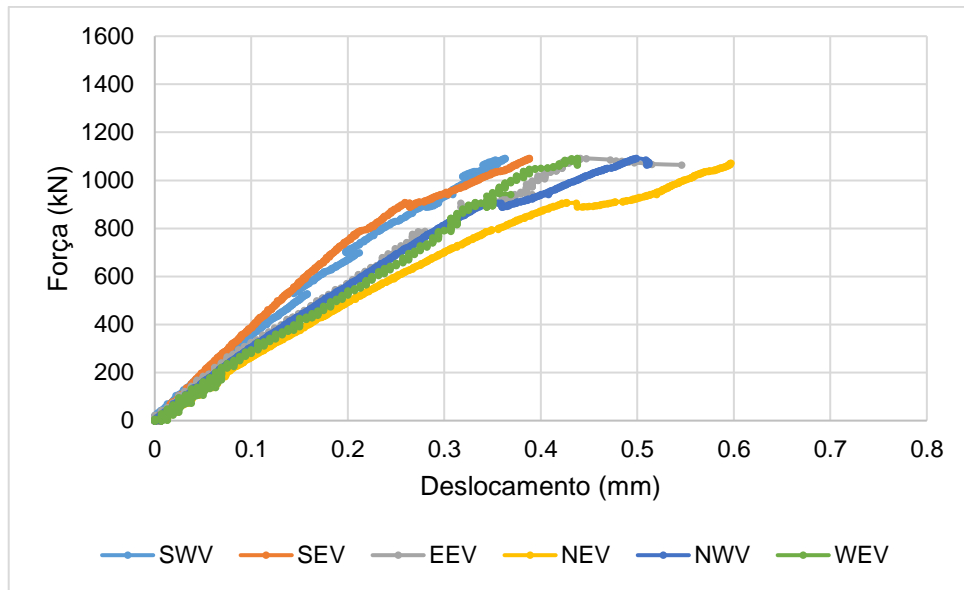
**Figura 46 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP05#1.**



Fonte: AUTOR, 2021.



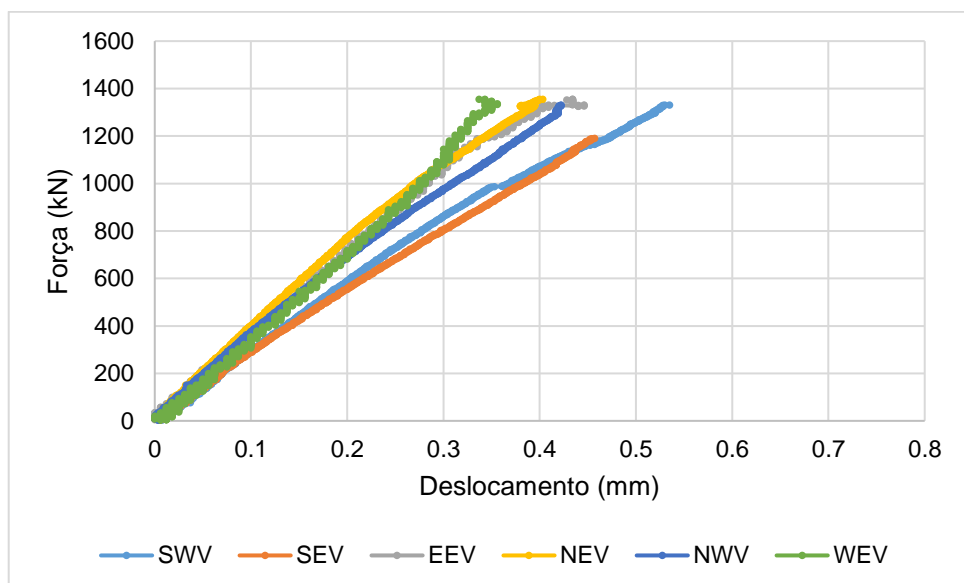
**Figura 47 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP05#2.**



Fonte: AUTOR, 2021.

As Figuras 48 a 51 apresentam as curvas força vs deslocamento para os LVDTs dos ensaios realizados nas paredinhas revestidas com 10 mm de EDCC. Para esse ensaio foram utilizados quatro corpos de prova (CP10#1 a #4). É possível notar que os resultados dos deslocamentos estão condizentes entre si, com exceção dos NWV dos CP10#2 e #4, que apresentaram uma certa excentricidade. Esses LVDTs serão desconsiderados para a confecção do gráfico resumo tensão vs deformação. Ainda pode ser observado que os corpos de prova apresentam propriedades mais frágeis que os CP05, com exceção do CP10#3 que se mostrou menos frágil que as demais.

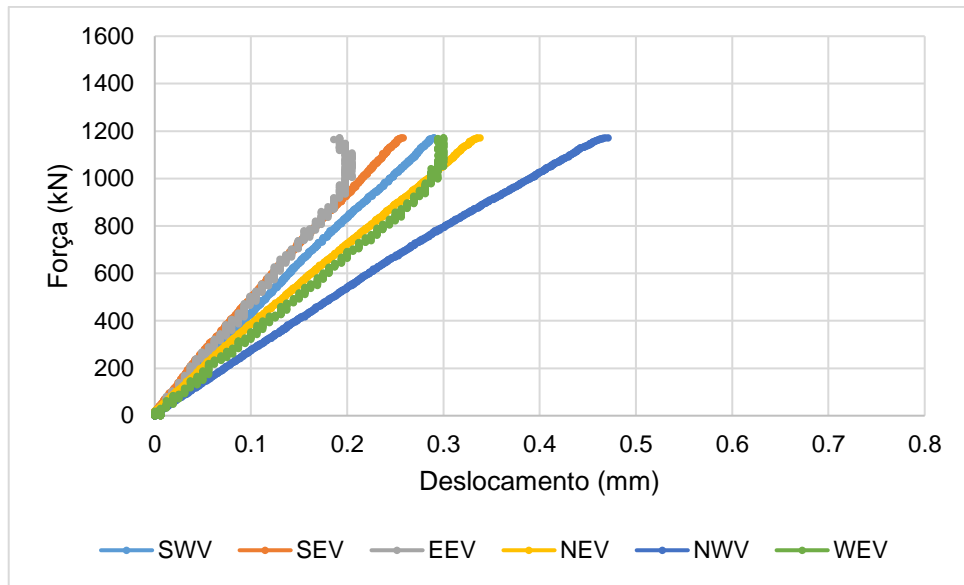
**Figura 48 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP10#1.**



Fonte: AUTOR, 2021.

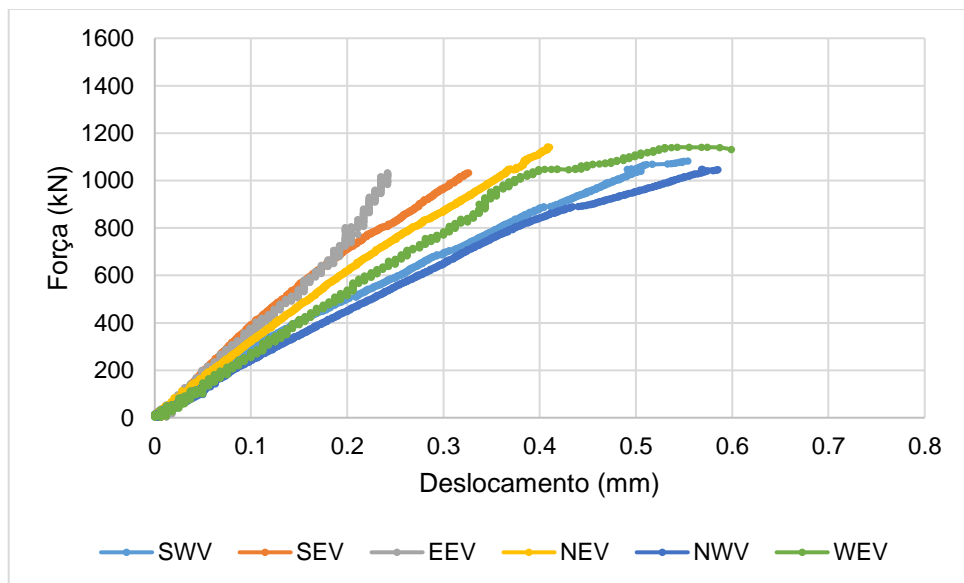


**Figura 49 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP10#2.**



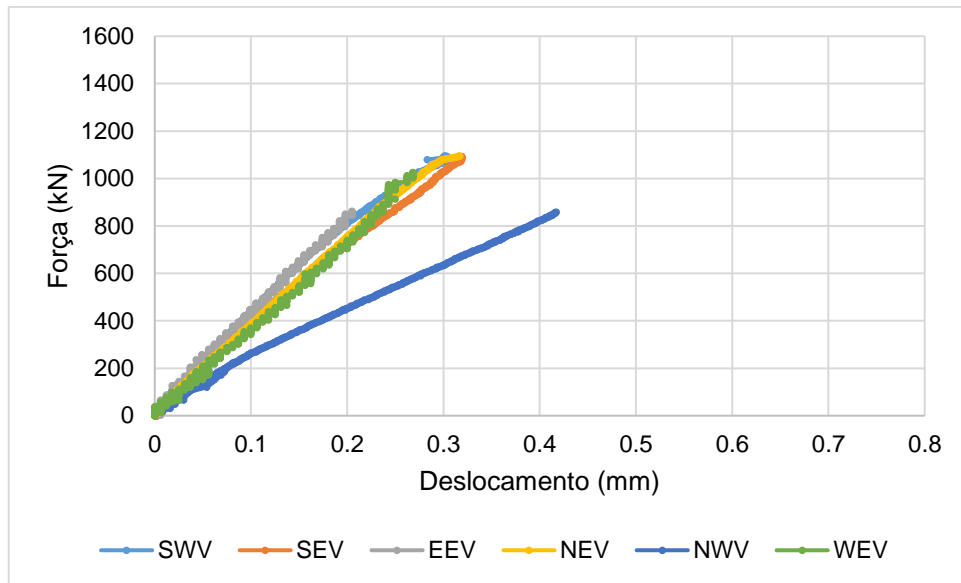
Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 50 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP10#3.**



Fonte: AUTOR, 2021.

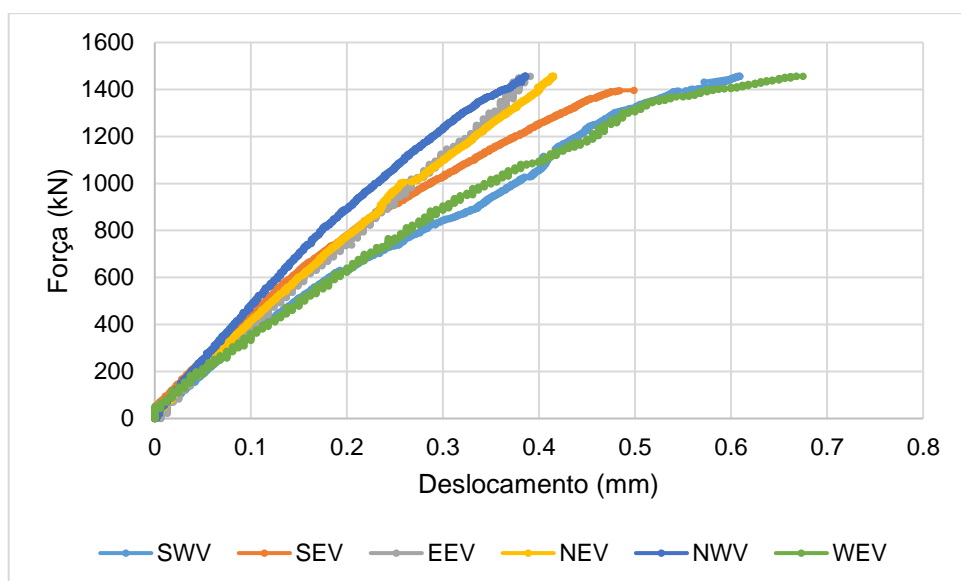
**Figura 51 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP10#4.**



Fonte: AUTOR, 2021.

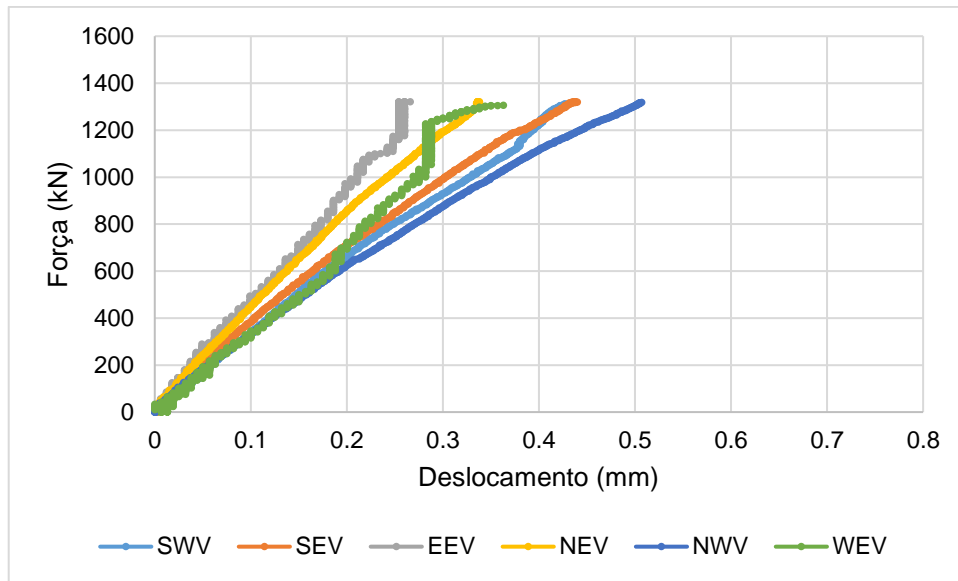
Nas Figuras 52 e 53 estão dispostas as curvas força vs deslocamento para os LVDTs dos ensaios realizados nas paredinhas revestidas com 20 mm de EDCC. Para esse ensaio foram utilizados dois corpos de prova (CP20#1 e #2). É possível notar que os resultados dos deslocamentos estão bem consistentes, com pouca excentricidade nos resultados apresentados. Os corpos de prova com 20 mm de revestimento apresentaram comportamento bem menos frágeis do que os corpos de prova com 5 e 10 mm de revestimento, principalmente em se tratar do CP20#1.

**Figura 52 – Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP20#1.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 53 - Curvas força vs deslocamento dos LVDTs do CP20#2.**



Fonte: AUTOR, 2021.

A Tabela 21 mostra os resultados dos ensaios à compressão em pequenas paredes com revestimento, além dos valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. Optou-se por realizar o ensaio das paredinhas com revestimento aos 66 dias, pois o revestimento de EDCC possui cinza volante em sua composição, que apresenta propriedades pozolânicas, levando ao ganho tardio de resistência. É possível observar que os resultados para módulo de elasticidade estão bem consistentes, com baixas taxas de variação, ao contrário dos coeficientes de Poisson, que tiveram alguns resultados com altas taxas de variação.

É possível observar que os valores de módulo de elasticidade apresentados na Tabela 21 são maiores que os valores dos ensaios sem revestimento (Tabela 20), representando estruturas mais rígidas, com exceção dos corpos de prova com 20 mm de revestimento que apresentou resultados similares aos dos corpos de prova sem revestimento. Além disso, os resultados de coeficiente de Poisson se mostraram bastante variáveis, sendo que os corpos de prova com 20 mm de revestimento apresentaram resultados mais consistentes, com 25,25% de variação (por se tratar de coeficientes com valores relativamente baixos, a variação costuma ser maior para o cálculo do coeficiente de Poisson).

Tabela 21 – Resultados dos ensaios de compressão em pequenas paredes com revestimento.

5-mm EDCC						
CP05	P (kN)	f <sub>parede</sub> (MPa)	E (face) GPa	E (lat) GPa	Coefficiente de Poisson	Idade (dias)
1	1006	15,6	23,64	17,37	0,31	66
2	1095	17,0	19,82	18,88	0,16	66
Média	1051	16,3	21,73	18,13	0,24	
Desvio Padrão	63	1	2,7	1,07	0,106	
Coef. de Variação	6,0%	6,0%	12,43%	5,89%	44,2%	
10-mm EDCC						
CP10	P (kN)	f <sub>parede</sub> (MPa)	E (face) GPa	E (lat) GPa	Coefficiente de Poisson	Idade (dias)
1	1362	18,8	17,64	18,32	0,16	66
2	1174	16,2	23,62	22,49	0,22	66
3	1144	15,8	15,75	17,17	0,11	66
4	1100	15,2	21,88	21,03	0,29	66
Média	1195	16,5	19,72	19,75	0,20	
Desvio Padrão	115	2	3,65	2,44	0,077	
Coef. de Variação	9,7%	9,7%	18,51%	12,35%	38,84%	
20-mm EDCC						
CP20	P (kN)	f <sub>parede</sub> (MPa)	E (face) GPa	E (lat) GPa	Coefficiente de Poisson	Idade (dias)
1	1458	16,5	17,56	14,92	0,16	66
2	1323	15,0	15,78	17,04	0,11	66
Média	1391	15,8	16,67	15,98	0,14	
Desvio Padrão	95	1	1,26	1,50	0,035	
Coef. de Variação	6,9%	6,9%	7,55%	9,38%	25,25%	

Fonte: AUTOR, 2021.

Na Tabela 22 são comparados os resultados de todas as paredes submetidas à compressão. É possível notar que a tensão média de ruptura (considerando a espessura efetiva da parede somada à espessura do EDCC) apresentou um aumento com o revestimento de 10 mm e uma redução no revestimento de 20 mm, porém a capacidade de carga apresenta um aumento proporcional ao aumento da espessura do revestimento. Conforme indicado na Tabela 22, considerando a carga de ruptura da alvenaria sem reforço igual à média obtida nos ensaios à compressão das pequenas paredes não revestidas, pode-se calcular qual a parcela de carga resistida pelo revestimento em cada ensaio, e consequentemente estimar qual deveria ser a capacidade de carga da paredinha revestida. A estimativa da tensão de ruptura da camada de EDCC é dada pela multiplicação da tensão de ruptura da alvenaria por um fator  $n = E_{EDCC}/E_{AIV}$ . Multiplicando-se então a tensão de ruptura do EDCC pela área superior do EDCC foi possível chegar à parcela de carga que o EDCC

resistiu, e assim adicionar à parcela de carga da alvenaria sem revestimento. Com isso, é possível prever qual será a capacidade de carga de uma parede de alvenaria revestida com EDCC, para diferentes espessuras. Nas seções 6.5.1 e 7.5.1, a construção desta tabela é mais bem explicada com a análise paramétrica dos modelos numéricos dos ensaios de resistência à compressão.

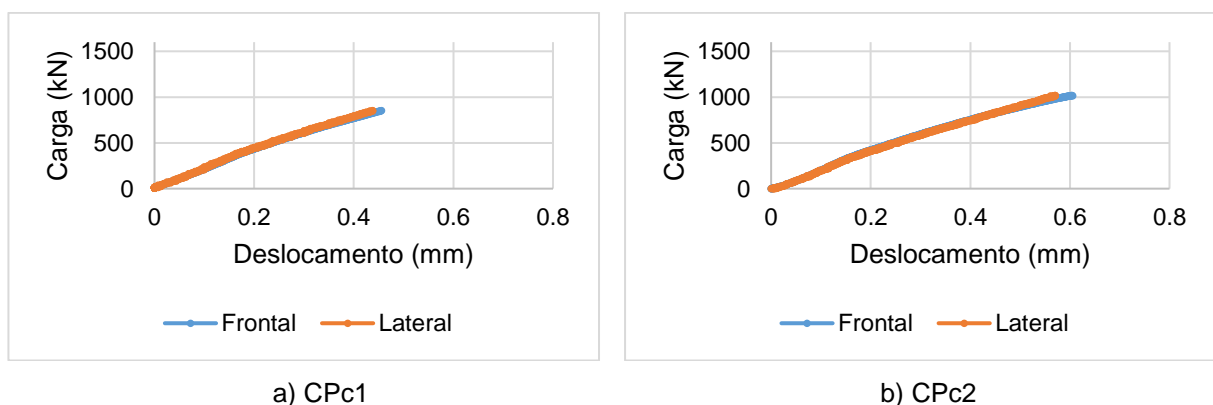
**Tabela 22 – Comparação dos resultados dos ensaios de compressão das pareдинhas.**

<b>Espessura da face do bloco [mm]</b>	35,8	35,8	35,8	35,8
<b>Espessura do EDCC [mm]</b>	0	5	10	20
<b>Carga de ruptura - média [kN]</b>	968	1051	1195	1391
<b>Tensão de ruptura – média [MPa]</b>	17,11	16,3	16,5	15,8
<b>Tensão estimada do EDCC na ruptura da parede [MPa]</b>	-	18,13	18,13	18,13
<b>Deformação calculada do EDCC (‰)</b>	0,00	1,04	1,04	1,04
<b>Carga de ruptura calculada – parcela da alvenaria [kN]</b>	968	968	968	968
<b>Tensão estimada da alvenaria na ruptura da parede [MPa]</b>	17,11	17,11	17,11	17,11
<b>Carga de ruptura calculada – parcela do EDCC [kN]</b>	0	106	212	424
<b>Deformação calculada da alvenaria (‰)</b>	1,04	1,04	1,04	1,04
<b>Carga de ruptura calculada – total [kN]</b>	968	1074	1180	1392
<b>Carga de ruptura Calculada / Experimental</b>	100%	102%	99%	100%

Fonte: PARSEKIAN; SHRIVE, 2019.

Além das análises realizadas, também foram feitas as curvas força vs deslocamento para as médias dos LVDTs nas faces frontais e laterais, a fim de observar se ocorre alguma diferença na medição do deslocamento dependendo do posicionamento do LVDT. O principal ponto para realizar essa observação está no fato de que para os ensaios das pareдинhas revestidas os LVDTs laterais são posicionados na alvenaria, enquanto os LVDTs frontais estão fixados na camada de revestimento. Na Figura 54 são apresentadas as curvas força vs deslocamento para os LVDTs frontais e laterais dos corpos de prova sem revestimento. Neste caso, ocorreu o esperado, sem variação dos resultados, pelo fato dos LVDTs tanto frontais quanto laterais estarem em contato direto com a alvenaria.

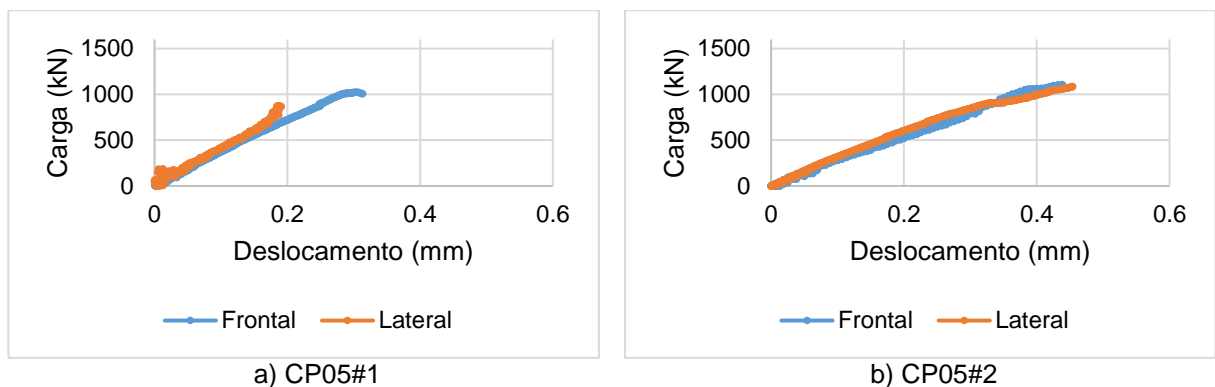
**Figura 54 – Comparação dos deslocamentos nas faces frontal e lateral das pareдинhas não revestidas.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Na Figura 55 são apresentadas as curvas força vs deslocamento para os LVDTs frontais e laterais dos corpos de prova com 5 mm de revestimento. É possível observar neste caso que os LVDTs laterais do CP05#1 não apresentaram resultados condizentes, porém o trecho que está apresentado iniciou seu comportamento similar aos LVDTs frontais, sendo possível concluir que os resultados poderiam ser consistentes se o gráfico continuasse a crescer. Mesmo com esta observação, é possível concluir que o comportamento da alvenaria e do revestimento ocorre simultaneamente.

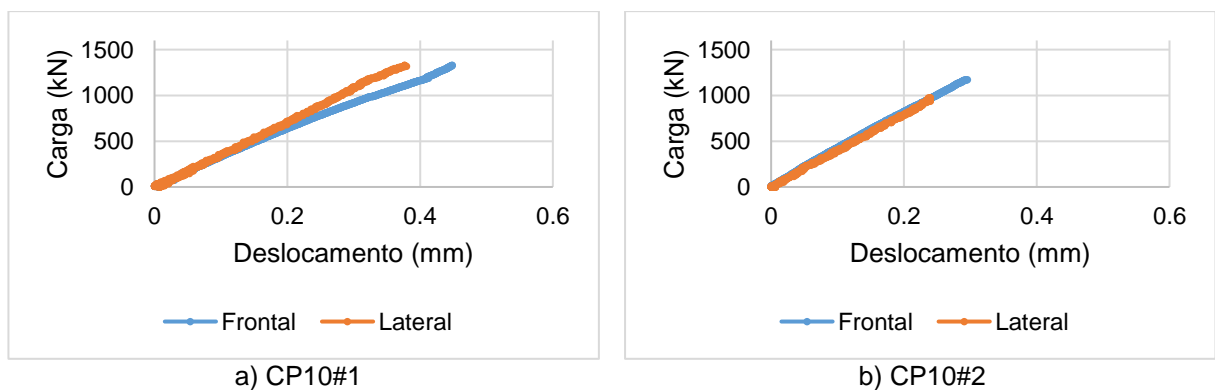
**Figura 55 – Comparação dos deslocamentos nas faces frontal e lateral das paredezinhas com 5 mm de revestimento.**

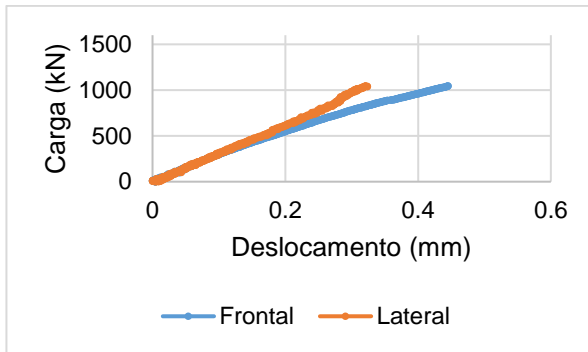


Fonte: AUTOR, 2021.

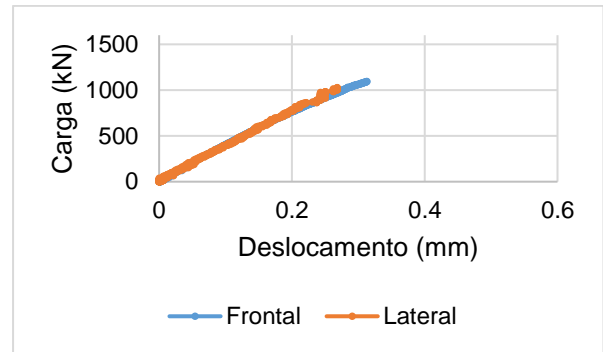
A Figura 56 apresenta as curvas força vs deslocamento para os LVDTs frontais e laterais dos corpos de prova com 10 mm de revestimento. É possível observar neste caso que os CP10#2 e #4 apresentaram resultados com o mesmo comportamento, porém os CP10#1 e #3 apresentaram resultados com uma certa variação entre os LVDTs frontais e laterais, podendo ser concluído que nesses dois últimos corpos de prova apresentaram certa diferença no deslocamento da alvenaria e do revestimento. Contudo essa variação não afetará diretamente os resultados, sendo considerados bons resultados, principalmente os CP10#2 e #4 que deformou uniformemente durante os ensaios.

**Figura 56 – Comparação dos deslocamentos nas faces frontal e lateral das paredezinhas com 10 mm de revestimento.**





c) CP10#3

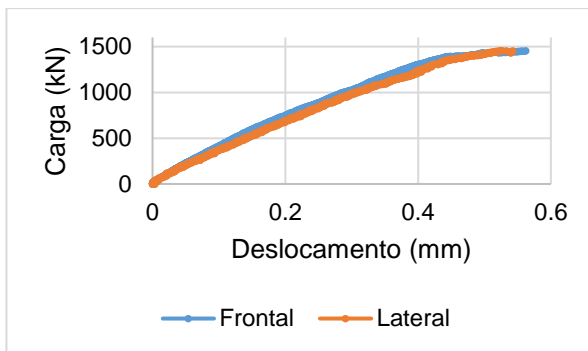


d) CP10#4

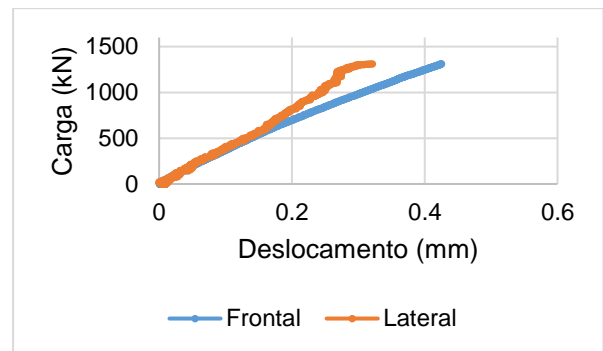
Fonte: AUTOR, 2021.

A Figura 57 apresenta as curvas força vs deslocamento para os LVDTs frontais e laterais dos corpos de prova com 20 mm de revestimento. Neste caso, apenas o CP20#1 apresentou resultados similares, mostrando que não houve nenhuma diferença no deslocamento do revestimento e da alvenaria, porém o CP20#2 apresentou uma diferença no comportamento entre a alvenaria e o revestimento quando próximos à ruptura, apresentando comportamentos frágeis para os dois materiais. Levando em consideração o gráfico do CP20#1, é possível notar que o corpo de prova com 20 mm de revestimento apresentou um comportamento quase dúctil ao final do ensaio, se comparado com as outras espessuras de revestimento.

**Figura 57 – Comparação dos deslocamentos nas faces frontal e lateral das paredeinhas com 20 mm de revestimento.**



a) CP20#1



b) CP20#2

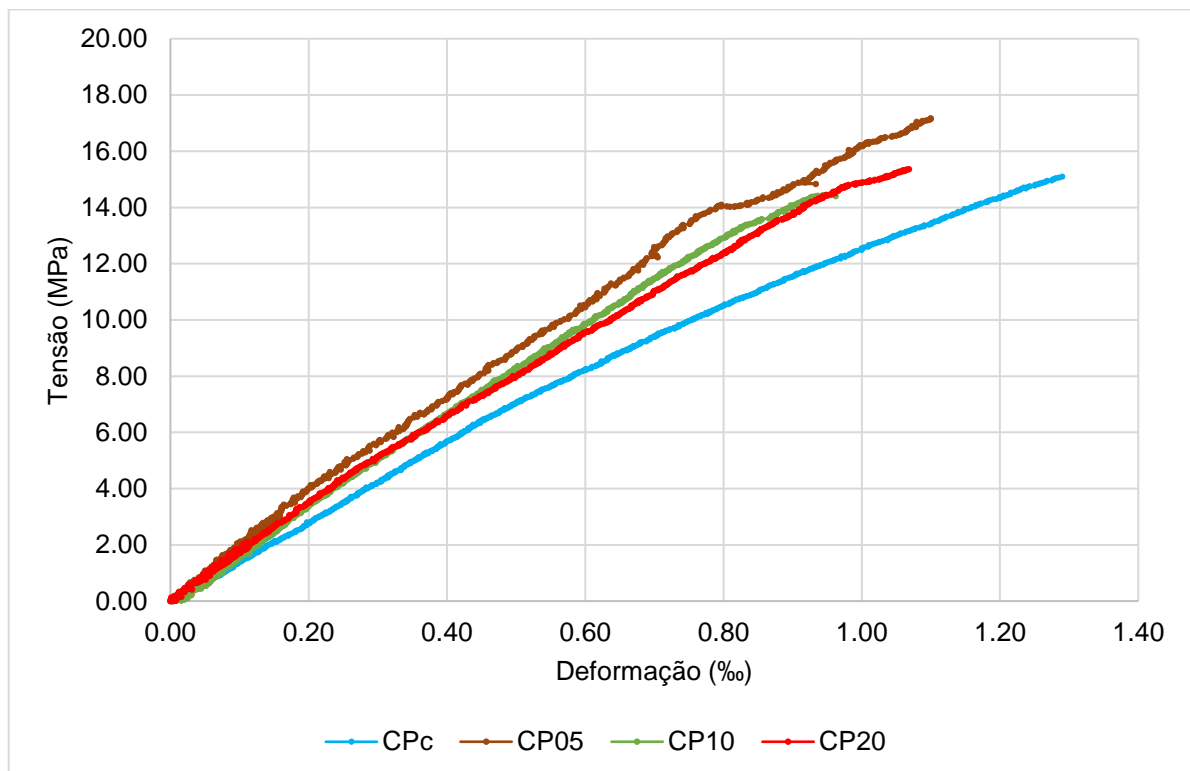
Fonte: AUTOR, 2021.

Por fim, foram traçadas as curvas tensão vs deformação médias para cada espessura de revestimento, mostradas na Figura 58, a fim de realizar um comparativo entre dos resultados dos ensaios experimentais. Neste gráfico fica claro que os corpos de prova com revestimento se mostraram mais rígidos do que os sem revestimento, sendo que todas as curvas para os corpos de prova com revestimento ficaram à esquerda das curvas para os sem revestimento, representando um módulo de elasticidade mais elevado. Mesmo que alguns corpos de prova tenham apresentado comportamento menos frágil, este é praticamente linear

para todos os ensaios realizados. Ainda é possível notar que os comportamentos dos corpos de prova com revestimento se mantiveram bem similares, todos concentrados em pontos próximos, mostrando que não há grandes variações no comportamento da estrutura com a variação da espessura da camada de EDCC.

Na Figura 59 é proposta uma reta (linha de tendência) e uma formulação relacionando a capacidade de carga da parede de alvenaria com a incorporação de EDCC. É possível prever analiticamente a carga de ruptura através da formulação, dependendo da espessura de revestimento que é empregada, com um coeficiente de determinação de 0,993 (valor ótimo para determinação de uma linha de tendência). O valor de 21,205 é o coeficiente angular da função (ou taxa de variação) e está ligado à inclinação da reta em relação ao eixo x, em outras palavras, o coeficiente angular dependerá da taxa em que a carga de ruptura aumenta em relação à espessura da camada de EDCC. Já o valor de 968 na função é o coeficiente linear, ou valor onde a reta tocará o eixo das ordenadas; para o caso prático significa dizer que o primeiro valor de carga de ruptura, para parede não revestida ( $x = 0$ ), será de 968 kN.

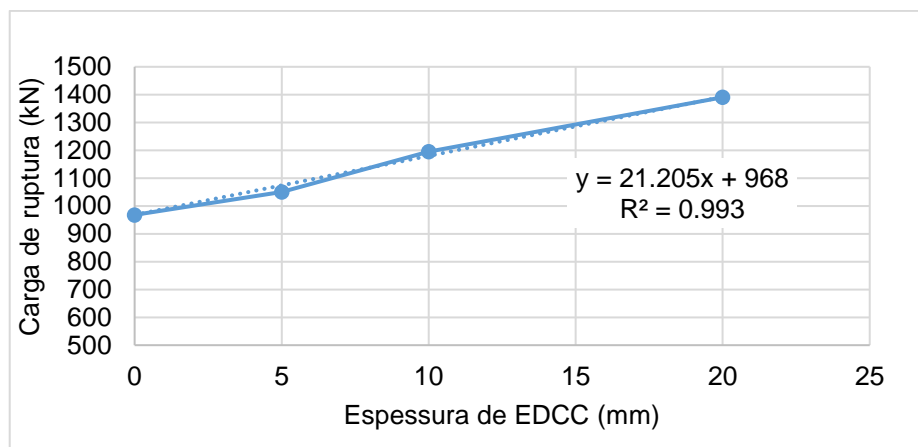
**Figura 58 – Comparação das curvas tensão vs deformação de pequenas paredes com e sem revestimento submetidas à compressão.**



Fonte: AUTOR, 2021.



**Figura 59 – Curva e fórmula para capacidade de carga vs espessura do EDCC para paredinhas submetidas à compressão.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Como visto na Tabela 22, foi possível estimar a tensão de ruptura da parcela de EDCC, dividindo a carga de ruptura da parcela de EDCC (carga de ruptura da parede com revestimento menos a carga de ruptura da parede sem revestimento) pela área na face superior da camada de EDCC em questão (5, 10 ou 20 mm). Como foi visto que a tensão do EDCC na ruptura limita-se em 13,42 MPa para todas as espessuras (para o caso específico com alvenaria de bloco 28 MPa), então é possível dizer que a capacidade de carga aumentará com o aumento da espessura (e área na face superior) do EDCC.

Com os resultados apresentados é possível realizar a modelagem numérica dos ensaios de resistência à compressão das paredes com e sem revestimento. Um dos objetivos é a simulação dos ensaios experimentais em modelos em elementos finitos, para isso faz-se necessária a correta consideração das condições de contorno, das disposições dos elementos e dos parâmetros utilizados para a simulação dos materiais e interfaces. Por último, são traçadas curvas tensão vs deformação com os resultados gerados pelo *software* ABAQUS (2017) que são comparadas com as curvas tensão vs deformação dos ensaios experimentais, para a correta validação dos modelos. Também devem ser analisados os modos de ruptura, a fim de descobrir se os comportamentos real e numérico estão condizentes.

## 5.6 RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS PAREDINHAS

Para o ensaio de resistência à flexão foram moldadas oito paredinhas de 1,0 x 0,8 m com duas cargas pontuais aplicadas na região central. Em cada conjunto de ensaio foram variadas a espessura do revestimento (5 ou 10 mm), e a direção da flexão (normal ou paralela

à fiada), sendo ensaiados dois corpos de prova para cada combinação. Alguns detalhes são mostrados na Figura 60.

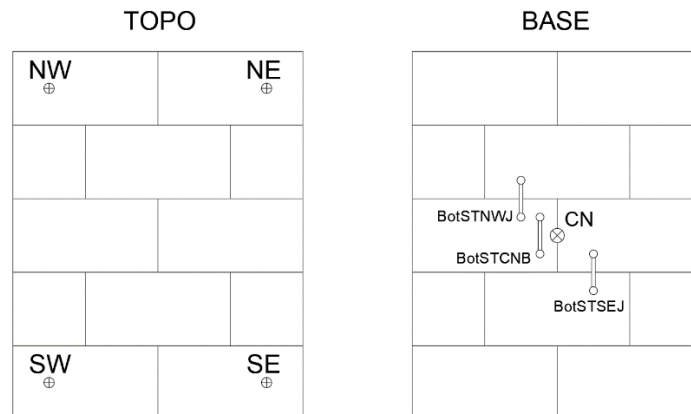
**Figura 60 – Detalhes dos ensaios de resistência à flexão e ruptura.**



Fonte: PARSEKIAN; SHRIVE, 2019.

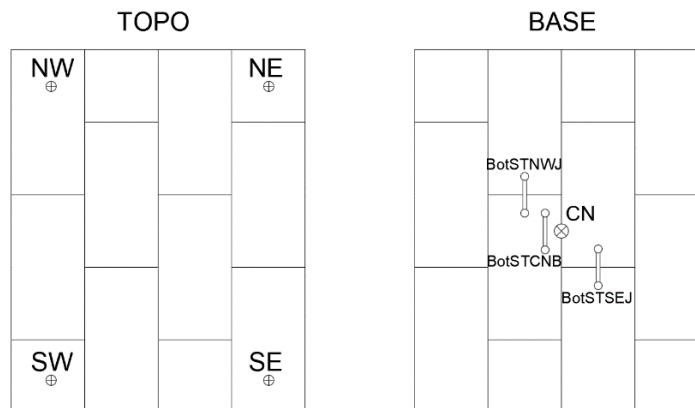
Nas Figuras 61 e 62 são apresentados os posicionamentos dos LVDTs utilizados para medição dos deslocamentos e deformações da estrutura, para direções normal e paralela à fiada. O deslocamento das paredinhas foi medido através do LVDT CN centrado na base (face inferior revestida), porém descontando a parcela referente ao deslocamento na direção dos apoios. Para isso foram posicionados LVDTs no topo (face superior) das paredinhas na direção dos apoios, quer servem para conferir o deslocamento vertical na direção dos apoios, e então calcular o correto deslocamento no centro da estrutura, sendo então possível traçar as curvas força vs deslocamento dos corpos de prova. Esses LVDTs localizados sobre os apoios são indicados pelos códigos SW, NW, SE e NE apresentados nas Figuras 61 e 62. A Equação 32 apresenta o cálculo realizado para determinação do deslocamento central das paredinhas. Para a medição das deformações na estrutura foram fixados três LVDTs na base (face inferior revestida) das paredinhas com identificações BotSTCNB (LVDT fixado na direção do bloco), BotSTNWJ e BotSTSEJ (LVDTs fixados na direção da junta), com dimensões de 100 mm. Os LVDTs BotSTCNB não apresentaram resultados significativos, com exceção de dois corpos de prova submetidos à flexão paralela à fiada, um com 5 e outro com 10 mm de revestimento, que apresentaram deformação do bloco de 0,003 mm/mm na ruptura.

