



UNIVERSIDADE
ESTADUAL DE LONDRINA

FERNANDO NAKAO

**AVALIAÇÃO COMPARATIVA TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE
MINI-PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM
BLOCOS DE CONCRETO**

Londrina
2021

FERNANDO NAKAO

**AVALIAÇÃO COMPARATIVA TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE
MINI-PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM
BLOCOS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Londrina, como parte dos pré-requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Altibano Ortenzi.

Londrina
2021

FERNANDO NAKAO

**AVALIAÇÃO COMPARATIVA TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE
MINI-PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM
BLOCOS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Londrina, como parte dos pré-requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Thiago M. Mendes
Universidade Tecnológica Federal do Paraná –
UTFPR

Profa. Dra. Berenice M. Toralles
Universidade Estadual de Londrina – UEL

Orientador: Prof. Dr. Altibano Ortenzi Junior
Universidade Estadual de Londrina - UEL

Londrina, 15 de fevereiro de 2021.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais por simplesmente tudo.

Aos meus filhos Guilherme Minho Nakao e Gustavo Minho Nakao pela amizade e apoio.

Ao professor Altibano Ortenzi Junior, meu orientador e meu amigo, por me acompanhar e orientar nesta trajetória.

Aos professores Berenice M. Toralles e Thiago M. Mendes por toda a contribuição para melhoria deste trabalho.

Ao Professor Francisco Morato Leite por toda a ajuda antes e durante o curso de mestrado.

Ao Diretor da DPTE/UEL, Nelson Roberto Amanthea pelos bons conselhos.

Ao meu amigo Paulo pela ajuda durante o curso e a todos os amigos que me acompanharam nesta jornada.

Aos técnicos e funcionários do Laboratório de Materias de Construção do CTU/UEL por toda a ajuda nos ensaios.

A empresa BR Blocos pelo fornecimento dos blocos de concreto, e a empresa Graniart pelo bom atendimento na produção dos testemunhos.

NAKAO, FERNANDO. **Avaliação comparativa teórico-experimental de mini-paredes de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. 2021. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2021.

RESUMO

A alvenaria estrutural não armada é composta basicamente de blocos de concretos ou cerâmicos e argamassa e alguma armadura localizada, e para entender o seu comportamento mecânico (deformação e resistência) é importante estudar os componentes conjuntamente. Devido à interação mecânica entre esses, é necessário entender os efeitos que um causa no outro. Normalmente, estuda-se o comportamento da alvenaria estrutural através de prismas ou mini paredes ou ainda, em paredes. Tais ensaios são onerosos e complexos. Uma alternativa que pode reduzir tais custos é a utilização de modelagem computacional, baseada na análise por elementos finitos (FEA), para simular a alteração das características de cada material e observar os resultados obtidos. Posteriormente, tais resultados são convalidados com menor quantidade de ensaios. Assim, verificam-se vários cenários virtualmente, para então produzir o modelo experimental com as características desejadas de projeto. Este trabalho criou via modelagem parasólida computacional, todos os componentes de uma alvenaria de blocos de concreto estrutural (BCE). Em seguida comparou os resultados de três mini-paredes, de blocos, da argamassa e de testemunhos prismáticos retirados de blocos, visando convalidar os resultados experimentais desses, com as análises por elementos finitos computacional. Após a caracterização dos componentes mencionados, realizou-se a FEA. Os resultados obtidos via FEA mostraram-se convergentes com os resultados experimentais, inclusive em relação à forma de ruptura, exceto para a mini-parede, cuja capacidade do equipamento não permitiu que se atingisse a ruptura. Contudo, ainda assim, para efeito de tensão e deformação os resultados apresentaram valores coerentes em relação à teoria. Assim, considera-se que a modelagem parasólida e a FEA, apresentam-se como ferramentas promissoras para reduzir a quantidade de ensaio destrutivos no futuro, visando maior economia e maior sustentabilidade desses procedimentos.

Palavras chaves: alvenaria estrutural; modelagem computacional; fea; mini-paredes; testemunho.

NAKAO, Fernando. **Theoretical and experimental comparative evaluation of structural masonry mini-walls with concrete blocks**. 2021. 128 p. Dissertation (Master's in Civil Engineering) - State University of Londrina, Londrina, 2021.

ABSTRACT

Unreinforced structural masonry is basically composed of concrete or ceramic blocks and mortar and some localized reinforcement, and to understand its mechanical behavior (deformation and resistance) it is important to study the components together. Due to the mechanical interaction between them, it is necessary to understand the effects that one causes on the other. Normally, the behavior of structural masonry is studied through prisms or small walls. Such tests are expensive and complex. An alternative that can reduce the costs, it is the use of computational modeling, based on finite element analysis (FEA), to simulate the change in characteristics of each material and observe the results obtained. Later, these results are validated with fewer tests. Therefore, various scenarios are verified virtually, to then produce the experimental model with the desired design characteristics. This work created, by computational parasolid modeling, all the components of a structural masonry concrete block. It then compared the results of three small walls made of blocks, mortar and prismatic cores taken from blocks, in order to validate the experimental results with the computational finite element analysis. After the characterization of the mentioned components, the FEA was performed. In parallel, the use of acoustic emission in blocks and mortar cores was investigated to obtain the dynamic elastic modulus. The results obtained through FEA, showed convergence with the experimental results, including in relation to the rupture shape, except for the small wall, whose equipment capacity did not allow the rupture to be reached. However, even so, due stress and strain, the results presented values consistent with the theory. Therefore, it is considered that parasolid modeling and FEA are promising tools to reduce the amount of destructive testing in the future, aiming for greater economy and sustainability of these procedures.