**Figura 61 – Posicionamento dos LVDTs para o ensaio de flexão normal à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 62 – Posicionamento dos LVDTs para o ensaio de flexão paralela à fiada.**



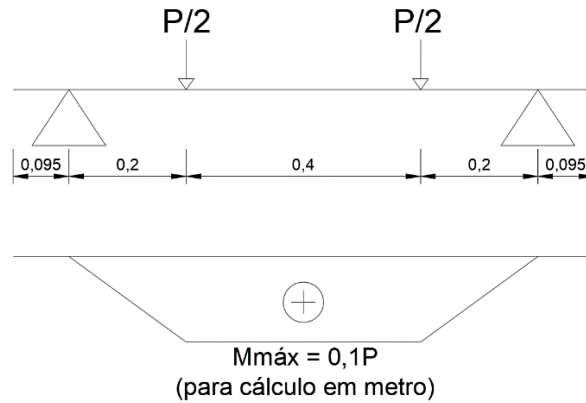
Fonte: AUTOR, 2021.

$$CN_{real}(mm) = CN - \frac{SW + NW + SE + NE}{4} \quad \text{Eq. 32}$$

Com as deformações calculadas foi necessário determinar a tensão normal atuante na estrutura, para então traçar as curvas tensão vs deformação das parafusadas nos pontos de junta argamassadas indicados nas Figuras 61 e 62. Para isso foi necessário calcular o momento fletor atuante nos pontos que foram fixados os LVDTs, sendo apresentado na Figura 63 o momento fletor relacionado à carga aplicada (para cálculo em metros), através de análise isostática. Com isso foi possível determinar a tensão normal atuante através da Equação 33, com o momento de inércia de cada sessão definido como mostrado nas Figuras 64 e 65, diferenciando seção para flexão normal e paralela à fiada. O centroide das seções foi calculado de acordo com a Equação 34 (representando o teorema de Pappus) e o momento de inércia foi calculado através do teorema dos eixos paralelos, representado pela Equação

35. Por fim, os valores de momento de inércia e centroide das paredinhas com 5 ou 10 mm de EDCC estão apresentados na Tabela 23.

**Figura 63 – Cálculo do momento fletor a partir da carga aplicada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I_x}$$

**Eq. 33**

Onde:

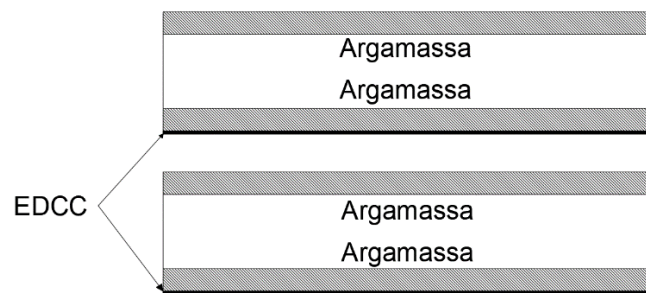
$\sigma$  = Tensão normal;

$M$  = Momento fletor;

$y$  = Distância vertical entre o centroide e a base da seção transversal;

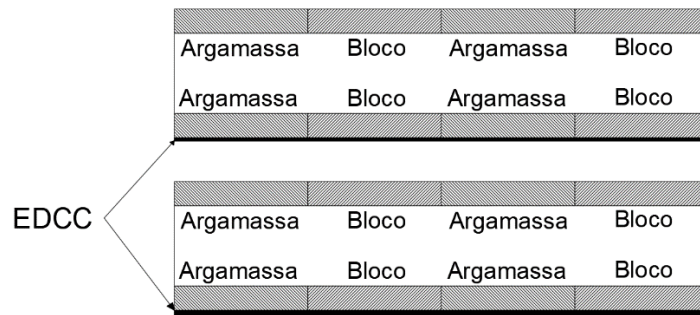
$I_x$  = Momento de inércia da seção transversal em torno do eixo horizontal.

**Figura 64 – Seção transversal para flexão normal à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 65 – Seção transversal para flexão paralela à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

$$y = \frac{\sum A_x \cdot y_x}{A_{total}} \quad \text{Eq. 34}$$

Onde:

y = distância do centroide até a base de toda a seção transversal;

$A_x$  = área de cada peça;

$y_x$  = distância entre o centroide de cada peça e a base da seção transversal;

$A_{total}$  = soma das áreas de todas as peças.

$$I = \sum [I_x + (A_x \cdot d_x^2)] \quad \text{Eq. 35}$$

Onde:

I = momento de inércia de toda a seção transversal;

$A_x$  = área de cada peça;

$d_x$  = distância entre o centroide de cada peça e o centroide de toda a seção transversal;

$I_x$  = momento de inércia de cada peça isolada.

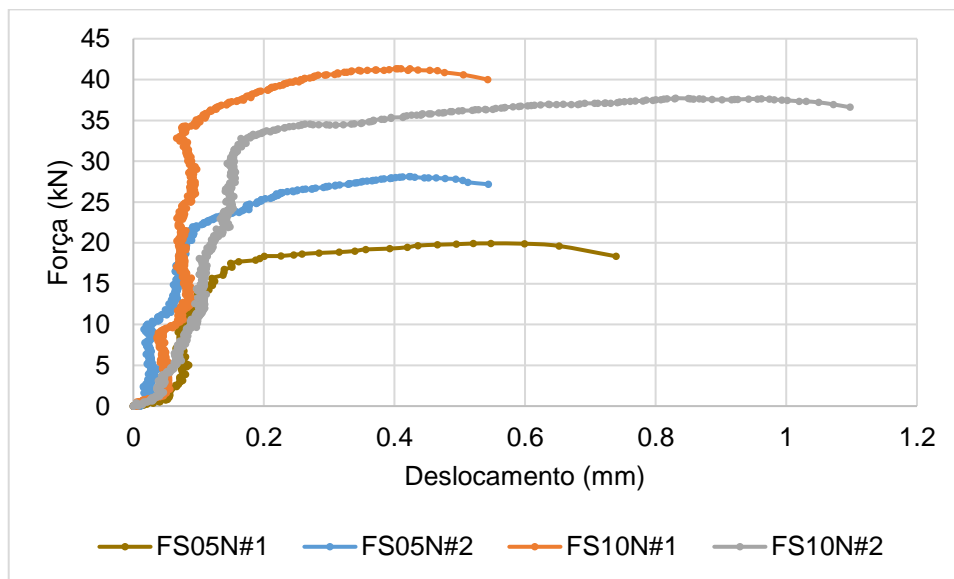
**Tabela 23 – Valores do centroide e momento de inércia para as seções transversais com 5 e 10 mm de revestimento de EDCC.**

Espessura (mm)	Momento de Inércia (m <sup>4</sup> )	y (mm)
5	3.77E-04	9.36
10	4.12E-04	9.27

Fonte: AUTOR, 2021.

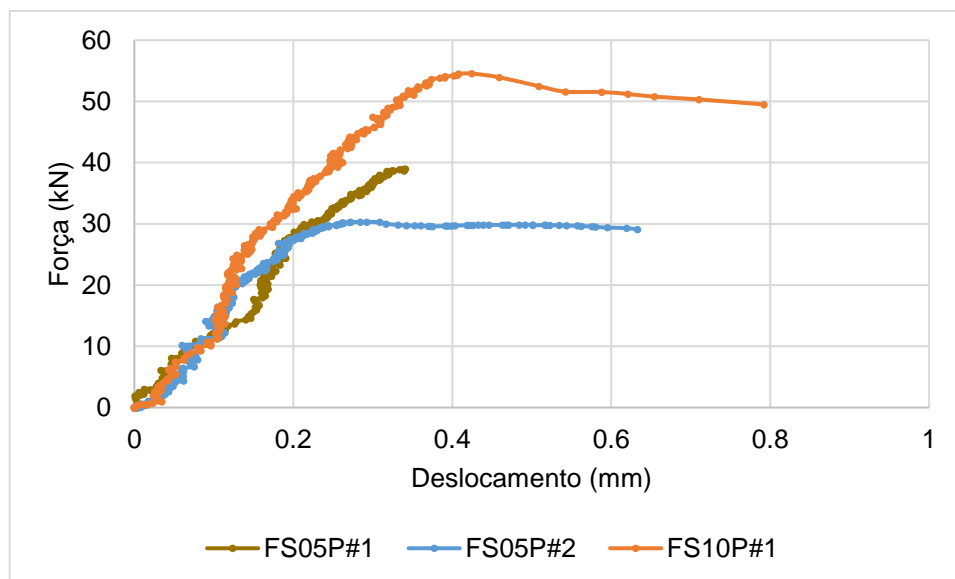
O ensaio de resistência à flexão das paredinhas revestidas foi realizado em oito corpos de prova, sendo: quatro corpos de prova para flexão normal à fiada, onde dois foram revestidos com 5 mm (FS05N#1 e #2) e dois foram revestidos com 10 mm de EDCC (FS10N#1 e #2); e quatro corpos de prova para flexão paralela à fiada, onde dois foram revestidos com 5 mm (FS05P#1 e #2) e dois foram revestidos com 10 mm (FS10P#1 e #2). Nas Figuras 66 e 67 estão representadas as curvas força vs deslocamento para as paredinhas revestidas, submetidas à flexão normal e paralela, respectivamente. O corpo de prova FS10P#2 não apresentou resultados confiáveis, então não foi traçada curva força vs deslocamento para este caso. É possível observar que a influência da camada de EDCC pode ser visualizada, sendo que para os dois casos (flexão normal e paralela à fiada) nota-se um acréscimo na carga de ruptura dos corpos de prova quando a espessura de EDCC é elevada. Além disso é possível notar que os corpos de prova submetidos à flexão paralela à fiada apresentaram um comportamento mais dúctil, deformando mais ao longo do acréscimo de carga.

**Figura 66 – Curvas força vs deslocamento das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas à flexão normal à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 67 – Curvas força vs deslocamento das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas à flexão paralela à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Os resultados dos ensaios de flexão referentes à carga máxima de ruptura e tensão máxima de ruptura estão dispostos na Tabela 24. Ensaios de resistência à flexão em paredes não revestidas com materiais similares foram apresentados por Parsekian, Fonseca e Shrive (2014), com resultados médios de 0,12 MPa e 0,46 MPa para tensões de flexão normal e paralela à fiada, respectivamente. Tanto a espessura da camada de EDCC quanto a direção da flexão influenciaram no resultado.

Por fim, as curvas tensão vs deformação traçadas a partir dos LVDTs posicionados na face inferior sobre as juntas de assentamento (como mostrado nas Figuras 61 e 62) são apresentadas nas Figuras 68 e 69, referentes à flexão normal e paralela à fiada, respectivamente. É possível observar que os corpos de prova submetidos à flexão paralela apresentaram comportamento bem dúctil, não presente em paredinhas sem revestimento, concluindo que o EDCC influencia diretamente na rigidez e tenacidade da estrutura. Essa ductilidade também é observada para as paredinhas submetidas à flexão normal à fiada, porém alguns LVDTs não apresentaram deformação tão alta, como é o caso dos BotSTSEJ e BotSTNWJ para os corpos de prova FS05N#1 e #2, respectivamente, além do BotSTSEJ da paredinha FS10N#1. Contudo, quando o limite máximo do eixo das deformações é alterado para 0,002, como mostra a Figura 70, é possível notar que os LVDTs citados apresentam certo comportamento dúctil, com deformações entre 0,001 e 0,002 mm/mm, se assemelhando então ao comportamento das paredinhas submetidas à flexão paralela à fiada. Estas deformações também foram observadas para os ensaios de resistência à compressão das

paredinhas revestidas, sendo que a ruptura do concreto costuma ser algo em torno desses valores (com uma deformação teórica de 2,0‰ na ruptura).

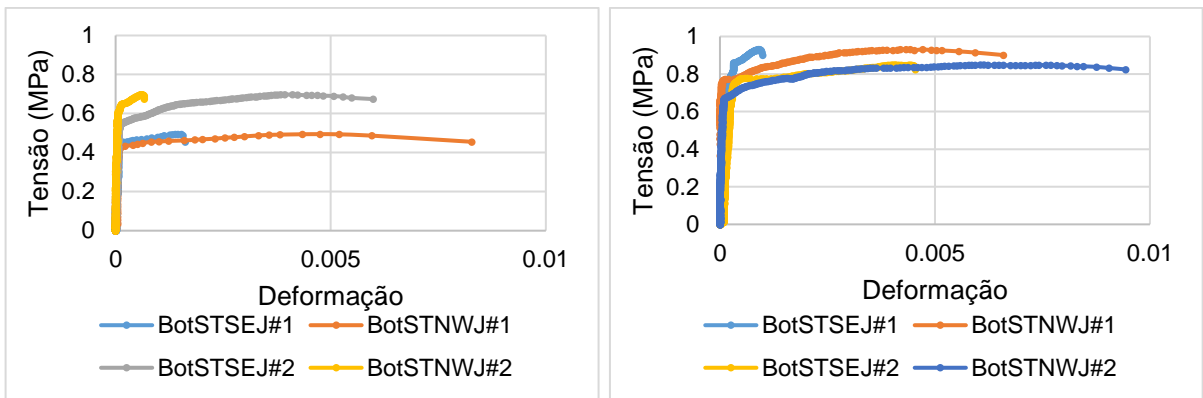
**Tabela 24 – Resultados dos ensaios de resistência à flexão das paredinhas.**

Flexão normal à fiada	FS05N		FS10N	
	P (kN)	f <sub>parede</sub> (MPa)	P (kN)	f <sub>parede</sub> (MPa)
1	19,93	0,49	41,34	0,93
2	28,10	0,70	37,72	0,85
<b>Média</b>	24,02	0,60	39,53	0,89
<b>Desvio Padrão</b>	5,78	0,15	2,56	0,06
<b>Coef. de Variação</b>	24,06%	24,75%	6,48%	6,35%
<b>Resistência à flexão sem revestimento (PARSEKIAN et al., 2014)</b>		0,12		0,12
<b>Relação entre parede com e sem revestimento</b>		5,00		7,41
Flexão paralela à fiada	FS05P		FS10P	
	P (kN)	f <sub>parede</sub> (MPa)	P (kN)	f <sub>parede</sub> (MPa)
1	39,00	0,97	54,55	1,23
2	29,85	0,74	50,88	1,15
<b>Média</b>	34,43	0,86	52,72	1,19
<b>Desvio Padrão</b>	6,47	0,16	2,60	0,06
<b>Coef. de Variação</b>	18,79%	18,91%	4,92%	4,75%
<b>Resistência à flexão sem revestimento (PARSEKIAN et al., 2014)</b>		0,46		0,46
<b>Relação entre parede com e sem revestimento</b>		1,87		2,59

Fonte: AUTOR, 2021.



**Figura 68 – Curvas tensão vs deformação das paredes reforçadas com EDCC submetidas à flexão normal à fiada.**

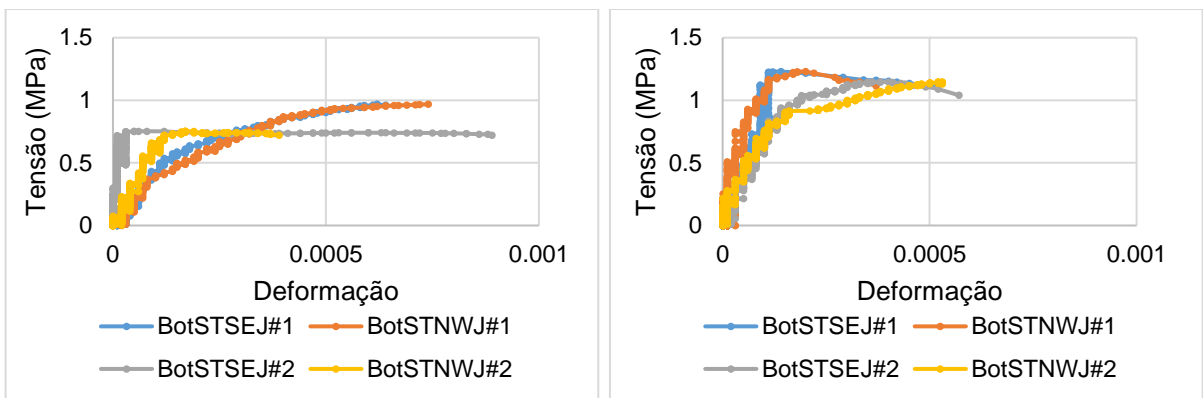


a) FS05N

b) FS10N

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 69 – Curvas tensão vs deformação das paredes reforçadas com EDCC submetidas à flexão paralela à fiada.**

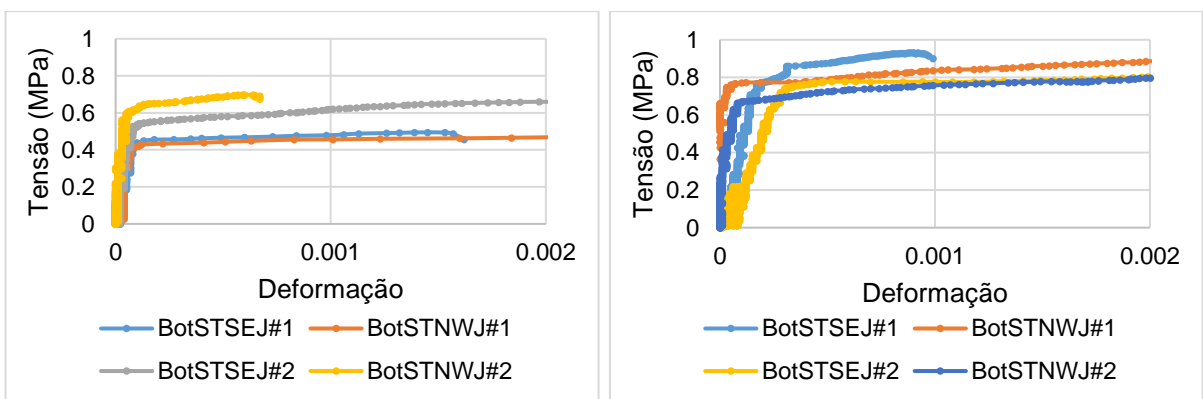


a) FS05P

b) FS10P

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 70 – Curvas tensão vs deformação das paredes reforçadas com EDCC submetidas à flexão normal à fiada (com limite máximo de deformação reduzido).**



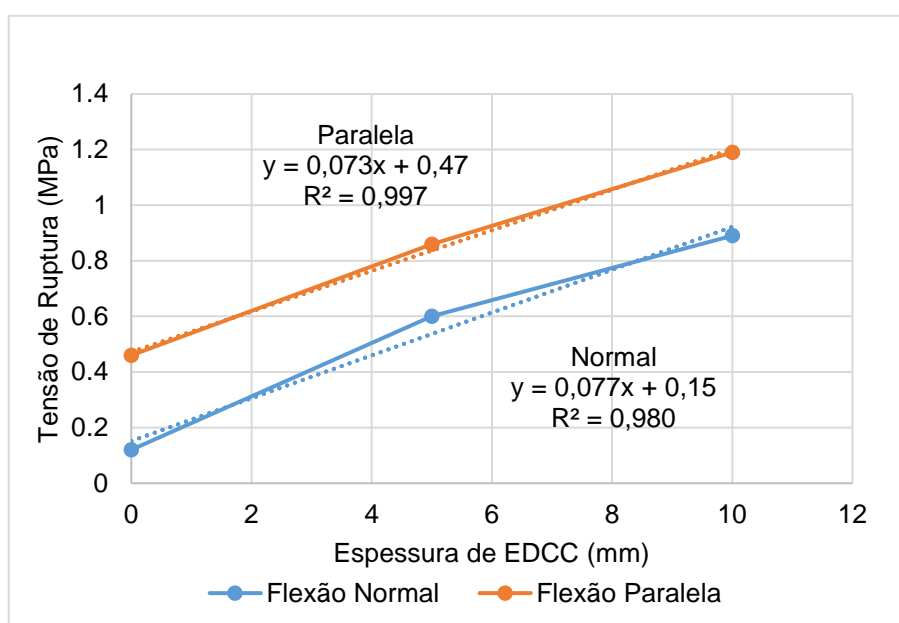
a) FS05N

b) FS10N

Fonte: AUTOR, 2021.

Na Figura 71 são propostas retas (linhas de tendência) e formulações relacionando a tensão de ruptura da parede de alvenaria submetida à flexão com a incorporação de EDCC, bem como foi realizado na seção anterior. É possível prever analiticamente a tensão de ruptura através da formulação, dependendo da espessura de revestimento que é empregada, com coeficientes de determinação de 0,980 para flexão normal à fiada e 0,997 para flexão paralela à fiada. Para os dois casos, o coeficiente de determinação foi excelente, o que significa dizer que o acréscimo de resistência com a incorporação de EDCC aumenta de maneira praticamente linear.

**Figura 71 – Curvas e fórmulas para tensão de ruptura vs espessura do EDCC para paredinhas submetidas à flexão.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Com os resultados apresentados é então possível realizar a modelagem numérica dos ensaios de resistência à flexão das paredinhas com revestimento, com metodologia apresentada no capítulo 6. Bem como explicado anteriormente, o objetivo principal é a simulação dos ensaios experimentais em modelos em elementos finitos, para isso faz-se necessária a correta consideração das condições de contorno, das disposições dos elementos e dos parâmetros utilizados para a simulação dos materiais e interfaces. Por último, são traçadas curvas força vs deslocamento com os resultados gerados pelo *software* ABAQUS (2017) que são comparadas com as curvas dos ensaios experimentais, para a correta validação dos modelos. Além disso, também são avaliadas as curvas tensão vs deformação para os LVDTs (de deformação) posicionados nas faces inferiores das paredinhas. Também devem ser analisados os modos de ruptura, a fim de descobrir se os comportamentos real e numérico estão condizentes.

## 5.7 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS PAREDINHAS

Para o ensaio de resistência ao cisalhamento foram moldadas oito paredes de 0,80 x 0,80 m, aplicando-se uma carga linear a 20 cm de distância de um dos apoios. Da mesma maneira que o ocorrido no ensaio de resistência à flexão, dois corpos de prova foram testados para cada combinação de 5 e 10 mm de espessura da camada de EDCC e direções de flexão normal e paralela à fiada (quatro combinações e oito ensaios). Na Figura 72 são apresentados detalhes do ensaio.

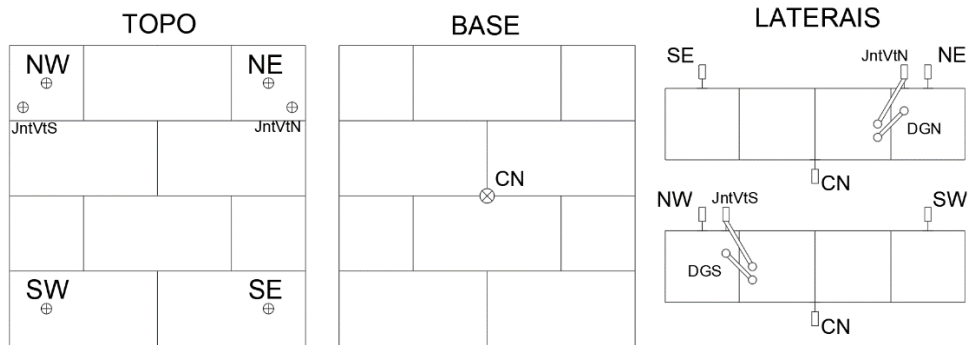
**Figura 72 – Detalhes do ensaio de resistência ao cisalhamento e modo de ruptura.**



Fonte: PARSEKIAN; SHRIVE, 2019.

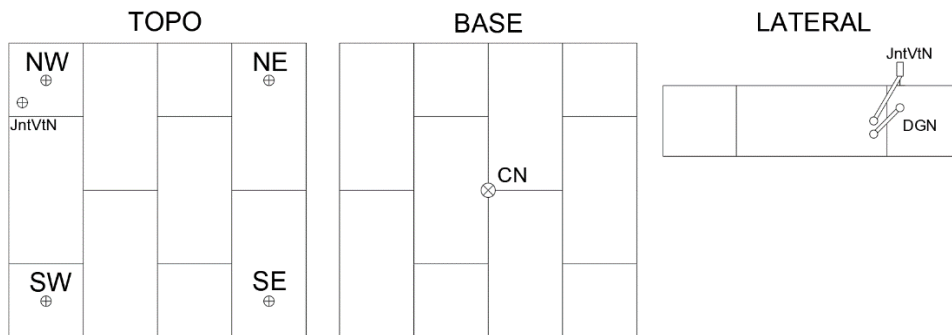
Nas Figuras 73 e 74 são apresentados os posicionamentos dos LVDTs utilizados para medição dos deslocamentos e deformações da estrutura, para direções normal e paralela à fiada, respectivamente. O deslocamento das paredinhas foi medido através do LVDT CN centrado na base (face inferior revestida), e da mesma maneira que foi realizado no deslocamento dos ensaios de resistência à flexão, foi descontada a parcela referente ao deslocamento na direção dos apoios. Para isso foram posicionados LVDTs no topo (face superior) das paredinhas na direção dos apoios, que servem para conferir o deslocamento vertical na direção dos apoios, e então calcular o correto deslocamento no centro da estrutura, sendo então possível traçar as curvas força vs deslocamento dos corpos de prova. Esses LVDTs localizados sobre os apoios são indicados pelos códigos SW, NW, SE e NE apresentados nas Figuras 73 e 74. O cálculo realizado para determinação do deslocamento central das paredinhas é mesmo apresentado na Equação 32. Para a medição das deformações na estrutura foram fixados quatro LVDTs nas paredinhas submetidas ao cisalhamento normal e dois LVDTs nas paredinhas submetidas ao cisalhamento paralelo à fiada, como identificado nas Figuras 73 e 74 pelas identificações DGN e DGS, com dimensões de 100 mm, posicionados a 45° sobre as juntas de assentamento entre o ponto de carregamento e o apoio, fixados na lateral da alvenaria. Os LVDTs identificados pelos códigos JntVtN e JntVtS também foram posicionados sobre as juntas de assentamento, porém com uma das extremidades fixadas na face da alvenaria, com o intuito de verificar o escorregamento da alvenaria (entre dois blocos) naquele ponto.

**Figura 73 – Posicionamento dos LVDTs para o ensaio de cisalhamento normal à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

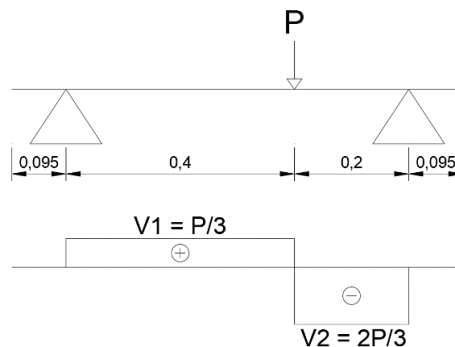
**Figura 74 – Posicionamento dos LVDTs para o ensaio de cisalhamento paralelo à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Com as deformações calculadas através dos LVDTs DGN e DGS foi necessário determinar a carga de cisalhamento atuante na estrutura, para então traçar as curvas esforço cortante x deformação das paredinhas nos pontos de junta argamassadas indicados nas Figuras 73 e 74. Para isso foi necessário realizar análise isostática do sistema de carregamento, para assim descobrir o esforço cortante atuante nos pontos que foram fixados os LVDTs, sendo apresentado na Figura 75 o gráfico de esforço cortante relacionado à carga aplicada. Com isso foi possível determinar a relação entre a carga aplicada e o esforço cortante na região em questão, que no caso é  $2/3$  da carga aplicada.

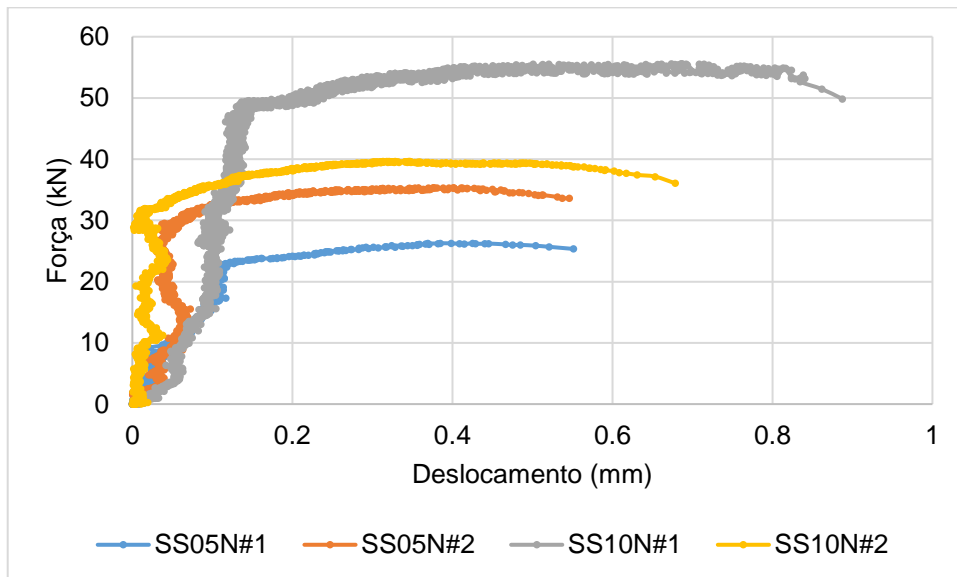
**Figura 75 - Cálculo do esforço cortante a partir da carga aplicada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

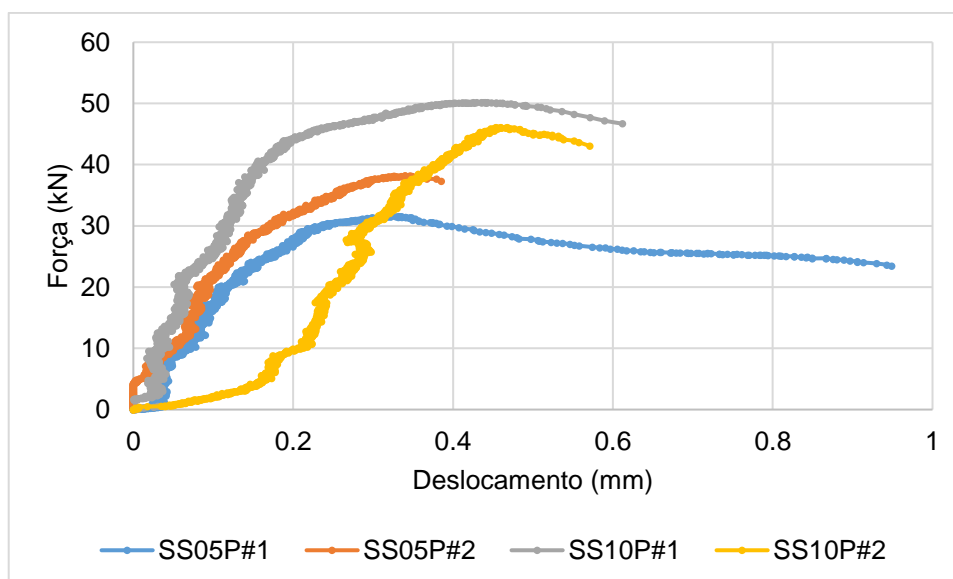
O ensaio de resistência ao cisalhamento das paredeiras revestidas também foi realizado em oito corpos de prova, sendo: quatro corpos de prova para flexão normal à fiada, onde dois foram revestidos com 5 mm (SS05N#1 e #2) e dois foram revestidos com 10 mm de EDCC (SS10N#1 e #2); e quatro corpos de prova para flexão paralela à fiada, onde dois foram revestidos com 5 mm (SS05P#1 e #2) e dois foram revestidos com 10 mm (SS10P#1 e #2). Nas Figuras 76 e 77 estão representadas as curvas força vs deslocamento para as paredeiras revestidas, submetidas ao cisalhamento normal e paralelo, respectivamente. É possível observar que a influência da camada de EDCC pode ser visualizada, sendo que para os dois casos (cisalhamento normal e paralelo à fiada) nota-se um acréscimo na carga de ruptura dos corpos de prova quando a espessura de EDCC é aumentada, bem como foi observado nos ensaios de resistência à flexão. Além disso é possível notar que os corpos de prova submetidos ao cisalhamento paralelo à fiada apresentaram um comportamento mais dúctil, deformando mais ao longo do acréscimo de carga, também visualizado nos ensaios de flexão.

**Figura 76 – Curvas força vs deslocamento das paredeiras reforçadas com EDCC submetidas ao cisalhamento normal à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 77 – Curvas força vs deslocamento das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas ao cisalhamento paralelo à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

A espessura da camada de EDCC utilizada foi suficiente para evitar a ruptura por cisalhamento ocorresse na junta argamassada. Em todos os casos ocorreu ruptura diagonal nos blocos de concreto. A direção da fiada não influenciou tanto na resistência ao cisalhamento, considerando que a espessura do EDCC claramente influenciou, como pode ser visto na Tabela 25 onde observa-se um aumento na carga de ruptura em até 1,67 vezes. Com o auxílio da norma canadense CSA S304 (CSA, 2014), a contribuição da alvenaria para a resistência ao cisalhamento pode ser calculada com a Equação 36. De acordo com Parsekian e Shrive (2019), pelo ensaio de resistência do prisma e geometrias da parede, a máxima carga de cisalhamento da parede não reforçada é calculada sendo 19,2 kN. Pelo esquema de ensaio apresentado na Figura 75 nota-se que a máxima carga de cisalhamento é 2/3 da carga total, então a carga de ruptura esperada para a parede não reforçada foi 28,9 kN.

Em seguida, as curvas esforço cortante vs deformação traçadas a partir dos LVDTs posicionados na face lateral da alvenaria sobre as juntas de assentamento são apresentadas nas Figuras 78 e 79, referentes ao cisalhamento normal e paralelo à fiada, respectivamente. Os resultados apresentados pelos LVDTs de deformação dos corpos de prova SS10N#1 não foram confiáveis, então não foi possível traçar uma curva para este ensaio. Como também observado nos resultados dos ensaios de resistência à flexão, foi possível notar que as paredinhas submetidas ao cisalhamento paralelo apresentaram comportamento bem dúctil em comparação às paredinhas submetidas ao cisalhamento normal, concluindo que o EDCC influencia diretamente a tenacidade da estrutura submetida a esforços de cisalhamento. Além

disso, pode-se observar que os corpos de prova submetidos ao cisalhamento normal deformaram bem menos do que os submetidos ao cisalhamento paralelo, sendo que as deformações máximas dos primeiros vão apenas até 0,0004 mm/mm (para o caso do SS05N#1) enquanto para os de cisalhamento paralelo chegam até 0,003 mm/mm, mostrando que a direção da fiada influencia as deformações (diferente da análise de força vs deslocamento apresentada anteriormente) tanto quanto o aumento da espessura de EDCC.

**Tabela 25 – Resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento das paredinhas.**

Cisalhamento normal à fiada	SS05N		SS10N	
	P (kN)	V <sub>junta</sub> (kN)	P (kN)	V <sub>junta</sub> (kN)
1	26,27	17,51	55,60	37,07
2	35,36	23,56	39,64	26,43
<b>Média</b>	30,82	20,54	47,62	31,75
<b>Desvio Padrão</b>	6,43	4,28	11,29	7,52
<b>Coef. de Variação</b>	20,86%	20,83%	23,70%	23,70%
<b>Resistência ao cisalhamento sem revestimento (CSA S304, 2014)</b>	28,90		28,90	
<b>Relação entre parede com e sem revestimento</b>	1,07		1,65	
Cisalhamento paralelo à fiada	SS05P		SS10P	
	P (kN)	V <sub>junta</sub> (kN)	P (kN)	V <sub>junta</sub> (kN)
1	31,57	21,05	50,17	33,45
2	38,19	25,46	46,09	30,73
<b>Média</b>	34,88	23,26	48,13	32,09
<b>Desvio Padrão</b>	4,68	3,12	2,88	1,92
<b>Coef. de Variação</b>	13,42%	13,41%	5,99%	5,99%
<b>Resistência ao cisalhamento sem revestimento (CSA S304, 2014)</b>	28,90		28,90	
<b>Relação entre parede com e sem revestimento</b>	1,21		1,67	

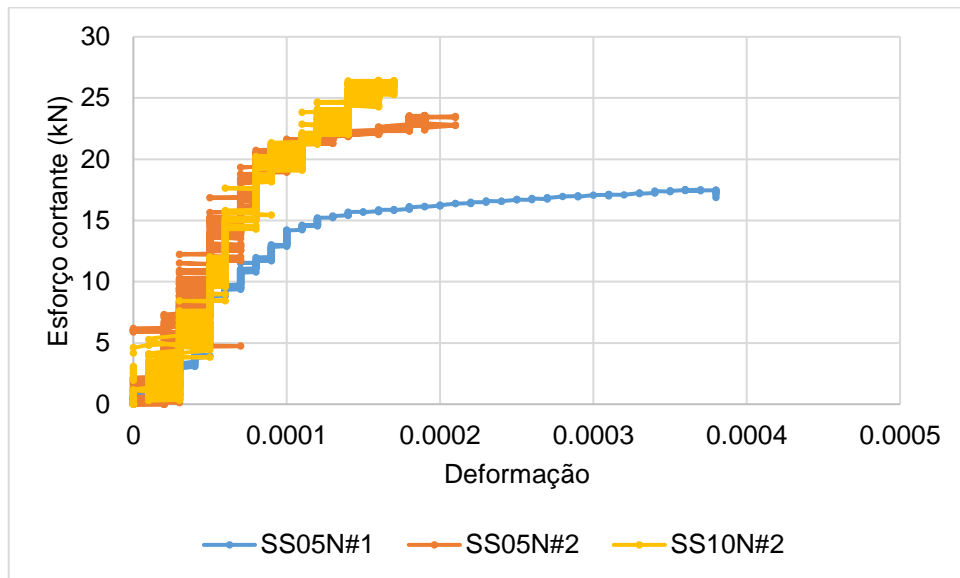
Fonte: AUTOR, 2021.

$$V_m = 0,16 \left[ 2 - \frac{M}{V \cdot d} \right] \sqrt{f'_m} A_e \quad \text{Eq. 36}$$

Onde:

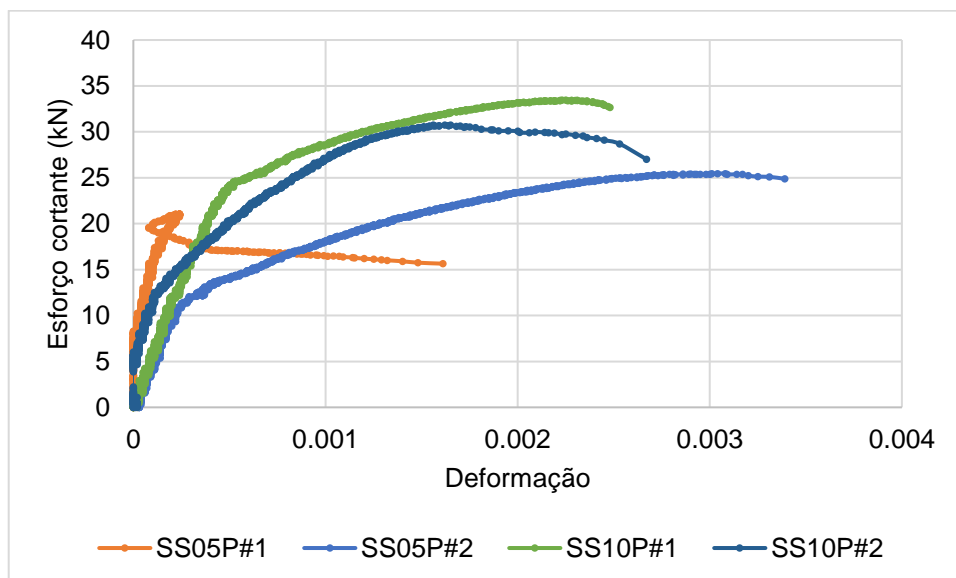
$$0,25 < \frac{M}{V \cdot d} < 1$$

**Figura 78 – Curvas esforço cortante vs deformação das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas ao cisalhamento normal à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 79 – Curvas esforço cortante vs deformação das paredinhas reforçadas com EDCC submetidas ao cisalhamento paralelo à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.



Por último, na Tabela 26 são apresentadas as medidas referentes aos LVDTs JntVt, que tiveram o objetivo de medir o escorregamento (na tensão de ruptura) na junta entre o bloco de recebimento de carga e o bloco apoiado. Como esperado, os ensaios de resistência ao cisalhamento paralelo à fiada resultaram em um menor escorregamento em comparação aos ensaios de resistência normal à fiada, devido à seção normal ser constituída apenas pela junta argamassada enquanto a seção paralela é composta por bloco e argamassa, significando maior resistência por parte da seção paralela. Além disso, pode-se observar que nos corpos de prova SS10N apresentaram um escorregamento pouco maior que os SS05N, o que pode estar relacionado ao fato do revestimento de 10 mm permitir um deslocamento maior antes da ruptura se comparado aos corpos de prova com 5 mm de revestimento ou sem revestimento. Contudo, os valores apresentados são muito baixos, inferindo que não há escorregamento perceptível até a ruptura brusca dos corpos de provas.

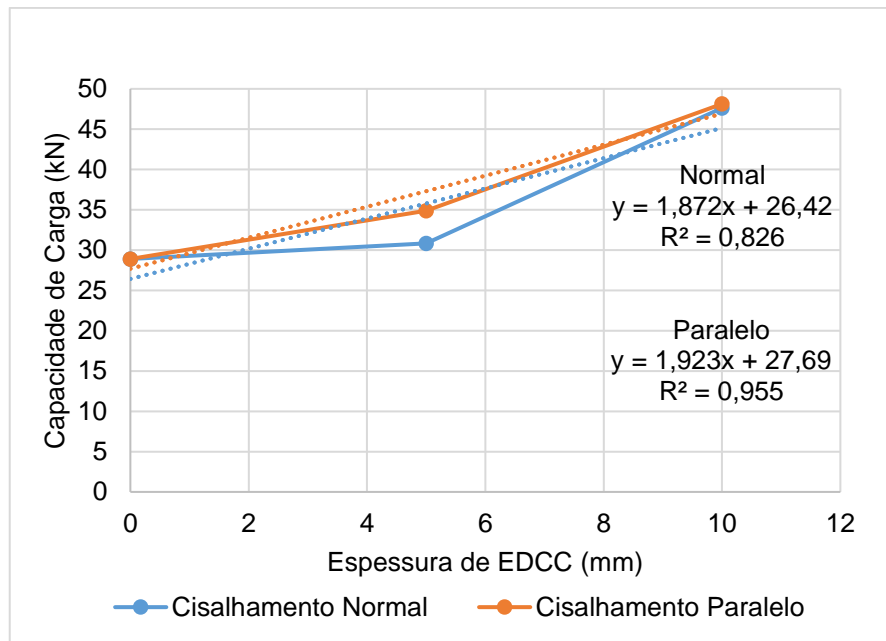
**Tabela 26 - Resultados do escorregamento da alvenaria submetida aos ensaios de capacidade resistente ao cisalhamento.**

<b>Corpo de Prova</b>	<b>Escorregamento (mm)</b>
SS05N#1	0,011
SS05N#2	0,013
SS10N#1	0,014
SS10N#2	0,017
SS05P#1	0,002
SS05P#2	0,001
SS10P#1	0,002
SS10P#2	0,005

Fonte: AUTOR, 2021.

Na Figura 80 são propostas retas (linhas de tendência) e formulações relacionando a capacidade de carga da parede de alvenaria submetida ao cisalhamento com a incorporação de EDCC, bem como foi realizado para os ensaios de resistência à compressão e à flexão. É possível prever analiticamente a capacidade de carga através da formulação, dependendo da espessura de revestimento que é empregada, com coeficientes de determinação de 0,826 para flexão normal à fiada e 0,955 para flexão paralela à fiada. Para os dois casos o coeficiente de determinação foi bom, sendo possível ter uma boa prévia do aumento da capacidade de carga em relação ao aumento da espessura do EDCC.

**Figura 80 – Curvas e fórmulas para capacidade de carga vs espessura do EDCC para paredinhas submetidas ao cisalhamento.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Bem como os ensaios de resistência à compressão e à flexão, é possível realizar a modelagem numérica dos ensaios de resistência ao cisalhamento das paredinhas com revestimento, a partir das informações dispostas nesta seção. Como explicado anteriormente, o objetivo principal é a simulação dos ensaios experimentais em modelos em elementos finitos, fazendo-se necessária a correta consideração das condições de contorno, das disposições dos elementos e dos parâmetros utilizados para a simulação dos materiais e interfaces. Por último, são traçadas curvas força vs deslocamento com os resultados gerados pelo *software* ABAQUS (2017) que são comparadas com as curvas dos ensaios experimentais, para a correta validação dos modelos. Além disso, também são avaliadas as curvas esforço cortante vs deformação para os LVDTs (de deformação) posicionados nas faces laterais das paredinhas. Por fim, devem ser analisados os modos de ruptura, a fim de descobrir se os comportamentos real e numérico estão condizentes entre si.

# 6. Modelagem Numérica do Programa Experimental

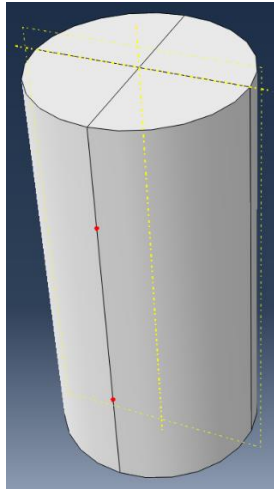
Neste capítulo é apresentado o passo a passo da modelagem numérica realizada neste trabalho a partir dos resultados dos ensaios de resistência à compressão realizados pelos autores Parsekian e Shrive (2019). São tratadas informações sobre calibração de modelos numéricos, definindo separadamente cada material utilizado para confecção das paredezinhas submetidas ao ensaio de resistência à compressão. O principal objetivo é a modelagem e comparação dos resultados gerados pelo *software* ABAQUS, com os ensaios realizados pelos autores, através de gráficos de tensão vs deformação e do comportamento visual apresentado pelo programa.

Como mostrado no Capítulo 4, é necessário definir parâmetros para a correta simulação dos materiais, interfaces e condições de contorno que foram utilizados para modelagem no ABAQUS. Para isso, esses parâmetros são definidos de acordo com o estudo apresentado no Capítulo 5, porém no Capítulo 7 que se trata da validação dos modelos numéricos, os valores apresentados neste capítulo serão ajustados, caso haja necessidade, para que simulem corretamente o ocorrido nos ensaios experimentais.

## 6.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO EDCC

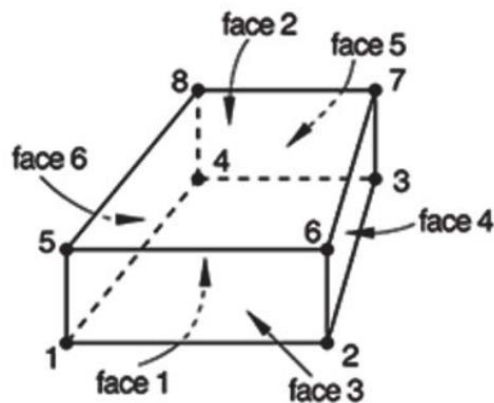
Primeiramente, foi realizada a modelagem do ensaio de resistência à compressão do EDCC isolado, a partir dos estudos apresentados na seção 5.1. O EDCC foi criado com uma parte deformável 3D, como mostra a Figura 81, sendo um cilindro com medidas 10x20 cm. Para esta configuração optou-se pelo tipo de elemento C3D8R (elemento 3D sólido com oito nós, função de forma linear e integração reduzida), pois o tempo de processamento é reduzido utilizando este tipo de análise, porém a precisão dos resultados é compensada utilizando uma malha fina com 1x1x1 cm de dimensões. Na Figura 82 é apresentado um exemplo de elemento C3D8R.

**Figura 81 – EDCC modelado no ABAQUS com partições.**



Fonte: AUTOR, 2021.

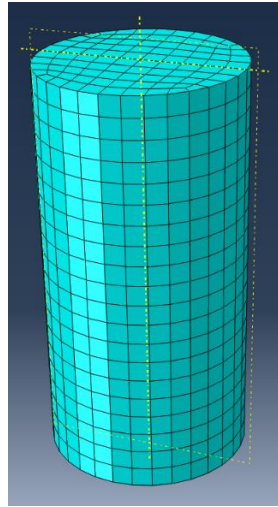
**Figura 82 – Elemento C3D8R.**



Fonte: ABAQUS, 2017.

Na Figura 81 são identificados dois pontos em vermelho na face do corpo de prova, que auxiliam na leitura dos resultados de deslocamento, sendo esses pontos os mesmos utilizados para fixação dos LVDTs, distanciados de 10 cm entre si. As partições criadas para disposição dos pontos também vão ajudar no acomodamento da malha. As linhas amarelas pontilhadas foram apenas linhas de referência para criação das partições. A parte 3D do EDCC com malha está representado na Figura 83.

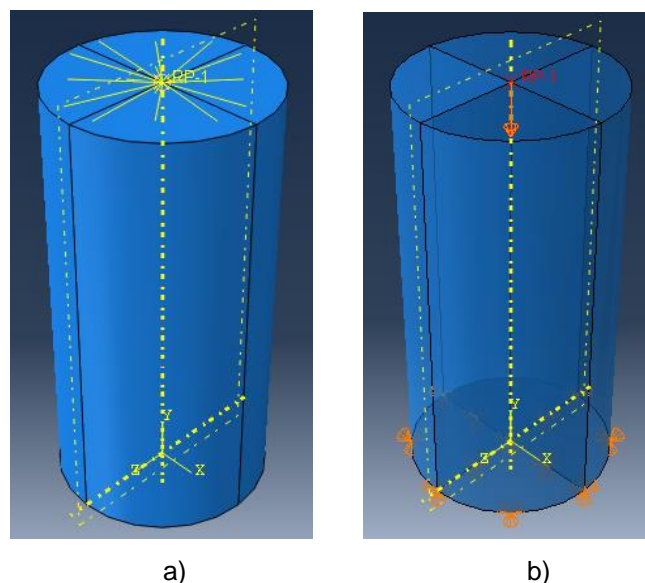
**Figura 83 – EDCC modelado com malha.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Para o deslocamento do corpo de prova, visando simular o ocorrido no ensaio experimental, foi criado um ponto de referência no topo do corpo de prova e conectado à face superior desse corpo de prova através da ligação *Constraint>Coupling*, como proposto por Iskander e Shrive (2020) e apresentado na Figura 84a. Então, o deslocamento é aplicado neste ponto de referência, que será incidido sobre toda a face superior do corpo de prova. Isso facilita os resultados de força apresentados pelo programa, onde é possível obter os valores de carga incidindo sobre o ponto, e conseqüentemente sobre toda a face superior do corpo de prova. Por último tem-se as condições de contorno, que no caso considerou-se toda a base do corpo de prova com deslocamentos travados em todas as direções, como visto na Figura 84b.

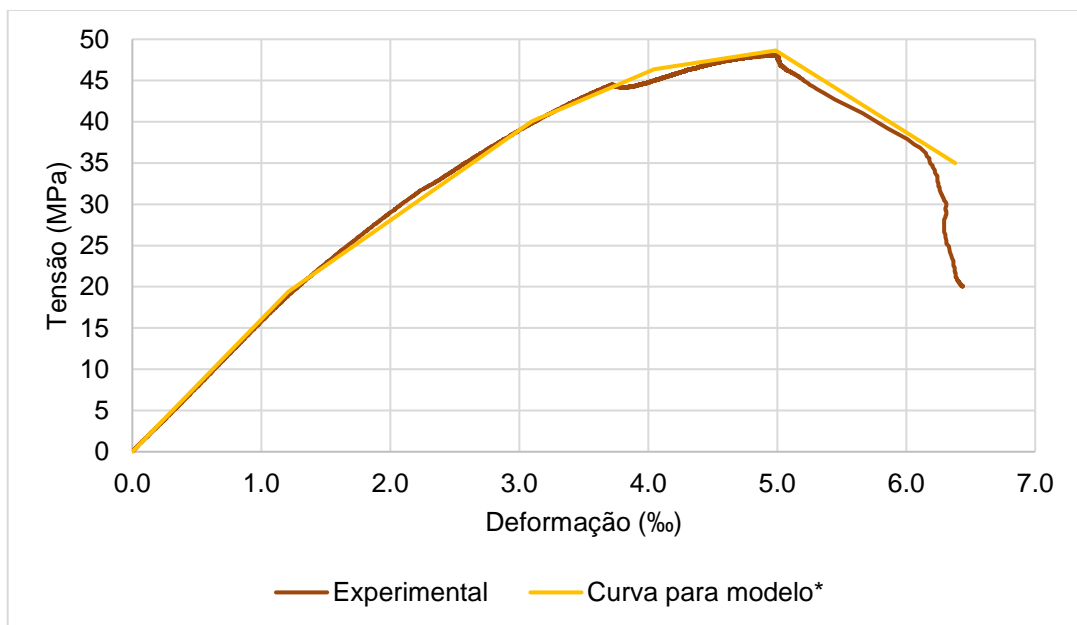
**Figura 84 – Detalhes das condições de contorno e deslocamento do EDCC.**



Fonte: AUTOR, 2021.

A partir dos resultados apresentados na seção 5.1, foi possível definir os parâmetros de elasticidade e CDP do EDCC. Na Figura 85 é apresentado o comparativo entre as curvas tensão vs deformação dos ensaios de resistência à compressão dos blocos juntamente com a curva utilizada para definição do modelo constitutivo no ABAQUS. Nas Tabelas 27 e 28 são apresentados os valores numéricos utilizados na definição da elasticidade, do CDP e do comportamento à compressão e à tração inelástica do material (com os valores de dano). Para este caso, o comportamento à tração inelástica será adotado para o ensaio de tração por compressão diametral, porém na seção seguinte será discutido o real comportamento à tração através do ensaio de flexão do prisma de EDCC, definindo os parâmetros corretos para tração inelástica do EDCC.

**Figura 85 – Curvas tensão vs deformação do EDCC com curva para modelo.**



\* Curva a partir de modelo proposto por Guo (2014).

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 27 – Parâmetros de elasticidade e CDP do EDCC.**

Material	Elasticidade		Plasticidade				
	E (MPa)	$\nu$	$\Psi$	$\epsilon$	$f_{b0}/f_{c0}$	K	Visc.
EDCC	16000	0,21	32	0,1	1,16	0,6667	0,001

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 28 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas do EDCC (com dano).**

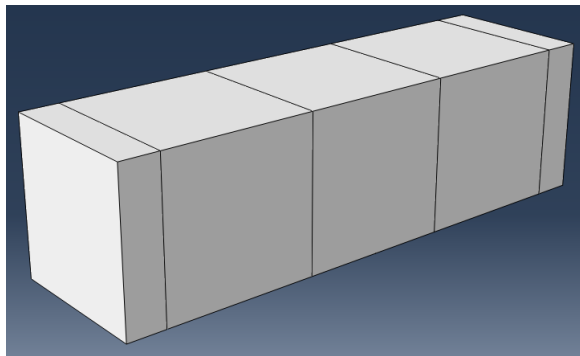
Compressão			Tração		
$\sigma_c$	$\epsilon_{inel}$	$D_c$	$\sigma_t$	$\epsilon_{inel}$	$D_t$
19,3834	0	0	3,2807	0	0
40,0732	0,0006	0	2,9757	0,0001	0,0928
46,3601	0,0011	0	2,6251	0,0003	0,1997
48,6420	0,0019	0	2,3466	0,0004	0,2846
35,0000	0,0042	0,2769	2,1291	0,0005	0,3509
0	0,01	0,99	1,9558	0,0006	0,4037

Fonte: AUTOR, 2021.

## 6.2 RESISTÊNCIA À FLEXÃO DO EDCC

Com o intuito de simular corretamente o comportamento à tração do EDCC, foi modelado o ensaio de flexão de elemento prismático do material. O prisma de EDCC foi criado como uma parte 3D deformável, como mostra a Figura 86, com medidas de 100x100x350 mm. Foram consideradas algumas partições para a aplicação do deslocamento e das condições de contorno (apoios).

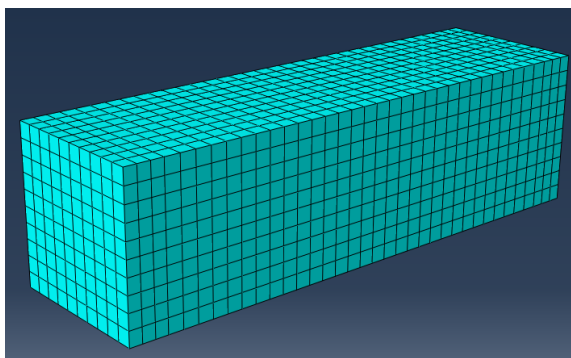
**Figura 86 – Prisma de EDCC modelado no ABAQUS com partições.**



Fonte: AUTOR, 2021.

O tipo de elemento para a malha utilizada foi o C3D8R, como visto na Figura 82. As malhas têm dimensões de 1x1x1 cm. Esse tipo de elemento foi escolhido devido à possibilidade de modelar geometrias mais complexas além de realizar análises não-lineares, com um custo de processamento reduzido. Na Figura 87 é mostrado o layout da malha para o prisma de EDCC modelado.

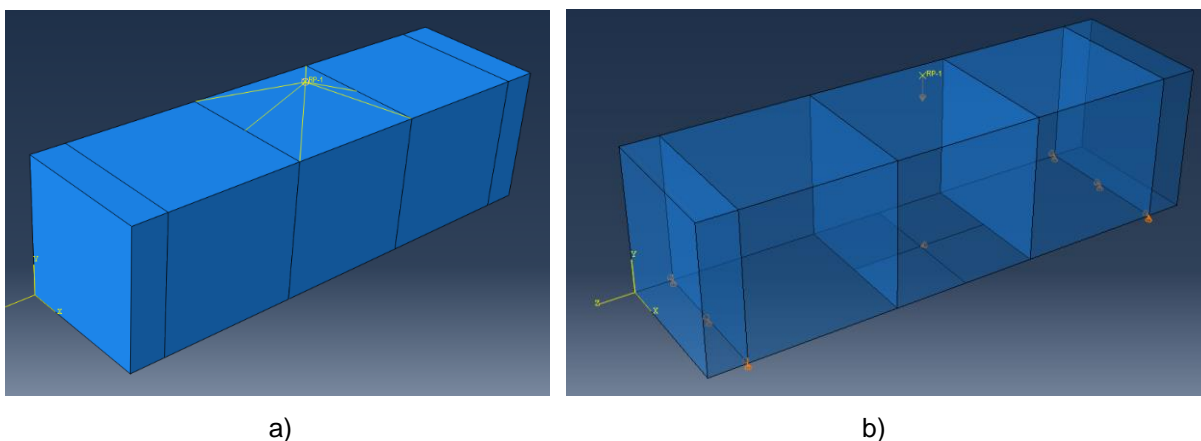
**Figura 87 – Prisma de EDCC modelado com malha.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Para a aplicação do deslocamento, foi criado um ponto de referência no topo do prisma e conectado à face superior do mesmo através da ligação *Constraint>Coupling*, como apresentado na Figura 88a. Isso facilita a identificação dos resultados de carga apresentados pelo programa, como explicado anteriormente. Por último, as condições de contorno são aplicadas no prisma, sendo bi apoiado nas extremidades, como mostra a Figura 88b, com travamento para as direções X e Y. Além dos apoios, foi criado um ponto simétrico à estrutura para evitar que a estrutura fique solta, travando o deslocamento para a direção Z. O deslocamento é medido na face inferior, com o LVDT posicionado no centro da estrutura.

**Figura 88 – Detalhes das condições de contorno e deslocamento no prisma de EDCC.**



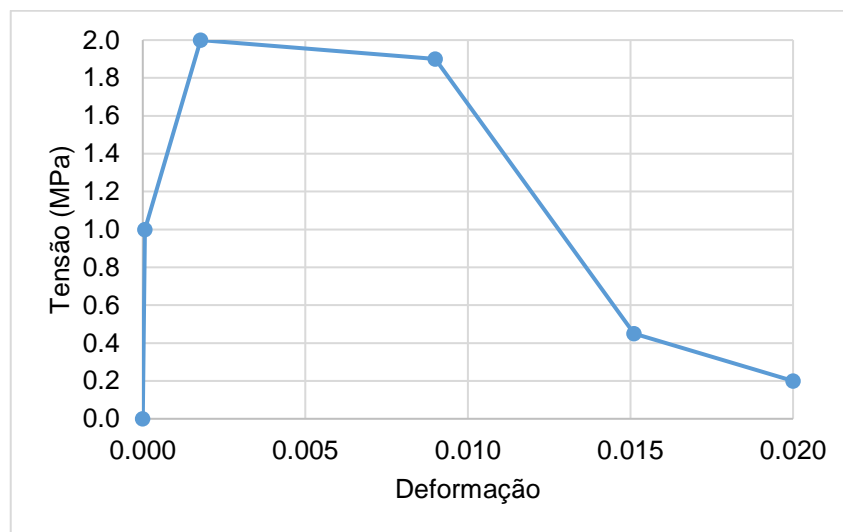
Fonte: AUTOR, 2021.

Com base nos resultados do ensaio de resistência à flexão do EDCC apresentados na seção 5.1, foi possível definir os parâmetros de elasticidade e CDP para o EDCC. O comportamento à compressão do EDCC foi o mesmo utilizado na seção anterior para o ensaio de compressão do EDCC, porém para o ensaio de flexão foram realizadas algumas tentativas com os parâmetros de tração inelástica, com a intenção de encontrar uma curva tensão vs deformação que corretamente simulasse o comportamento no EDCC na flexão, chegando na curva apresentada na Figura 89. A relação entre a tensão de ruptura de tração inserida no



ABAQUS (que simulou corretamente o comportamento na flexão) e do ensaio de tração indireta está a apresentada na Equação 37, e na Tabela 29 são apresentados os parâmetros utilizados na definição do correto comportamento à tração inelástica do material (com os valores de dano). Os resultados do modelo de ensaio de flexão do EDCC são apresentados na seção 7.2, comparando-se as curvas força vs deslocamento dos ensaios experimentais e do modelo numérico, além da análise dos modos de ruptura. Os parâmetros de tração inelástica apresentados nesta seção é que serão aplicadas nos modelos das paredinhas revestidas com EDCC.

**Figura 89 – Curva tensão vs deformação para comportamento à tração inelástica do EDCC.**



Fonte: AUTOR, 2021.

$$f_{td} = 0,32 \cdot f_t$$

Eq. 37

**Tabela 29 – Parâmetros de tração inelástica do EDCC (com dano).**

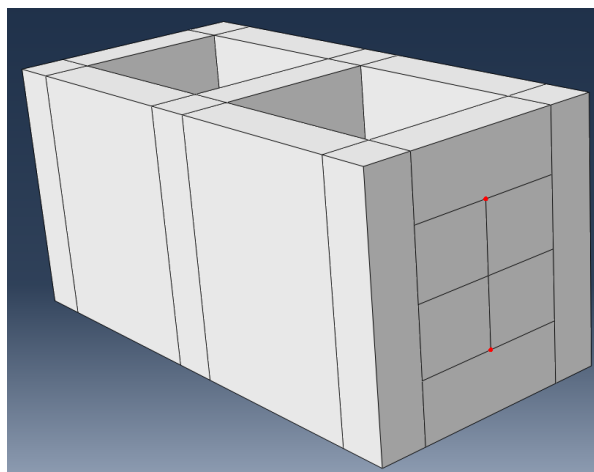
Tração		
$\sigma_t$	$\epsilon_{inel}$	$D_t$
1,00	0,0000	0
2,00	0,0017	0
1,92	0,0088	0,6805
0,46	0,0150	0,9240
0,20	0,0198	0,9660

Fonte: AUTOR, 2021.

### 6.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BLOCO

Bem como o EDCC, também foi realizada a modelagem numérica do ensaio de resistência à compressão do bloco utilizado nos ensaios experimentais, a partir dos estudos apresentados na seção 5.2. O bloco foi criado como uma parte 3D deformável, como mostra a Figura 90, com medidas de 39x19x19 cm e paredes com 35,8 mm de espessura. Foram consideradas algumas partições para geração de malhas de melhor qualidade (cúbicas) e possibilidade de análise do deslocamento como realmente foi feito no ensaio experimental, considerando dois pontos na face lateral do bloco, distanciados em 10 cm (os pontos em vermelho na Figura 90 representam os pontos de interesse para medição do deslocamento).

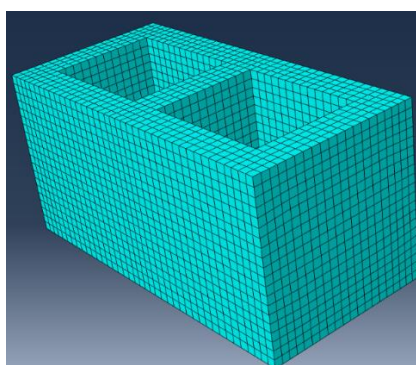
**Figura 90 – Bloco modelado no ABAQUS com partições.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Para esta configuração, o tipo de elemento para a malha foi definido como sendo C3D8R, como visto na Figura 82. As malhas têm, em geral, dimensões de 1x1x1 cm. Esse tipo de elemento também foi escolhido devido à possibilidade de modelar geometrias mais complexas além de realizar análises não-lineares, com um custo de processamento reduzido. Na Figura 91 é mostrado o layout da malha para o bloco modelado.

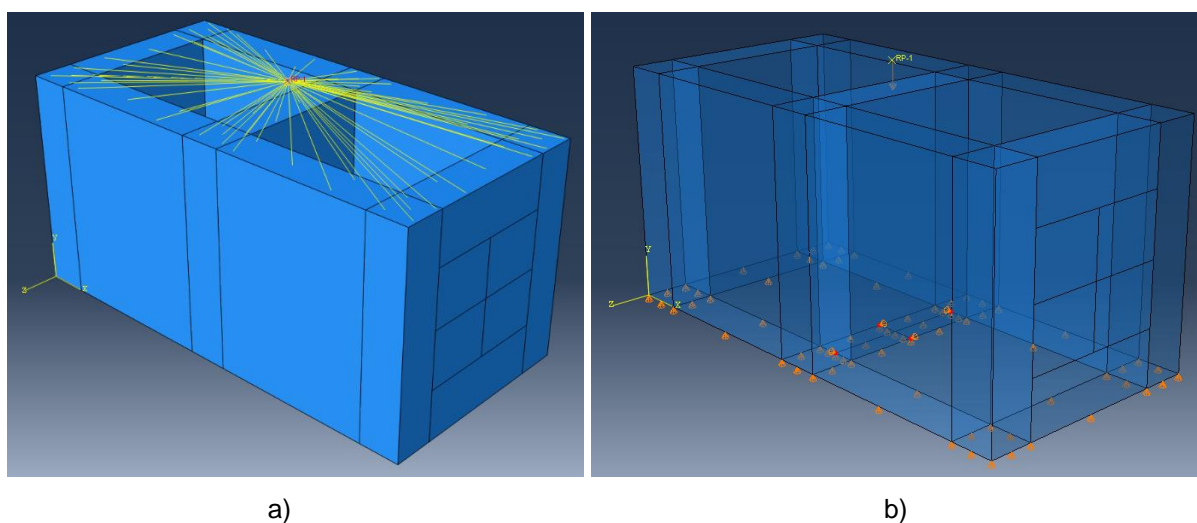
**Figura 91 – Bloco modelado com malha.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Para o deslocamento do ensaio, foi criado um ponto de referência no topo do bloco e conectado à face superior do bloco através da ligação *Constraint*>*Coupling*, como apresentado na Figura 92a. Isso facilita os resultados de carga apresentados pelo programa, como explicado anteriormente. Por último, as condições de contorno são aplicadas, sendo toda a base do bloco com deslocamento travado na direção Y, com pontos de simetria na base do bloco travado nas direções X e Z (para evitar que o modelo se desloque durante o processamento), e o deslocamento vertical aplicado no ponto de referência conectado ao topo do bloco, como visto na Figura 92b.

**Figura 92 – Detalhes das condições de contorno e deslocamento do bloco.**

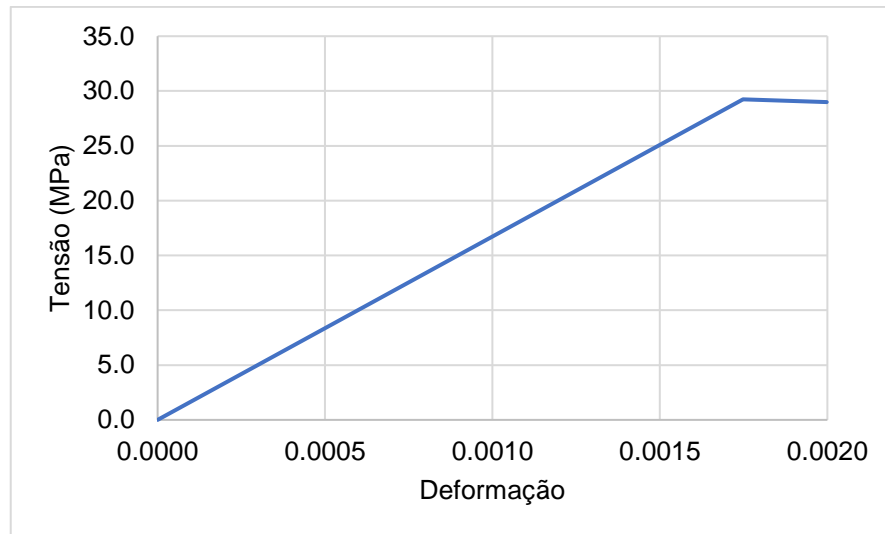


Fonte: AUTOR, 2021.

A partir dos resultados apresentados na seção 5.2, foi possível definir os parâmetros de elasticidade e CDP do bloco. Na Figura 93 é apresentada a curva tensão vs deformação utilizada para definição do modelo constitutivo no ABAQUS, a partir do método proposto por Guo (2014). Nas Tabelas 30 e 31 são apresentados os valores numéricos utilizados na definição da elasticidade e do CDP e do comportamento à compressão e à tração inelástica do material (com os valores de dano), respectivamente.

Foram realizados testes para os dois módulos de elasticidade definidos. No capítulo seguinte são apresentados os dois resultados, mostrando que o valor calculado por Harris (2017) foi mais condizente com a realidade, com resultados mais precisos. Portanto, o valor de 22500 MPa será utilizado para todos os modelos numéricos. Além disso, foram realizados testes em relação aos parâmetros de tração do bloco de concreto, com os valores de *split tensile* e os valores calculados para tração direta. Os resultados preliminares mostraram que os valores determinados pelo ensaio de *split tensile* geraram resultados mais condizentes com o real, sendo esses valores também utilizados para todos os modelos.

**Figura 93 – Curvas tensão vs deformação dos blocos à compressão com curva para modelo.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 30 – Parâmetros de elasticidade e CDP do bloco.**

Material	Elasticidade		Plasticidade				
	E (MPa)	v	$\Psi$	$\epsilon$	$f_{b0}/f_{c0}$	K	Visc.
Bloco	22500	0,19	32	0,1	1,16	0,6667	0,001

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 31 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas do bloco (com dano).**

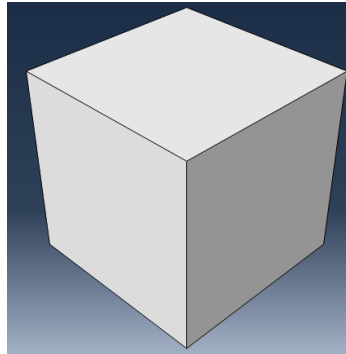
Compressão			Tração		
$\sigma_c$	$\epsilon_{inel}$	$D_c$	$\sigma_t$	$\epsilon_{inel}$	$D_t$
29,24	0	0	1,6401	0	0
29,00	0,0003	0,0082	1,22	0,000005	0,2561
			0,8918	0,00011	0,4562

Fonte: AUTOR, 2021.

## 6.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA

Bem como o EDCC e o bloco, também foi realizada a modelagem numérica do ensaio de resistência à compressão da argamassa utilizada nos ensaios experimentais das paredinhas, a partir dos estudos apresentados na seção 5.3. A argamassa foi criada como uma parte 3D deformável, como mostra a Figura 94, com medidas de 5x5x5 cm. Para esse modelo não foram necessárias partições, já que o formato do corpo de prova já é aceitável para geração de malhas confiáveis. Além disso, os resultados de deslocamento nos ensaios experimentais de compressão da argamassa foram medidos pela cabeça da máquina de ensaio, bem como o carregamento, não necessitando de pontos específicos nas faces laterais do corpo de prova.

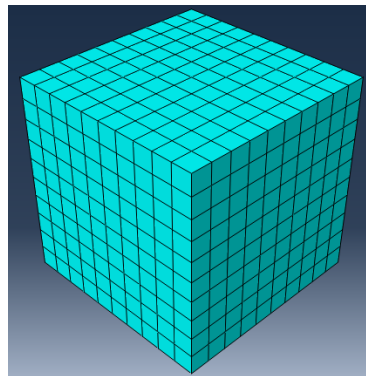
**Figura 94 – Argamassa modelada no ABAQUS.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Para este ensaio, o tipo de elemento para a malha foi definido como sendo C3D8R, como já visto na Figura 82. As malhas também têm dimensões de 5x5x5 mm, para melhorar a precisão dos resultados, pois como já foi explicado, o elemento C3D8R possui um tempo reduzido no processamento, porém com resultados não tão precisos; por isso a escolha de uma malha mais refinada. Na Figura 95 é mostrado o layout da malha para a argamassa modelada.

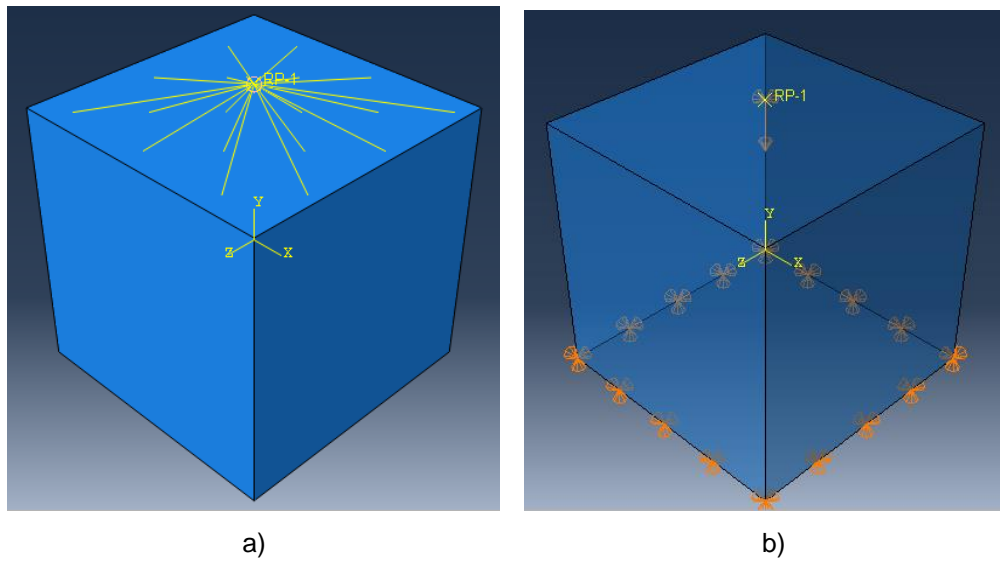
**Figura 95 – Argamassa modelada com malha.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Bem como realizado para o bloco e o EDCC, também foi criado um ponto de referência no topo do corpo de prova de argamassa e conectado à face superior da argamassa através da ligação *Constraint>Coupling*, como apresentado na Figura 96a. Isso facilita os resultados de carga apresentados pelo programa, como explicado anteriormente, já que os resultados de toda a face superior serão os mesmos do ponto de referência acoplado. Por último, as condições de contorno são aplicadas, sendo também toda a base da argamassa com deslocamento travado em todas as direções e o deslocamento vertical aplicado no ponto de referência conectado ao topo do corpo de prova, como visto na Figura 96b.

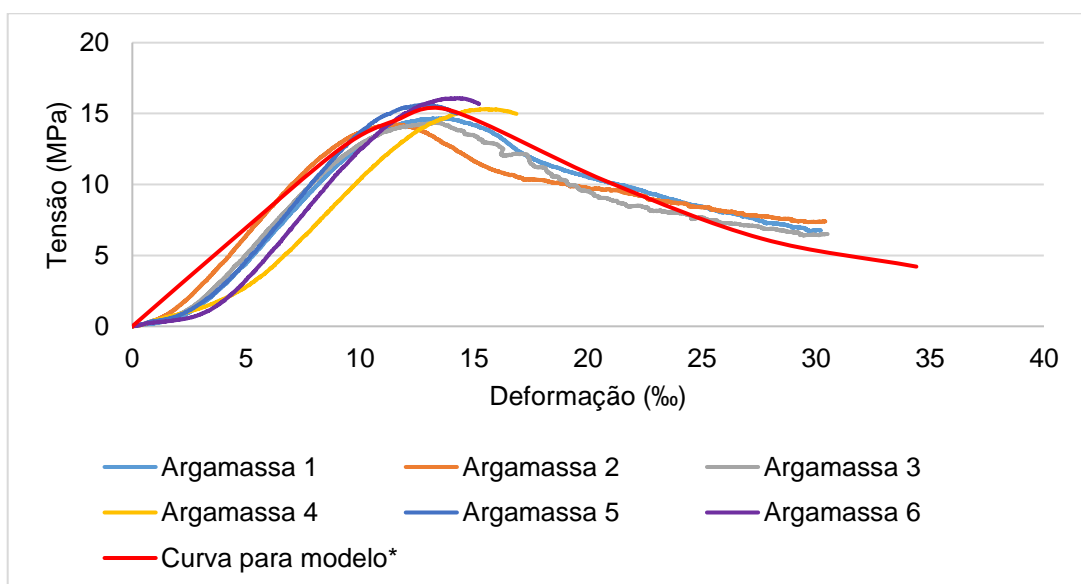
**Figura 96 – Detalhes das condições de contorno e deslocamento da argamassa.**



Fonte: AUTOR, 2021.

A partir dos resultados apresentados na seção 5.3, foi possível definir os parâmetros de elasticidade e CDP da argamassa. Na Figura 97 é apresentado o comparativo entre as curvas tensão vs deformação dos ensaios de resistência à compressão dos corpos de prova de argamassa juntamente com a curva utilizada para definição do modelo constitutivo no ABAQUS (pelo método proposto por Guo (2014)). Nas Tabelas 32 a 33 são apresentados os valores numéricos utilizados na definição da elasticidade, do CDP e do comportamento à compressão e à tração inelástica do material (com os valores de dano).

**Figura 97 – Curvas tensão vs deformação dos corpos de prova de argamassa com curva para modelo.**



\* Curva a partir de modelo proposto por Guo (2014).

Fonte: AUTOR, 2021.

Tabela 32 – Parâmetros de elasticidade e CDP da argamassa.

Material	Elasticidade		Plasticidade				
	E (MPa)	$\nu$	$\Psi$	$\epsilon$	$f_{b0}/f_{c0}$	K	Visc.
Argamassa	2000	0,21	32	0,1	1,16	0,6667	0,001

Fonte: AUTOR, 2021.

Tabela 33 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas da argamassa.

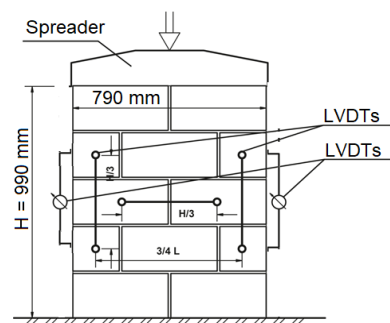
Compressão			Tração		
$\sigma_c$	$\epsilon_{inel}$	$D_c$	$\sigma_t$	$\epsilon_{inel}$	$D_t$
6,0422	0	0	1,5056	0	0
12,5332	0,0001	0	1,1681	0,0008	0,2233
14,4960	0,0010	0	0,8836	0,0015	0,4125
15,2506	0,0029	0	0,7097	0,0022	0,5281
10,2372	0,0134	0,3193	0,5967	0,0028	0,6032
6,1844	0,0231	0,5888	0,5180	0,0034	0,6556
4,2071	0,0314	0,7203	0,4599	0,0040	0,6942
3,1343	0,0389	0,7916	0,4154	0,0046	0,7238
2,4818	0,0460	0,8350	0,3799	0,0051	0,7474
2,0493	0,0530	0,8637	0,3511	0,0057	0,7666
1,7441	0,0598	0,8840	0,3270	0,0063	0,7826
1,5182	0,0666	0,8991			
1,3447	0,0732	0,9106			
1,2077	0,0798	0,9197			

Fonte: AUTOR, 2021.

## 6.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDINHAS

Com os materiais definidos, foi possível realizar a modelagem numérica do ensaio de resistência à compressão das paredinhas. As paredinhas ensaiadas são compostas por dois blocos de largura (790 mm) e 5 fiadas de altura (990 mm) (como mostra a Figura 98), sendo uma sem revestimento e três com 5, 10 e 20 mm de revestimento de EDCC.

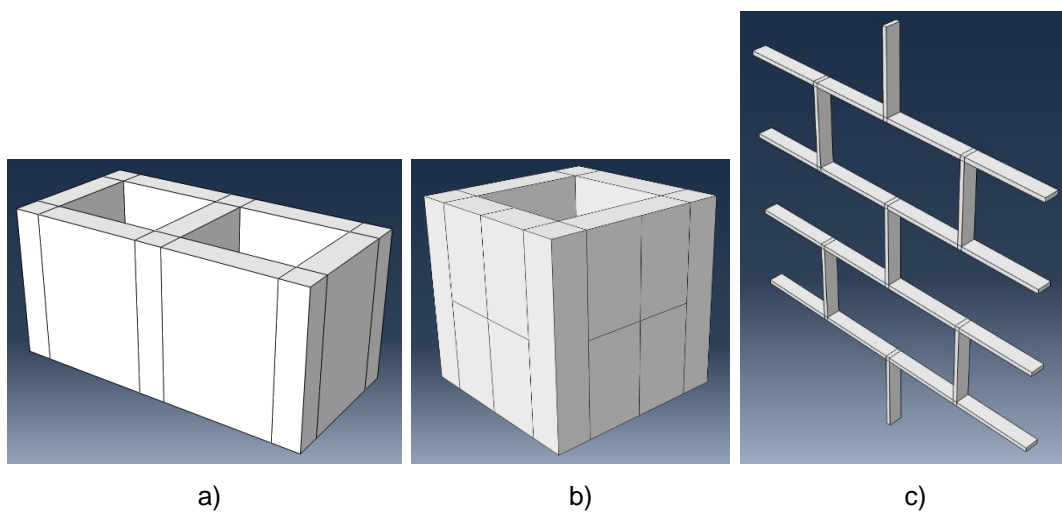
Figura 98 – Esquema do ensaio de compressão da paredinha.



Fonte: PARSEKIAN; SHRIVE, 2019.