Keywords: structural masonry; computational modeling; FEA; small walls; core.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 -	Esquema dos ensaios de tração direta e indireta	25
Figura 2 -	Esquema do ensaio de tração à compressão	25
Figura 3 -	Representação dos módulos de Elasticidades (NBR 6118:2014).....	28
Figura 4 -	Testemunho para ensaio de tração direta.....	35
Figura 5a -	Prisma sem junta vertical	40
Figura 5b -	Prisma sem junta vertical	40
Figura 6 -	Comportamento da alvenaria sob compressão simples.....	41
Figura 7 -	Lote dos blocos utilizados na pesquisa.....	51
Figura 8 -	Bloco de concreto 14x19x39 utilizado no experimento	52
Figura 9 -	Bloco de concreto – indicação das medidas externas	52
Figura 10 -	Vista do bloco – indicação das paredes dos blocos.....	53
Figura 11 -	Seção longitudinal do bloco	53
Figura 12 -	Capeamento dos blocos de concreto.....	56
Figura 13 -	Prensa Hidráulica utilizada nos ensaios dos blocos.....	56
Figura 14 -	Detalhe da ruptura a tração no bloco de concreto	58
Figura 15 -	Máquina de corte de mármore e granitos.....	59
Figura 16 -	Detalhe da região da extração do testemunho.....	59
Figura 17 -	Detalhe dos corpos de prova (testemunhos) retirados dos blocos.....	59
Figura 18 -	Ensaio de compressão dos testemunhos	62
Figura 19 -	Testemunhos para ensaio a tração.....	63
Figura 20 -	Ensaio à tração na flexão dos testemunhos	66
Figura 21 -	Corpos de prova de argamassa moldados	68
Figura 22 -	Corpos de prova de argamassa em processo de cura.....	68
Figura 23 -	Ensaio de compressão nos corpos de prova de argamassa.....	69
Figura 24 -	Ensaio de tração nos corpos de prova de argamassa	70
Figura 25 -	Detalhe do capeamento dos testemunhos.....	71
Figura 26 -	Detalhe do ensaio do testemunho.....	71
Figura 27 -	Detalhe dos anéis no testemunho.....	72
Figura 28 -	Detalhe do ensaio com extensômetro.....	74
Figura 29 -	Ensaio corpo de prova de argamassa.....	75

Figura 30 -	Detalhe da fixação dos anéis no corpo de prova de argamassa	75
Figura 31 -	Detalhe do ensaio com extensômetro no corpo de prova de argamassa	76
Figura 32 -	Detalhe da Mini parede 1 e 2	77
Figura 33 -	Detalhe da pequena parede 3.....	77
Figura 34 -	Detalhe do apoio na face superior da mini-parede na máquina universal de ensaio	78
Figura 35 -	Detalhe do apoio na face inferior da mini-parede na máquina universal de ensaio	79
Figura 36 -	Detalhe da mini-parede com os relógios comparadores	79
Figura 37 -	Elementos criados no Solidworks®.....	82
Figura 38 -	Pontos de apoio dos relógios comparadores	83
Figura 39 -	Elementos da malha	84
Figura 40 -	Detalhe da malha gerada	85
Figura 41 -	Detalhe da ruptura a tração no bloco de concreto	88
Figura 42 -	Detalhe da ruptura do ensaio à compressão no testemunho	89
Figura 43 -	Detalhe da linha de ruptura do ensaio dos testemunhos	92
Figura 44 -	Detalhe da ruptura do ensaio de compressão da argamassa	96
Figura 45 -	Detalhe da ruptura do ensaio de tração do corpo de prova de argamassa	96
Figura 46 -	Gráfico tensão x deformação CP 1 através do extensômetro	101
Figura 47 -	Gráfico tensão x deformação CP 2 através do extensômetro ...	101
Figura 48 -	Gráfico tensão x deformação CP 1 de argamassa através do extensômetro	105
Figura 49 -	Gráfico tensão x deformação CP 2 de argamassa através do extensômetro	105
Figura 50 -	Gráfico tensão x deformação mini-parede 1	108
Figura 51 -	Gráfico tensão x deformação mini-parede 2	109
Figura 52 -	Gráfico tensão x deformação mini-parede 3	109
Figura 53 -	Gráfico tensão x deformação pelo Ansys®.....	111
Figura 54 -	Tensão x deformação modelagem computacional até previsão de carga para ruptura	113
Figura 55 -	Tensões máximas principais.....	114

Figura 56 -	Posição da maior tensão máxima principal	115
Figura 57 -	Resultados dos ensaios tensão x deformação	116
Figura 58 -	Resultados dos ensaios tensão x deformação com regressão linear	117
Figura 59 -	Tensão máxima principal atuante	118
Figura 60 -	Região da atuação da tensão principal	119
Figura 61 -	Resultado dos deslocamentos totais – ensaio	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Comparativo de custos entre alvenaria estrutural e estrutura convencional	20
Tabela 2 -	Espessuras mínimas das paredes dos blocos	22
Tabela 3 -	Requisitos para resistência à compressão, absorção e retração	23
Tabela 4 -	Valores σ_{de} em função do número de elementos da amostra.....	23
Tabela 5 -	Variação de resistência em relação à espessura de 10mm	32
Tabela 6 -	Relação entre a resistência compressão dos testemunhos/blocos	34
Tabela 7 -	Comparação dos resultados de ensaios com blocos e testemunhos	35
Tabela 8 -	Resultado de ensaio à tração por testemunho.....	36
Tabela 9 -	Classificação do bloco de concreto de acordo com a EUROCODE 6	43
Tabela 10 -	Comparativo entre resultado experimental e modelagem.....	48
Tabela 11 -	Comparativo entre resultado experimental e modelagem- cargas de ruptura ao cisalhamento	48
Tabela 12 -	Descrição do lote dos blocos utilizados nos ensaios	51
Tabela 13 -	Dimensões externas dos blocos	53
Tabela 14 -	Dimensões das espessuras das paredes dos blocos–Face superior	53
Tabela 15 -	Dimensões das espessuras das paredes dos blocos–Face inferior	54
Tabela 16 -	Resumo das medidas dos blocos	54
Tabela 17 -	Áreas líquidas e brutas – Volume dos Blocos	55
Tabela 18 -	Medidas dos testemunhos retirados dos blocos de concreto – faces superior.....	60
Tabela 19 -	Medidas dos testemunhos retirados dos blocos de concreto– faces inferior.....	60
Tabela 20 -	Medidas das alturas dos testemunhos	61
Tabela 21 -	Medidas média dos testemunhos.....	61
Tabela 22 -	Volume e massa específica dos testemunhos	61

Tabela 23 -	Volume e massa específica dos testemunhos	62
Tabela 24 -	Medidas face superior dos testemunhos para o ensaio à tração	64
Tabela 25 -	Medidas face inferior dos testemunhos para o ensaio à tração ...	64
Tabela 26 -	Medidas das alturas dos testemunhos para o ensaio à tração	65
Tabela 27 -	Média das medidas dos testemunhos para o ensaio à tração	65
Tabela 28 -	Resultado da massa específica da argamassa.....	69
Tabela 29 -	Dimensões dos testemunhos de concreto com relógio comparador	72
Tabela 30 -	Dimensões dos testemunhos de concreto ensaio com extensômetro	73
Tabela 31 -	Medidas dos corpos de prova de argamassa.....	76
Tabela 32 -	Dimensões mini-paredes	78
Tabela 33 -	Propriedades mecânicas bloco de concreto e argamassa	82
Tabela 34 -	Peso dos blocos secos em estufa e massa específica	86
Tabela 35 -	Resultado do ensaio à compressão dos blocos	87
Tabela 36 -	Resultado do ensaio à tração dos blocos	88
Tabela 37 -	Resultado da resistência à compressão dos testemunhos	89
Tabela 38 -	Valores de k_1 : relação de altura/diâmetro (h/d)	90
Tabela 39 -	Valores de k_2 : função do broqueamento com o diâmetro do testemunho	90
Tabela 40 -	Resistência à compressão corrigidos pela ABNT NBR 7680-1	91
Tabela 41 -	Volume e massa específica dos testemunhos para o ensaio à tração	92
Tabela 42 -	Resultado da resistência à tração na flexão (fct,f)	93
Tabela 43 -	Resultado da resistência à tração na flexão corrigidos	93
Tabela 44 -	Comparação das propriedades mecânicas entre BCE e testemunho	94
Tabela 45 -	Resultados de ensaios dos CPs aos 7 e 28 dias.	95
Tabela 46 -	Resultado a compressão diâmetral aos 7 dias.....	97
Tabela 47 -	Resultado a compressão diâmetral aos 28 dias.....	97
Tabela 48 -	Comparação propriedades mecânicas fabricante x ensaio experimental.....	97