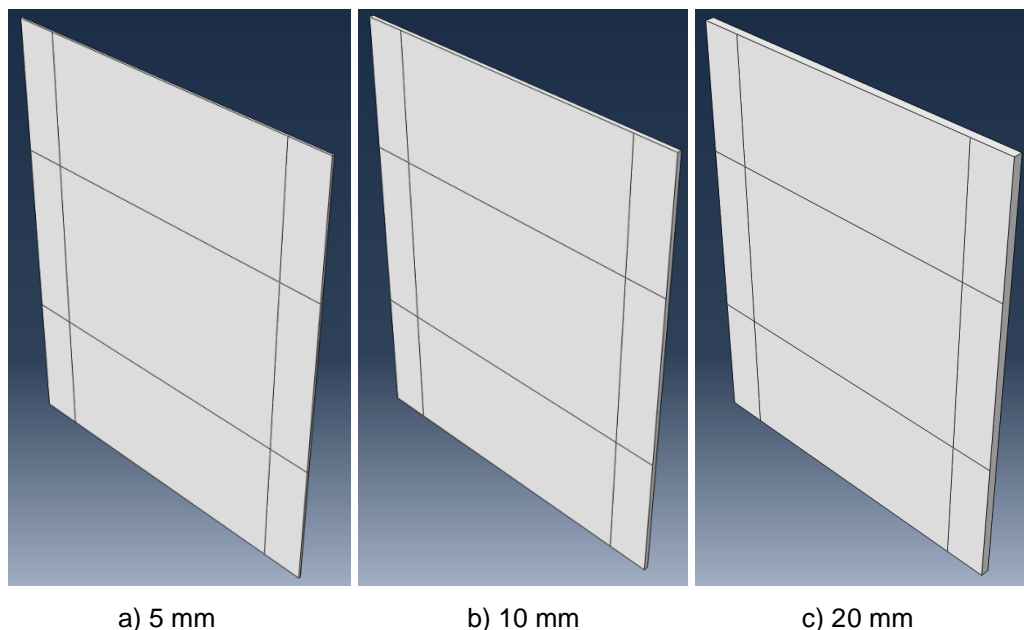
Para confecção da parede no ABAQUS (2017) foram consideradas seis partes 3D deformáveis: bloco de concreto 39x19x19 cm (Figura 99a); meio bloco de concreto 19x19x19 cm (Figura 99b); faixas de argamassa (Figura 99c); e três partes para o EDCC, considerando espessura de 5, 10 e 20 mm (Figura 100). Foram criadas partições para melhor acomodação das malhas, sem distorção dos elementos 3D. Além disso, para o meio bloco e EDCC foram criadas partições nas faces frontais e laterais para localização dos pontos de medição do deslocamento, visando simular o posicionamento correto dos LVDTs, como mostrado na Figura 98.

**Figura 99 – Bloco, meio bloco e argamassa modelados no ABAQUS para ensaio de compressão com partições.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 100 – EDCC modelado no ABAQUS para ensaio de compressão com partições.**

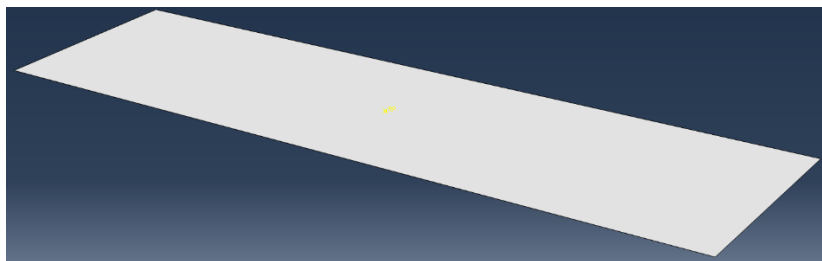


Fonte: AUTOR, 2021



Além das partes principais, foi criada uma parte para simular a base e a cabeça da máquina de ensaio, como visto na Figura 101. Nos primeiros testes com a modelagem da paredinha observou-se que os pontos de contato entre blocos e argamassa na base e no topo da paredinha estavam apresentando problemas na convergência dos resultados, então a criação dessas chapas rígidas foi necessária para reduzir a concentração de tensões nesses pontos específicos. Um corpo rígido no ABAQUS (2017) necessita o acoplamento desse corpo a um ponto de referência através do *Constraint>Rigid body*. Esse ponto de referência também será utilizado para definição das condições de contorno da chapa rígida.

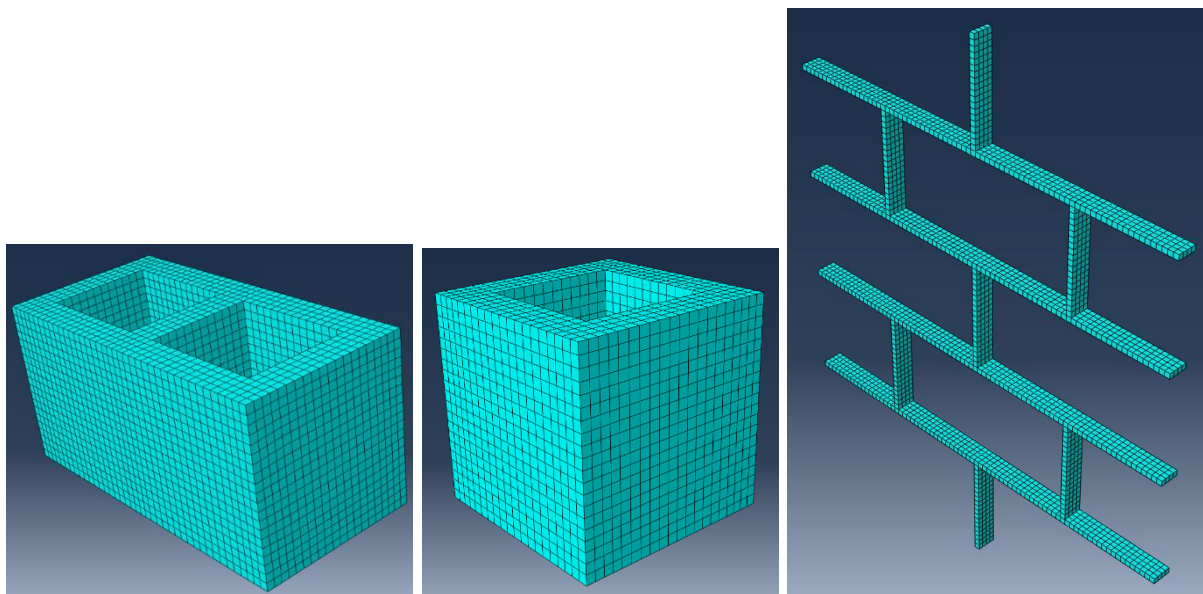
**Figura 101 – Chapa rígida modelada no ABAQUS.**



Fonte: AUTOR, 2021.

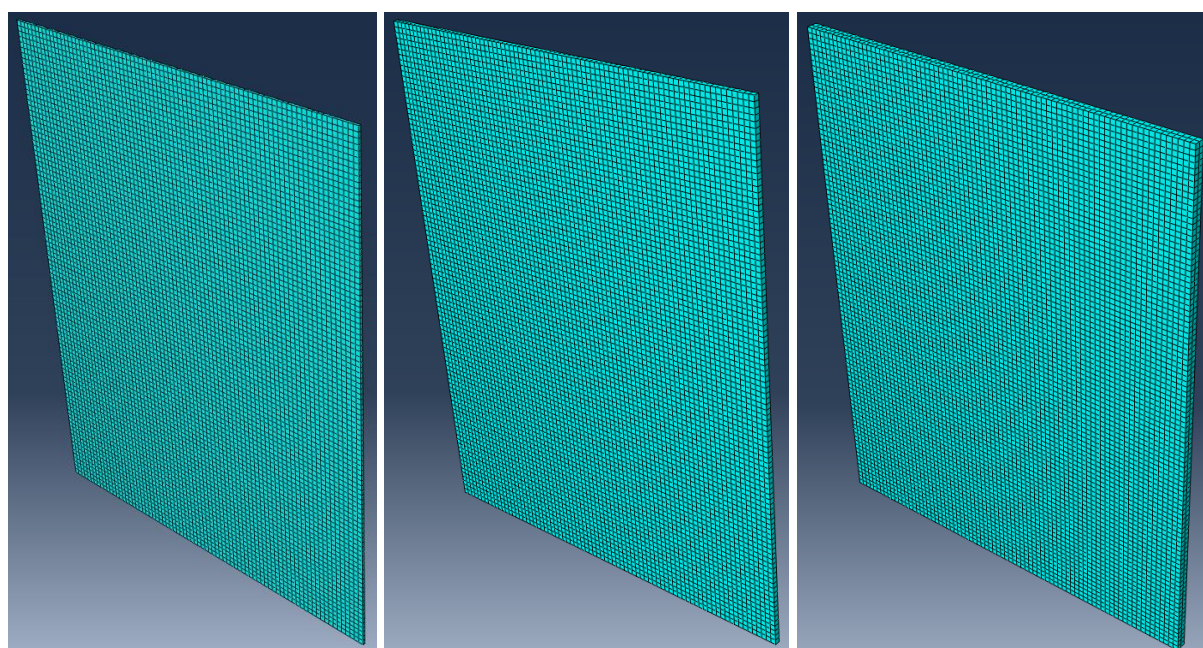
Para todas as partes dos modelos, o tipo de elemento escolhido para a malha foi definido como sendo C3D8R (elemento sólido com oito nós, função de forma linear e integração reduzida) (Figura 82). Como já explicado anteriormente, esse tipo de elemento foi escolhido devido à possibilidade de modelar geometrias mais complexas além de realizar análises não-lineares envolvendo contato, plasticidade e grandes deformações, com um tempo de processamento reduzido, e a precisão dos resultados será compensada com o refinamento da malha, de 1x1x1 cm. Nas Figuras 102 e 103, os layouts de malha são mostrados para as seis partes modeladas. Como visto, as malhas foram criadas nas partes, sendo dependentes, isso significa que no momento de confeccionar as paredinhas, cada parte já vai estar com sua malha definida.

**Figura 102 – Bloco, meio bloco e argamassa modelados para compressão com malhas.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 103 – EDCC modelado para compressão com malha.**



a) 5 mm

b) 10 mm

c) 20 mm

Fonte: AUTOR, 2021.

Conforme discutido na seção 4.2, existem dois tipos de interface na modelagem dos ensaios nas paredes de alvenaria com revestimento de EDCC: entre o revestimento de EDCC e a face da alvenaria; e entre os blocos e a argamassa. Para ambas as interfaces, os parâmetros de *normal behavior*, *tangential behavior*, *cohesive behavior*, *damage initiation* e *damage evolution* precisam ser definidos. Nos primeiros testes percebeu-se que os parâmetros apresentados por Pasquantonio (2019) geraram resultados mais condizentes com

os ensaios experimentais, sendo então esses parâmetros adotados para todos os modelos. Esses parâmetros estão dispostos na Tabela 34.

**Tabela 34 – Parâmetros da interface entre bloco e argamassa.**

Tangential behavior	Normal behavior	Cohesive behavior (N/mm)			Damage initiation (MPa)			Damage evolution
		$K_{nn}$	$K_{ss}$	$K_{tt}$	Normal	Shear 1	Shear 2	Energy (N.mm)
$\varphi$	Hard Contact	$K_{nn}$	$K_{ss}$	$K_{tt}$	Normal	Shear 1	Shear 2	Energy (N.mm)
0,50		5	2100	2100	0,91	0,23	0,23	50000

Fonte: PASQUANTONIO, 2019.

Na Tabela 35 estão listados os parâmetros calculados para a interação entre o revestimento de EDCC e a superfície da parede. Alguns dos parâmetros são resultados dos ensaios experimentais realizados por Parsekian e Shrive (2019) em paredes revestidas com EDCC, como os resultados de ensaio de arrancamento mostrados na Tabela 18 que são utilizados para o cálculo dos parâmetros de *damage initiation*.

**Tabela 35 – Parâmetros da interface entre o revestimento de EDCC e a superfície da alvenaria.**

Tangential behavior	Normal behavior	Cohesive behavior (N/mm)			Damage initiation (MPa)			Damage evolution
		$K_{nn}$	$K_{ss}$	$K_{tt}$	Normal	Shear 1	Shear 2	Energy (N.mm)
$\varphi$	Hard Contact	$K_{nn}$	$K_{ss}$	$K_{tt}$	Normal	Shear 1	Shear 2	Energy (N.mm)
0,50		5	1	1	1,04	0,23	0,23	50000

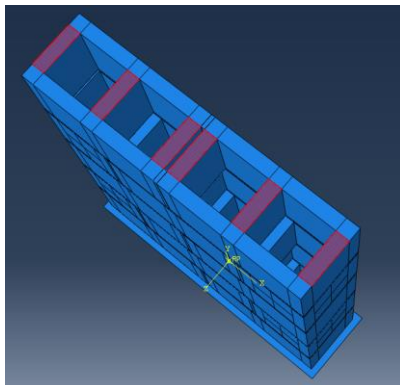
Fonte: AUTOR, 2021.

Os parâmetros de *tangential behavior* e *damage evolution* foram definidos de acordo com Pasquantonio (2019) (os mesmos valores para interface bloco/argamassa), porém o parâmetro normal de *damage initiation* foi retirado do ensaio de arrancamento em alvenaria revestida com EDCC (PARSEKIAN, 2017). Foi considerado o valor de 1,04 MPa para a tensão de ruptura normal (valor médio para os ensaios de arrancamento) e as tensões cisalhantes de 0,23 MPa foram as mesmas utilizadas para interação bloco/argamassa. Os parâmetros  $K_{ss}$  e  $K_{tt}$  do *cohesive behavior* foram alterados para melhorar a convergência no processamento dos resultados.

O próximo passo foi realizar a confecção das paredinhas na ferramenta *Assembly* com todas as partes criadas, juntando-as com os parâmetros de interação citados anteriormente. Para a interação entre blocos e argamassa foi criado um *General Contact* e marcada a opção *All with self*, que permite todas as partes que estiverem em contato com outra parte será incluída na interação definida (foi excluída a região destacada na Figura 104, superior e inferior, com o intuito de simular a carga aplicada apenas na faixa lateral de argamassa, como realizado nos ensaios experimentais). Para a interação entre a face de alvenaria e a camada de EDCC foram criadas dois *Surface-to-surface contacts*, sendo agora com as superfícies escolhidas manualmente. Na Figura 105 são apresentados os modelos das paredinhas que foram submetidas à compressão, com e sem revestimento, e na Figura 106 estão dispostas

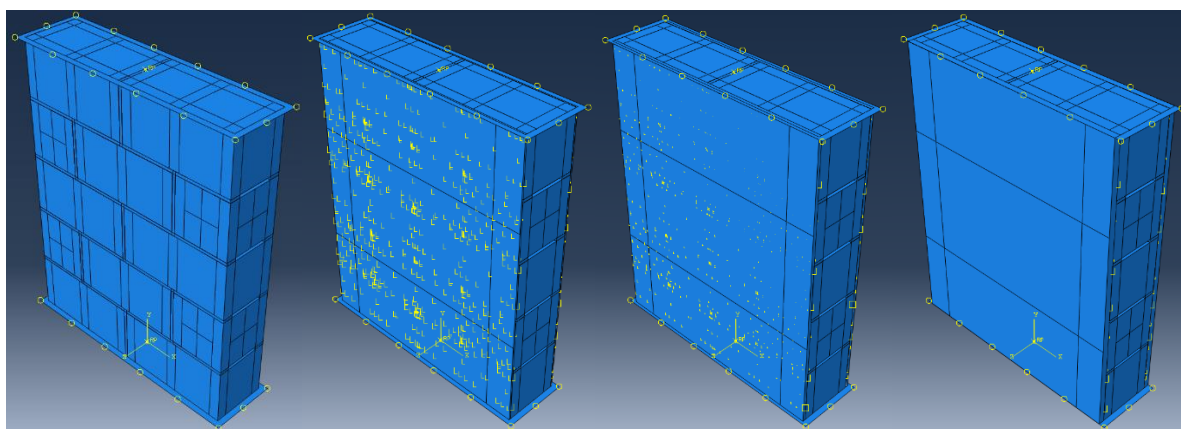
as paredinhas com as malhas C3D8R de 1x1x1 cm (exceto chapa rígida, com malha menos refinada, por não necessitar nenhuma análise).

**Figura 104 – Parte excluída do *General Contact*.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 105 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com partições para ensaio de compressão.**



a) Sem revestimento

b) 5 mm

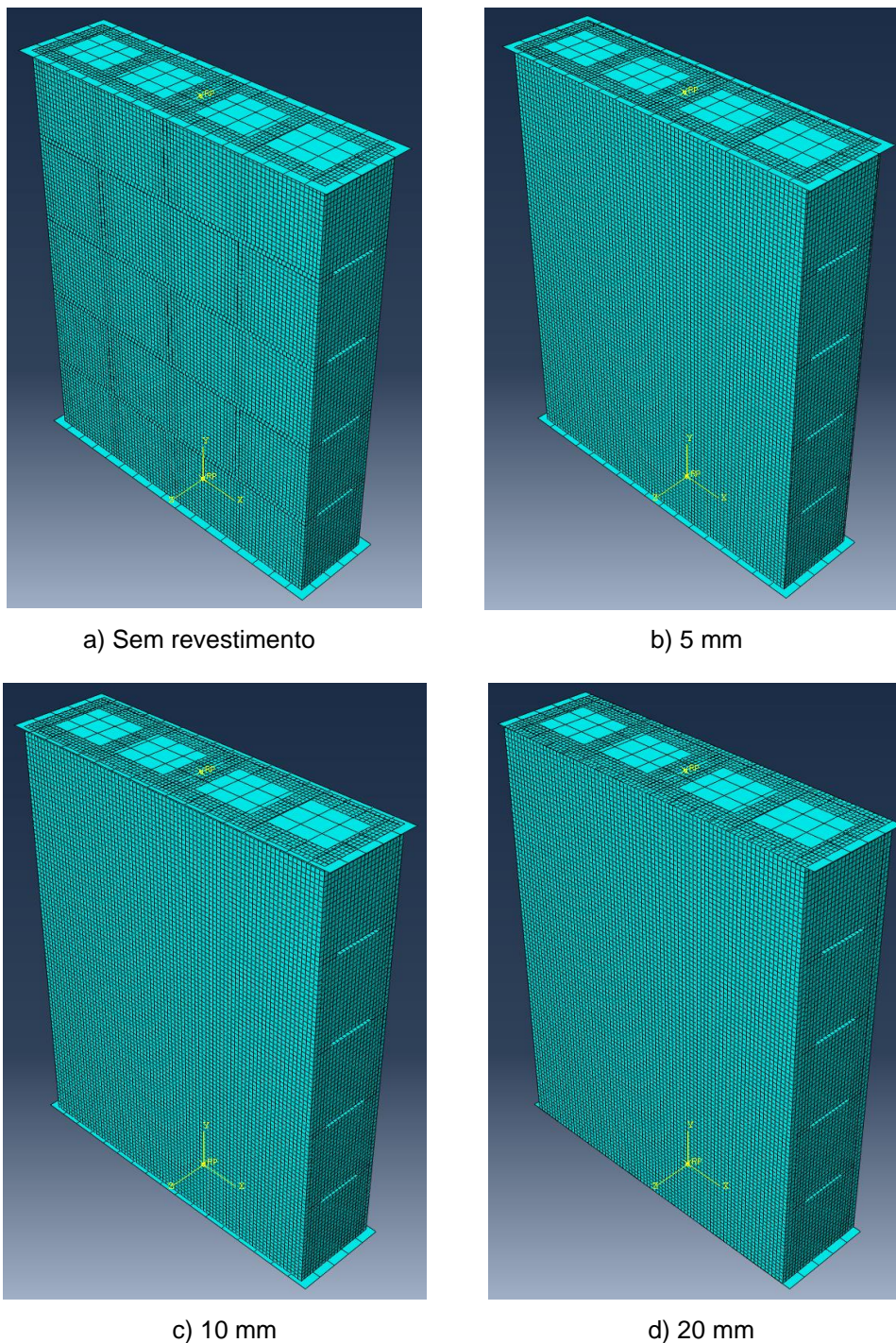
c) 10 mm

d) 20 mm

Fonte: AUTOR, 2021.



Figura 106 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com malhas para ensaio de compressão.

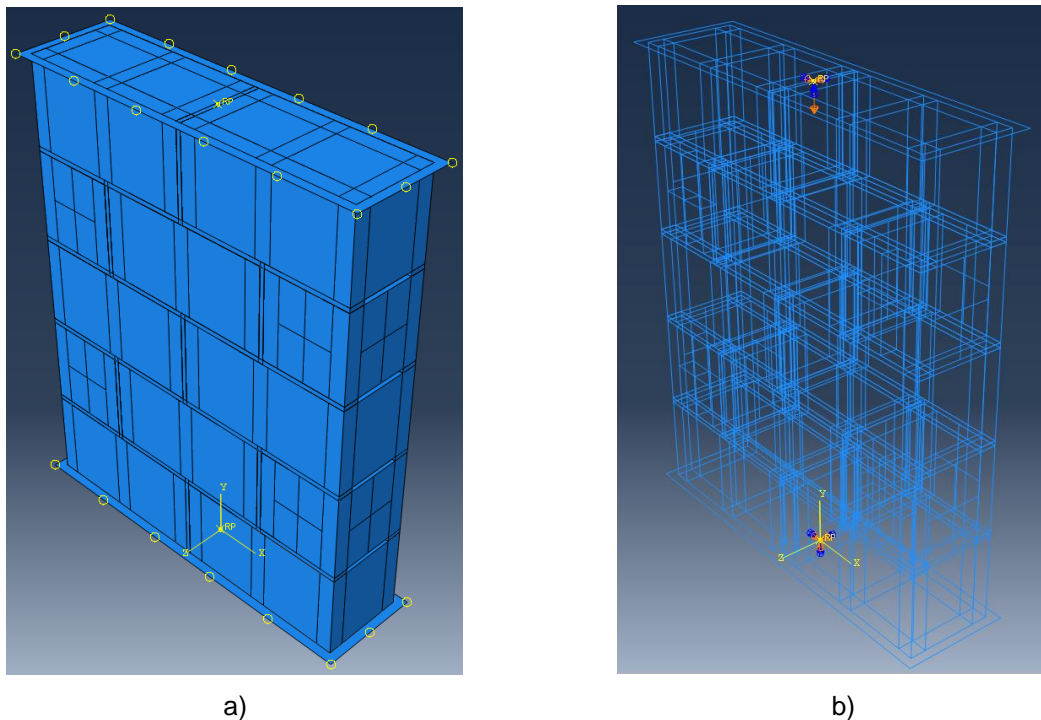


Fonte: AUTOR, 2021.

As condições de contorno para o modelo em questão foram ajustadas de acordo com o realizado nos ensaios experimentais. Essas condições de contorno foram aplicadas nos pontos criados para conectar-se aos *rigid bodies* (através do *Constraint>Coupling*), ou as chapas rígidas. Na Figura 107a é apresentado o acoplamento realizado entre o ponto de referência e a chapa rígida. No ponto de referência do topo da paredinha foi aplicado um deslocamento que se propagou de modo gradual no topo da parede, além do travamento dos

deslocamentos nas direções X e Z, e deste ponto são coletados os resultados de força para confecção das curvas tensão vs deformação. No ponto de referência da base da paredinha foram travados os deslocamentos em todas as direções, sendo essas condições de contorno propagadas na chapa rígida inferior e conseqüentemente na base da paredinha. Na Figura 107b é possível observar a correta disposição das condições de contorno.

**Figura 107 – Disposição das condições de contorno na pequena parede de alvenaria estrutural para ensaio de compressão.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Com todos os parâmetros devidamente definidos, é então possível realizar o processamento das estruturas modeladas no ABAQUS (2017). No próximo capítulo serão discutidas algumas considerações pertinentes à correta calibração do modelo, juntamente com os resultados apresentados pelo programa, a fim de validar com precisão todos os modelos realizados.

### 6.5.1 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Com o objetivo de propor uma fórmula para previsão da capacidade de carga das paredinhas revestidas com EDCC, foi realizado um estudo paramétrico, alterando-se a resistência dos blocos. Essa análise permitirá concluir se é possível prever a capacidade de carga para qualquer resistência de alvenaria e qualquer espessura de EDCC.

Além dos modelos realizados para alvenaria com blocos de 28 MPa, também foram realizados modelos de resistência à compressão com blocos de 14 e 8 MPa. Deve-se notar que, de acordo com a NBR 16868-1 (ABNT, 2020), é necessário ajustar a resistência à compressão da argamassa para condizer com as resistências à compressão dos blocos. Para um bloco de 14 MPa, a argamassa utilizada deve ser a de 12 MPa; e para um bloco de 8 MPa, deve-se utilizar uma argamassa com 6 MPa. Portanto, para a correta modelagem das paredinhas à compressão, deve-se ajustar os parâmetros de elasticidade e comportamento à compressão e tração inelásticas para simular as resistências e módulos de elasticidade corretamente. Na Tabela 36 estão dispostos os valores de elasticidade e CDP utilizados para os blocos e nas Tabelas 37 a 40 são apresentados os parâmetros de compressão e tração inelástica para os blocos e argamassas utilizados no estudo paramétrico, respectivamente. Os módulos de elasticidade dos blocos foram calculados de acordo com o módulo do bloco de 28 MPa, dividindo-se na metade para o bloco de 14 MPa, e dividindo-se por quatro para o bloco de 8 MPa.

**Tabela 36 – Parâmetros de elasticidade e CDP dos blocos de 14 e 8 MPa.**

Material	Elasticidade		Plasticidade				
	E (MPa)	$\nu$	$\Psi$	$\epsilon$	$f_{b0}/f_{c0}$	K	Visc.
Bloco 14	11200	0,19	32	0,1	1,16	0,6667	0,001
Bloco 8	5600	0,19	32	0,1	1,16	0,6667	0,001

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 37 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas do bloco de 14 MPa.**

Compressão			Tração		
$\sigma_c$	$\epsilon_{inel}$	$D_c$	$\sigma_t$	$\epsilon_{inel}$	$D_t$
14	0	0	0,8201	0	0
0	0,004	0,99	0,7551	4,00E-05	0,0792
			0,6779	9,00E-05	0,1733
			0,6146	0,00013	0,2504
			0,5639	0,00017	0,3123

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 38 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas do bloco de 8 MPa.**

Compressão			Tração		
$\sigma_c$	$\epsilon_{inel}$	$D_c$	$\sigma_t$	$\epsilon_{inel}$	$D_t$
8	0	0	0,41	0	0
0	0,004	0,99	0,4014	4,00E-05	0,021
			0,3896	8,00E-05	0,0497
			0,3784	0,00012	0,077
			0,3683	0,00015	0,1018

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 39 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas da argamassa de 12 MPa (para alvenaria com bloco de 14 MPa).**

Compressão			Tração		
$\sigma_c$	$\epsilon_{inel}$	$D_c$	$\sigma_t$	$\epsilon_{inel}$	$D_t$
4,8115	0	0	1,2007	0	0
10,4273	0,003	0	1,0141	0,00039	0,1549
11,7502	0,0052	0	0,829	0,00078	0,3092
12,1680	0,0079	0	0,7003	0,00115	0,4164
8,1680	0,0168	0,3333	0,6093	0,00149	0,4923
4,9344	0,0252	0,6	0,5419	0,00183	0,5484
3,3568	0,0328	0,7297	0,4902	0,00215	0,5915
0	0,0411	0,99	0,449	0,00247	0,6258
			0,4155	0,00279	0,6538
			0,3875	0,0031	0,6771
			0,3638	0,00341	0,6968

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 40 – Comportamentos à compressão e à tração inelásticas da argamassa de 6 MPa (para alvenaria com bloco de 8 MPa).**

Compressão			Tração		
$\sigma_c$	$\epsilon_{inel}$	$D_c$	$\sigma_t$	$\epsilon_{inel}$	$D_t$
2,4029	0	0	0,6002	0	0
6,6111	0,0043	0	0,5738	0,00016	0,0436
6,3998	0,0076	0	0,5397	0,00033	0,1004
6,0840	0,0109	0	0,5093	0,0005	0,1512
4,0840	0,0188	0,3333	0,483	0,00066	0,195
2,4672	0,0264	0,6	0,4603	0,00082	0,2328
1,6784	0,0336	0,7297	0,4406	0,00098	0,2657
0	0,0411	0,99	0,4231	0,00114	0,2948
			0,4076	0,0013	0,3207
			0,3936	0,00145	0,3439
			0,381	0,00161	0,365

Fonte: AUTOR, 2021.

Após o processamento dos modelos, foi feita uma análise em relação aos resultados obtidos pelo programa e qual deveria ser a capacidade de carga de acordo com formulação, e verificar a possibilidade de prever a carga das paredinhas revestidas através desta formulação. A capacidade de carga das paredinhas revestidas pode ser dada pela Equação 38, sendo a soma das parcelas de carga da alvenaria e do EDCC. As parcelas são dadas pela tensão de ruptura multiplicada pela área superior de cada material, como mostram as Equações 39 e 40. A tensão de ruptura da alvenaria e as áreas de compressão de cada material são conhecidas, e com isso é possível prever a tensão de ruptura do EDCC,



multiplicando-se a tensão de ruptura da alvenaria por um fator  $n$  (Equação 41), que é a razão entre o módulo de elasticidade do EDCC e o módulo de elasticidade da alvenaria (Equação 42). O módulo de elasticidade da alvenaria vai depender da resistência da mesma, podendo ser calculada de acordo com as diretrizes da norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020), a partir da Equação 43. Estimando a tensão de ruptura do EDCC, é possível então calcular qual deve ser a capacidade de carga do revestimento, e conseqüentemente a capacidade de carga do conjunto de alvenaria revestida. Deve-se atentar aos limites de tensão (apresentados nas Equações 44 e 45), pois: a tensão de ruptura da alvenaria não pode ser superior à resistência à compressão da paredinha; a tensão de ruptura do EDCC não pode ser superior à resistência à compressão da paredinha multiplicado ao fator  $n$ ; e nenhuma das duas tensões de ruptura deve ser superior à resistência à compressão do EDCC ( $f_{EDCC} = 50$  MPa). Esta última imposição dificilmente será alcançada, pois como observado nos ensaios experimentais e nos modelos numéricos preliminares, a ruptura se dá primeiramente na alvenaria, que conseqüentemente leva à degradação no EDCC.

$$P = P_A + P_{EDCC} \quad \text{Eq. 38}$$

$$P_A = \sigma_A \cdot A_{ef} \quad \text{Eq. 39}$$

$$P_{EDCC} = \sigma_{EDCC} \cdot A_{EDCC} \quad \text{Eq. 40}$$

$$\sigma_{EDCC} = n \cdot \sigma_A \quad \text{Eq. 41}$$

$$n = \frac{E_{EDCC}}{E_A} \quad \text{Eq. 42}$$

$$E_A = 800 \cdot f_{pk} \quad \text{Eq. 43}$$

$$\sigma_A \leq \begin{cases} f_{pp} \\ f_{EDCC} \end{cases} \quad \text{Eq. 44}$$

$$\sigma_{EDCC} \leq \begin{cases} n \cdot f_{pp} \\ f_{EDCC} \end{cases} \quad \text{Eq. 45}$$

Onde:

- $P$  = Capacidade de carga da paredinha revestida;
- $P_A$  = Capacidade de carga da alvenaria;
- $P_{EDCC}$  = Capacidade de carga do EDCC;
- $\sigma_A$  = Tensão de ruptura da alvenaria;
- $\sigma_{EDCC}$  = Tensão de ruptura do EDCC;
- $A_{ef}$  = Área efetiva da alvenaria;
- $A_{EDCC}$  = Área do EDCC;
- $E_A$  = Módulo de elasticidade da alvenaria;

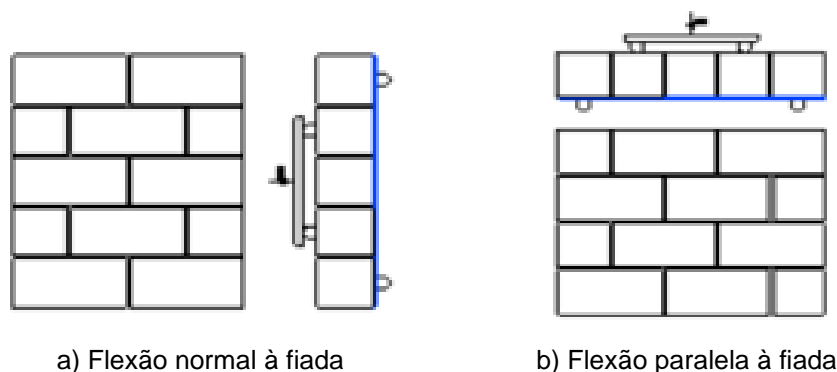
- $E_{EDCC}$  = Módulo de elasticidade do EDCC;
- $f_{pk}$  = Resistência à compressão do prisma de alvenaria;
- $f_{pp}$  = Resistência à compressão da paredinha de alvenaria;
- $f_{EDCC}$  = Resistência à compressão do EDCC.

Com as capacidades de carga das paredinhas revestidas estimadas através da formulação apresentada, estas são comparadas com as capacidades de carga resultantes dos modelos numéricos para alvenaria de blocos com resistência de 8, 14 e 28 MPa. Caso os resultados sejam condizentes entre si, é possível afirmar que a formulação apresentada pode ser utilizada para prever a capacidade de carga das paredinhas revestidas com EDCC, para qualquer resistência de bloco e qualquer espessura de EDCC. Na seção 7.5.1 são apresentadas as discussões relacionadas à análise paramétrica.

## 6.6 RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS PAREDINHAS

Os modelos de ensaios à flexão das paredinhas de alvenaria revestidas foram realizados de acordo com a análise realizada na seção 5.6. As paredinhas submetidas à flexão normal à fiada são compostas por dois blocos de largura (790 mm) e cinco fiadas de altura (990 mm), assim como o ensaio de resistência à compressão (como mostra a Figura 108a); as paredinhas submetidas à flexão paralela à fiada também possuem medidas de 790 x 990 mm, porém são compostas por dois blocos e meio de largura e quatro fiadas de altura (como mostra a Figura 108b). Para cada direção de flexão foram aplicadas camadas de 5 e 10 mm de EDCC.

**Figura 108 – Esquema dos ensaios de flexão das paredinhas.**

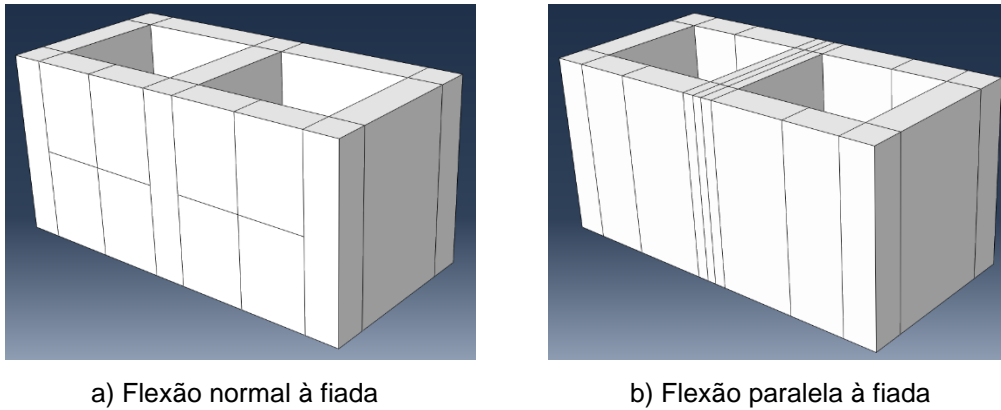


Fonte: PARSEKIAN; SHRIVE, 2019.

Para confecção das paredinhas no ABAQUS (2017), tanto para flexão normal quanto paralela à fiada, foram consideradas cinco partes 3D deformáveis: bloco de concreto 39x19x19 cm (Figura 109); meio bloco de concreto 19x19x19 cm (Figura 110); faixas de

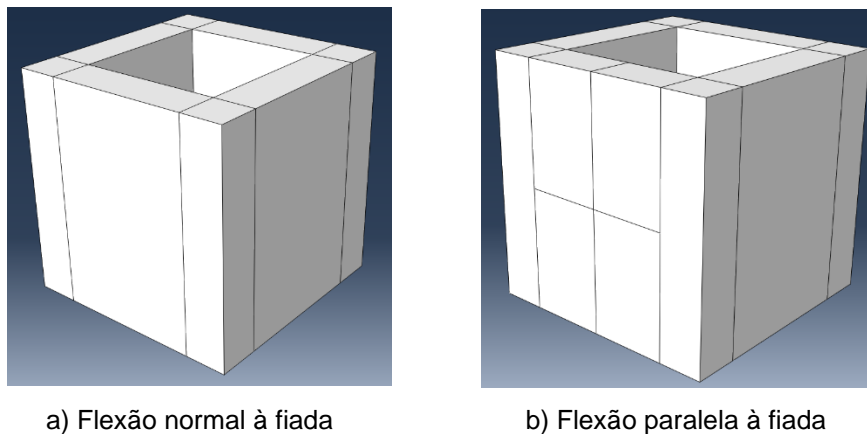
argamassa (Figura 111); e duas partes para o EDCC, considerando espessura de 5 e 10 mm (Figura 112). Como no ensaio de resistência à compressão, foram criadas partições para melhor acomodação das malhas, sem distorção dos elementos 3D. Além disso, para cada tipo de ensaio, foram criadas partições nas faces frontais dos blocos e EDCC para localização dos pontos de medição de deslocamento e deformação, visando simular o posicionamento correto dos LVDTs, como mostrado nas Figuras 61 e 62. Na Figura 112 é possível observar que a camada de EDCC modelada serve para as duas direções de flexão, tendo as mesmas medidas e partições, porém posicionadas corretamente para cobrir a superfície da paredinha na direção analisada.

**Figura 109 – Blocos modelados no ABAQUS para flexão com partições.**



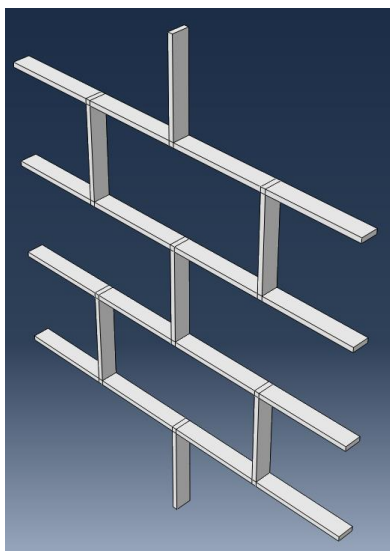
Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 110 – Meio blocos modelados no ABAQUS para flexão com partições.**

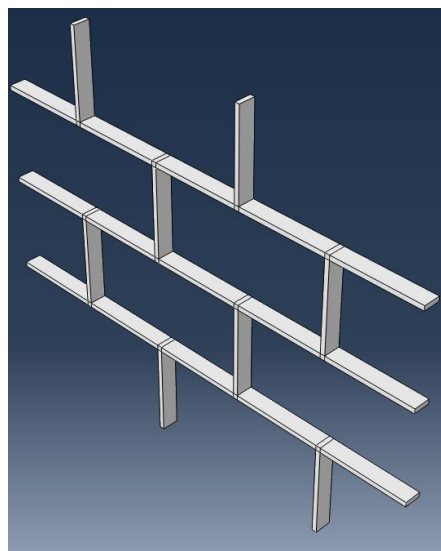


Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 111 – Faixas de argamassa modeladas no ABAQUS para flexão com partições.**



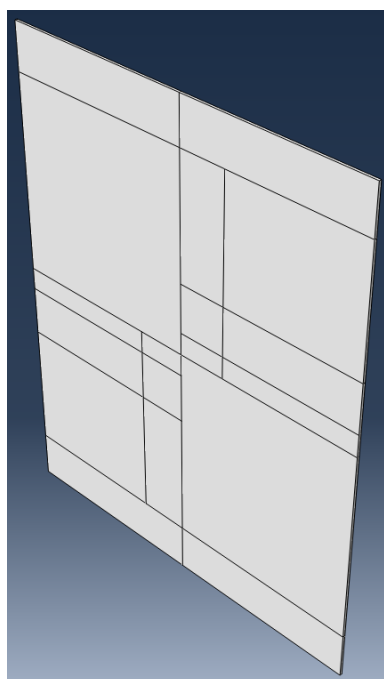
a) Flexão normal à fiada



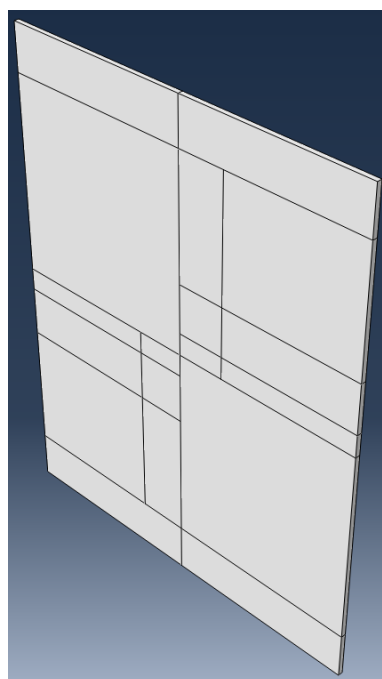
b) Flexão paralela à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 112 – EDCC modelado no ABAQUS para flexão com partições.**



a) 5 mm



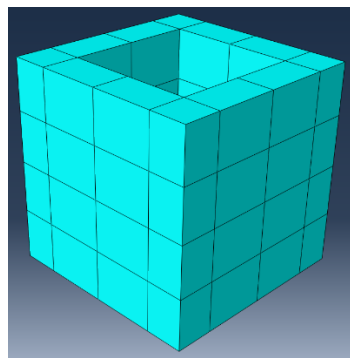
b) 10 mm

Fonte: AUTOR, 2021.

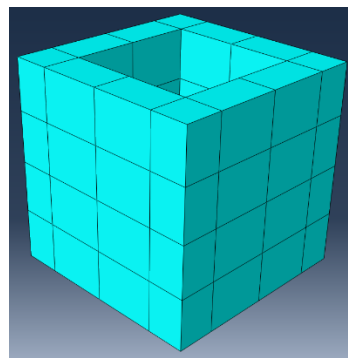
Para todas as partes dos modelos, o tipo de elemento escolhido para a malha foi definido como sendo C3D20 (elemento sólido com 20 nós, função de forma quadrática e integração completa). Esse tipo de elemento foi escolhido para compensar a malha de 5x5x5 cm utilizada para os ensaios de flexão. Os modelos de ensaio de flexão levam muito mais

tempo para processamento do que os modelos de compressão, devido ao ensaio ser mais sensível. Então, pela malha não ser tão refinada, foi escolhido o elemento C3D20, para obter maior precisão dos resultados. Nas Figuras 113 a 116, os layouts de malha são mostrados para as partes utilizadas para confecção das paredinhas submetidas à flexão normal e paralela à fiada: meio blocos, blocos, faixas de argamassa e EDCC, respectivamente. Como visto, as malhas foram criadas nas partes, sendo dependentes, isso significa que no momento de confeccionar as paredinhas, cada parte já vai estar com sua malha definida. É possível notar que a malha do meio bloco para as duas direções é idêntica, como visto na Figura 113.