Tabela 49 -	Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no testemunho 1	99
Tabela 50 -	Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no testemunho 2	99
Tabela 51 -	Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no testemunho 3	100
Tabela 52 -	Resultado do módulo de elasticidade nos testemunhos	100
Tabela 53 -	Resultado do módulo de elasticidade do testemunho de concreto ensaio com extensômetro	102
Tabela 54 -	Comparativo do Módulo de elasticidade Bibliografia x Experimental	102
Tabela 55 -	Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no corpo de prova 1	103
Tabela 56 -	Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no corpo de prova 2	103
Tabela 57 -	Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no corpo de prova 3	104
Tabela 58 -	Resultado do módulo de elasticidade nos corpos de prova de argamassa	104
Tabela 59 -	Resultado do módulo de elasticidade dos corpos de prova de argamassa com extensômetro	106
Tabela 60 -	Comparativo do Módulo de elasticidade Bibliografia x Experimental	106
Tabela 61 -	Mini-parede 1 - Tensão x deformação	107
Tabela 62 -	Mini-parede 2 - Tensão x deformação	107
Tabela 63 -	Mini-parede 3 - Tensão x deformação	107
Tabela 64 -	Módulo de elasticidade das mini-paredes	110
Tabela 65 -	Tensão x deformação - Ansys®	110
Tabela 66 -	Previsão de carga de ruptura mini-parede	111
Tabela 67 -	Ensaio modelagem computacional até carga prevista de ruptura	112
Tabela 68 -	Comparação módulo experimental e computacional	115

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
A	Área resistente da parede
E_a	Módulo de elasticidade da argamassa
E_b	Módulo de elasticidade do bloco de concreto
E_c	Módulo de elasticidade
E_{ci}	Módulo de elasticidade tangente Inicial
E_{cordal}	Módulo de elasticidade cordal
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante
E_d	Módulo de elasticidade dinâmico
F	Força aplicada
F_R	Força de ruptura
H	Altura do bloco
K_m	Coeficiente de mola
L	Largura do bloco
N_k	Força de ruptura à compressão da alvenaria
a	Distância média entre a linha de ruptura à face tracionada
f_a	Resistência característica à compressão da argamassa
f_{bk}	Resistência característica à compressão do bloco
f_{bm}	Resistência média à compressão do bloco
f_{ck}	Resistência característica do concreto
f_{ek}	Resistência característica do elemento de alvenaria (bloco,
f_k	Resistência característica à compressão da alvenaria
f_{ppk}	Resistência característica à compressão da mini-parede
f_{pk}	Resistência característica à compressão do prisma prisma, mini-parede, parede)
f_t	Resistência característica à tração direta
$f_{t,t}$	Resistência característica à tração direta
f_{tf}	Resistência característica à tração indireta à flexão
f_{tk}	Resistência característica à tração do bloco
f_{tm}	Resistência média à tração do bloco

h	Altura do testemunho
h_e	Altura efetiva da parede
t_e	Espessura efetiva da parede
l	Índice de esbeltez da parede
r	Massa específica
r_a	Massa específica da argamassa
r_b	Massa específica do bloco de concreto
n	Coefficiente de Poisson
s	Desvio padrão

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	CONTEXTO DA PESQUISA	16
1.2	OBJETIVOS	18
1.2.1	Objetivo Geral.....	18
1.2.2	Objetivos Específicos	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	MATERIAIS CONSTITUINTES DA ALVENARIA NÃO GRAUTEADA.....	21
2.1.1	Blocos de Concreto	21
2.1.1.1	Resistência à compressão do bloco de concreto	23
2.1.1.2	Resistência à tração do bloco de concreto	24
2.1.1.3	Módulo de elasticidade do bloco de concreto.....	26
2.1.2	Argamassa de Assentamento.....	30
2.2	TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DE BLOCOS PARA OBTER SUAS CARACTERÍSTICAS	33
2.3	ALVENARIA ESTRUTURAL	36
2.3.1	Resistência à Compressão da Alvenaria Estrutural.....	39
2.3.2	Módulo de Elasticidade da Alvenaria Estrutural	43
2.4	MODELAGEM PARASÓLIDA	44
2.4.1	Análise por Elementos Finitos	44
3	MATERIAIS E MÉTODOS	50
3.1	BLOCOS DE CONCRETO ESTRUTURAL - BCES	50
3.2	VERIFICAÇÃO DIMENSIONAL DOS BLOCOS	51
3.3	DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS BLOCOS DE CONCRETO	55
3.4	DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DOS BLOCOS	55
3.5	DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À TRAÇÃO DOS BLOCOS	56
3.6	DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DOS TESTEMUNHOS	58

3.7	DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À TRAÇÃO DE TESTEMUNHOS DE BLOCOS DE CONCRETO	63
3.8	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO	67
3.8.1	Ensaio de Resistência à Compressão da Argamassa	69
3.8.2	Ensaio de Resistência à Tração da Argamassa	70
3.9	DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS TESTEMUNHOS E ARGAMASSA	70
3.9.1	Módulo de Elasticidade do BCE – Relógio Comparador	70
3.9.2	Módulo de Elasticidade do Testemunho do BCE – Extensômetro Eletrônico.....	73
3.9.3	Módulo de Elasticidade da Argamassa – Relógio Comparador.....	74
3.9.4	Módulo de Elasticidade da Argamassa – Extensômetro Eletrônico.....	76
3.10	MINI-PAREDES.....	77
3.11	MODELO COMPUTACIONAL.....	81
3.11.1	Análise com Ansys®.....	83
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	86
4.1	PROPRIEDADES MECÂNICAS	86
4.1.1	Massa Específica BCE	86
4.1.2	Resistência à Compressão do BCE.....	87
4.1.3	Resistência à Tração do BCE.....	88
4.1.4	Resistência à Compressão do Testemunho	89
4.1.5	Resistência à Tração do Testemunho	91
4.1.6	Comparação entre os Resultados dos Ensaio com BCE e Testemunho.....	94
4.1.7	Resistência à Compressão da Argamassa.....	95
4.1.8	Resistência à Tração da Argamassa.....	96
4.1.9	Determinação do Módulo de Elasticidade do Testemunho.....	98
4.1.10	Determinação do Módulo de Elasticidade da Argamassa	102
4.2	Resultado do Ensaio de Tensão X Deformação nas Mini-Paredes	106
4.2.1	Resultado do Ensaio Experimental de Tensão x Deformação nas Mini-Paredes	106
4.2.2	Resultado do Ensaio Computacional de Tensão x Deformação nas Mini-Paredes	110

4.3	Resultados Comparativos entre o Ensaio Experimental das Mini-Paredes com Ensaio no FEA.....	115
5	CONCLUSÃO	121
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	124

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO DA PESQUISA

A alvenaria estrutural é um processo construtivo muito antigo, tendo sua origem na pré-história sendo utilizada há mais de 10.000 anos, podemos citar as pirâmides do Egito, a muralha da China, os aquedutos de Roma, etc., baseado em métodos empíricos. (ROMAGNA, 2000)

O desenvolvimento da tecnologia da alvenaria ficou estagnada até o início do século XX, devido ao avanço da tecnologia do concreto armado, ficando relegada à pequenas construções e poucos pavimentos.

Em 1948 foi criada a primeira norma de cálculo de alvenaria na Inglaterra e em 1966 foi criada nos Estados Unidos a norma “*Specification of the design of load bearing concrete masonry*”, incentivando a construção de alvenaria. (MOHAMAD, *et al*, 2015)

No Brasil a primeira de alvenaria estrutural foi criada em 1989, NB 1228. A partir de 1990, no Brasil, houve um avanço no desenvolvimento da metodologia de cálculo, dimensionamento e do processo construtivo buscando um processo racional e econômico. (MOHAMAD, *et al*, 2015)

Nos últimos anos o uso da alvenaria estrutural tem crescido muito no Brasil, principalmente em construções de habitações populares, em residências e em edifícios de múltiplos pavimentos, se mostrando como um sistema racional, econômico e ágil, sendo a alvenaria não armada o sistema mais utilizado.

Para que o sistema seja eficiente é necessário entender o comportamento das paredes que o formam, as quais são compostas por distintos materiais que se interagem e fornecem a resistência necessária para resistir aos esforços solicitados.

Para um estudo preciso da alvenaria é necessário trabalhar com uma parede integral, isto é, com as dimensões de altura e comprimento reais, e para analisá-la devem ser realizados ensaios experimentais com os materiais que a compõe. Porém, esse método necessita de equipamentos de alto valor para transportá-la do local onde foi elevada até o local de ensaio.

Os equipamentos de ensaio de paredes inteiras, possuem valor elevado, além de não estarem disponíveis em qualquer localidade, assim, torna-se mais difíceis

tais aferições, fora de centros metropolitanos.

Uma alternativa é executar as chamadas mini-paredes, as quais possuem dimensões e peso bem reduzidos em relação às paredes integrais. Contudo, ainda assim, exigem equipamentos e instrumentação de alto valor.

Para a validação experimental em termos estatísticos, para cada tipo de ensaio é exigido um número de repetições, visando eliminar erros aleatórios, seja devido à má execução do corpo de prova ou componente, seja por imprecisão acumulada do equipamento e por outros motivos imperceptíveis. Porém, para certos componentes e materiais, já existe na literatura um histórico que permite ao laboratório que os realiza verificar a média histórica, e saber se os resultados de um ensaio são convergentes ou divergentes em relação aos dados históricos. Da mesma forma, é possível realizar as análises computacionais, adotando a mesma lógica, além de se convalidar com um ensaio, desde que esse seja convergente com os dados já referidos. Consequentemente, valendo-se de uma quantidade mínima de ensaios é possível verificar a divergência ou convergência dos resultados, além de virtualmente poder alterar as propriedades dos materiais constituintes. Caso se deseje obter maior ou menor rigidez, por exemplo, ou resistência de uma parede. Isso permite analisar vários cenários, sem a necessidade de se realizar um ensaio pra cada mudança efetuada, por exemplo, na resistência do bloco.

Após se obter o cenário virtual que melhor represente a necessidade de projeto, realiza-se um ensaio de convalidação. Caso esse seja convergente, dentro de limites normativos, não há necessidade de se realizar outros. Do contrário, realiza-se um novo ensaio. Caso o segundo seja convergente, retorna-se ao primeiro para analisar possíveis desvios nos procedimentos de produção da mini-parede e do posicionamento dessa no equipamento.

No caso de não haver divergência, verifica-se o segundo ensaio. Se ainda assim, não se encontrar divergências, então realiza-se o terceiro ensaio, e considera-se o resultado obtido como o real, desde que seja convergente com os dados históricos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Investigar a tensão à compressão com a correspondente deformação para mini-paredes de bloco de concreto estrutural (BCE) através de ensaios experimentais e da criação de um modelo computacional.

1.2.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos tem-se:

- a. Comparar os resultados obtidos na análise experimental com a análise numérica determinando-se as variáveis que mais influenciam na validação do modelo numérico.
- b. Verificar as características mecânicas de BCEs, através de corpos de prova extraídos dos mesmos (testemunhos).

Os requisitos de norma, especialmente das normas de desempenho, exigem que todos os materiais constituintes, assim como os produzidos a partir desses, como argamassas e blocos, sejam aferidos e certificados, para prover garantias ao fornecedor e ao consumidor do produto. Contudo, para pequenos empreendedores, investimento associado à certificação e garantias, quase sempre é negligenciado, sem que haja fiscalização. Dessa forma, ocorrem dois problemas: o executor não providencia os ensaios de verificação de conformidade, recaindo todas as possíveis patologias geradas, para o consumidor, e seu lucro é reduzido devido a retrabalhos pós-ocupação.

Uma alternativa que pode reduzir os custos sem prejuízo das aferições é a análise computacional por elementos finitos.

O laboratório que executa algum tipo de ensaio, em geral possui um banco de dados com resultados históricos que podem ser utilizados como termo de comparação, sendo assim, dotando-se tais laboratórios de software FEA, é possível reduzir-se a quantidade de ensaios, onerar menos o interessado, e ao mesmo tempo, preservar o equipamento, o qual tem alto valor. Porém, poucos centros são dotados de recursos humanos de alto nível que conheçam os procedimentos de avaliação com essas ferramentas computacionais.