**Figura 113 – Meio blocos para flexão com malha.**



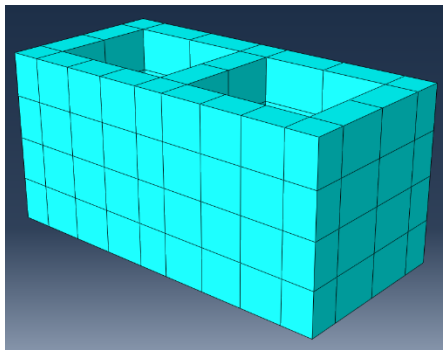
a) Flexão normal à fiada



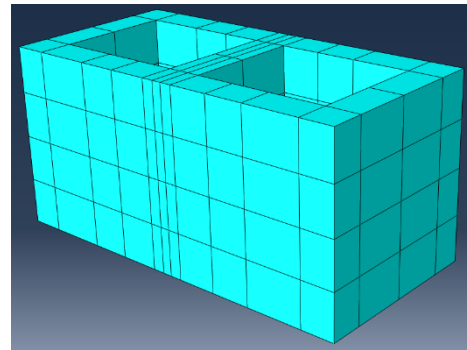
b) Flexão paralela à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 114 – Blocos para flexão com malhas.**



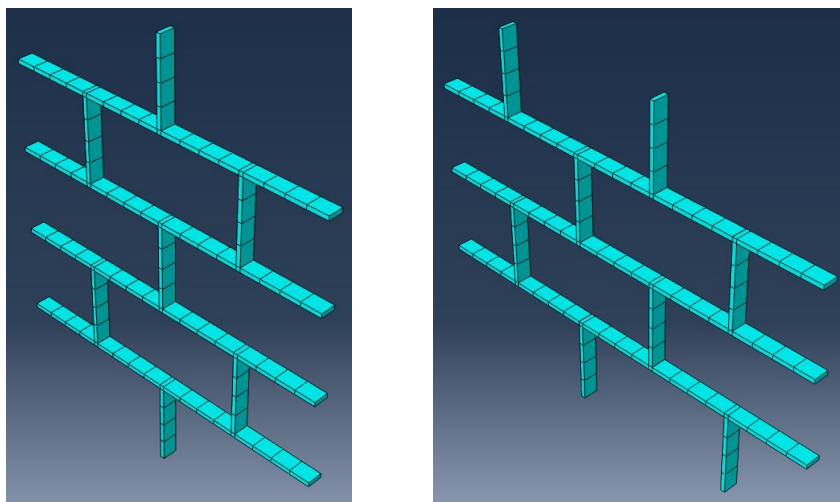
a) Flexão normal à fiada



b) Flexão paralela à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 115 – Faixas de argamassa para flexão com malhas.**

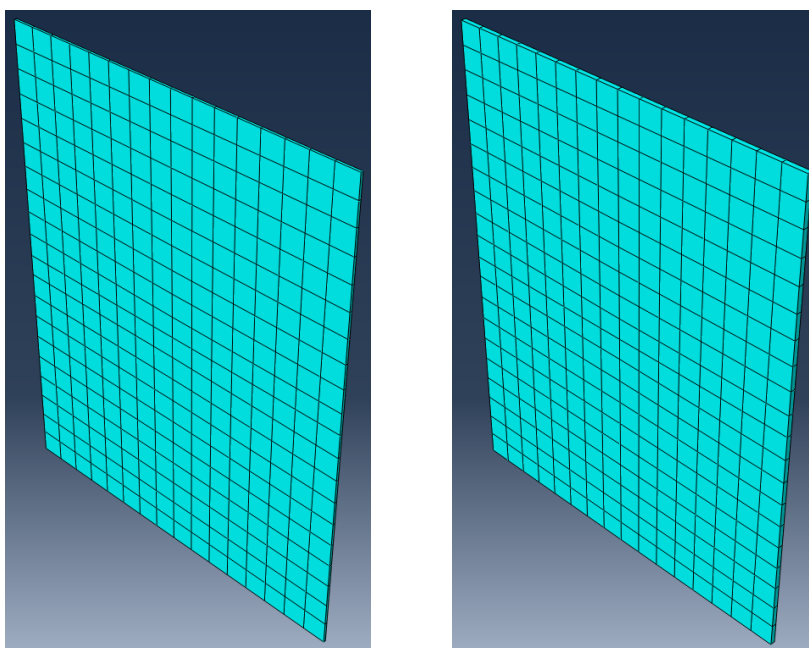


a) Flexão normal à fiada

b) Flexão paralela à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 116 – EDCC modelado para flexão com malhas.**



a) 5 mm

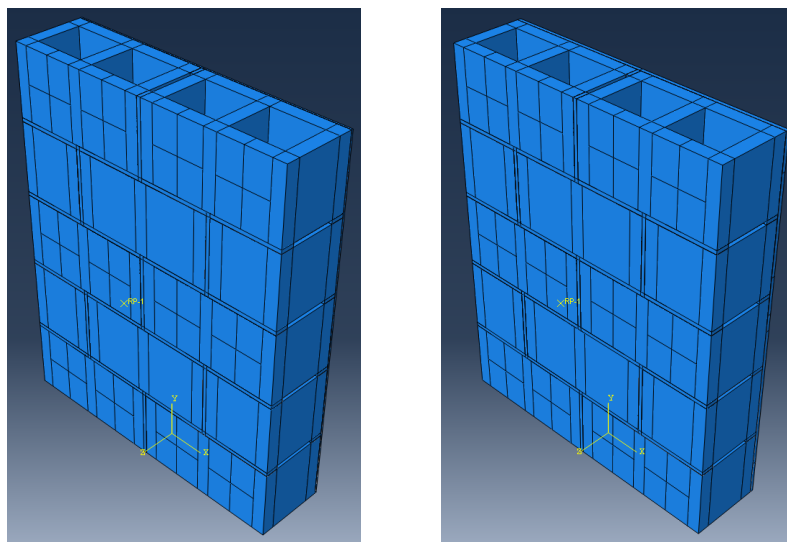
b) 10 mm

Fonte: AUTOR, 2021.

Os parâmetros de materiais e interfaces para confecção das paredinhas submetidas à flexão são os mesmos utilizados para os modelos de compressão, sendo que os parâmetros de materiais estão explicitados nas seções 6.1 a 6.4. Então, o próximo passo é construir as paredinhas no programa, conectando todas as partes corretamente. Nas Figuras 117 e 118 estão dispostos os modelos das paredinhas que foram submetidas à flexão, normal e paralela à fiada, respectivamente, para 5 e 10 mm revestimento de EDCC. Nas Figuras 119 e 120

estão dispostas as pardinhas com as malhas de 5x5x5 cm, também para as duas direções de flexão.

**Figura 117 – Pardinhas modeladas no ABAQUS com partições para ensaio de flexão normal à fiada.**

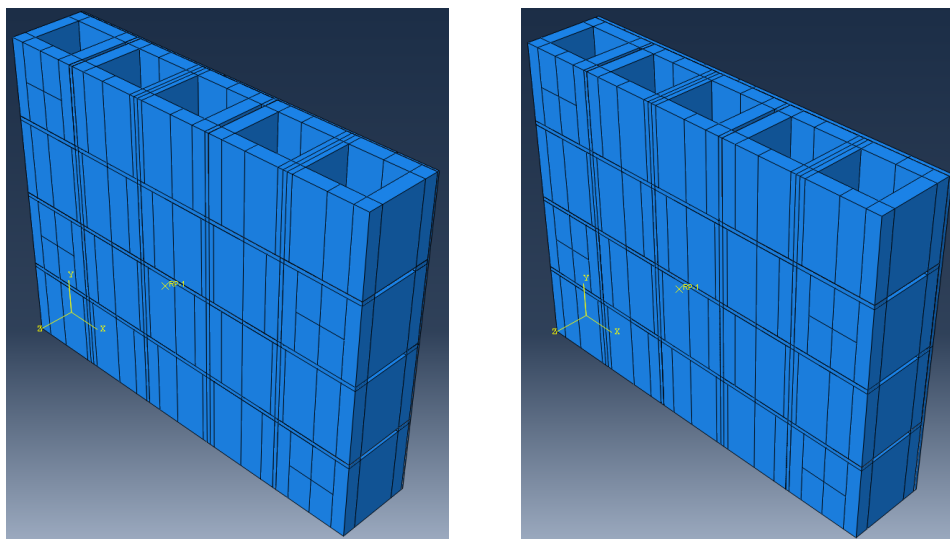


a) 5 mm

b) 10 mm

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 118 – Pardinhas modeladas no ABAQUS com partições para ensaio de flexão paralela à fiada.**

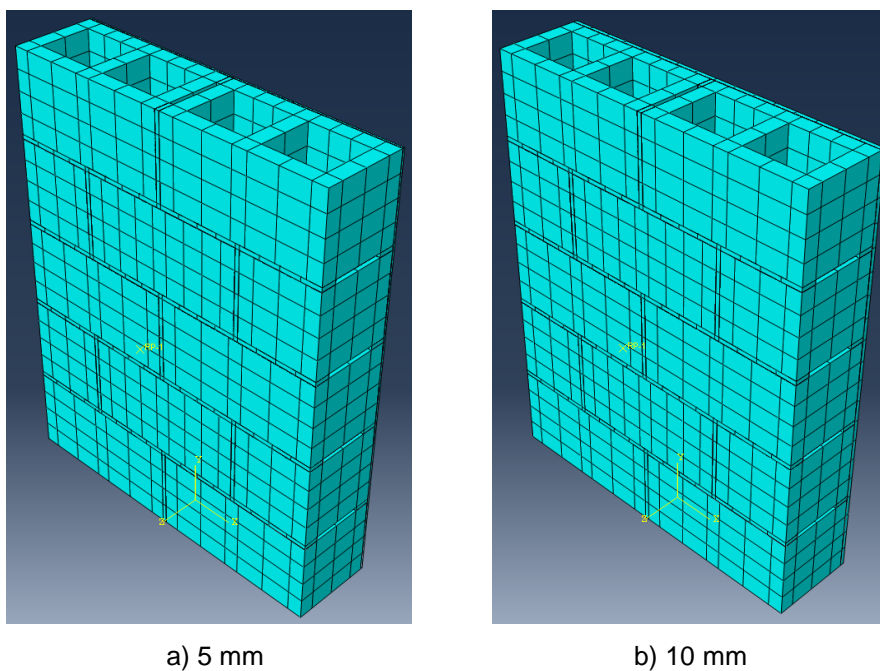


a) 5 mm

b) 10 mm

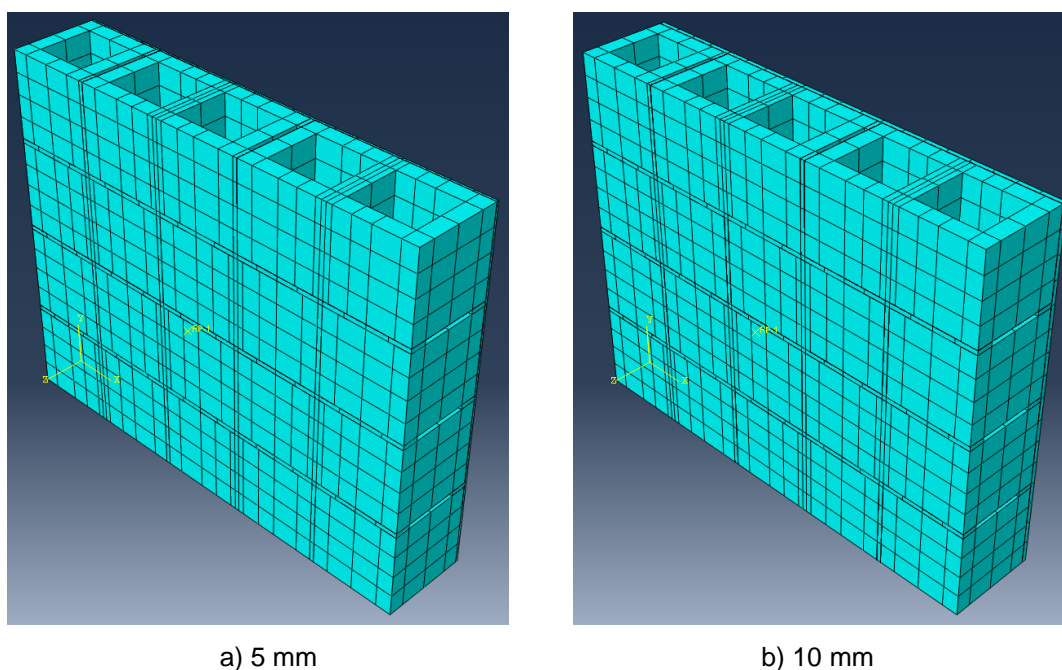
Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 119 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com malhas para ensaio de flexão normal à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 120 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com malhas para ensaio de flexão paralela à fiada.**



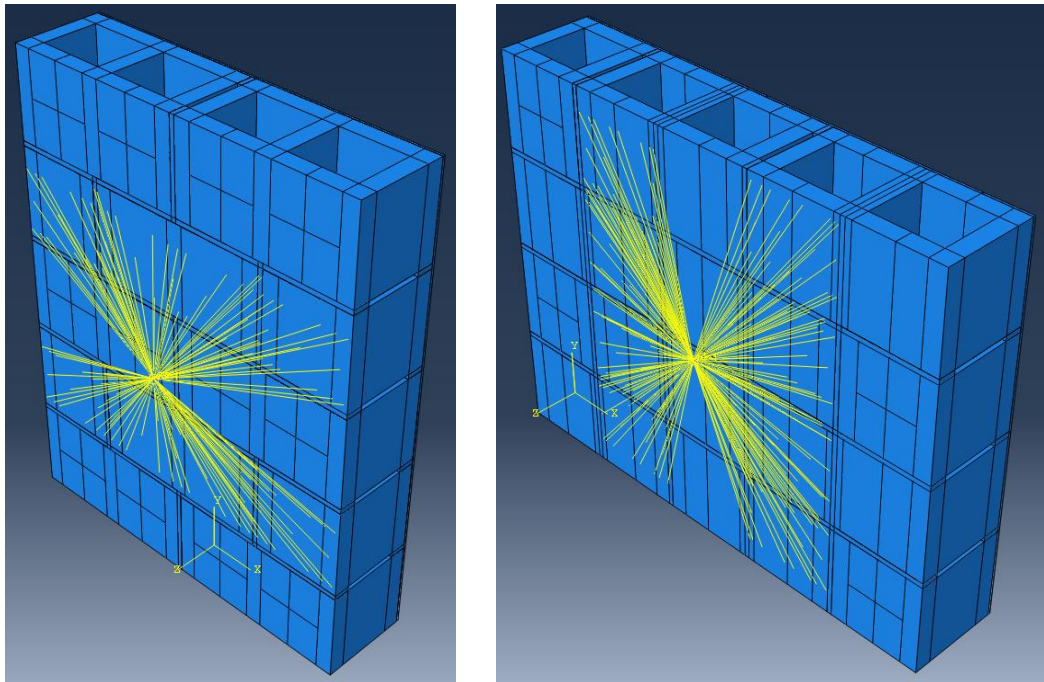
Fonte: AUTOR, 2021.

As condições de contorno para o modelo em questão foram ajustadas de acordo com o realizado nos ensaios experimentais. Para o deslocamento do ensaio, primeiramente, foi criado um ponto de referência conectado à estrutura, simulando a cabeça da máquina de



ensaio. As conexões entre o ponto e a estrutura foi realizada através da ferramenta *Constraint>Coupling*, e são apresentadas na Figura 121. Em seguida aplicou-se o deslocamento na direção Z no ponto de referência. Na base das paredinhas foram aplicadas condições de contorno de acordo com a Figura 122, travando-se os deslocamentos em X e Z (flexão normal) e Y e Z (flexão paralela) onde se localizam os apoios da estrutura; além disso, foi criado um travamento simétrico localizado no centro da estrutura, na direção Y (flexão normal) e X (flexão paralela), para que a paredinha não fique solta nesta direção. Por último, definiu-se os pontos de medição de deslocamento e deformação da estrutura, sendo o deslocamento total medido no centro da face inferior da paredinha, com LVDTs localizados sobre os apoios, e a deformação medida nos pontos mostrados na Figura 123, como realizado nos ensaios experimentais.

**Figura 121 – Disposição dos *constraints* nas paredinhas para ensaio de flexão.**

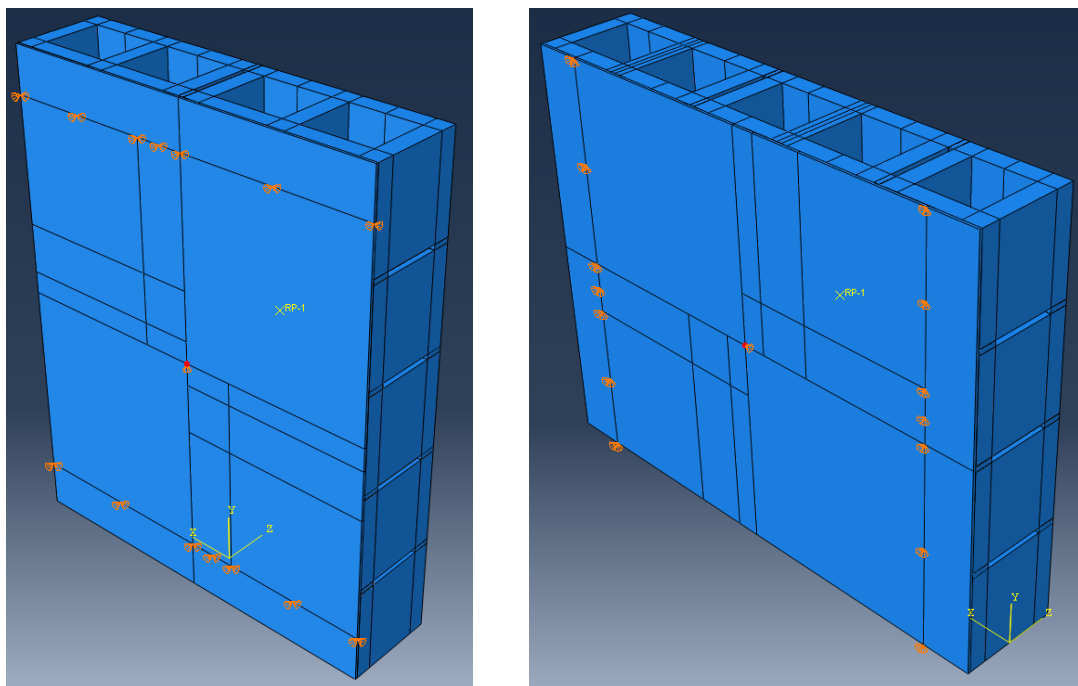


a) Flexão normal à fiada

b) Flexão paralela à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 122 – Disposição das condições de contorno nas paredes para ensaio de flexão.**

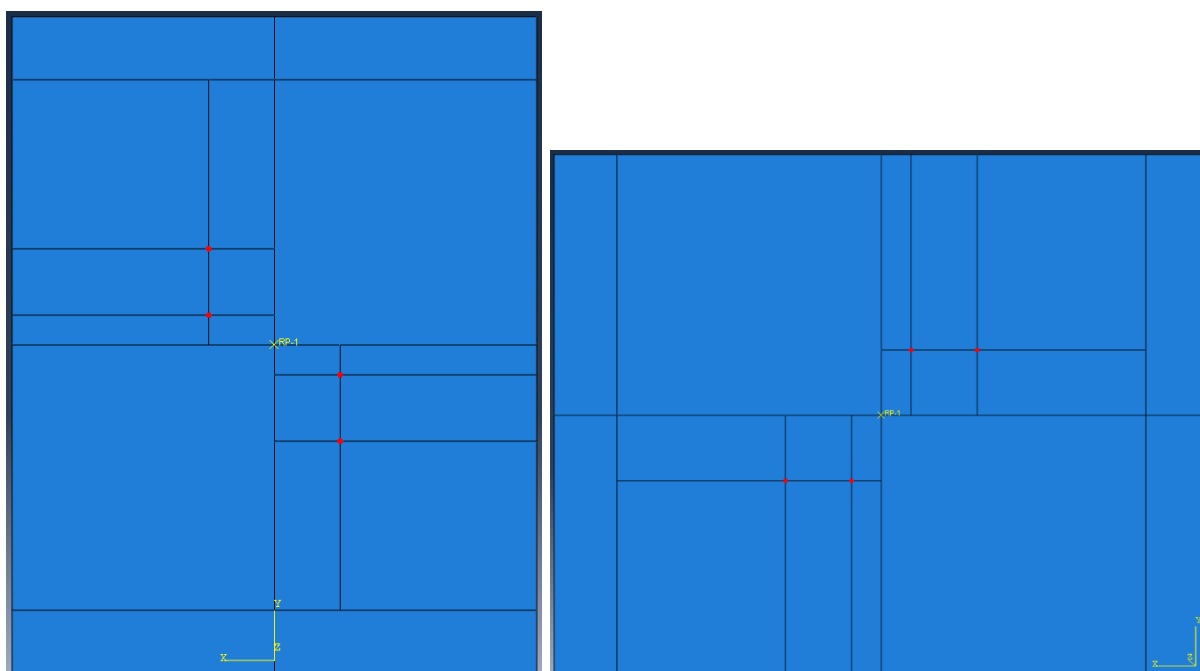


a) Flexão normal à fiada

b) Flexão paralela à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 123 – Localização dos pontos de medição de deformação das paredes submetidas à flexão.**



a) Flexão normal à fiada

b) Flexão paralela à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

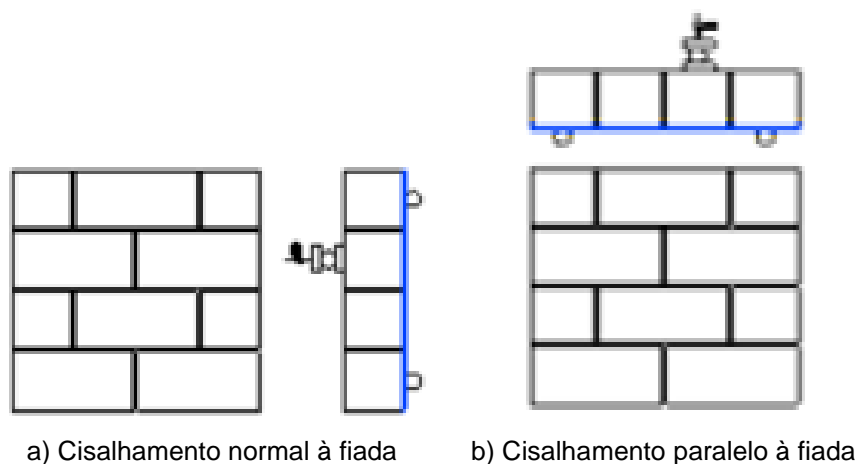
Após alguns testes, verificou-se que o processamento dos resultados não estava convergindo. Então, como proposto por Song *et al.* (2013), através da ferramenta *Step* foi inserido um *damping factor* (ou fator de amortecimento) de 0,0002, para ajudar na convergência dos resultados. De acordo com os autores, é possível ter uma boa taxa de convergência dos resultados, com boa precisão, com valores de até 0,02 de *damping factor*.

Com todos os parâmetros devidamente definidos, é então possível realizar o processamento das estruturas modeladas no ABAQUS (2017). A validação dos modelos ocorre através do comparativo entre curvas força vs deslocamento e tensão vs deformação (LVDTs de deformação apresentados na Figura 123) dos ensaios experimentais e numéricos, além da comparação visual entre os modos de ruptura dos ensaios.

## 6.7 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS PAREDINHAS

Os modelos de ensaios ao cisalhamento das paredinhas de alvenaria revestidas foram realizados de acordo com a análise realizada na seção 5.7. As paredinhas submetidas ao cisalhamento normal à fiada são compostas por dois blocos de largura (790 mm) e quatro fiadas de altura (790 mm), como mostra a Figura 124a; as paredinhas submetidas ao cisalhamento paralelo à fiada também possuem medidas de 790 x 790 mm, com a mesma disposição dos blocos, porém diferenciando a direção do cisalhamento, como visto na Figura 124b. Para cada direção foram aplicadas camadas de 5 e 10 mm de EDCC.

**Figura 124 – Esquema dos ensaios de cisalhamento das paredinhas.**

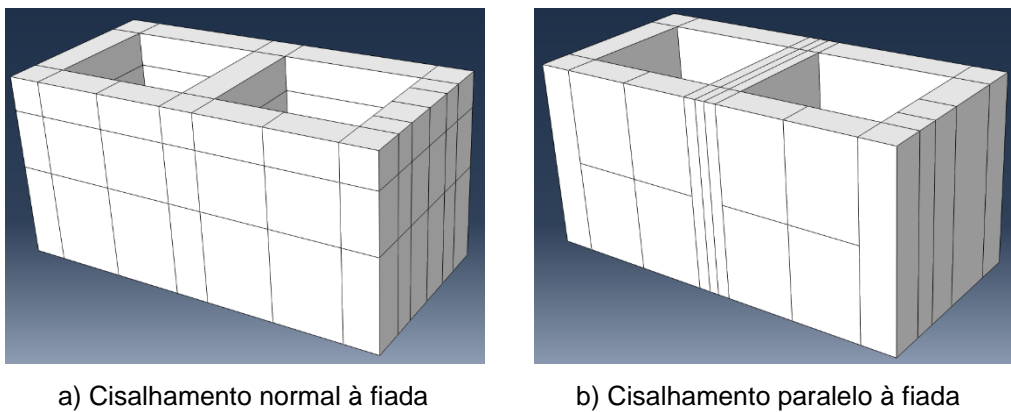


Fonte: PARSEKIAN; SHRIVE, 2019.

Para confecção das paredinhas no ABAQUS (2017), tanto para cisalhamento normal quanto paralelo à fiada, também foram consideradas cinco partes 3D deformáveis, como nos ensaios de resistência à flexão: bloco de concreto 39x19x19 cm (Figura 125); meio bloco de concreto 19x19x19 cm (Figura 126); faixa de argamassa (Figura 127); e duas partes para o

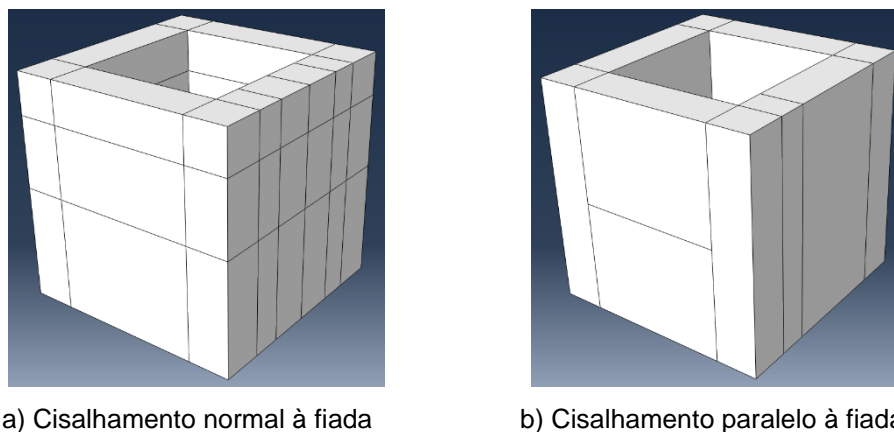
EDCC, considerando espessura de 5 e 10 mm (Figura 128). Como nos ensaios citados anteriormente, foram criadas partições para melhor acomodação das malhas, sem distorção dos elementos 3D. Além disso, para cada tipo de ensaio, foram criadas partições nas faces dos blocos e EDCC para localização dos pontos de medição de deslocamento e deformação, visando simular o posicionamento correto dos LVDTs, como mostrado nas Figuras 73 e 74. Na Figura 127 é possível observar que a mesma faixa de argamassa é utilizada para as duas direções, já que os corpos de prova são iguais para as direções; bem como a camada de EDCC modelada, apresentada na Figura 128, que serve para as duas direções de cisalhamento, tendo as mesmas medidas e partições, porém posicionadas corretamente para cobrir a superfície da paredinha na direção analisada.

**Figura 125 – Blocos modelados no ABAQUS para cisalhamento com partições.**



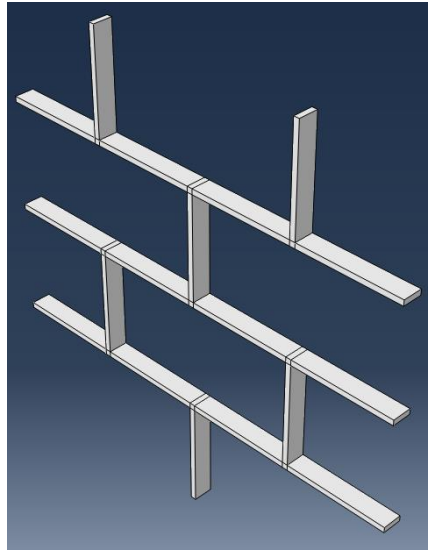
Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 126 – Meio blocos modelados no ABAQUS para cisalhamento com partições.**



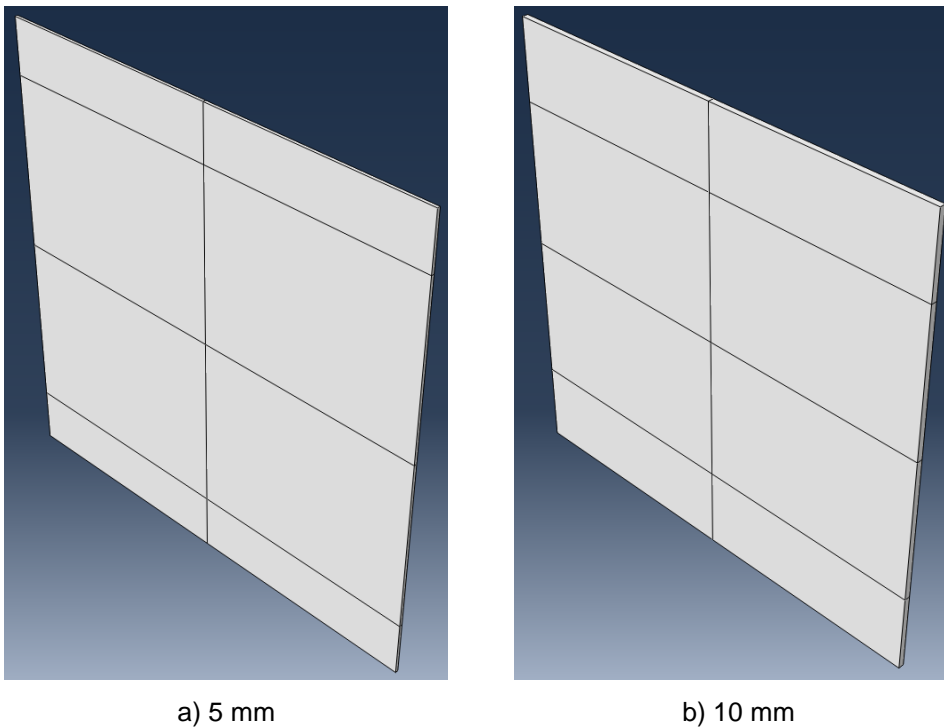
Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 127 – Faixa de argamassa modelada no ABAQUS para cisalhamento com partições.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 128 – EDCC modelado no ABAQUS para cisalhamento com partições.**

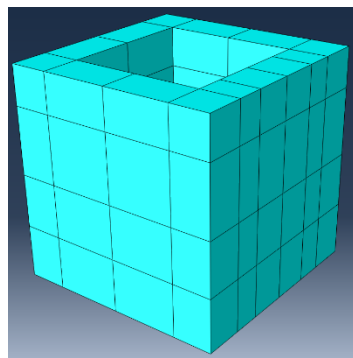


Fonte: AUTOR, 2021.

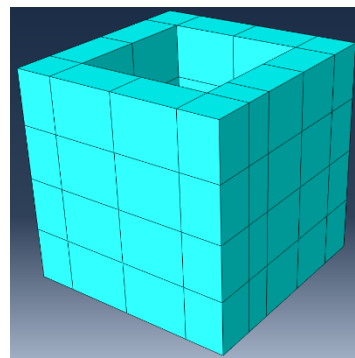
Para todas as partes dos modelos, o tipo de elemento escolhido para a malha foi definido como sendo C3D20 (elemento sólido com 20 nós, função de forma quadrática e integração completa). Esse tipo de elemento foi escolhido para compensar a malha de 5x5x5 cm utilizada para os ensaios de cisalhamento. Os modelos de ensaio de cisalhamento, bem como os ensaios de flexão, levam mais tempo para processamento do que os modelos de compressão, devido ao ensaio ser mais sensível. Então, pela malha não ser tão refinada, foi

escolhido o elemento C3D20, para obter maior precisão dos resultados. Nas Figuras 129 a 132, os layouts de malha são mostrados para as partes utilizadas para confecção das paredeiras submetidas ao cisalhamento normal e paralelo à fiada: meio blocos, blocos, faixa de argamassa e EDCC, respectivamente. Bem como os modelos apresentados anteriormente, as malhas foram criadas nas partes, sendo dependentes, isso significa que no momento de confeccionar as paredeiras, cada parte já vai estar com sua malha definida. É possível notar que a malha da faixa de argamassa para as duas direções é idêntica, como visto na Figura 131, pelo fato de os corpos de prova serem iguais para as duas direções.

**Figura 129 – Meio blocos para cisalhamento com malha.**



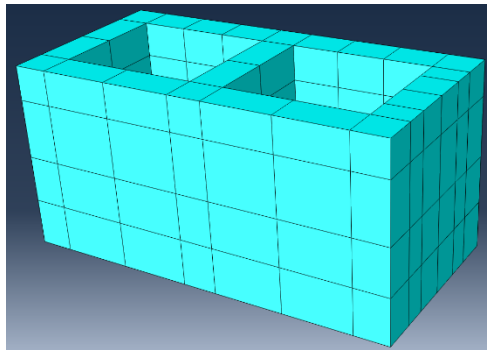
a) Cisalhamento normal à fiada



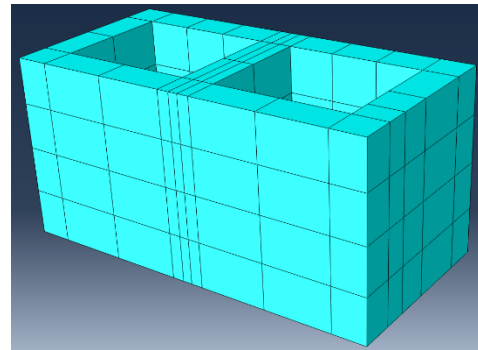
b) Cisalhamento paralelo à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 130 – Blocos para cisalhamento com malha.**



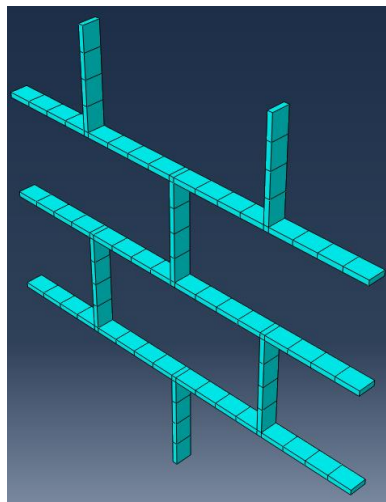
a) Cisalhamento normal à fiada



b) Cisalhamento paralelo à fiada

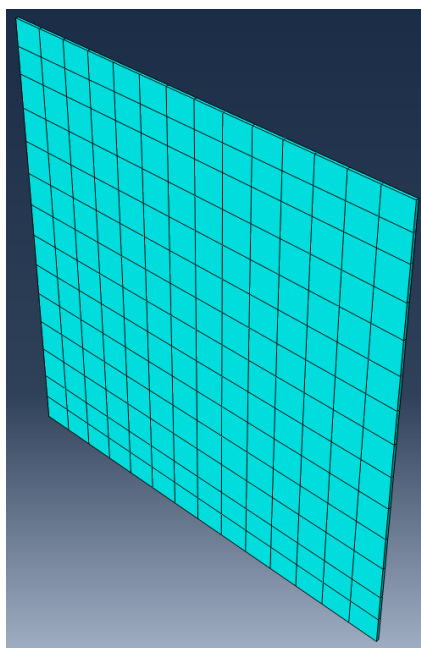
Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 131 – Argamassa para cisalhamento com malha.**

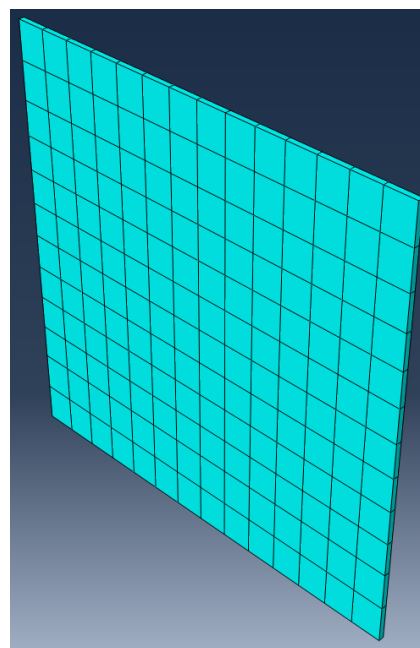


Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 132 – EDCC para cisalhamento com malha.**



a) Cisalhamento normal à fiada



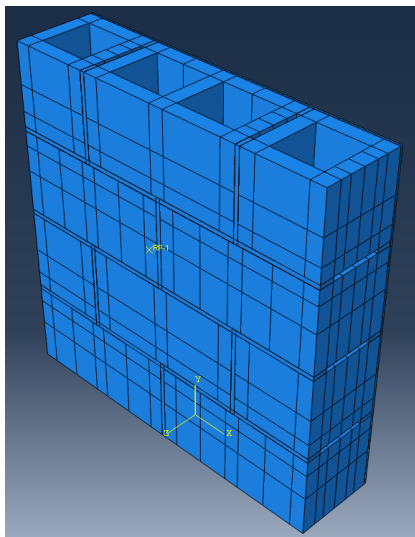
b) Cisalhamento paralelo à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

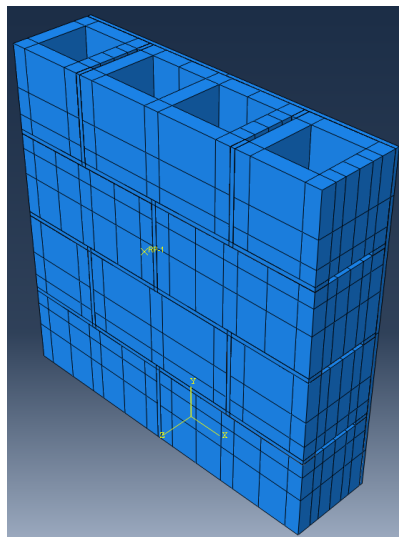
Os parâmetros de materiais e interfaces para confecção das paredinhas submetidas ao cisalhamento são os mesmos utilizados para os modelos de compressão e flexão, sendo que os parâmetros de materiais estão explicitados nas seções 6.1 a 6.4. Sendo assim, o próximo passo a ser realizado é a construção das paredinhas no ABAQUS (2017), conectando todas as partes corretamente. Nas Figuras 133 e 134 estão dispostos os modelos das paredinhas que foram submetidas ao cisalhamento, normal e paralelo à fiada, respectivamente, para 5 e 10 mm revestimento de EDCC. Nas Figuras 135 e 136 estão

dispostas as paredinhas com as malhas de 5x5 cm, também para as duas direções de cisalhamento.

**Figura 133 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com partições para ensaio de cisalhamento normal à fiada.**



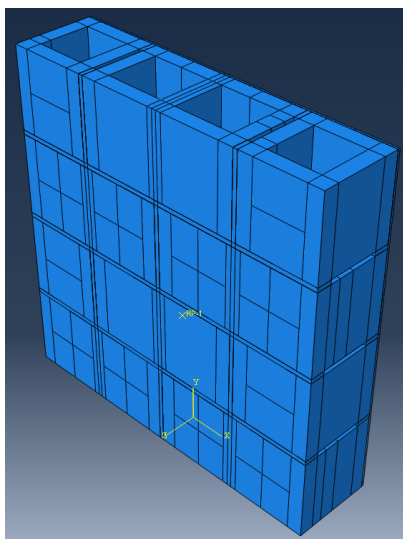
a) 5 mm



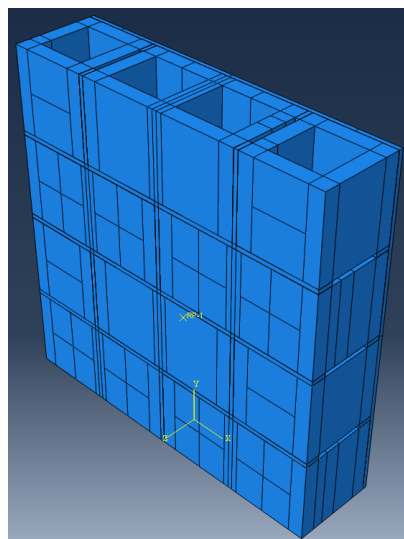
b) 10 mm

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 134 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com partições para ensaio de cisalhamento paralelo à fiada.**



a) 5 mm

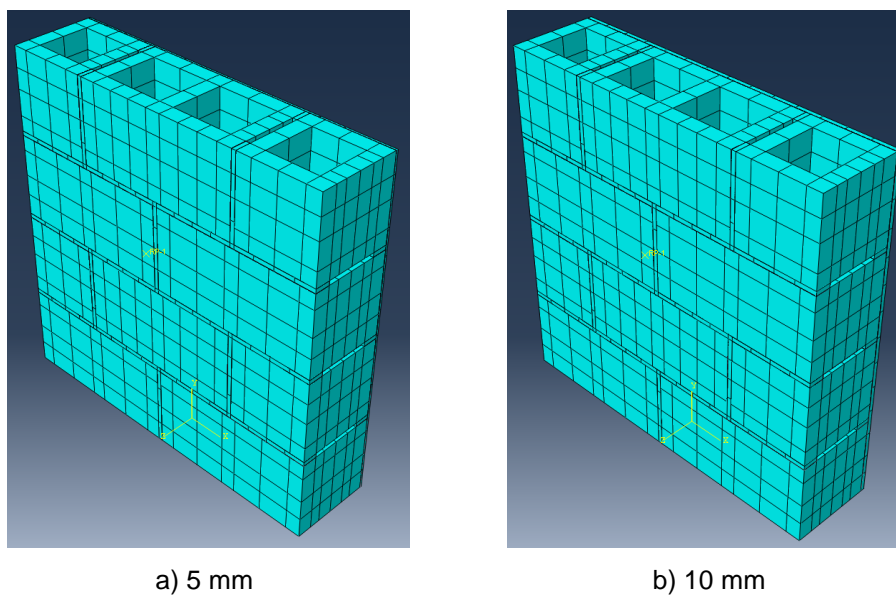


b) 10 mm

Fonte: AUTOR, 2021.

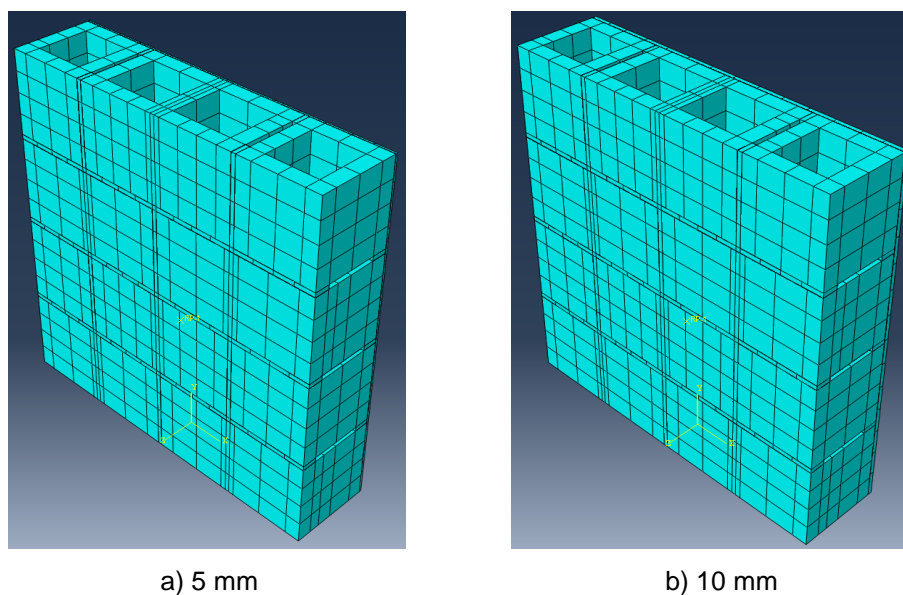


**Figura 135 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com malhas para ensaio de cisalhamento normal à fiada.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 136 – Paredinhas modeladas no ABAQUS com malhas para ensaio de cisalhamento paralelo à fiada.**

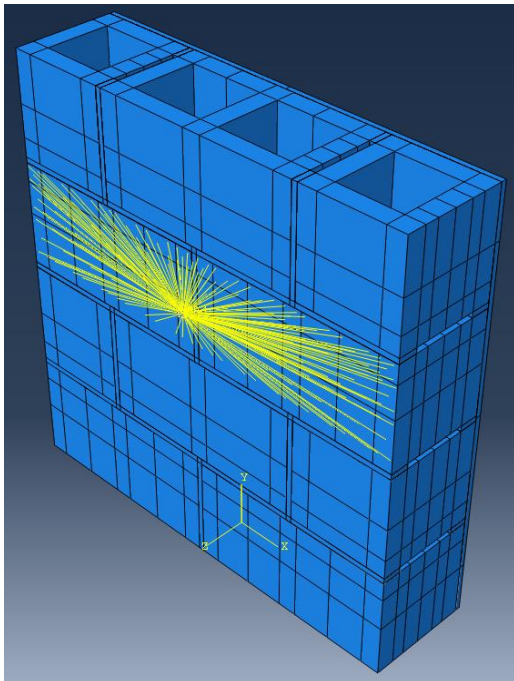


Fonte: AUTOR, 2021.

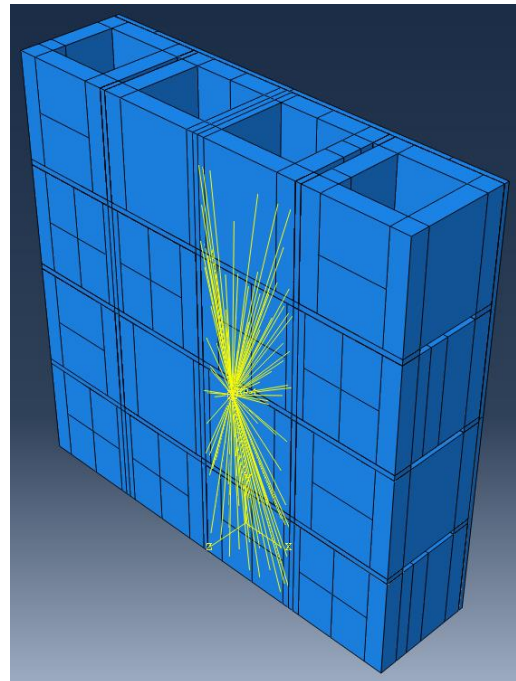
As condições de contorno para o modelo em questão foram ajustadas de acordo com o realizado nos ensaios experimentais. Para o deslocamento do ensaio de cisalhamento, bem como realizado com os ensaios à flexão, foi criado um ponto de referência conectado à estrutura, simulando a cabeça da máquina de ensaio. As conexões entre o ponto e a estrutura foi realizada através da ferramenta *Constraint>Coupling*, e são apresentadas na Figura 137. Em seguida aplicou-se o deslocamento na direção Z no ponto de referência. Na base das

paredinhas foram aplicadas condições de contorno de acordo com a Figura 138, travando-se os deslocamentos em X e Z (cisalhamento normal) e Y e Z (cisalhamento paralelo) onde se localizam os apoios da estrutura; além disso, foi criado um travamento simétrico localizado no centro da estrutura, na direção Y (cisalhamento normal) e X (cisalhamento paralelo), para que a paredinha não fique solta nesta direção. Por último, definiu-se os pontos de medição de deslocamento e deformação da estrutura, sendo o deslocamento total medido no centro da face inferior da paredinha, com LVDTs localizados sobre os apoios, e a deformação medida nos pontos mostrados na Figura 139, simulando os LVDTs posicionados à 45° na lateral da estrutura, como realizado nos ensaios experimentais.

**Figura 137 – Disposição dos *constraints* nas paredinhas para ensaio de cisalhamento.**



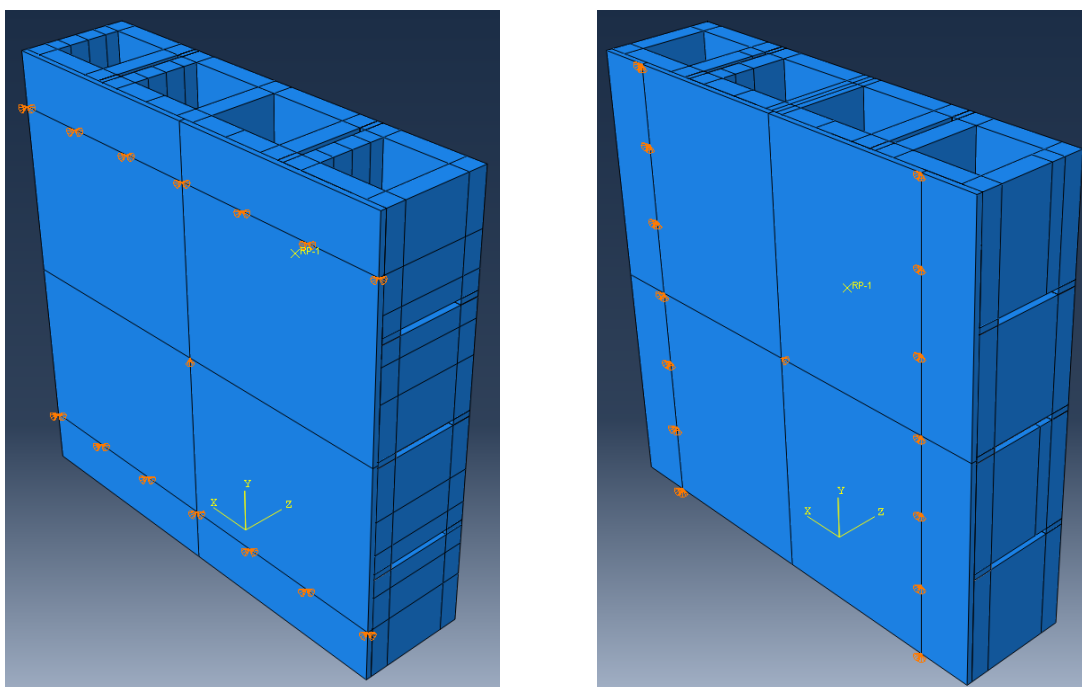
a) Cisalhamento normal à fiada



b) Cisalhamento paralelo à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 138 – Disposição das condições de contorno nas paredes para ensaio de cisalhamento.**

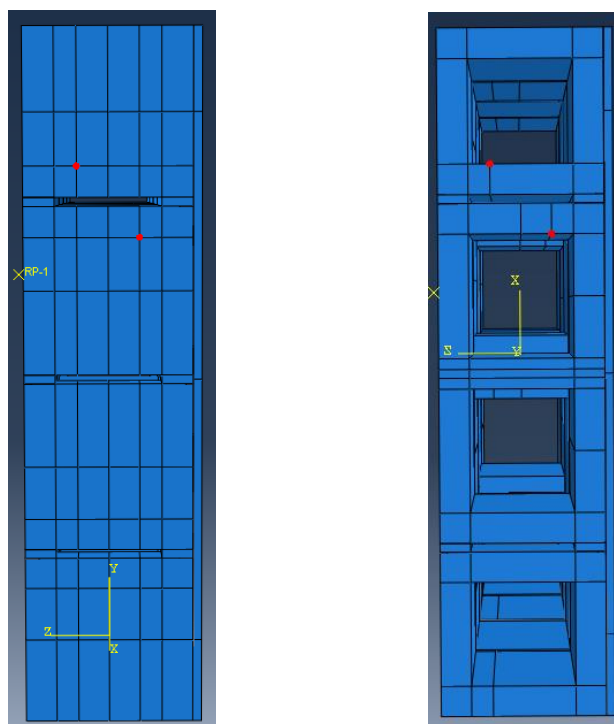


a) Cisalhamento normal à fiada

b) Cisalhamento paralelo à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 139 – Locação dos pontos de medição de deformação das paredes submetidas ao cisalhamento.**



a) Cisalhamento normal à fiada

b) Cisalhamento paralelo à fiada

Fonte: AUTOR, 2021.

Bem como os modelos de flexão das paredinhas, verificou-se que o processamento dos resultados dos modelos de cisalhamento não estava convergindo. Então, como proposto por Song *et al.* (2013), através da ferramenta *Step* também foi inserido um *damping factor* de 0,0002, para ajudar na convergência dos resultados.

Com todos os parâmetros devidamente definidos, é então possível realizar o processamento das estruturas modeladas no ABAQUS (2017). A validação dos modelos ocorre através do comparativo entre curvas força vs deslocamento e esforço cortante vs deformação (LVDTs de deformação apresentados na Figura 139) dos ensaios experimentais e numéricos, além da comparação visual entre os modos de ruptura dos ensaios.

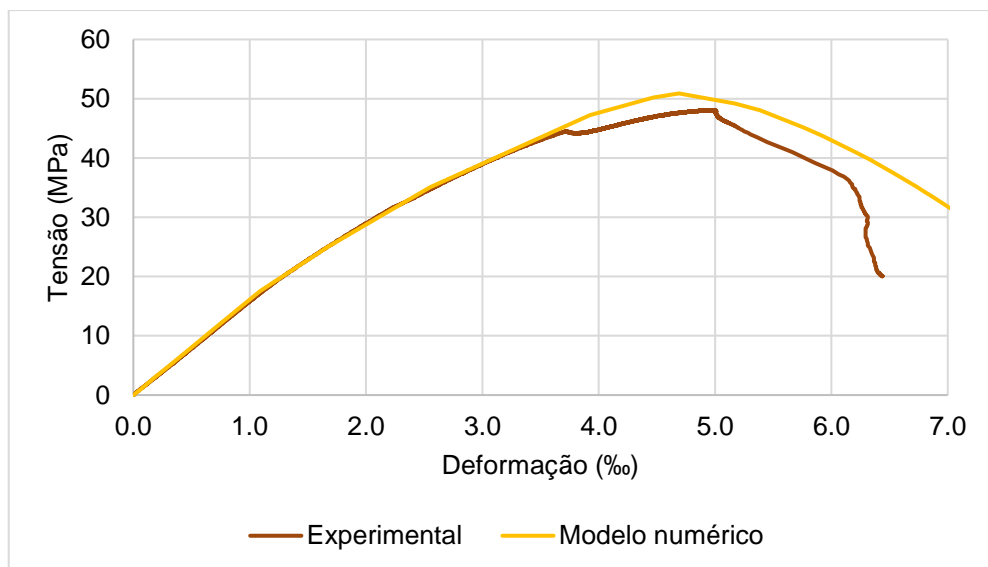
# 7. Validação dos Modelos Numéricos

A seguir serão apresentados os resultados dos modelos numéricos processados: bloco, argamassa, EDCC e pedrinhas submetidas à compressão com e sem revestimento de EDCC, além das discussões relacionadas a cada análise. Para cada modelo foi traçada uma curva tensão vs deformação preliminar, a fim de realizar uma primeira análise com os modelos numéricos, para saber se esses estão condizentes com os ensaios experimentais; posteriormente, nos casos em que houve necessidade, foram ajustados os parâmetros para correta simulação do comportamento dos ensaios experimentais.

## 7.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO EDCC

Os resultados preliminares do modelo do ensaio de resistência à compressão do EDCC foram satisfatórios, apresentando curva tensão vs deformação similar às curvas do ensaio experimental (apresentadas na seção 5.1), com baixas variações nos valores de tensão de ruptura e módulo de elasticidade. Na Figura 140 são apresentadas as curvas tensão vs deformação dos ensaios experimentais e do modelo numérico. Na Tabela 41 são apresentados os valores de tensão de ruptura e módulo de elasticidade, experimental e numérico, com seus respectivos erros.

**Figura 140 – Curvas tensão vs deformação dos ensaios experimentais e ensaio numérico de resistência à compressão do EDCC.**



Fonte: AUTOR, 2021.

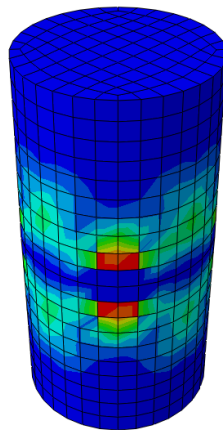
**Tabela 41 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do EDCC.**

EDCC	Tensão de ruptura (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
<b>Experimental</b>	48,40	16000
<b>Numérico</b>	50,89	16129
Erro	5,15%	0,81%

Fonte: AUTOR, 2021.

Para confecção da curva tensão vs deformação através do ABAQUS (2017) foram pegos os resultados de Força de Reação (RF) no ponto de referência criado no topo do corpo de prova e os resultados de Deslocamento (U) entre os dois pontos criados na face do corpo de prova (a fim de simular os sensores utilizados no ensaio experimental). A partir desses resultados, dividiu-se os valores de força pela área superior do corpo de prova e os deslocamentos pela distância inicial entre os dois pontos, tendo então os valores de tensão e deformação. Com isso, também foi possível definir a tensão máxima de ruptura do corpo de prova, além do módulo de elasticidade (calculado entre as tensões de 5 e 33% da tensão de ruptura).

Na Figura 141 são apresentadas as degradações relativas aos danos numérico e experimental, para fins comparativos. É possível observar que a maior concentração de degradação se localiza no centro do corpo de prova, tanto no modelo quanto no corpo de prova real, sendo que o corpo de prova tende a romper por tração logo acima e abaixo da linha central, devido ao esmagamento nessa região.

**Figura 141 – Comparação entre o dano experimental e o dano do modelo do EDCC.**

a) Dano do modelo



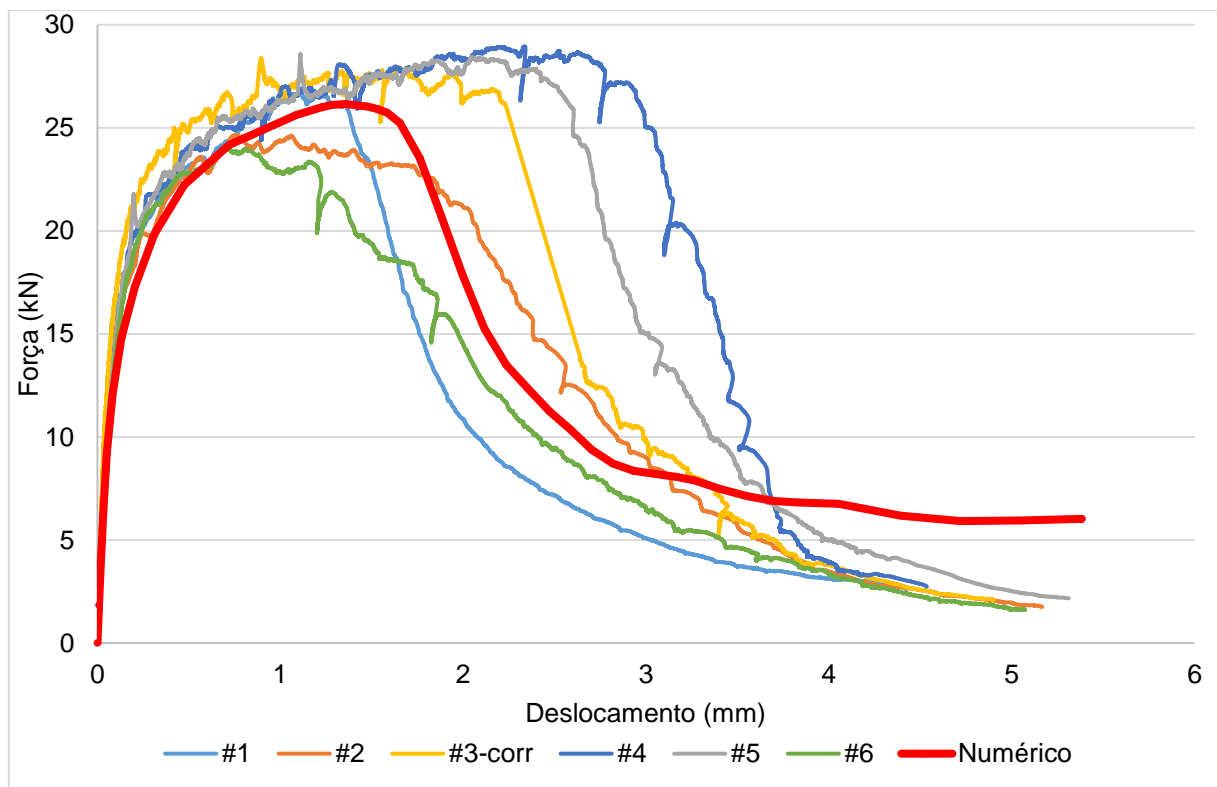
b) Dano experimental

Fonte: AUTOR, 2021.

## 7.2 RESISTÊNCIA À FLEXÃO DO EDCC

Com a análise numérica realizada no modelo de ensaio de resistência à flexão do EDCC, foi possível retornar resultados satisfatórios para a simulação do comportamento do EDCC sob esforços laterais. Na Figura 142 é apresentada a curva força vs deslocamento gerada pelo processamento do modelo, juntamente com as curvas dos ensaios experimentais de flexão, para fins comparativos. É possível notar que a curva força vs deslocamento do modelo é bem similar às curvas experimentais, confirmando que os parâmetros adotados para o comportamento à compressão e tração inelástica (apresentados nas seções 6.1 e 6.2) estão condizentes com o comportamento real do EDCC submetido à flexão.

**Figura 142 – Curvas força vs deslocamento dos ensaios experimentais e ensaio numérico de resistência à flexão do prisma de EDCC.**

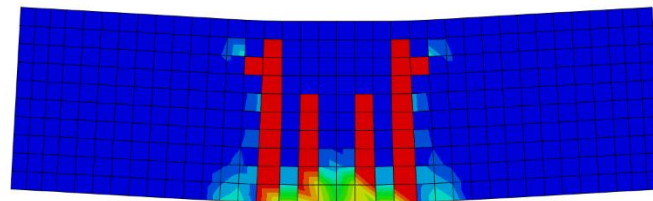


Fonte: AUTOR, 2021.

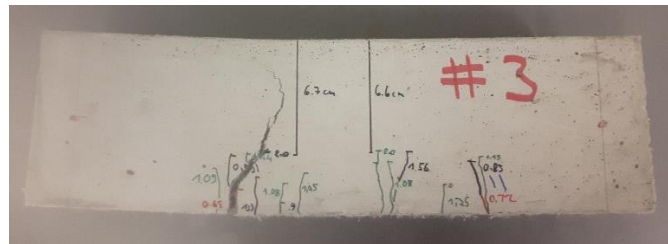
Na Figura 143 são apresentadas as degradações relativas à tração do prisma de EDCC, comparando-as com o ocorrido no ensaio experimental. Pode-se observar que o modo de ruptura do modelo foi similar ao ocorrido no ensaio experimental, com as tensões de tração concentradas na parte inferior central e fissuras verticais na lateral central do corpo de prova, tendo ruptura típica de uma viga de concreto submetida à flexão.



**Figura 143 – Comparação entre o dano experimental e o dano do modelo do prisma de EDCC.**



a) Dano numérico



b) Dano real

Fonte: AUTOR, 2021.

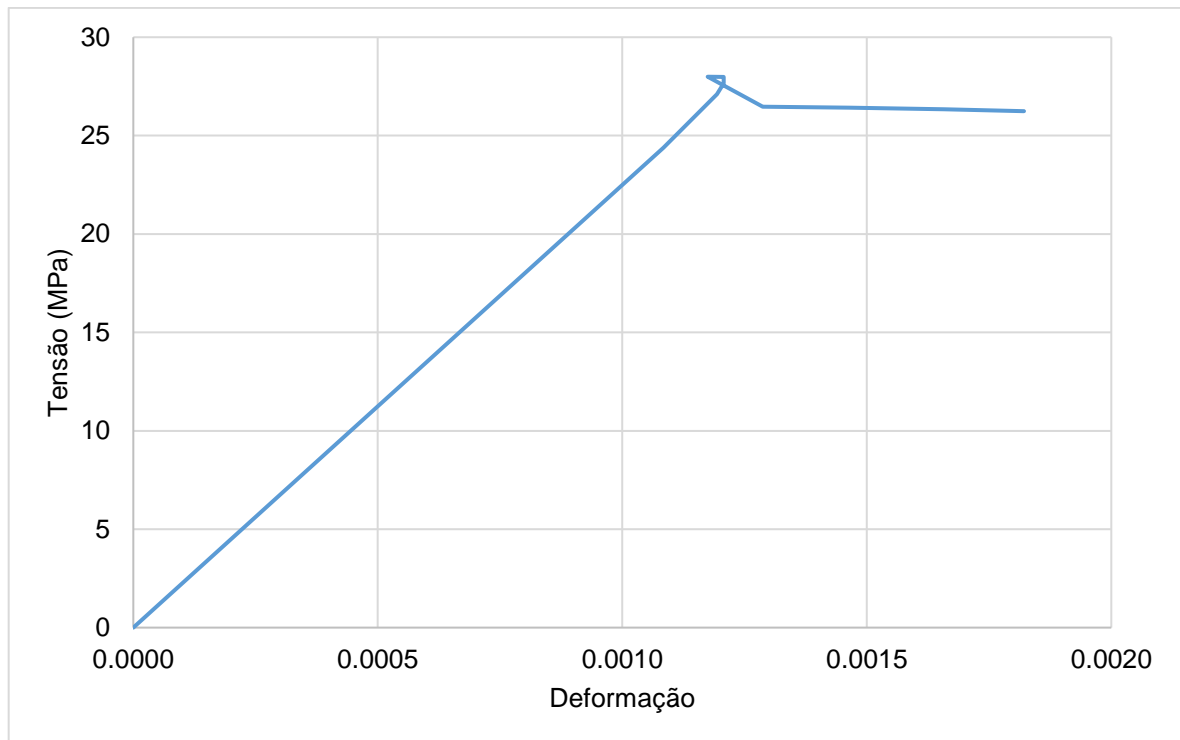
Com os modelos numéricos de flexão do prisma e do ensaio à compressão do EDCC devidamente calibrados e validados, é possível a utilização dos parâmetros de compressão e tração inelástica definidos para a confecção dos modelos das paredinhas submetidas aos ensaios de resistência à compressão, flexão e cisalhamento.

### 7.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BLOCO

Os resultados preliminares do modelo do ensaio de resistência à compressão do bloco também foram satisfatórios, apresentando curva tensão vs deformação similar às curvas do ensaio experimental (apresentadas na seção 5.2), com baixas variações nos valores de tensão de ruptura e módulo de elasticidade. Porém, diferente do EDCC, teve uma pequena diferença na curva devido ao critério de parada do ensaio, sendo que o bloco continuou deformando muito além da tensão de ruptura, comportamento não comumente observado em blocos de concreto, que costumam ser mais rígidos com comportamento linear até a ruptura brusca. Então, também foram feitas algumas alterações nos parâmetros de compressão inelástica do material para simular o correto final do ensaio experimental, e chegou-se na curva apresentada na Figura 144. Na Tabela 42 são apresentados os parâmetros de compressão inelástica com dano corrigidos. Na Tabela 43 são apresentados os valores de tensão de ruptura e módulo de elasticidade, experimental e numérico, com seus respectivos erros, calculados a partir do modelo numérico com parâmetros do material corrigidos.



**Figura 144 – Curva tensão vs deformação do ensaio numérico de resistência à compressão do bloco.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 42 – Parâmetros de compressão inelástica do bloco corrigidos.**

Compressão		
$\sigma_c$	$\epsilon_{inel}$	$D_c$
29,24	0	0
0	0,002	0,99

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 43 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos do bloco.**

Bloco	Tensão de ruptura (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
Experimental	29,24	22500*
Numérico	27,99	22200
Erro	-4,27%	-1,33%

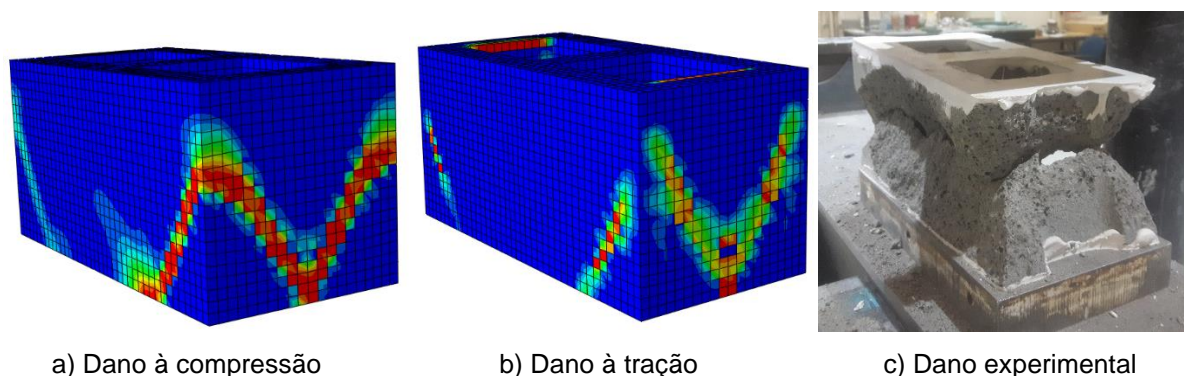
\*Valor conforme mostrado na seção 5.2.

Fonte: AUTOR, 2021.

A curva tensão vs deformação do modelo de compressão do bloco foi gerada da mesma maneira que o EDCC, pegando-se os resultados de força no topo do bloco e dividindo-os pela área do bloco para as tensões e os resultados de deslocamento nos pontos de interesse na face lateral do bloco e dividindo-os pela distância inicial de 10 cm entre os pontos para as deformações. O módulo de elasticidade também foi definido no trecho entre 5 e 33% da tensão máxima de ruptura.

Na Figura 145 são apresentadas as degradações relativas à compressão e à tração do bloco de concreto, comparando-as com o ocorrido no ensaio experimental. Pode-se observar que a degradação é predominante na face lateral do bloco, com o modo de ruptura sendo em formato de V, semelhante ao ensaio experimental, degradando a estrutura do bloco diagonalmente partindo do meio para a extremidade do bloco. Na degradação por tração também pode ser observado uma concentração de tensões nas faces laterais internas do bloco, como mostra a Figura 145b.

**Figura 145 – Comparação entre o dano experimental e o dano do modelo do bloco.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Com o modelo numérico do bloco também devidamente calibrado e validado, é possível a utilização deste para a confecção dos modelos das paredeinhas submetidas aos ensaios de resistência à compressão, flexão e cisalhamento. Ainda pode haver algumas considerações em relação aos parâmetros do bloco, que influenciam no correto comportamento dos modelos das paredeinhas, e serão discutidas na seção 7.5.

#### **7.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ARGAMASSA**

Os resultados preliminares do modelo do ensaio de resistência à compressão da argamassa não foram tão satisfatórios quanto o EDCC e o bloco, tendo em vista que houve uma diferença significativa entre a tensão de ruptura do ensaio experimental (apresentado na seção 5.3) e o ensaio numérico, como apresentado na Tabela 44. Para contornar essa situação, foram utilizados os valores de tensão e deformação inelástica nominais, mostrados na Tabela 45, sendo possível chegar em uma variação bem menor do que o modelo preliminar (valores também apresentados na Tabela 44). As curvas tensão vs deformação dos ensaios experimentais e dos modelos podem ser vistos na Figura 146.

Tabela 44 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos da argamassa.

Argamassa	Tensão de ruptura (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
<b>Experimental</b>	15,04	2000
<b>Numérico</b>	17,19	1396
Erro Tentativa 1	14,33%	-30,20%
<b>Numérico ajustado</b>	15,09	1700
Erro Tentativa 2	0,33%	-15,00%

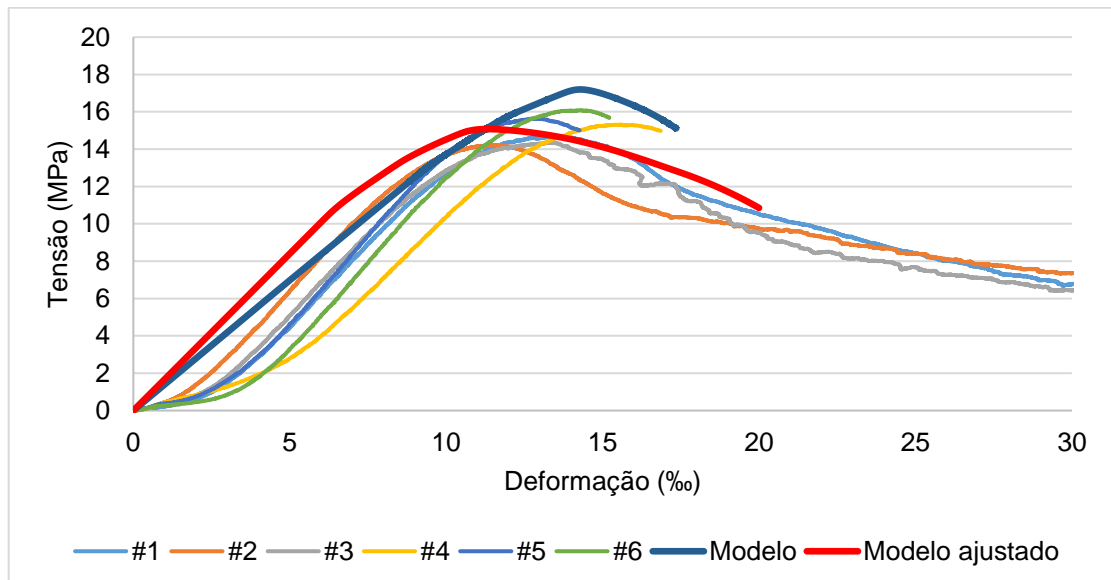
Fonte: AUTOR, 2021.

Tabela 45 – Parâmetros de compressão inelástica da argamassa corrigidos.

Compressão		
$\sigma_c$	$\epsilon_{inel}$	Dc
6,0160	0	0
12,4192	0,0002	0
14,3300	0,0012	0
15,0400	0,0030	0
10,0267	0,0135	0,3333
6,0160	0,0233	0,6000
4,0649	0,0315	0,7297
0	0,0411	0,9900

Fonte: AUTOR, 2021.

Figura 146 – Curvas tensão vs deformação dos ensaios experimentais e ensaio numérico de resistência à compressão da argamassa.



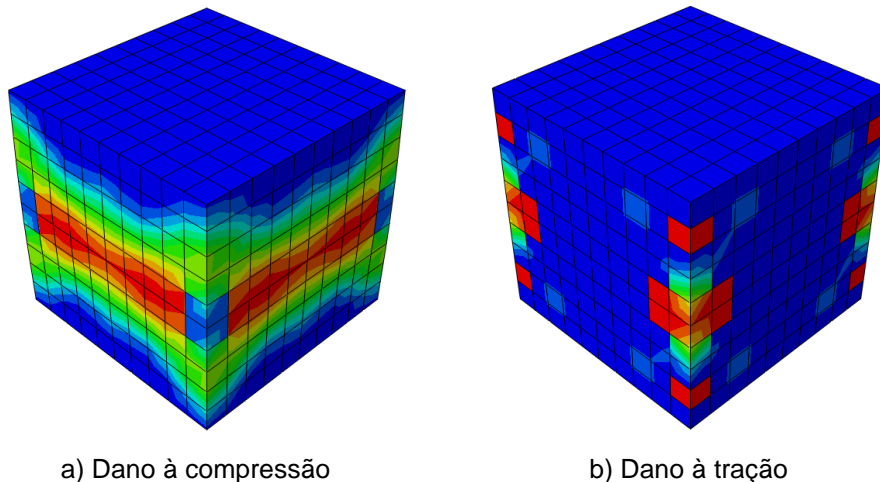
Fonte: AUTOR, 2021.

As curvas tensão vs deformação do modelo de compressão da argamassa foram geradas de maneira diferente do EDCC e do bloco. O ensaio de compressão da argamassa

não possuía sensores laterais para a medição do deslocamento, sendo este calculado no topo do corpo de prova (cabeça da máquina de ensaio) e utilizado para confecção das curvas tensão vs deformação. Então esses valores foram divididos pela altura inicial para definição dos resultados de deformação, e os valores de tensão foram descobertos através da razão entre a força no topo do corpo de prova e a área de contato do corpo de prova. O módulo de elasticidade também foi definido no trecho entre 5 e 33% da tensão máxima de ruptura.

Na Figura 147 são apresentadas as degradações relativas à compressão e à tração da argamassa utilizada para confecção das paredinhas. Infelizmente não foi possível conseguir imagens desse ensaio, porém algumas observações podem ser feitas. A degradação é predominante na região central em relação à altura do corpo de prova, sendo que no dano à compressão, apresentado na Figura 147a, pode-se notar o esmagamento de toda essa região (como visto no EDCC), enquanto a degradação por tração se localiza nas arestas verticais do corpo de prova (como ocorrido com o bloco, por se tratar de um corpo de prova cúbico), como visto na Figura 147b.

**Figura 147 – Danos do modelo da argamassa.**



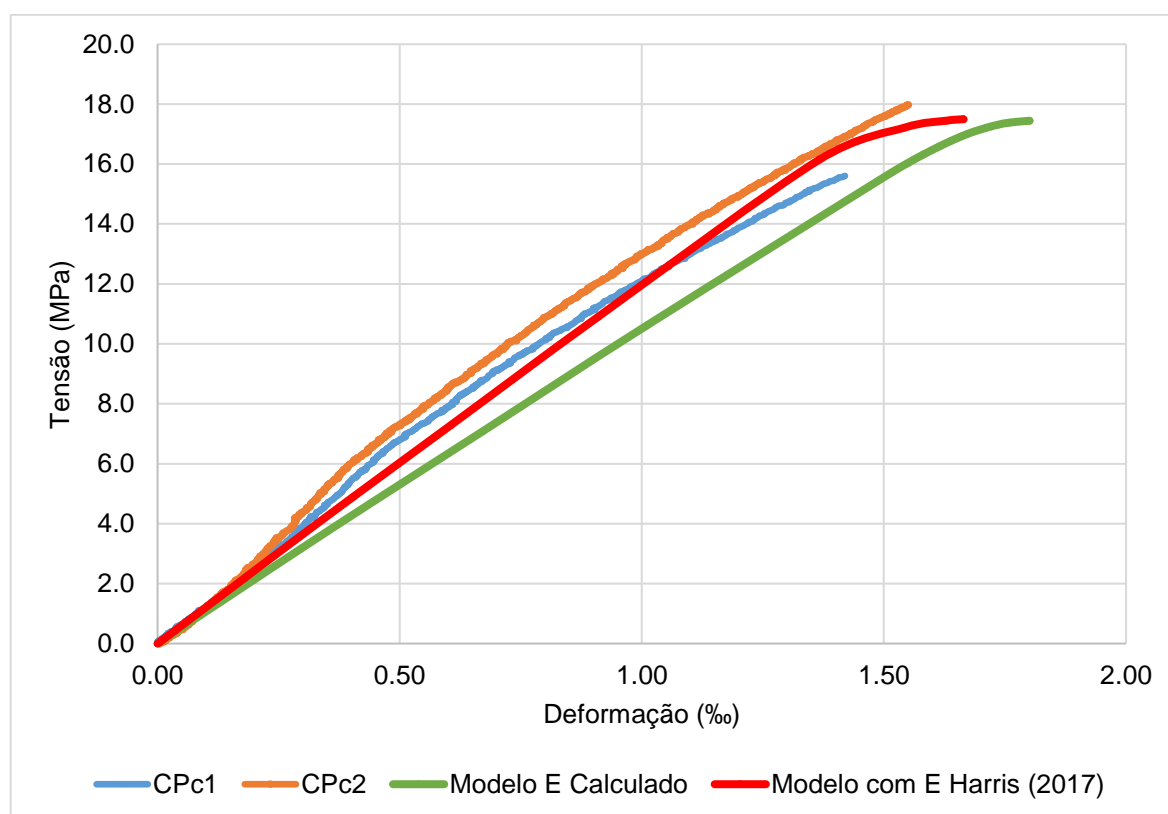
Fonte: AUTOR, 2021.

Bem como o EDCC e o bloco, o modelo numérico da argamassa também foi devidamente calibrado e validado, sendo possível então a utilização deste modelo para a confecção do modelo numérico dos ensaios das paredinhas no ABAQUS. Ainda é possível que haja algumas considerações em relação aos parâmetros da argamassa, como também citado nas seções anteriores, que podem influenciar no correto comportamento dos modelos das paredinhas. Essas possíveis considerações serão discutidas na seção 7.5.

## 7.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDINHAS

O primeiro modelo analisado foi o da paredinha sem revestimento submetida à compressão, para primeiramente calibrar o correto comportamento da alvenaria. Foram testados dois módulos de elasticidade para o bloco de concreto, calculado (como mostrado na seção 5.2) e o determinado por Harris (2017). Na Figura 148 estão dispostas as curvas tensão vs deformação dos ensaios experimentais e dos modelos, para fins comparativos. É possível observar que as curvas são similares entre si, com comportamento praticamente linear até a ruptura, porém a curva com o módulo de elasticidade do bloco de 22500 MPa (HARRIS, 2017) apresentou melhor similaridade com os ensaios experimentais. O comportamento do modelo na ruptura se mostrou um pouco mais dúctil do que os ensaios experimentais, porém ainda pode-se dizer que o modelo foi capaz de simular o comportamento da alvenaria não revestida sob tensões de compressão.

**Figura 148 – Curva tensão vs deformação do modelo de paredinha sem revestimento à compressão (com resultados experimentais).**



Fonte: AUTOR, 2021.

O modelo numérico resultou nos valores apresentados na Tabela 46. A capacidade de carga, a tensão de ruptura e o módulo de elasticidade entre o ensaio experimental e numérico foram bem similares, com erros de 2,17%, 2,82% e -10,00%, respectivamente. Leva-se em conta que os comparativos foram em relação aos dois primeiros corpos de prova que tiveram

resultados completos, e não em relação à média dos seis corpos de prova. Além disso, a diferença de 10,00% entre os módulos de elasticidade se dá devido à inclinação das curvas experimentais serem pouco maiores no início, porém a ruptura foi similar, e o modelo foi capaz de reproduzir com certa precisão o ensaio de resistência à compressão da paredinha. Sendo assim, considera-se que o módulo de elasticidade calculado para o bloco foi condizente com o real e o modelo da paredinha conseguiu simular corretamente o ocorrido nos ensaios experimentais.

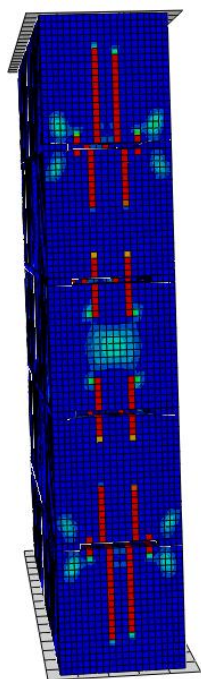
**Tabela 46 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da paredinha sem revestimento submetida à compressão.**

<b>Paredinha sem revestimento</b>	<b>Capacidade de carga (kN)</b>	<b>Tensão de ruptura (MPa)</b>	<b>Módulo de elasticidade (MPa)</b>
<b>Experimental</b>	968	17,00	15000
<b>Numérico</b>	989	17,48	13500
Erro	2,17%	2,82%	-10,00%

Fonte: AUTOR, 2021.