A utilização da FEA para elaborar análises comparativa entre ensaios

relacionados à alvenaria estrutural não armada, visando convalidar os métodos de ensaio, é uma alternativa promissora a ser explorada, com intuito de reduzir os gastos inerentes a tais ensaios, ao mesmo tempo em que se reduz a geração de resíduos de difícil reciclagem.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

OLIVIER (2016) elaborou um estudo de caso comparando os custos entre dois sistemas construtivo, alvenaria estrutural e concreto armado, para um edifício multifamiliar de 4 pavimentos, concluindo uma redução em torno de 28% com a utilização do sistema de alvenaria estrutural.

NUNES e JUNGES (2008) elaboraram um estudo de caso comparando os custos dos dois sistemas, para um edifício residencial em 3 pavimentos, e concluíram uma redução de 26,4% para a utilização do sistema em alvenaria estrutural.

SILVA e VELHOS (2018), compararam o custo dos dois sistemas por pavimento para edifício residencial e concluíram uma redução percentual de 56% para o sistema em alvenaria estrutural.

A verificação da redução de custos nos dois estudos se deu na redução da mão de obra e material, principalmente para a execução dos serviços da superestrutura da edificação, além de ser verificado um aumento na velocidade de execução para o sistema em alvenaria estrutural.

A tabela 1 apresenta os resultados obtidos nos trabalhos.

Tabela 1 – Comparativo de custos entre alvenaria estrutural e estrutura convencional

Autor	Tipo de obra	Sistema Construtivo		Serviços Orçados	Percentual de Redução
		Estrutura em concreto Armado	Alvenaria Estrutural		
SILVA, M.G.J.; VELHOS, G.S.	Edifício Residencial	R\$ 45.285,22	R\$ 19.940,05	Superestrutura e Alvenaria por apto.	56,00%
OLIVIER, B.C.	Edifício Residencial 4 Pavto.	R\$ 415.174,67	R\$ 298.311,41	Superestrutura e Alvenaria	28,10%
NUNES, C. C.; JUNGES, E.	Edifício Residencial 3 Pavto.	R\$ 254.312,31	R\$ 187.235,63	Superestrutura e Alvenaria	26,40%

Fonte: Autor

No Brasil a alvenaria estrutural é um dos processos construtivos muito utilizado, principalmente em construções populares, tendo um grande avanço após a implementação do programa habitacional minha casa, minha vida, iniciado no ano de 2009. (PARSEKIAN, G.A. *et al.*, 2013)

Comparada com a construção convencional de edifícios de múltiplos pavimentos, em concreto armado, apresenta uma redução no custo final da obra em

torno de 15% (OLIVEIRA, 2009).

A resistência característica à compressão da parede (f_k) é determinada pelo ensaio de parede. Porém, a norma brasileira estabelece uma correlação entre os ensaios de prisma, mini-parede e parede, denominado fator de eficiência, que estabelece qual deve ser a resistência característica à compressão simples da parede (f_k). Essa é estimada em 70% da resistência característica à compressão simples do prisma (f_{pk}) e 85% da resistência característica à compressão simples da mini-parede (f_{ppk}). (ABNT NBR 15961-1:2011).

2.1 MATERIAIS CONSTITUINTES DA ALVENARIA NÃO GRAUTEADA

Os materiais constituintes da alvenaria estrutural não armada são o bloco de concreto e a argamassa de assentamento, as armaduras e o graute, utilizados somente como detalhes construtivos, não contribuindo para a resistência da alvenaria, tendo a função apenas de evitar fissurações.

2.1.1 Blocos De Concreto

O concreto para a fabricação de blocos de concreto é composto de cimento, areia, pedra britada de graduação zero (pedrisco), com ou sem adição de aditivos (plastificantes e/ou redutor de água) e água, sendo utilizada uma quantidade menor de água do que no concreto usual, proporcionando um concreto com zero de abatimento de tronco de cone, possibilitando uma desforma rápida. (FELIPE, 2010)

Os blocos de concreto possuem uma seção tronco-cônica, portanto a sua área líquida varia em função da altura, esta geometria facilita a desmoldagem. (MATA, 2006).

Para garantir a qualidade final do bloco é necessário o emprego de equipamentos especiais para o adensamento que proporcionem efeitos simultâneos de vibração e compressão, com uma adequada aplicação de energia, este processo é importante para garantir a qualidade final do produto, tornando difícil a reprodução do concreto em laboratório. (SILVIA, 2007)

As geometrias dos blocos de concreto são bem diversificadas e normalmente eles são produzidos por indústrias de pré-fabricação de concreto, mas deve atender as especificações da NBR 6136:2014 que especifica os requisitos físicos mecânicos para os blocos vazados de concreto, os limites de resistência, absorção e

retração linear por secagem e quanto as suas dimensões, classificando-os em três classes:

- Classe A: Os blocos dessa classe apresentam função estrutural e podem ser utilizados tanto acima quanto abaixo do nível do solo;
- Classe B: Os blocos dessa classe apresentam função estrutural, porém só podem ser utilizados acima do nível do solo;
- Classe C: Os blocos dessa classe podem ou não apresentar função estrutural e só podem ser utilizados acima do nível do solo.

Quanto às dimensões externas as tolerâncias permitidas são de $\pm 2,0\text{mm}$ para a largura e $\pm 3,0\text{mm}$ para o comprimento e altura, e para as espessuras das paredes uma tolerância de $\pm 1,0\text{mm}$, atendendo ao descrito na tabela 2.

Tabela 2 – Espessuras mínimas das paredes dos blocos

Classe	Largura nominal mm	Paredes longitudinais mm	Paredes transversais	
			Paredes mm	Espessura equivalente mm
A	190	32	25	188
	140	25	25	188
B	190	32	25	188
	140	25	25	188
C	190	18	18	135
	140	18	18	135
	115	18	18	135
	90	18	18	135
	65	15	15	113

Fonte: NBR 6136/2014.

Com relação a menor dimensão do furo (D_{furo}), para as classes A e B se devem atender os requisitos de acordo com a largura nominal do bloco:

- Para blocos de 140mm $\rightarrow D_{furo} \geq 70\text{mm}$
- Para blocos de 190mm $\rightarrow D_{furo} \geq 110\text{mm}$

Tabela 3 – Requisitos para resistência à compressão, absorção e retração.

Classificação	Classe	Resistência característica à compressão (Mpa)	Absorção				Retração %
			Agregado normal		Agregado leve		
			Individual	Média	Individual	Média	
Com função estrutural	A	$f_{bk} \geq 8,0$	$\leq 8,0$	$\leq 6,0$	$\leq 16,0$	$\leq 13,0$	$\leq 0,065$
	B	$4,0 \leq f_{bk} \leq 8,0$	$\leq 10,0$	$\leq 8,0$			

Com ou sem função estrutural	C	$f_{bk} \geq 3,0$	$\leq 12,0$	$\leq 10,0$
------------------------------------	---	-------------------	-------------	-------------

Fonte: NBR 6136:2014.

2.1.1.1 Resistência à compressão do bloco de concreto

Uma propriedade mecânica muito importante para o bloco é a resistência à compressão, além de servir como parâmetro para definição da resistência da alvenaria, também é um fator importante no aspecto de durabilidade sob a ação de intempéries, pois aumenta a resistência a essas ações. (PARSEKIAN, G.A. *et al.*, 2013)

Para a alvenaria estrutural não armada a resistência à compressão do bloco de concreto é o principal fator condicionante da resistência à compressão da alvenaria, mas não resultando em incrementos proporcionais a ela. (JUSTE, 2001)

De acordo com a norma ABNT NBR15961-2, que estabelece como resistência característica experimental dos elementos de alvenaria ($f_{ek,est}$), bloco, prisma, mini-parede e parede, sendo que o valor encontrado deverá ser maior ou igual à resistência característica especificada em projeto, o valor é calculado pelo seguinte procedimento:

$$f_{ek,1} = 2 \cdot \frac{(f_{e1} + f_{e2} + \dots + f_{e(i-1)})}{(i-1)} - f_{e(i)} \quad (1)$$

Onde:

$f_{e1}, f_{e2} \dots f_{e(i-1)}$ = valores de compressão das amostras

$i = (n/2)$, para amostras com $n =$ par

$i = (n-1)/2$, para amostras com $n =$ ímpar

$n =$ número de amostras

$f_{ek,2} = \emptyset * f_{e1}$

onde \emptyset é determinado pela tabela 4 da ABNT NBR 15961-2

Tabela 4 – Valores \emptyset de em função do número de elementos da amostra

n	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16 e 17	18 e 19
\emptyset	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,01	1,02	1,04

Fonte: NBR 15961-2:2010.

$f_{ek,3} =$ maior valor entre $f_{ek,1}$ e $f_{ek,2}$

$f_{ek,4} = 0,85 f_{em}$

$f_{ek,est} =$ é o menor valor entre $f_{ek,3}$ e $f_{ek,4}$

2.1.1.2 Resistência à tração do bloco de concreto

A resistência à tração do bloco não é estabelecida pela NBR 15961-1, mas é uma propriedade importante a ser conhecida, pois os esforços de compressão na alvenaria geram tensões de tração no bloco, a ruptura da alvenaria pode ocorrer pela tensão de tração na argamassa ou pela ruptura à tração do bloco de concreto, portanto uma propriedade mecânica importante a ser determinada (MOHAMAD et. al. 2011). Para a modelagem computacional da alvenaria, é necessário determinar as propriedades dos materiais que a compõe de maneira mais próximo do real, para poder reproduzir corretamente o comportamento experimental.

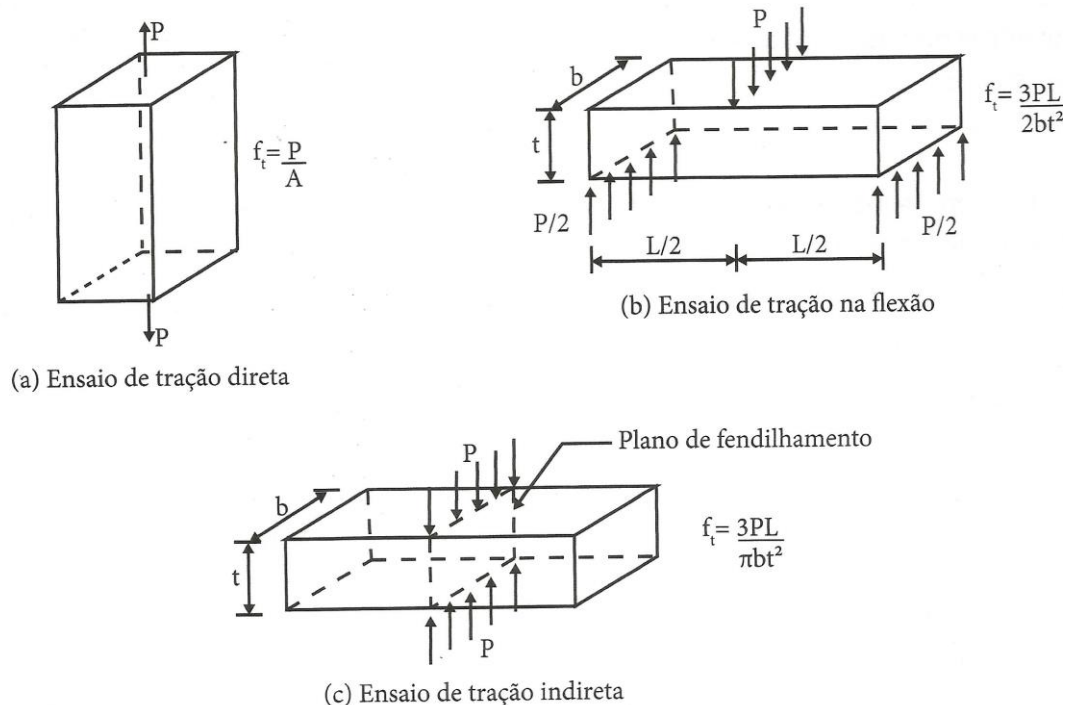
A determinação da resistência à tração dos blocos pode ser determinada experimentalmente através do ensaio de tração direta ou indireta.

O ensaio de tração direta (a) consiste em submeter à amostra a um esforço de tração aplicado em duas faces opostas, mas a dificuldade deste ensaio é alinhar corretamente os pontos de aplicação da carga na máquina de ensaio além de levar a resultados com grande variabilidade, ele pode ser feito com o bloco inteiro ou com corpos de prova extraídos dos blocos. (PARSEKIAN, G.A. *et al*, 2013)

O ensaio de tração indireta pode ser através do ensaio de tração à flexão ou do ensaio de tração por compressão. O ensaio de tração na flexão (b) é baseado na teoria linear e elástica da resistência dos materiais, o resultado obtido é maior que na tração direta, pois as maiores tensões de tração se concentram na parte inferior da amostra deixando a região central com menor concentração de tensão. O ensaio à tração por compressão (c) consiste em aplicar uma carga na direção transversal e no centro da peça, onde geram tensões de fendilhamento, o resultado tende a ser semelhante ao encontrado no ensaio de tração direta e resulta com uma menor dispersão de resultados (PARSEKIAN, G.A. *et al*, 2013).