Nas Figuras 149 e 150 a degradação adquirida do processamento do modelo é apresentada e comparada com a degradação real do ensaio experimental. O programa utiliza os dados de danos inseridos para calcular onde vão aparecer as primeiras fissuras, e como essas fissuras se propagam na estrutura. Pode-se observar que o modelo sofre dano principalmente nas faces laterais, como visto na Figura 149a, assim como ocorreu no ensaio experimental mostrado na Figura 149b (trata-se de um tipo de ruptura padrão em paredes de alvenaria com argamassa apenas nas faces laterais); e a face frontal do modelo sofreu um esmagamento, na região mostrada na Figura 150, bem como o modo de ruptura do ensaio experimental visto na Figura 150b.

**Figura 149 – Comparação do dano na face lateral da paredinha não revestida submetida à compressão.**



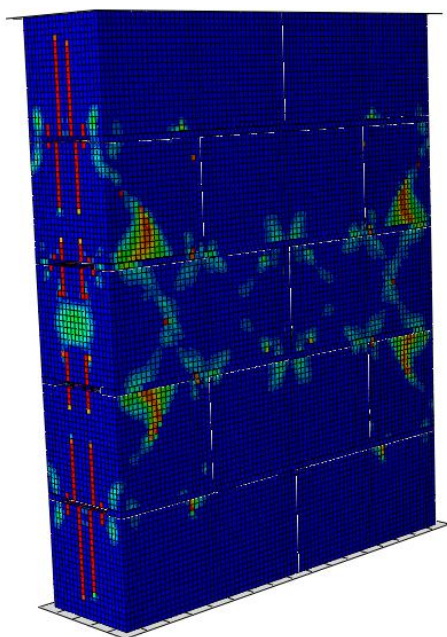
a) Dano numérico

Fonte: AUTOR, 2021.



b) Dano real

**Figura 150 – Comparação do dano na face frontal da paredinha não revestida submetida à compressão.**



a) Dano numérico

Fonte: AUTOR, 2021.

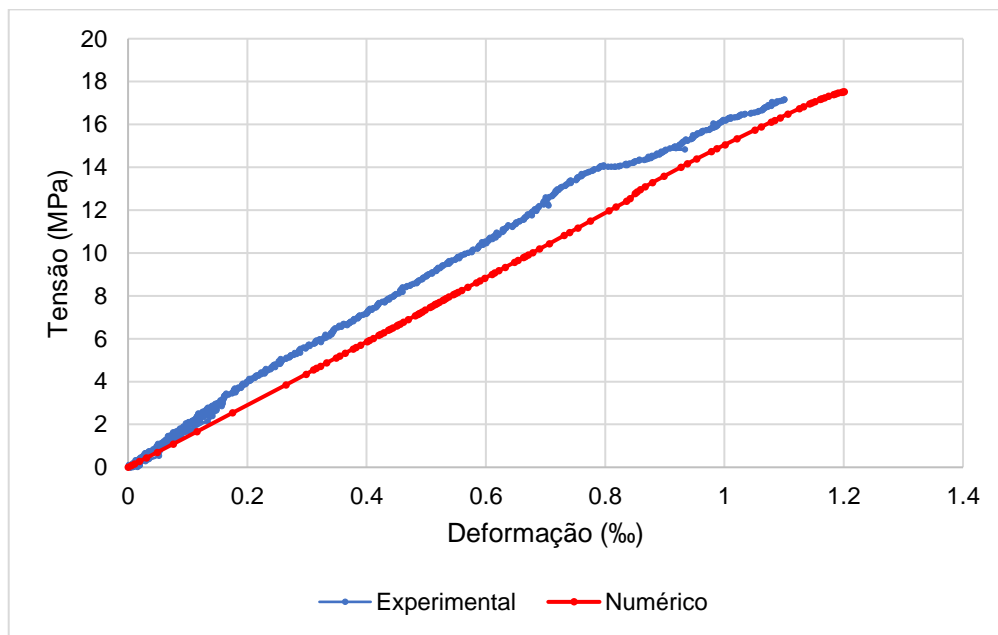


b) Dano real



Com o modelo da paredinha sem revestimento calibrado, foi possível então trabalhar com os modelos das paredinhas revestidas com EDCC submetidas à compressão. Primeiramente foi modelada a paredinha com 5 mm de revestimento, e os resultados gerados no primeiro processamento já foram condizentes com os resultados dos ensaios experimentais. Na Figura 151 é apresentada a curva tensão vs deformação para o modelo numérico, bem como a curva tensão vs deformação média do ensaio experimental. Na Tabela 47 estão apresentados os comparativos entre os resultados de capacidade de carga, tensão de ruptura e módulo de elasticidade do modelo numérico para o ensaio experimental. Pode-se perceber que houve uma variação entre o módulo de elasticidade do experimental para o numérico, porém não é uma diferença considerável tendo em vista a complexidade da estrutura. Além disso, é possível observar no gráfico da Figura 151 que, visualmente, essa diferença não foi tão alta, com comportamentos similares. Mesmo com essa variação do módulo de elasticidade, os valores de capacidade de carga e tensão de ruptura estão até condizentes, com variação de 7,5%, valor aceitável para estruturas de alvenaria.

**Figura 151 – Curvas tensão vs deformação da paredinha revestida com 5 mm de EDCC (com curva experimental).**



Fonte: AUTOR, 2021.



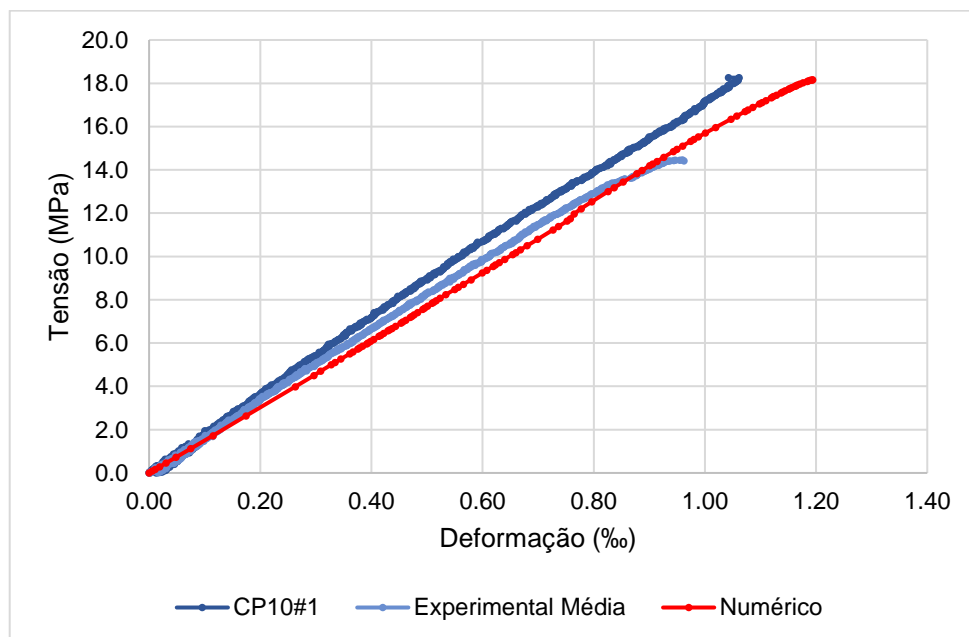
**Tabela 47 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da paredinha com 5 mm de EDCC submetida à compressão.**

Paredinha com 5 mm de EDCC	Capacidade de carga (kN)	Tensão de ruptura (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
Experimental	1051	16,30	19350
Numérico	1129	17,52	15500
Erro	7,46%	7,49%	-19,90%

Fonte: AUTOR, 2021.

Em seguida foi realizada a modelagem numérica da paredinha com 10 mm de EDCC submetida à compressão. Na Figura 152 é apresentada a curva tensão vs deformação para o modelo numérico, além das curvas do ensaio experimental. A curva tensão vs deformação média do ensaio experimental está representada pela cor azul clara, enquanto o resultado do modelo numérico está representado pela cor vermelha, respectivamente. É possível notar que o modelo se mostrou mais resistente do que a ruptura média calculada através dos ensaios experimentais, porém essa resistência foi similar à resistência do corpo de prova CP10#1 (representado na Figura 152 pela curva em azul escuro). Na Tabela 48 está disposto o comparativo entre os resultados experimentais e numéricos, mostrando valores bem similares entre si. Existe uma variação maior no módulo de elasticidade, porém aceitável para o caso de modelos de alvenaria.

**Figura 152 – Curvas tensão vs deformação da paredinha revestida com 10 mm de EDCC (com curvas experimentais).**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 48 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da paredinha com 10 mm de EDCC submetida à compressão.**

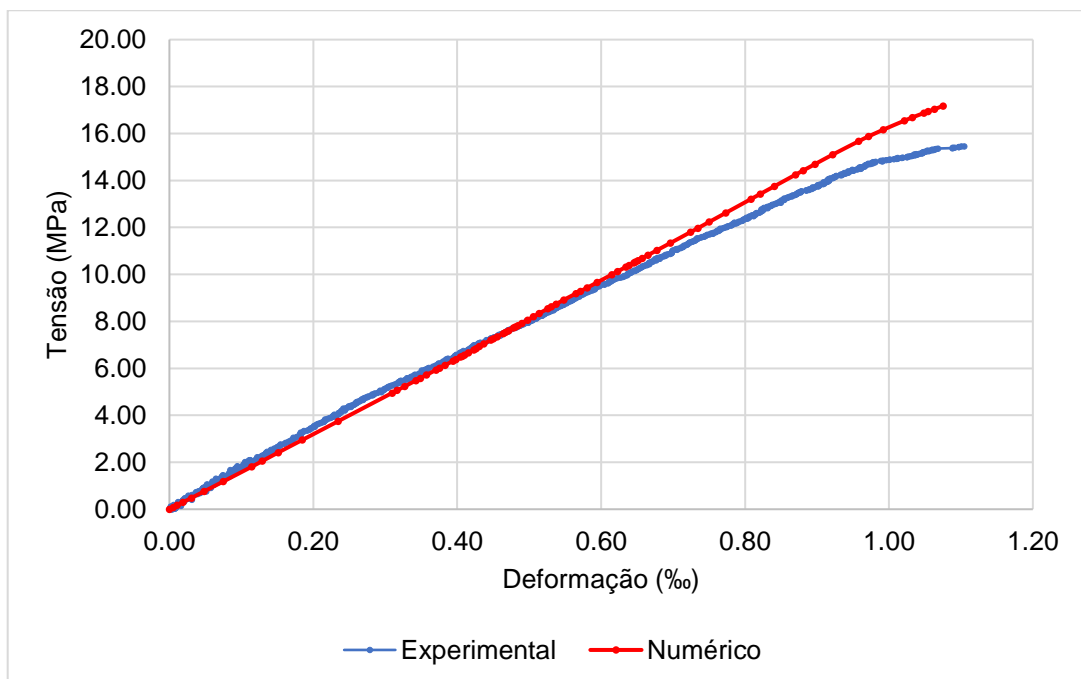
Paredinha com 10 mm de EDCC	Capacidade de carga (kN)	Tensão de ruptura (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
<b>Experimental*</b>	1356	18,73	17500
<b>Numérico</b>	1314	18,16	16200
Erro	-3,10%	-3.04%	-7,43%

\* Resultados do CP10#1.

Fonte: AUTOR, 2021.

Por último foi realizada a modelagem numérica da paredinha revestida com 20 mm de EDCC submetida à compressão. Na Figura 153 são apresentadas as curvas tensão vs deformação para o modelo numérico e do ensaio experimental. É possível notar que o comportamento do modelo também se mostrou bem similar ao do ensaio experimental, com baixas variações nos valores de capacidade de carga, tensão de ruptura e módulo de elasticidade, como visto na Tabela 49.

**Figura 153 – Curvas tensão vs deformação da paredinha revestida com 20 mm de EDCC (com curva experimental).**



Fonte: AUTOR, 2021.

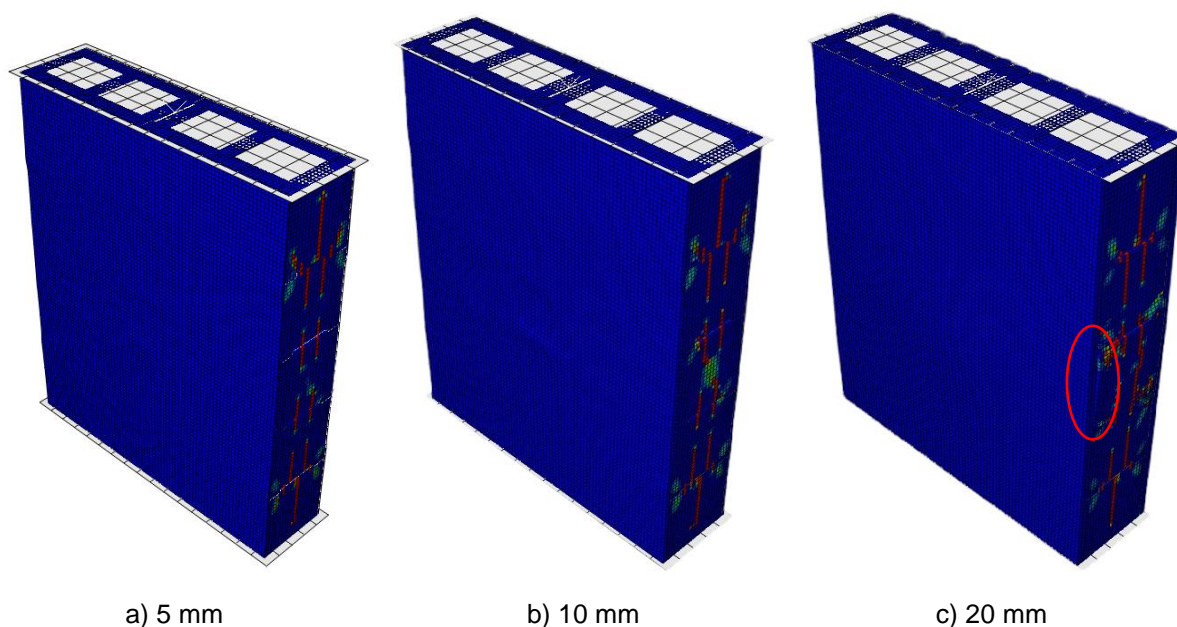
**Tabela 49 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da paredinha com 20 mm de EDCC submetida à compressão.**

Paredinha com 20 mm de EDCC	Capacidade de carga (kN)	Tensão de ruptura (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
Experimental	1391	15,80	16240
Numérico	1514	17,18	16000
Erro	8,87%	8,72%	-1,48%

Fonte: AUTOR, 2021.

Na Figura 154 são apresentadas as degradações dos modelos das paredinhas revestidas submetidas à compressão, e na Figura 155 estão apresentados os modos de ruptura dos ensaios reais de resistência à compressão das paredinhas revestidas, para fins comparativos. É possível notar que o comportamento foi similar entre os modelos numéricos e os ensaios experimentais, sendo que não houve grandes deformações por parte do EDCC, e as maiores tensões (de tração) concentradas ao longo da face lateral das paredes. Contudo, todos os modelos conseguiram resistir bem aos esforços laterais de tração pela compressão, porém na Figura 156, onde são apresentadas as vistas laterais dos modelos das paredinhas revestidas, nota-se que o EDCC começa a deformar, criando algumas deformações localizadas. Também é possível notar que a rigidez do EDCC é suficiente para que a alvenaria começasse a escorregar para a lateral, como indicado em vermelho na Figura 154c.

**Figura 154 – Danos das paredinhas revestidas submetidas à compressão.**



Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 155 – Modo de ruptura dos ensaios experimentais com paredeiras revestidas.**



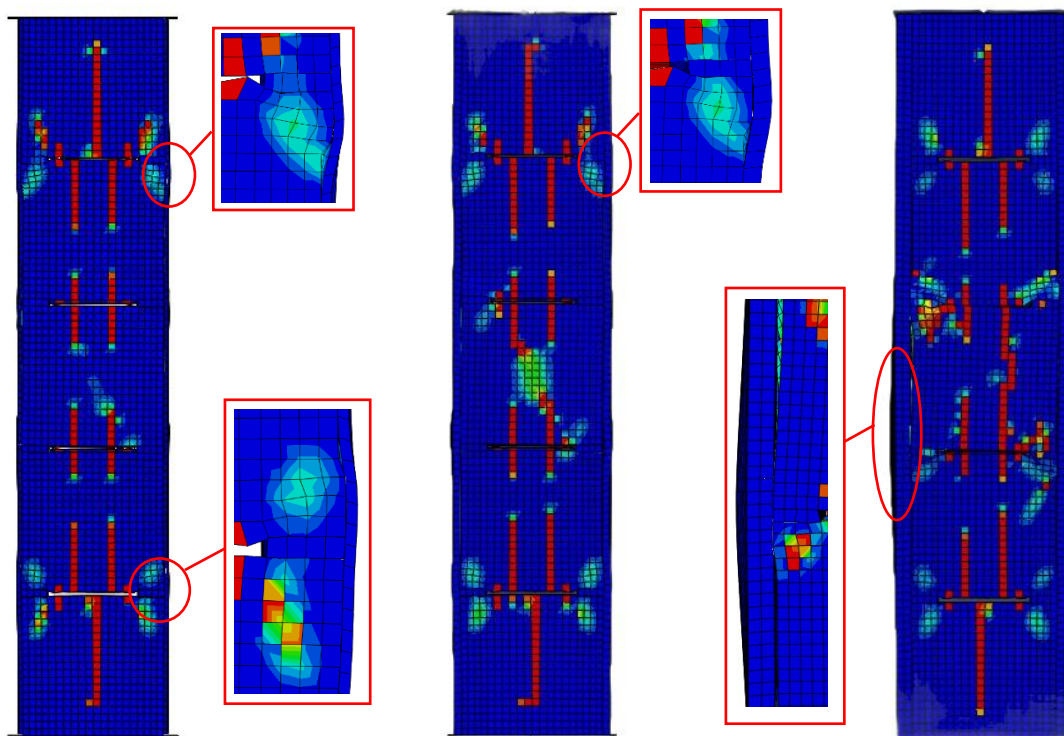
a) Ruptura 1

b) Ruptura 2

c) Ruptura 3

Fonte: PARSEKIAN; SHRIVE, 2019.

**Figura 156 – Vistas laterais dos modelos das paredeiras revestidas.**



a) 5 mm

b) 10 mm

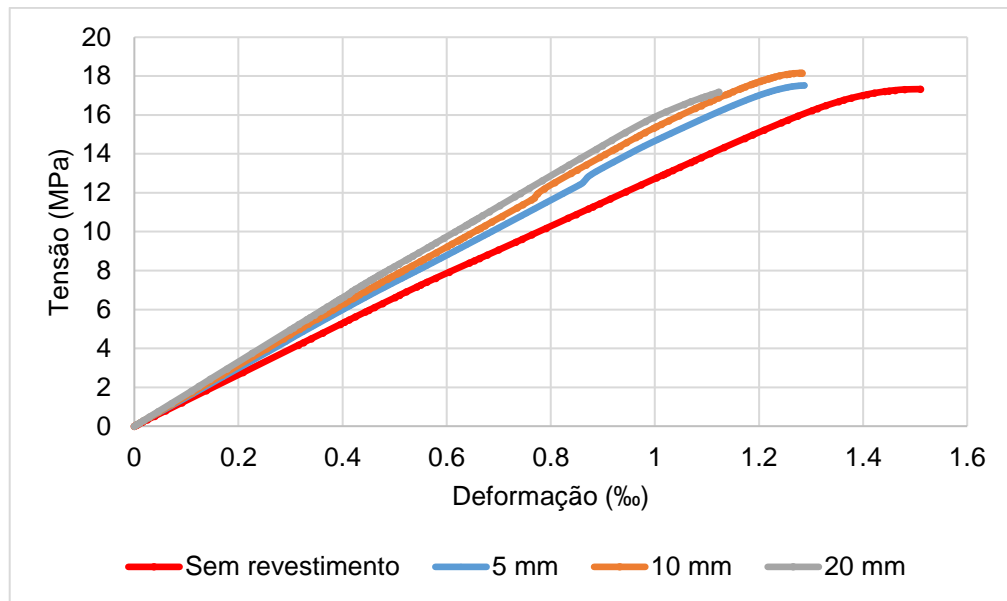
c) 20 mm

Fonte: AUTOR, 2021.

Como dito anteriormente, a Figura 156 apresenta as vistas laterais dos modelos degradados das paredinhas revestidas. Nas Figuras 156a e 156b estão representadas as vistas laterais das paredinhas com 5 e 10 mm de EDCC, e nos dois casos é possível perceber uma deformação maior próximo às juntas de argamassamento entre as 1ª e 2ª fiadas e 4ª e 5ª fiadas, além das deformações no centro das paredinhas. Essa degradação apresentada entre a 4ª e 5ª fiadas do modelo com 5 mm de EDCC também pode ser vista na Figura 155a, pelo fato da camada de EDCC ter fletido neste ponto, provavelmente devido à deformação excessiva da alvenaria neste ponto. Da mesma maneira, é possível visualizar na Figura 155b que entre as 1ª e 2ª fiadas também ocorre a deformação da alvenaria que consequentemente tende a empurrar a camada de EDCC neste ponto, contudo o EDCC conseguiu resistir melhor às tensões neste ponto do que o modo de ruptura da Figura 155a que apresenta uma boa parte do EDCC descolada da face da alvenaria. A paredinha com 20 mm de EDCC, representada na Figura 156c, também apresenta a deformação central na face frontal da paredinha, com a degradação da face lateral da alvenaria, porém sem a concentração de deformações que ocorre nas juntas citadas das paredinhas com 5 e 10 mm de EDCC, como também pode ser verificado na Figura 155c.

Na Figura 157 é apresentado o comparativo entre as curvas tensão vs deformação geradas através do ABAQUS (2017). É possível observar que o comportamento foi parecido com as curvas apresentadas na Figura 58 (seção 5.5), com as paredinhas revestidas pouco mais rígidas que a paredinha sem revestimento. A diferença foi que no caso dos modelos numéricos as paredinhas com 5 e 10 mm de revestimento apresentaram comportamento menos rígido que a paredinha revestida com 20 mm de EDCC, o que não ocorre na Figura 58.

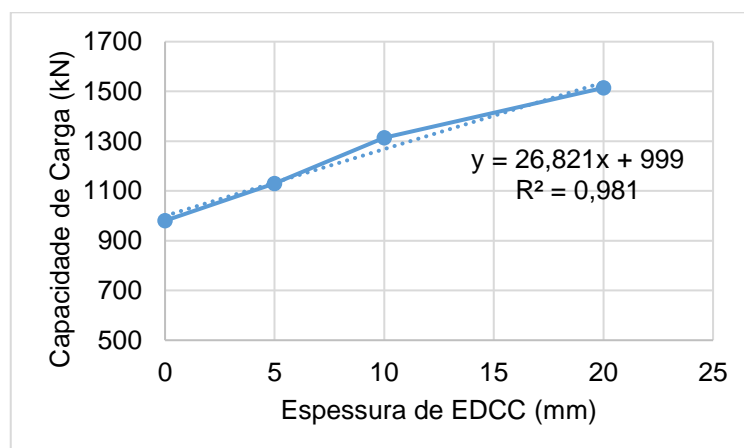
**Figura 157 – Comparativo entre as curvas tensão vs deformação geradas pelo ABAQUS das paredinhas.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Na Figura 158 é proposta uma reta (linha de tendência) e uma formulação relacionando a capacidade de carga dos modelos de paredinha de alvenaria submetida à compressão com a incorporação de EDCC, bem como foi realizado na seção 5.5. É possível prever analiticamente a capacidade de carga através da formulação, dependendo da espessura de revestimento que é empregada, com coeficiente de determinação de 0,981. O coeficiente de determinação foi bom, sendo possível ter uma boa prévia do aumento de carga em relação ao aumento de EDCC.

**Figura 158 – Curva e fórmula para capacidade de carga vs espessura do EDCC para paredinhas modeladas no ABAQUS submetidas à compressão.**



Fonte: AUTOR, 2021.



Mesmo que as curvas tensão vs deformação e os valores críticos referentes aos modelos numéricos dos ensaios de resistência à compressão das paredinhas com e sem revestimento não tenham sido exatamente iguais aos ensaios experimentais, foi possível obter resultados satisfatórios para um comportamento próximo à realidade. A correta definição dos parâmetros e calibração dos modelos permitirá o auxílio a profissionais de engenharia civil em relação à análise de estruturas complexas de alvenaria estrutural submetidas a cargas excessivas de compressão, além do conhecimento em relação ao comportamento de estruturas reforçadas com EDCC.

### 7.5.1 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Como mostrado na seção 6.5.1, o objetivo da análise paramétrica é avaliar o comportamento do revestimento de EDCC para diferentes tipos de bloco. Nas Tabelas 50 a 52 são apresentados os resultados referentes aos modelos numéricos de alvenaria revestida com bloco de 28, 14 e 8 MPa, respectivamente. A partir das cargas de ruptura resultadas pelos modelos, foi possível estimar quais seriam as tensões de ruptura para alvenaria e EDCC, a partir das diretrizes expostas na seção 6.5.1. Para isso, foram calculados os valores do fator  $n$ , a partir dos módulos de elasticidade dos dois materiais; esses valores estão apresentados na Tabela 53, juntamente com os módulos de elasticidade calculados para as alvenarias com blocos de 14 e 8 MPa (com o auxílio da NBR 16868-1 (ABNT, 2020)), além do módulo da paredinha com bloco de 28 MPa, que já é conhecido. Na Tabela 54 é apresentado o comparativo entre os módulos de elasticidade calculados e resultados dos modelos numéricos para as paredinhas sem revestimento.

**Tabela 50 – Comparação entre os resultados à compressão das paredinhas revestidas com blocos de 28 MPa – resultados calculados e dos modelos.**

<b>Espessura da face do bloco [mm]</b>	35,8	35,8	35,8	35,8
<b>Espessura do EDCC [mm]</b>	0	5	10	20
<b>Carga de ruptura - média [kN]</b>	989	1129	1314	1514
<b>Tensão de ruptura – média [MPa]</b>	17,48	17,51	18,16	17,17
<b>Tensão estimada do EDCC na ruptura da parede [MPa]</b>	-	18,36	18,36	18,36
<b>Deformação calculada do EDCC (‰)</b>	0	1,17	1,17	1,17
<b>Carga de ruptura calculada – parcela da alvenaria [kN]</b>	989	989	989	989
<b>Tensão estimada da alvenaria na ruptura da parede [MPa]</b>	17,48	17,48	17,48	17,48
<b>Carga de ruptura calculada – parcela do EDCC [kN]</b>	0	145	290	580
<b>Deformação calculada da alvenaria (‰)</b>	1,17	1,17	1,17	1,17
<b>Carga de ruptura calculada – total [kN]</b>	989	1134	1279	1569
<b>Carga de ruptura Calculada / Modelo</b>	100%	100%	97%	104%

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 51 – Comparação entre os resultados à compressão das paredeiras revestidas com blocos de 14 MPa – resultados calculados e dos modelos.**

<b>Espessura da face do bloco [mm]</b>	35,8	35,8	35,8	35,8
<b>Espessura do EDCC [mm]</b>	0	5	10	20
<b>Carga de ruptura - média [kN]</b>	505	668	811	1105
<b>Tensão de ruptura – média [MPa]</b>	8,93	10,36	11,21	12,53
<b>Tensão estimada do EDCC na ruptura da parede [MPa]</b>	-	18,31	18,31	18,31
<b>Deformação calculada do EDCC (‰)</b>	0	1,14	1,14	1,14
<b>Carga de ruptura calculada – parcela da alvenaria [kN]</b>	505	505	505	505
<b>Tensão estimada da alvenaria na ruptura da parede [MPa]</b>	8,93	8,93	8,93	8,93
<b>Carga de ruptura calculada – parcela do EDCC [kN]</b>	0	145	289	579
<b>Deformação calculada da alvenaria (‰)</b>	1,14	1,14	1,14	1,14
<b>Carga de ruptura calculada – total [kN]</b>	505	650	794	1084
<b>Carga de ruptura Calculada / Modelo</b>	100%	97%	98%	98%

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 52 – Comparação entre os resultados à compressão das paredeiras revestidas com blocos de 8 MPa – resultados calculados e dos modelos.**

<b>Espessura da face do bloco [mm]</b>	35,8	35,8	35,8	35,8
<b>Espessura do EDCC [mm]</b>	0	5	10	20
<b>Carga de ruptura - média [kN]</b>	350	551	712	1016
<b>Tensão de ruptura – média [MPa]</b>	6,19	8,55	9,84	11,52
<b>Tensão estimada do EDCC na ruptura da parede [MPa]</b>	-	20,63	20,63	20,63
<b>Deformação calculada do EDCC (‰)</b>	0	1,29	1,29	1,29
<b>Carga de ruptura calculada – parcela da alvenaria [kN]</b>	350	350	350	350
<b>Tensão estimada da alvenaria na ruptura da parede [MPa]</b>	6,19	6,19	6,19	6,19
<b>Carga de ruptura calculada – parcela do EDCC [kN]</b>	0	163	326	652
<b>Deformação calculada da alvenaria (‰)</b>	1,29	1,29	1,29	1,29
<b>Carga de ruptura calculada – total [kN]</b>	350	513	676	1002
<b>Carga de ruptura Calculada / Modelo</b>	100%	93%	95%	99%

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 53 – Parâmetros para cálculo de n.**

<b>Bloco (MPa)</b>	<b>E<sub>A</sub> (GPa)</b>	<b>E<sub>EDCC</sub> (GPa)</b>	<b>n</b>
28	15,0	16,0	1,05
14	7,8		2,05
8	4,8		3,33

Fonte: AUTOR, 2021.

**Tabela 54 – Comparativo entre os módulos de elasticidade das paredeiras sem revestimento – resultados calculados e numéricos.**

<b>Bloco (MPa)</b>	<b>E<sub>calc</sub> (GPa)</b>	<b>E<sub>modelo</sub> (GPa)</b>	<b>Erro</b>
28	15*	13,5	-10,00%
14	7,8	8,2	5,13%
8	4,8	4,9	2,08%

\* Resultado dos ensaios experimentais.

Fonte: AUTOR, 2021.



Os modelos numéricos para os blocos de 28 e 14 MPa foram processados sem maiores problemas, porém os modelos com blocos de 8 MPa não estavam convergindo. Para isso, foi aplicado um *damping factor* de 0,0002 para todos os modelos com bloco de 8 MPa (como realizado com os modelos dos ensaios de resistência à flexão e ao cisalhamento), suficiente para processar os resultados com boa precisão.

Os erros apresentados entre os módulos de elasticidade calculados e numéricos, apresentados na Tabela 54, foram aceitáveis (sendo que a diferença apresentada entre os módulos de elasticidade das alvenarias com bloco de 28 MPa foi explicada na seção anterior). Com isso, é possível afirmar que os parâmetros de elasticidade definidos na seção 6.5.1 para os blocos de 14 e 8 MPa resultaram em módulos de elasticidade condizentes para as paredinhas de alvenaria não revestida.

Foram observados dois pontos principais com a análise paramétrica. Primeiramente, observou-se que houve o aumento da tensão de ruptura estimada para o EDCC quando utilizado bloco de 8 MPa, mostrando que a influência do EDCC se mostra mais eficaz quando se trata de alvenarias mais fracas. Contudo, mesmo com essa diferença entre uma alvenaria e outra, a aplicação das fórmulas apresentadas na seção 6.5.1 foram condizentes, com uma relação máxima entre o calculado e o determinado pelo modelo numérico de 93% para alvenaria de bloco 8 MPa revestida com 5 mm de EDCC (erro de 7%). Essa pequena diferença é compensada pelos coeficientes de ponderação expostos nas diretrizes da NBR 16868-1 (ABNT, 2020), que auxiliam projetistas de alvenaria estrutural no dimensionamento seguro das estruturas (dimensionamento para Estado Limite de Serviço). Com isso, é possível afirmar que a capacidade de carga de uma parede de alvenaria revestida com EDCC pode ser prevista através de fórmula. Organizando as incógnitas na Equação 38, foi possível chegar na Equação 46, que determina a capacidade de carga da alvenaria revestida em relação aos valores de resistência de prisma, área efetiva da alvenaria, área de EDCC e o fator n (que ainda pode ser reescrito na forma mostrada na Equação 47).

$$P = 0,85f_{pk}(A_{ef} + n \cdot A_{EDCC}) \quad \text{Eq. 46}$$

$$P = 0,85f_{pk} \left( A_{ef} + \frac{E_{EDCC}}{E_A} \cdot A_{EDCC} \right) \quad \text{Eq. 47}$$

Onde:

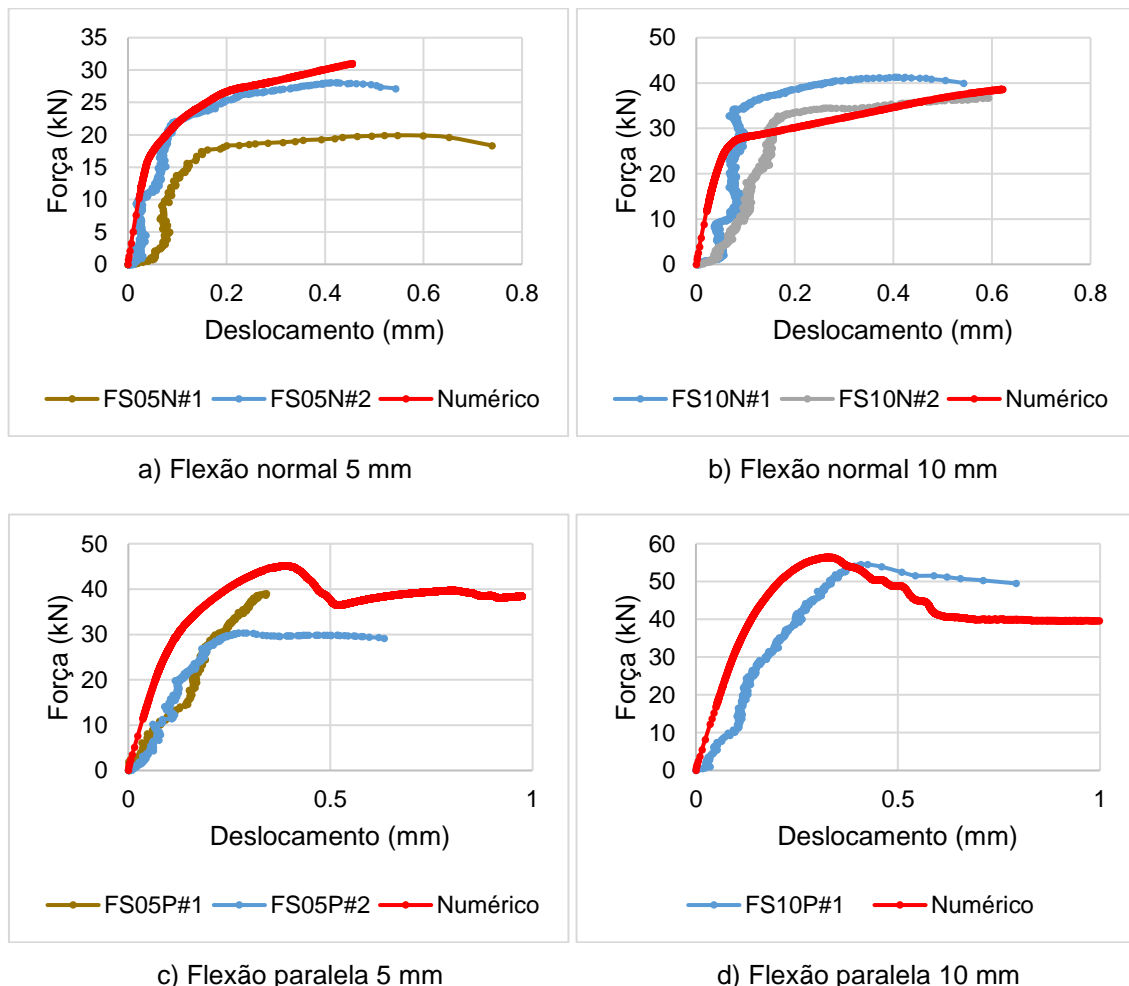
- P = Capacidade de carga da parede revestida;
- $A_{ef}$  = Área efetiva superior da alvenaria;
- $A_{EDCC}$  = Área superior do EDCC;
- $n = E_{EDCC}/E_A$ ;
- $f_{pk}$  = Resistência à compressão do prisma ( $f_{pp}/0,85$ );
- $E_{EDCC}$  = Módulo de elasticidade do EDCC;

-  $E_A$  = Módulo de elasticidade da alvenaria.

## 7.6 RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS PAREDINHAS

Os resultados dos modelos de flexão estão presentes na Figura 159, com curvas experimentais e numéricas de força vs deslocamento, para realizar uma comparação entre o comportamento da alvenaria real e modelada. Todos os modelos foram capazes de simular o comportamento da alvenaria revestida sob tensões de flexão, com curvas força vs deslocamento semelhantes. As curvas experimentais e numéricas não são exatamente idênticas, porém ainda é possível considerar esses modelos para representar o comportamento real da alvenaria sob carga lateral.

**Figura 159 – Curvas força vs deslocamento das paredes revestidas submetidas à flexão.**



Fonte: AUTOR, 2021.

É possível perceber que todos os corpos de prova, experimentais e numéricos, apresentaram comportamento dúctil, não comumente observado em estruturas de alvenaria não reforçada. Este comportamento se deve à presença do revestimento EDCC, que permite

uma maior deformação à estrutura antes da ruptura brusca, objetivo principal do revestimento aplicado na superfície da alvenaria.

As capacidades de carga dos ensaios experimentais e numéricos são apresentadas na Tabela 55. Os resultados são bem semelhantes, com erro máximo de 15,83% na paredinha com 5 mm EDCC e flexão paralela à fiada (FS05P), sendo aceitável quando se trata de estruturas de alvenaria sob tensões de flexão por ser um ensaio extremamente sensível. Portanto, esses modelos são capazes de simular corretamente o ocorrido nos ensaios experimentais.

**Tabela 55 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos das paredinhas revestidas submetidas à flexão.**

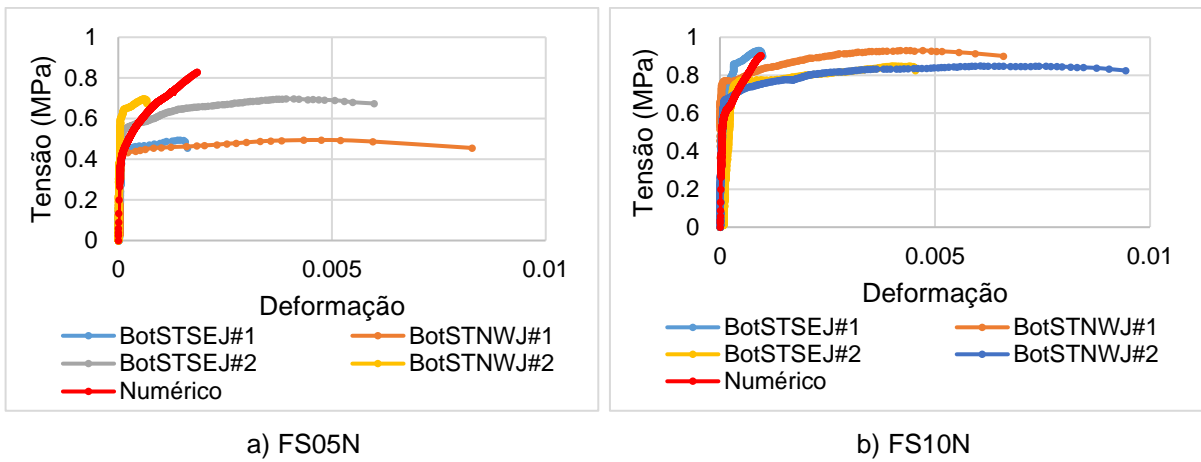
Capacidade de Carga (kN)	FS05N	FS10N	FS05P	FS10P
<b>Experimental</b>	28,10	39,53	39,00	52,72
<b>Numérico</b>	31,01	38,67	45,18	56,45
Erro	10,35%	-2,18%	15,83%	7,07%

Fonte: AUTOR, 2021.

Pela Tabela 55, também é possível notar que as capacidades de carga experimental e numérica são influenciadas pela espessura do EDCC e direção de flexão, onde a resistência da alvenaria aumenta com a incorporação de EDCC e é maior quando a amostra é submetida à flexão paralela.

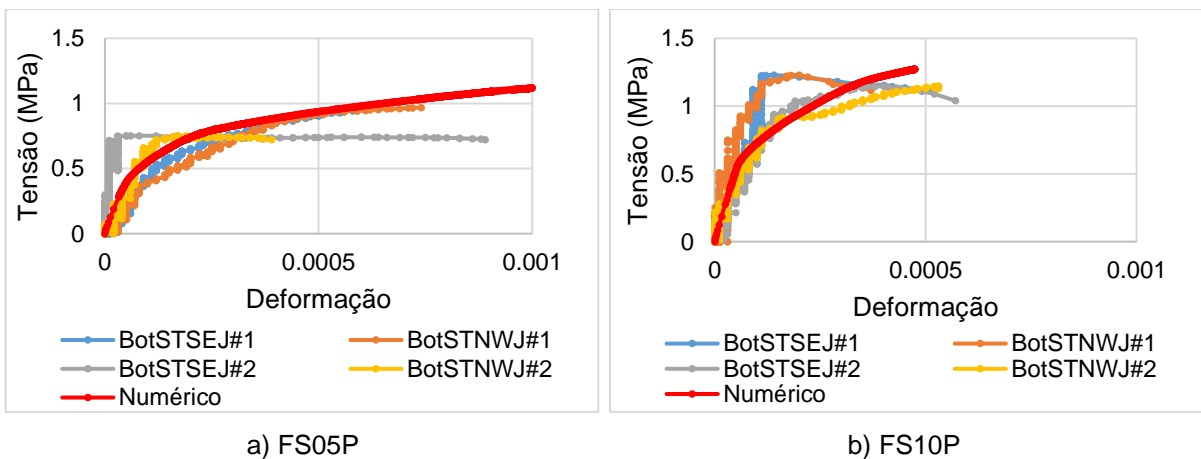
Em seguida, as curvas tensão vs deformação traçadas a partir dos pontos de simulação dos LVDTs posicionados na face inferior sobre as juntas de assentamento (como mostrado nas Figuras 61 e 62) são apresentadas nas Figuras 160 e 161, referentes à flexão normal e paralela à fiada, respectivamente, juntamente com as curvas experimentais para fins comparativos. É possível observar que os modelos submetidos à flexão paralela apresentaram comportamento bem similar ao comportamento nos ensaios experimentais, indicando ductilidade das paredinhas revestidas com EDCC. Já para os modelos submetidos à flexão normal à fiada, o comportamento não foi predominantemente dúctil à primeira vista, como visto na Figura 160, com a deformação indo apenas até 0,002 mm/mm com 05 mm de EDCC e 0,001 mm/mm com 10 mm de EDCC. Contudo, como já explicado na seção 5.6, quando o limite máximo do eixo das deformações é alterado para 0,002, como mostra a Figura 162, é possível notar que os modelos das paredinhas submetidas à flexão normal apresentam certo comportamento dúctil, com deformações entre 0,001 e 0,002 mm/mm (como nos ensaios experimentais), se assemelhando ao comportamento das paredinhas submetidas à flexão paralela à fiada.

**Figura 160 – Curvas tensão vs deformação dos modelos de paredinhas submetidas à flexão normal à fiada (com curvas experimentais).**



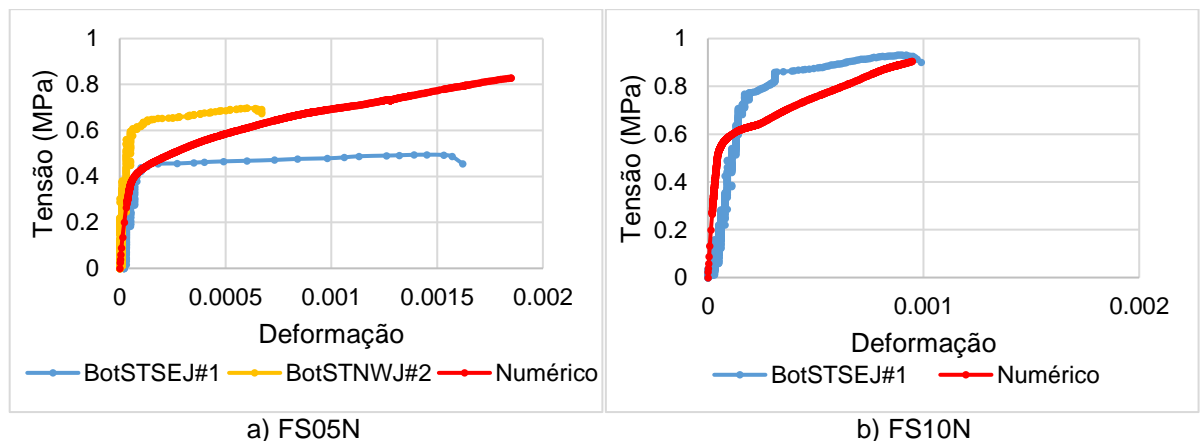
Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 161 – Curvas tensão vs deformação dos modelos de paredinhas submetidas à flexão paralela à fiada (com curvas experimentais).**



Fonte: AUTOR, 2021.

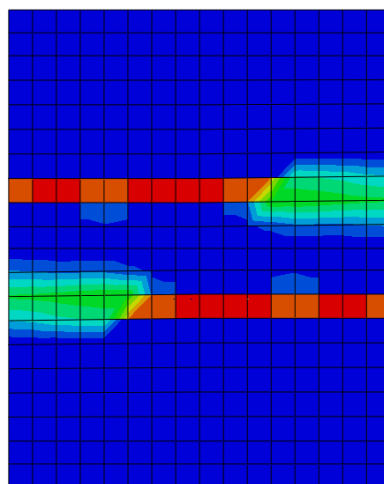
**Figura 162 – Curvas tensão vs deformação dos modelos de paredinhas submetidas à flexão normal à fiada (com curvas experimentais e com limite máximo de deformação reduzido).**



Fonte: AUTOR, 2021.

A seguir, são apresentadas as comparações entre os modos de ruptura experimental e numérico dos ensaios de flexão em alvenaria revestida. Na Figura 163 podem ser observadas as rupturas dos ensaios de flexão normal à fiada. A degradação do modelo indica a falha nas juntas centrais (Figura 163a), assim como ocorreu no ensaio experimental onde a ruptura ocorre em uma dessas juntas (Figura 163b). A mesma semelhança pode ser observada na Figura 164, onde estão dispostas as rupturas dos ensaios de flexão paralela à fiada. Desta vez, a degradação concentra-se no centro do corpo de prova, porém com fissura irregular ao longo da face da parede; uma vez que a direção da flexão cruza com a junta de assentamento, a ruptura ocorre tanto na interação argamassa/bloco quanto no próprio bloco. O modo de ruptura do modelo apresentado na Figura 164a é semelhante à ruptura ocorrida no ensaio experimental (Figura 164b).

**Figura 163 – Comparação entre os modos de ruptura experimental e numérico na flexão normal à fiada.**



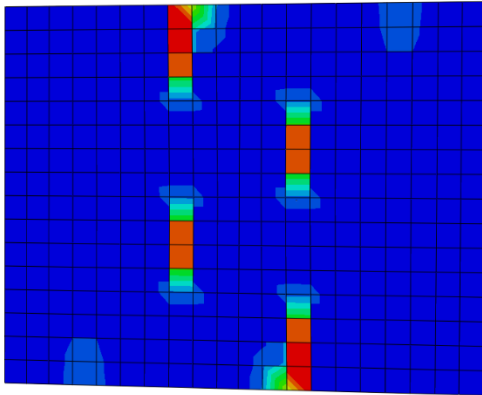
a) Dano numérico



b) Dano real

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 164 – Comparação entre os modos de ruptura experimental e numérico na flexão paralela à fiada.**



a) Dano numérico

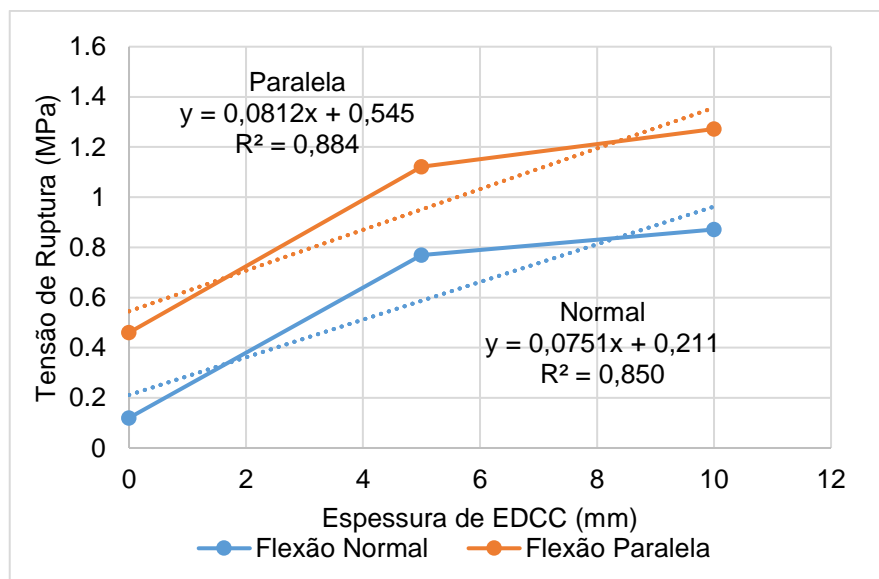


b) Dano real

Fonte: AUTOR, 2021.

Na Figura 165 são propostas retas (linhas de tendência) e formulação relacionando a tensão de ruptura dos modelos das paredinhas de alvenaria submetidas à flexão com a incorporação de EDCC, bem como foi realizado anteriormente nos modelos de resistência à compressão. É possível prever analiticamente a tensão de ruptura através da formulação, dependendo da espessura de revestimento que é empregada, com coeficiente de determinação de 0,850 para flexão normal à fiada e 0,884 para flexão paralela à fiada. Os coeficientes de determinação foram bons, sendo possível ter uma boa prévia do aumento de tensão em relação ao aumento de EDCC através da reta sugerida.

**Figura 165 – Curvas e fórmulas para tensão de ruptura vs espessura do EDCC para paredinhas modeladas no ABAQUS submetidas à flexão.**



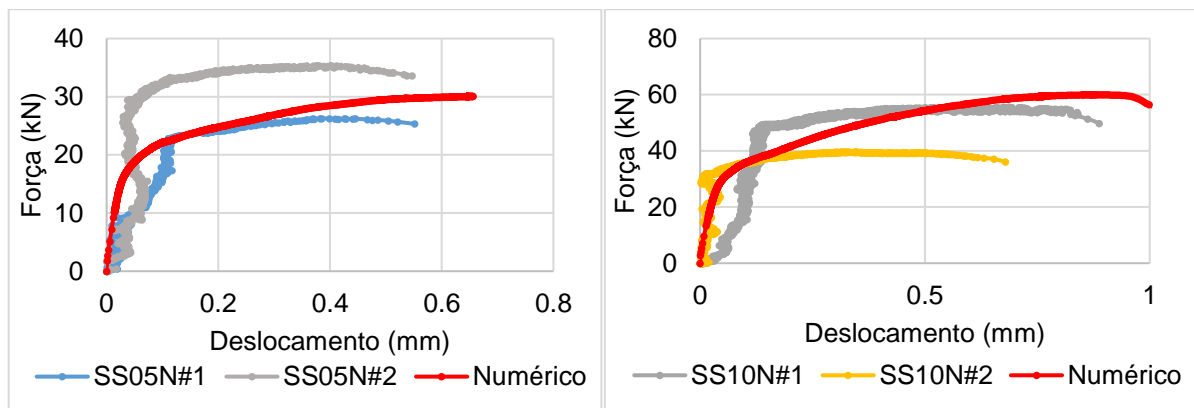
Fonte: AUTOR, 2021.

Os resultados apresentados para os modelos dos ensaios de resistência à flexão foram satisfatórios, tendo em vista que tanto as curvas traçadas quanto os modos de ruptura foram semelhantes aos ensaios experimentais. A calibração e validação dos modelos permitirá o auxílio a profissionais de engenharia civil em relação à análise de estruturas de alvenaria estrutural submetidas à flexão fora do plano, além do conhecimento em relação ao uso do EDCC para reforço de paredes que estejam submetidas à flexão, como muros de empuxo ou reservatórios.

## 7.7 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS PAREDINHAS

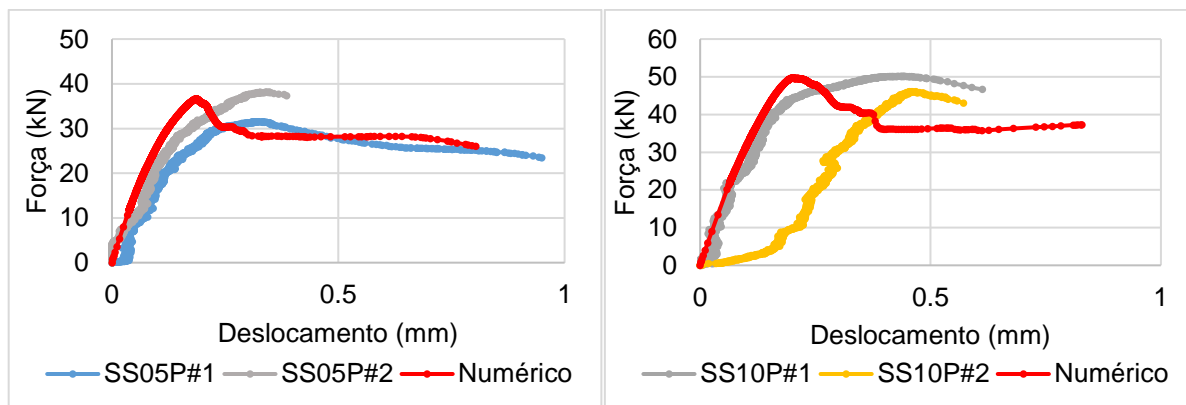
Os resultados dos modelos de cisalhamento estão presentes na Figura 166, com curvas experimentais e numéricas de força vs deslocamento, para realizar uma comparação entre o comportamento da alvenaria real e modelada. Todos os modelos foram capazes de simular o comportamento da alvenaria revestida sob tensões de cisalhamento, com curvas força vs deslocamento semelhantes, tendo uma leve diferença na paredinha com 10 mm de EDCC submetida ao cisalhamento paralelo (SS10P). Essa diferença não foi tão relevante, sendo que mesmo as curvas não sendo idênticas, é possível observar um comportamento mais dúctil, comportamento que se busca com o reforço de alvenaria com EDCC.

**Figura 166 – Curvas força vs deslocamento das paredinhas revestidas submetidas ao cisalhamento.**



a) Cisalhamento normal 05 mm

b) Cisalhamento normal 10 mm



c) Cisalhamento paralelo 05 mm

d) Cisalhamento paralelo 10 mm

Fonte: AUTOR, 2021.

As capacidades de carga dos ensaios experimentais e numéricos são apresentadas na Tabela 56. Os resultados são bem semelhantes (melhores que os resultados apresentados para os modelos de resistência à flexão), com erro máximo de 7,98%. Esse valor é aceitável quando se trata de estruturas de alvenaria sob tensões de cisalhamento, por ser um ensaio extremamente sensível e com vários materiais interligados, sujeitos a várias variações no momento do ensaio (execução, material etc.). Portanto, esses modelos são capazes de simular corretamente o ocorrido nos ensaios experimentais de resistência ao cisalhamento.

**Tabela 56 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos das paredinhas revestidas submetidas ao cisalhamento.**

Capacidade de Carga (kN)	SS05N	SS10N	SS05P	SS10P
<b>Experimental</b>	30,82	55,60	34,88	48,13
<b>Numérico</b>	30,10	60,03	36,63	49,66
Erro	-2,41%	7,98%	5,02%	3,19%

Fonte: AUTOR, 2021.

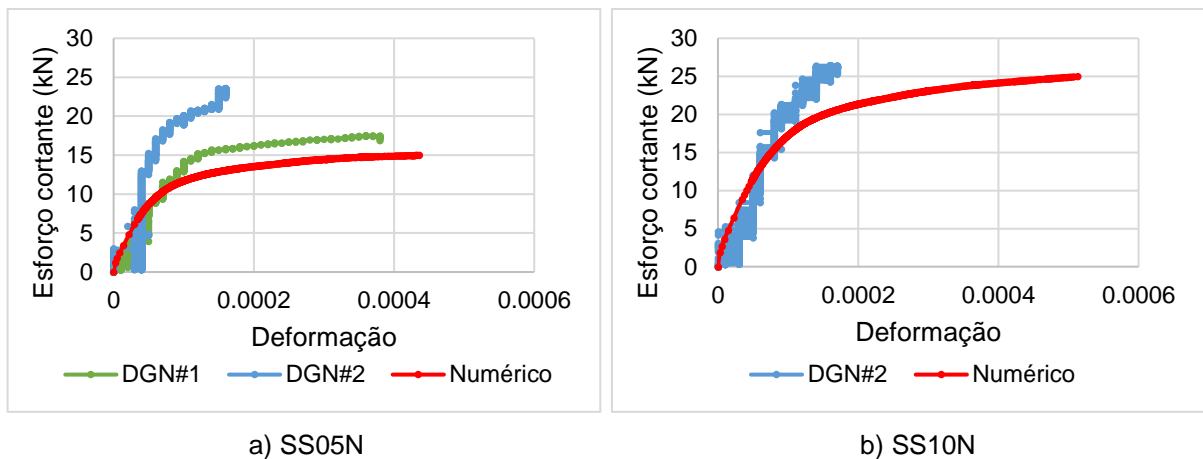
Pela Tabela 56, também é possível notar que as capacidades de carga experimental e numérica são influenciadas pela espessura do EDCC, onde ocorre o aumento de resistência com a incorporação de EDCC. Contudo, diferente dos ensaios de resistência à flexão, a direção do cisalhamento não influenciou nos resultados de capacidade de carga, tendo em vista que os valores são semelhantes entre cisalhamento normal e paralelo à fiada, sendo que com 10 mm de espessura a paredinha submetida ao cisalhamento normal à fiada se mostrou mais resistente do que submetida ao cisalhamento paralelo à fiada.

Em seguida, as curvas esforço cortante vs deformação traçadas a partir dos pontos de simulação dos LVDTs posicionados na face lateral das paredes, a 45° sobre as juntas de assentamento (como mostrado nas Figuras 73 e 74) são apresentadas nas Figuras 167 e 168, referentes ao cisalhamento normal e paralelo à fiada, respectivamente, juntamente com as



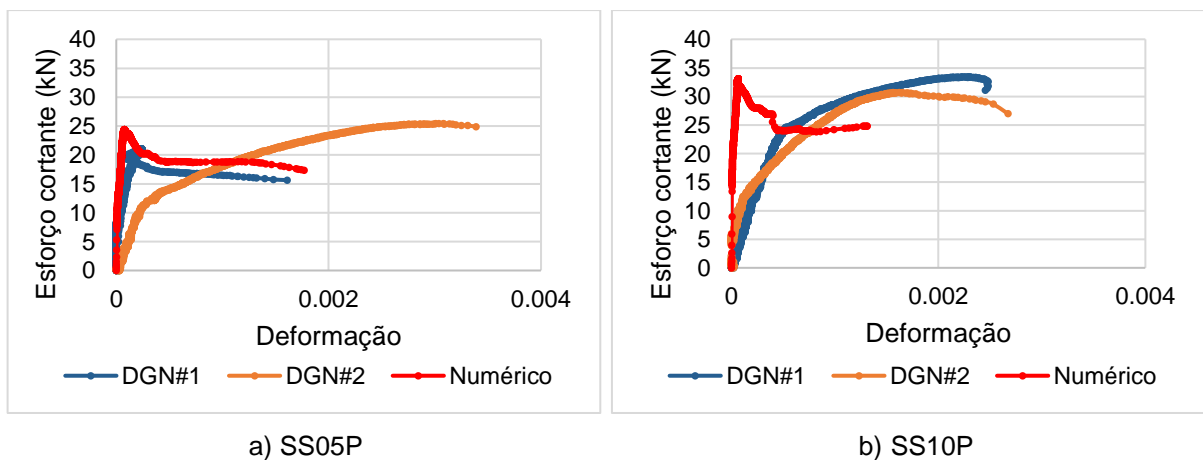
curvas experimentais para fins comparativos. É possível observar que os modelos submetidos ao cisalhamento normal apresentaram comportamento bem similar ao comportamento nos ensaios experimentais, indicando ductilidade das paredinhas revestidas com EDCC. Já o comportamento dos modelos submetidos ao cisalhamento paralelo à fiada foi um pouco diferente, com um pico na ruptura e depois o escoamento, como mostra a Figura 168. Esse tipo de comportamento foi observado no corpo de prova SS05P#1 (LVDT DGN#1), sendo o único LVDT dos ensaios de cisalhamento paralelo à fiada que apresentou um pico na ruptura. Sendo assim, mesmo que o comportamento do modelo SS10P não tenha sido exatamente igual ao ensaio experimental, é possível afirmar que todos os modelos conseguem simular o comportamento da alvenaria revestida sob tensões de cisalhamento.

**Figura 167 – Curvas esforço cortante vs deformação dos modelos de paredinhas submetidas ao cisalhamento normal à fiada (com curvas experimentais).**



Fonte: AUTOR, 2021.

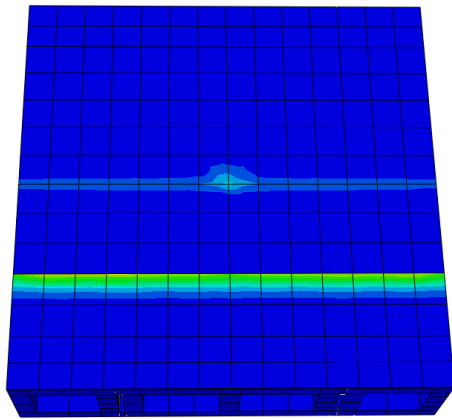
**Figura 168 – Curvas esforço cortante vs deformação dos modelos de paredinhas submetidas ao cisalhamento paralelo à fiada (com curvas experimentais).**



Fonte: AUTOR, 2021.

Por fim, os modos de ruptura dos ensaios numéricos e experimentais submetidos ao cisalhamento são apresentados nas Figuras 169 e 170, para cisalhamento normal e paralelo à fiada, respectivamente. Ambos os modelos conseguiram simular corretamente os modos de ruptura dos ensaios experimentais: o modelo de cisalhamento normal à fiada (Figura 169a) apresentou a ruptura na junta de assentamento entre o apoio e a aplicação de carga, assim como o ensaio experimental (Figura 169b); e o modelo de cisalhamento paralelo (Figura 170a) apresentou a ruptura que tende a aparecer entre o apoio e aplicação de carga, mas como não há junta de assentamento inteira nesta direção, a ruptura ocorre nos blocos e na interação entre argamassa e bloco que estão passando na direção indicada, da mesma forma que visto no ensaio experimental (Figura 170b).

**Figura 169 – Comparação entre os modos de ruptura experimental e numérico do cisalhamento normal à fiada.**



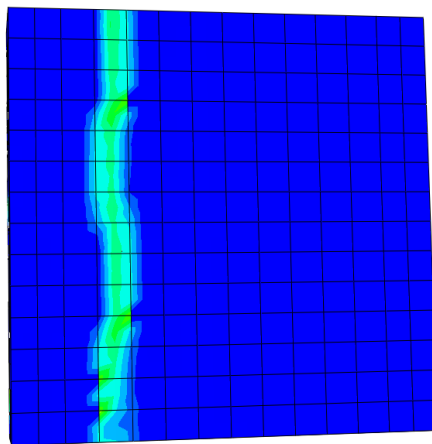
a) Dano numérico



b) Dano real

Fonte: AUTOR, 2021.

**Figura 170 – Comparação entre os modos de ruptura experimental e numérico do cisalhamento paralelo à fiada.**



a) Dano numérico

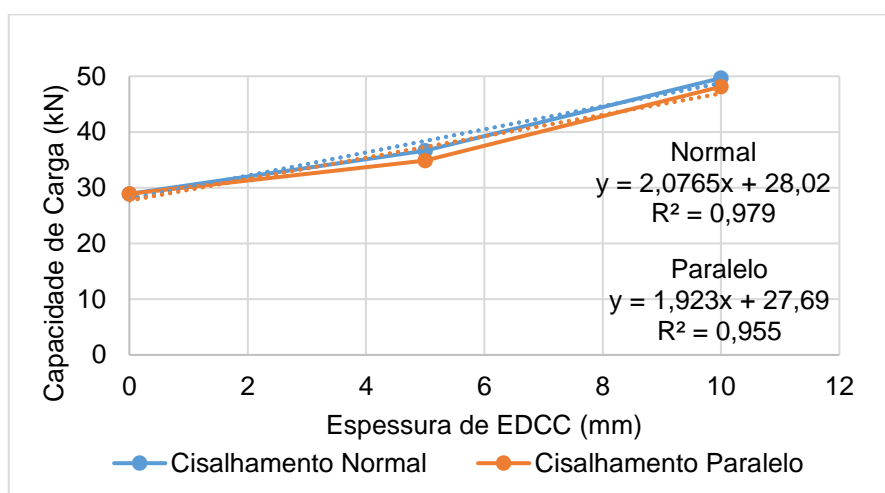


b) Dano real

Fonte: AUTOR, 2021.

Na Figura 171 são propostas retas (linhas de tendência) e formulações relacionando a capacidade de carga dos modelos das paredinhas de alvenaria submetidas ao cisalhamento com a incorporação de EDCC, bem como foi realizado para os modelos de resistência à compressão e à flexão. É possível prever analiticamente a capacidade de carga através das formulações, dependendo da espessura de revestimento que é empregada, com coeficientes de determinação de 0,979 para cisalhamento normal à fiada e 0,955 para cisalhamento paralelo à fiada. Para os dois casos o coeficiente de determinação foi excelente, sendo possível ter uma ótima prévia do aumento da capacidade de carga em relação ao aumento da espessura do EDCC.

**Figura 171 – Curvas e fórmulas para capacidade carga vs espessura do EDCC para paredinhas modeladas no ABAQUS submetidas ao cisalhamento.**



Fonte: AUTOR, 2021.

Os resultados apresentados para os modelos dos ensaios de resistência ao cisalhamento foram satisfatórios, tendo em vista que tanto as curvas traçadas quanto os modos de ruptura foram semelhantes aos ensaios experimentais. A calibração e validação dos modelos permitirá o auxílio a profissionais de engenharia civil em relação à análise de estruturas de alvenaria estrutural submetidas ao cisalhamento, através da modelagem em elementos finitos, além do conhecimento em relação ao uso do EDCC para reforço de paredes que estejam submetidas a esforços de cisalhamento.

## 8. Considerações Finais

Este trabalho consistiu em apresentar um estudo aprofundado sobre o comportamento de paredes de alvenaria estrutural reforçada com EDCC, a partir dos resultados dos ensaios experimentais de resistência à compressão, à flexão e ao cisalhamento apresentados pelo grupo de pesquisa e da modelagem em elementos finitos desses ensaios. O objetivo geral do trabalho foi alcançado, confirmando a eficácia do EDCC enquanto material sustentável para reforço de alvenaria estrutural, com modelos numéricos fidedignos ao comportamento da alvenaria estrutural revestida e formulação que permite prever a capacidade de carga das paredes revestidas submetidas à compressão, para alvenaria de qualquer resistência.

Primeiramente foi realizado um referencial teórico abordando os fatores que podem influenciar a resistência e o comportamento da alvenaria estrutural, os materiais que vêm sendo utilizados para reforço de alvenaria e uma abordagem geral em relação à modelagem em elementos finitos, apresentando pontos pertinentes para a modelagem de alvenaria estrutural com a utilização do *software* ABAQUS. Com isso foi possível o desenvolvimento do trabalho, analisando o comportamento da alvenaria submetida a diferentes esforços e definindo a metodologia para a correta modelagem dos ensaios.

Os modelos foram validados através da comparação das curvas tensão vs deformação (para ensaios de resistência à compressão) e força vs deslocamento (para ensaios de resistência à flexão e ao cisalhamento) com as curvas dos ensaios experimentais. Além disso, foi realizada uma comparação visual entre os modos de ruptura experimentais e numéricos. Para todos os modelos analisados, os resultados foram satisfatórios, sendo que foi possível simular corretamente o comportamento da alvenaria estrutural revestida com EDCC.

Com os resultados dos ensaios experimentais analisados e os modelos numéricos devidamente calibrados foi possível identificar considerações importantes à utilização do EDCC como reforço de alvenaria estrutural.

Em relação aos ensaios e modelos de resistência à compressão, foi possível notar um acréscimo na capacidade de carga das paredinhas revestidas com EDCC, com aumento gradual em relação ao aumento da camada de EDCC. Também foi possível observar que a camada de EDCC foi capaz de suportar maiores deformações da alvenaria, apresentando comportamento mais rígido que alvenaria não revestida, principalmente com 20 mm de espessura, mostrando que a espessura de EDCC influencia não apenas a resistência da alvenaria como também a rigidez da estrutura. Além disso, a alvenaria revestida com EDCC se mostrou pouco mais dúctil na ruptura do que a alvenaria sem revestimento.

Através do estudo paramétrico realizado com os ensaios de resistência à compressão foi possível avaliar que a tensão estimada na ruptura do EDCC se apresentou maior com o bloco de 8 MPa, mostrando que a influência do EDCC se mostra mais eficaz quando se trata de alvenarias de menor resistência.

Ainda em relação à resistência à compressão, foi possível concluir que não há grandes diferenças entre a medição lateral (na alvenaria) e a medição frontal (na camada de EDCC) dos deslocamentos verticais, principalmente nos ensaios experimentais. Os modelos numéricos das paredinhas revestidas apresentaram comportamento pouco mais dúctil na ruptura nos LVDTs localizados na face de EDCC do que nos LVDTs laterais, porém a diferença foi pequena, ainda mostrando que o EDCC e a alvenaria tendem a deformar em conjunto. Mesmo assim, existe a importância do posicionamento correto de todos os LVDTs, a fim de se estudar a diferença entre o comportamento dos materiais (alvenaria e EDCC).

Em relação aos ensaios e modelos de resistência à flexão e ao cisalhamento, também foi possível notar um acréscimo na capacidade de carga das paredinhas com o aumento da espessura da camada de EDCC. A presença do EDCC, nesses casos, gerou boa ductilidade nas paredinhas de alvenaria, principalmente para os ensaios paralelos à fiada, onde as curvas força vs deslocamento apresentaram escoamento mais curvado. Os ensaios de flexão e cisalhamento normais à fiada apresentaram um patamar de escoamento, com formato mais retilíneo, mostrando também certa ductilidade.

Como já dito, houve um aumento da capacidade de carga das paredinhas submetidas à flexão e ao cisalhamento com incorporação de EDCC, contudo foi notada também a diferença em relação à direção da fiada. Para os ensaios de resistência ao cisalhamento, não houve nenhuma diferença perceptível entre as direções normal e paralelo à fiada, sendo que para os casos com 10 mm de espessura de EDCC, a capacidade de carga normal à fiada foi pouco superior à capacidade de carga paralela à fiada (onde deveria ser o contrário). Já para os ensaios de resistência à flexão foi notado um acréscimo considerável na capacidade de carga das paredinhas submetidas à flexão paralela à fiada, além do acréscimo de carga em relação ao aumento da espessura de EDCC.

Para todos os ensaios e modelos analisados neste trabalho foi possível traçar retas e formulações simplificadas que previssem a capacidade de carga e tensões de ruptura (para os casos de resistência à flexão) em relação ao acréscimo da espessura da camada de EDCC, com bons coeficientes de determinação. Com isso é possível concluir que há uma certa proporção entre a incorporação de EDCC e o aumento de resistência da paredinha, proporção que irá depender do ensaio em questão.

Foi possível prever uma formulação mais completa para a capacidade de carga das paredes submetidas à compressão, através de um estudo paramétrico que permitiu verificar a eficácia da formulação para alvenarias com diferentes tipos de blocos. Com essa fórmula é possível prever, com boa precisão, a capacidade de carga das paredes revestidas em relação à resistência à compressão do prisma, área efetiva de compressão da alvenaria, área de compressão do EDCC e módulos de elasticidade da alvenaria e do EDCC.

A escolha do EDCC para este trabalho está no fato de se tratar de um material dúctil, além de ser um material sustentável, ajudando na redução dos impactos ambientais negativos. A eficácia da utilização deste material para reforço de alvenaria estrutural foi confirmada. Além disso, uma vez que o comportamento dos ensaios foi devidamente avaliado e os modelos numéricos devidamente calibrados, eles ajudarão outros pesquisadores a realizar estudos complexos sobre a influência de cada variável no comportamento global dos elementos de alvenaria, sem os custos elevados de ensaios em laboratório, e auxiliarão profissionais da área sobre o conhecimento deste material de reparo, fazendo-se uso deste quando necessário, evitando possíveis acidentes e manifestações patológicas relacionadas à deformação excessiva da alvenaria estrutural.

# Referências Bibliográficas

ABAQUS. **V 2017**. Johnston Systèmes, 2017.

AGUIAR, O. P. **Estudo do comportamento de conectores Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto**. 2015. 230 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.7R**: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures. Farmington Hills, 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 549.6R**: Guide to Design and Construction of Externally Bonded Fabric-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) and Steel-Reinforced Grout (SRG) Systems for Repair and Strengthening Masonry Structures. Farmington Hills, 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C39/39M**: Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. West Conshohocken, 2021.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C78/78M**: Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). West Conshohocken, 2021.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C109/109M**: Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars. West Conshohocken, 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C140/140M**: Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units. West Conshohocken, 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C1006/C1006M**: Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Masonry Units. West Conshohocken, 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C1072**: Standard Test Methods for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength. West Conshohocken, 2005.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C1552**: Standard Practice for Capping Concrete Masonry Units, Related Units and Masonry Prisms for Compression Testing. West Conshohocken, 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E72**: Standard Test Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction. West Conshohocken, 2005.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E518**: Standard Test Methods for Flexural Bond Strength of Masonry. West Conshohocken, 2005.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E519**: Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages. West Conshohocken, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-1**: Alvenaria estrutural – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-3**: Alvenaria Estrutural – Parte 3: Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

BALBO, J. T. Relations between indirect tensile and flexural strengths for dry and plastic concretes. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, [s.l.], v. 6, n. 6, p. 854-874, dez. 2013.

BOLHASSANI, M. **Improvement of Seismic Performance of Ordinary Reinforced Partially Grouted Concrete Masonry Shear Walls**. 2015. 367 F. PhD. thesis, Drexel University, Philadelphia, 2015.

CAMACHO, J. S. **Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica**. 1995. 157 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da USP, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CSA S304**: Design of masonry structure. Mississauga, 2014.

CARDOSO, H. S. **Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto**. 2014. 182 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

COLLINS, M; MITCHELL, D. **Prestressed Concrete Structures**. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1991.

DALFRÉ, G. M. **Flexural and shear strengthening of RC elements**. 2013. 400 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Braga, 2013.

DU, Y. **Durability performance of eco-friendly ductile cementitious composite (EDCC) as a repair material**. 2016. 82 f. Dissertação (Mestrado) – Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, 2016.

FOLHA DE SÃO PAULO. 2016. **Muro de arrimo cede e interdita seis casas na zona leste de São Paulo**. Disponível em: <https://m.folha.uol.com.br/cotidiano/2016/01/1728561-muro-de-arrimo-cede-e-interdita-seis-casas-na-zona-leste-de-sao-paulo.shtml>. Acesso em: 05 de maio 2019.

FRUNZIO, G. V. *et al.* Reliability of diagonal test. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 7., 1995, Hamilton. **Proceedings...** Hamilton, 1995. p. 310-316.

G1 CAMPINAS E REGIÃO. 2015. **Muro desaba e deixa operários mortos e feridos em obra em Campinas, SP**. Disponível em: <http://g1.globo.com/sp/campinas-regiao/noticia/2015/10/muro-desaba-e-deixa-mortos-e-feridos-no-bairro-sao-bernardo-em-campinas.html>. Acesso em: 05 de maio 2019.

GALATI, N.; TUMIALAN, G.; NANNI, A. Strengthening with FRP bars of URM walls subject to out-of-plane loads. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 20, n. 1-2, p. 101-110, fev. 2006.



GRAÇA, A.; SILVA, F. 2018. **Muro de arrimo desaba e compromete estrutura de prédio na Aclimação, Zona Sul de São Paulo**. Disponível em: <https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/2018/08/07/muro-de-arrimo-desaba-na-zona-sul-de-sao-paulo.ghtml>. Acesso em: 05 de maio 2019.

GRIFFITH, M. C.; KASHYAP, J.; MOHAMED ALI, M. S. Flexural displacement response of NSM FRP retrofitted masonry walls. **Construction and Building Materials**, v. 49, p. 1032-1040. 2013.

GUNASEKERA, C.; SETUNGE, S.; LAW, D. W. Creep and Drying Shrinkage of Different Fly Ash-Based Geopolymers. **Aci Materials Journal**, [s.l.], v. 116, n. 1, p. 39-49, jan. 2019.

GUO, Z. **Principles of Reinforced Concrete**. 1. ed. Oxford: Elsevier, 2014. 587 p.

HAMID, A. A.; SCHULLER, M. **Assessment and Retrofit of Masonry Structures**. 1. ed. Longmont: The Masonry Society, 2019. 448 p.

HARRIS, R. T. **In-Plane Core Fill Strengthening Of Concrete Block Masonry Shear Walls**. 2017. 338 p. Thesis (PhD), Graduate Program in Civil Engineering, University of Calgary, Calgary, 2017.

ISKANDER, G.; SHRIVE, N. G. 3D micro-modelling of brick masonry under eccentric axial load using frictional and cohesive brick-mortar interaction behavior. In: KUBICA; KWIECIEN E BEDNARZ (Ed.). **Brick and Block Masonry: From Historical to Sustainable Masonry**. London: Taylor and Francis Group, 2020.

IZQUIERDO, O. S. **Influência do tipo de argamassamento e da utilização de peças de ajuste dimensional na resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto**. 2011. 155 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

JUKES, P.; RIDDINGTON, J. R. A review of masonry joint shear strength test methods. **Masonry International Journal**, [s.l.], v. 11, n. 2, 1997.

KAHEH, P. **Seismic strengthening of unreinforced masonry structures using eco-friendly ductile cementitious composite repair material**. 2018. 202 f. PhD. Thesis – Civil Engineering, University of Calgary, Calgary, 2018.

KONTHESINGHA, K. M. C. *et al.* Static cyclic in-plane shear response of damaged masonry walls retrofitted with NSM FRP strips, an experimental evaluation. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 50, p. 126–136. 2013.

LI, R.; **Investigation into the properties of Eco-friendly Ductile Cementitious Composites (EDCC)**. (*Final Report*). Department of Civil Engineering, University of Calgary, Calgary. 2017.

LI, R.; PARSEKIAN, G. A.; SHRIVE, N. C. Properties of Eco-friendly Ductile Cementitious Composites (EDCC). In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 59., 2017, Bento Gonçalves. **Proceedings...** Bento Gonçalves: IBRACON, 2017.

LIMA, T. E. S. de. **Influência do tipo de argamassamento na resistência à compressão de alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 2019. 111 f. Dissertação (Mestrado) – Engenharia Civil, Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 2019.

MARCARI, G. *et al.* In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP. **Composites Part B: Eng.**, [s.l.], v. 38, p. 887-901. 2007.

MEDEIROS, W. A. **Pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante**. 2018. 163 f. Dissertação (Mestrado) – Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, 2018.

NUNES, M. 2019. **Erro na obra pode ter causado queda de muro que matou mulher na Baixada**. Disponível em: <https://extra.globo.com/noticias/rio/erro-na-obra-pode-ter-causado-queda-de-muro-que-matou-mulher-na-baixada-23430921.html>. Acesso em: 05 de maio 2019.

OLIVEIRA, C. F. de; BRANCO, L. A. M. N.; TAVARES, K. A. Análise de deslizamento de muro de arrimo provocado por falha no projeto. In: CONFERÊNCIA SOBRE PATOLOGIA E REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS, 6., 2018, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 2018.

OLIVEIRA, L. M. F. **Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural**. 2014. 272 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Escola De Engenharia De São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

OLIVEIRA, M. das G. D. de; BACARJI, E.; GUIMARÃES, G. N. ENSAIOS EM VIGAS DE ALVENARIA SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES. **Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, [s.l.], v. 14, n. 1, p. 1-15, 2018.

PASQUANTONIO, R. D. **Contribuições para Modelagem de Alvenaria em Blocos de Concreto**. 2019. 376 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, 2019.

PARSEKIAN, G. A. **Tecnologia de produção de alvenaria estrutural protendida**. 2002. 263 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da USP, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

PARSEKIAN, G. A. **RELATÓRIO DE PESQUISA FAPESP 23112.003164/2016-01: Tecnologia Sustentável para Reabilitação de Alvenarias**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2017. 31p.

PARSEKIAN, G. A.; FONSECA, F. S.; SHRIVE, N. G. Strength of Hollow Concrete Masonry Reinforced with Sprayed Glass-Fiber-Reinforced Polymer. **Journal Of Composites For Construction**, [s.l.], v. 18, n. 6, p. 04014017-1 – 04014017-14, dez. 2014.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de Alvenaria Estrutural**. 2. ed. rev. 1. reimpr. São Carlos: EdUFSCar, 2014. 625 p.

PARSEKIAN, G. A.; SHRIVE, N. G. Preliminary Results on Surface Coating Strengthening Concrete Block Masonry With Eco-Friendly Ductile Cementitious Composite. In: NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 13., 2019, Salt Lake City. **Proceedings...** Salt Lake City, 2019.

R7 NOTÍCIAS. 2020. **Após queda de muro, segunda vítima morre em Brotas-SP** Disponível em: <https://noticias.r7.com/sao-paulo/apos-queda-de-muro-segunda-vitima-morre-em-brotas-sp-19112020>. Acesso em: 27 de nov. 2020.

SANTOS, C. F. R. *et al.* Numerical and experimental evaluation of masonry prisms by finite element method. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, [s.l.], v. 10, n. 2, p. 477-508, abr. 2017.

SONG, F. *et al.* Springback prediction of thick-walled high-strength titanium tube bending. **Chinese Journal Of Aeronautics**, [s.l.], v. 26, n. 5, p. 1336-1345, out. 2013.

SOUDAIS, P. R. N. *et al.* Strengthening and repair of masonry under compressive load and testing of EDCC-strengthened prisms. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 13., 2017, Halifax. **Proceedings...** Halifax, 2017.

TOMAZEVIC, M., APIH, V. The Strengthening of Stone-Masonry Walls By Injecting Masonry Friendly Grouts. **European Earthquake Engineering**, Patron, v. 7, n. 2, p. 10-20. 1993.

YAN, Y. **Investigation into bond strength between EDCC/Masonry**. 2016. 59 f. Dissertação (Mestrado) – Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, 2016.

YANG, E.; YANG, Y.; LI, V. C. Use of High Volumes of Fly Ash to Improve ECC Mechanical Properties and Material Greenness. **Materials Journal**, [s.l.], v. 104, n. 6, p. 320-628, 2007.

ZONA DE RISCO. 2018. **Lembrança: Tornado atinge Indaiatuba e várias cidades**. Disponível em: <https://zonaderisco.blogspot.com/2018/04/lembranca-tornado-atinge-indaiatuba-e.html>. Acesso em: 05 de maio 2019.