ROMAGNA (2000) determinou experimentalmente a resistência à tração dos blocos de concreto para três grupos de blocos de concreto com resistências à compressão diferentes, através do ensaio da resistência à tração por compressão, que consiste aplicar uma carga no centro do bloco através de um rolete de aço e o mesmo fica apoiado em um rolete no mesmo alinhamento, encontrando resultados aproximados para a resistência à tração de 6% do valor da resistência à compressão para todos os tipos de blocos.

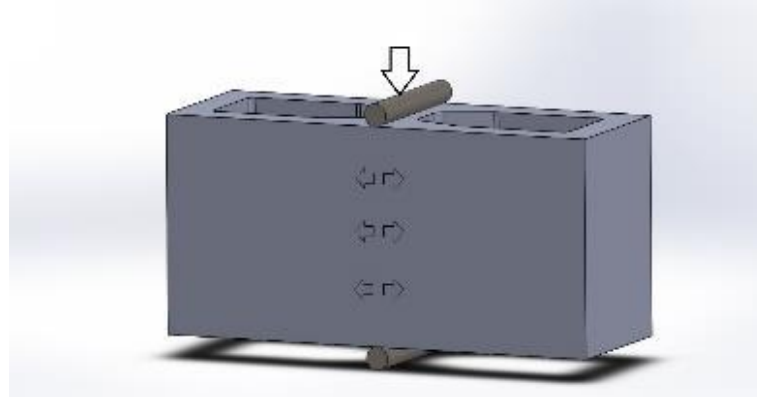
Figura 1 – Esquema dos ensaios de tração direta e indireta



Fonte: PARSEKIAN (2013)

STEIL (2003) realizou ensaios com cinco tipos de geometrias de blocos e avaliou a resistência à tração através no ensaio da resistência à tração por compressão, os valores encontrados também foram coerentes ao estimados para o concreto pela NBR 6118:2014, encontrando um valor aproximado para a resistência à tração de 7% do valor da resistência à compressão para todos os tipos de blocos.

Figura 2 – Esquema do ensaio de tração à compressão



Fonte: O Autor

BARBOSA e HANAI (2006) também determinaram a resistência à tração em blocos, através do ensaio da resistência à tração por compressão, analisando três grupos de blocos com três diferentes resistências à compressão e encontraram valores médios para a resistência à tração aproximadamente de 10% da resistência à compressão dos blocos.

MOHAMAD *et al.* (2011) determinou a resistência à tração dos blocos através de ensaio à tração direta, utilizando-se a parede dos blocos e fazendo dois entalhes nas laterais da peça para criar uma concentração de tensão e obteve um valor médio da resistência à tração de 10% ($f_{tm} = 2,31$ MPa) da média da resistência à compressão para os blocos ($f_{bm} = 23$ MPa).

2.1.1.3 Módulo de elasticidade do bloco de concreto

A determinação experimental do módulo de elasticidade (ou módulo de deformação) estático e do coeficiente de Poisson para os blocos de concreto não é definida pela ABNT NBR 15961:2011, que apenas estima o valor do módulo de elasticidade da alvenaria como sendo $800 \times f_{pk}$ e menor que 16GPa, adotando o coeficiente de Poisson como sendo 0,2.

Devido à falta de normatização brasileira específica para bloco de concreto, o módulo de elasticidade ou módulo de deformação estático do bloco de concreto pode ser determinado pelo gráfico tensão x deformação conforme especificado pela ABNT NBR 8522:2017. O conhecimento desta característica do bloco é importante para entender o comportamento da alvenaria no seu modo de ruptura, deformação e fissuração. (MOHAMAD, *et al.*, 2011)

Pelo concreto não possuir um diagrama tensão x deformação linear é estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014 três tipos de módulos de elasticidade ou módulo de deformação estático: módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}), módulo secante (E_{cs}) e módulo cordal (E_{cordal}), como mostra a figura 3.

- a) Módulo tangente Inicial (E_{ci}) é dado pela declividade de uma linha traçada de forma tangente à curva de tensão, traçada a partir da origem com declividade igual ao módulo de elasticidade cordal. Esse corresponde à inclinação da reta que passa entre os pontos 0,5 MPa e $0,3.f_c$ do gráfico tensão x deformação. O E_{ci} é utilizado para a verificação da estabilidade global da estrutura, previsão de deformação lenta e relaxação (perdas de protensão),

pode ser obtido experimentalmente conforme a ABNT NBR 8522 :2017, e em caso de falta de ensaio pode ser estimado pela ABNT NBR 6118: 2014 por:

$$E_{ci} = a_E \cdot 5600 \cdot (f_{ck})^{1/2} \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20\text{MPa a } 50\text{MPa} \quad (2)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot a_E \cdot (f_{ck}/10 + 1,25)^{1/3} \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55\text{MPa a } 90\text{MPa} \quad (3)$$

Onde:

$a_E = 1,2$ para basalto e diabásio

$a_E = 1,0$ para granito e gnaisse

$a_E = 0,9$ para calcário

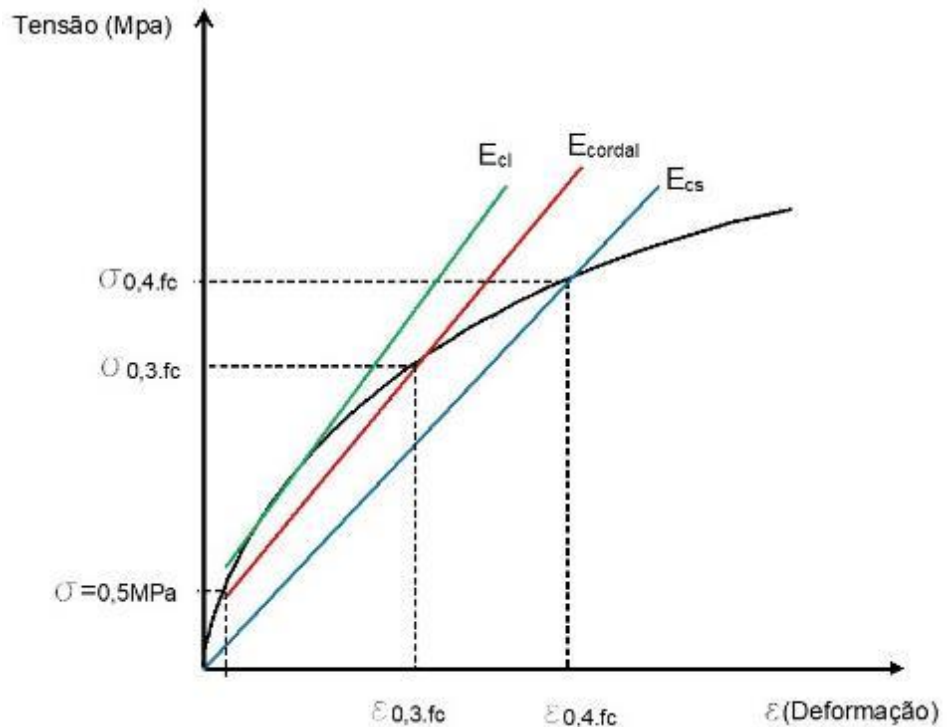
$a_E = 0,7$ para arenito

- b) Módulo secante (E_{cs}): é dado pela declividade de uma linha traçada a origem até um ponto da curva, que corresponde à tensão de 40% da carga da ruptura. Este módulo é utilizado para o dimensionamento de estruturas e verificação de deformações e pode ser obtido experimentalmente segundo o estabelecido pela ABNT NBR 8522 e em caso de falta de ensaio pode ser estimado pela ABNT NBR 6118: 2014 por:

$$E_{cs} = a_i \cdot E_{ci} = (0,8 + 0,2 \cdot f_{ck}/80) \cdot E_{ci} \quad (4)$$

- c) Módulo cordal (E_{cordal}): é dado pela inclinação de uma linha traçada entre dois pontos, 0,5 MPa e 0,4 f_c , da curva tensão x deformação, do ponto de vista prático de projeto é pouco utilizado.

Figura 3 – Representação dos módulos de Elasticidades (NBR 6118:2014)



Fonte: O Autor

A ACI – Building Code 318 (2011) sugere a expressão 11 para o cálculo do módulo de elasticidade médio do bloco de concreto (E_b), com massa específica entre 1442 a 2483 kg/m³, e para o coeficiente de Poisson o valor de referência 0,20, o mesmo adotado para o concreto.

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

Onde

f_b = resistência média à compressão do bloco em MPa

γ_b = massa específica do bloco de concreto em kg/m³

Outra forma para determinar o módulo de elasticidade do concreto é o módulo de elasticidade dinâmico, sendo determinado por ensaio não destrutivo, este módulo corresponde a uma deformação instantânea muito pequena, é dado aproximadamente pelo módulo tangente inicial (E_{ci}). É geralmente 20, 30 e 40% mais alto do que o módulo de elasticidade estático para concretos de alta, média e baixa resistência, respectivamente (BEZERRA, 2007).

No Brasil não existem normas específicas para determinação do módulo dinâmico do concreto e do bloco de concreto. O módulo dinâmico do concreto pode ser determinado através da técnica experimental que relaciona o módulo de

elasticidade com a velocidade da propagação de ondas de ultrassom, normatizado pela norma americana ASTM C597, técnica de excitação por impulso, método normatizado pela norma americana ASTM C215 e a técnica de frequência de ressonância.

Para a técnica da velocidade da propagação de ondas de ultrassom a ASTM C597 determina o módulo dinâmico (E_d) pela expressão:

$$E_d = \frac{v^2 \cdot r \cdot (1+n) \cdot (1-2 \cdot n)}{(1-n)} \quad (6)$$

Onde:

r é a massa específica da amostra em kg/m^3

v é a velocidade com que a onda ultrassônica percorre a amostra no sentido longitudinal em km/s .

onde: $v=d/t$, sendo d a altura da amostra em km e t o tempo em segundos que a onda ultrassônica percorre a amostra, aferido pelo equipamento de ultrassom.

n é o coeficiente de Poisson da amostra

Para a técnica por excitação por impulso o módulo dinâmico é determinado através da resposta acústica que a amostra apresenta quando recebe um pequeno impacto mecânico que é captado por um captador acústico de um osciloscópio, que afere as frequências naturais da amostra, não existe norma brasileira que normatize este ensaio, sendo utilizada a norma americana ASTM C215 que determina o valor do módulo dinâmico longitudinal (E_d) através da expressão:

$$E_d = 4,0 \cdot \frac{L \cdot r \cdot f^2}{b \cdot t} \quad (7)$$

onde:

L é o comprimento do corpo de prova em mm

b é largura do corpo de prova em mm

t é o comprimento do corpo de prova em mm

r é a massa do corpo de prova

f é a frequência fundamental do corpo de prova em Hz .

Para a técnica de ressonância o módulo dinâmico é relacionado com a frequência fundamental do material, determinada por meio de vibrações longitudinais aplicadas na amostra.

Existe uma relação entre o módulo de elasticidade estático e o dinâmico,

Lu, et al (2013), realizaram em seu estudo uma comparação entre o módulo de elasticidade estático (E_s) e dinâmico (E_d) do concreto através da técnica por excitação por impulso.

Concluíram em seu trabalho que para concretos que utilizam agregados rígidos é válida a estimativa de $E_d = 1,15 \cdot E_s$, já para concretos que utilizam agregados fracos esta diferença é bem maior.

No estudo de Leon (2019) propõe a determinação do coeficiente de Poisson (ν) do concreto através do cálculo dos módulos de elasticidade dinâmico (E_d) flexional e torsional, e comparou os resultados do ensaio com uma análise utilizando o FEM, para comprovação dos resultados e a diferença e foi de 0,05%. Uma metodologia muito mais rápida se comparada com a determinação através de ensaio estático.

2.1.2 Argamassa de Assentamento

A argamassa de assentamento tem a finalidade de proporcionar a aderência entre um bloco e outro formando um elemento composto que irá resistir às solicitações mecânicas impostas, bem como garantir a durabilidade do conjunto, ela também cumpre a função de corrigir as pequenas imperfeições das superfícies dos blocos, bem como distribuir uniformemente a carga por toda a superfície do bloco. (STEIL, 2003)

As argamassas de assentamento para alvenaria estrutural são geralmente compostas de cimento, cal e areia, onde o cimento determinará a resistência, a cal a trabalhabilidade e a areia entra como um agregado de baixo custo, mas elas também podem ser industrializadas podendo conter cal ou substituída por aditivos que proporcionem trabalhabilidade, como os aditivos incorporadores de ar. (MOHAMAD, *et al.*, 2008)

A escolha da argamassa para a alvenaria estrutural deve ser baseada na resistência à compressão, na capacidade de absorver deformações e na aderência. A resistência à compressão da argamassa (f_{ak}) deve ficar na faixa $0,7 \cdot f_{bk} < f_{ak} < 1,5 \cdot f_{bk}$, quanto maior a resistência menor será a sua capacidade de absorver deformação e maior será a sua durabilidade, portanto deve ser adotada uma resistência adequada ao bloco utilizado na alvenaria de maneira a possibilitar uma uniforme distribuição dos esforços em sua superfície, dissipar pequenas deformações

e proporcionar uma aderência entre os blocos. (OLIVEIRA, 2009)

A argamassa na alvenaria estrutural encontra-se em estado triplo de tensão, na direção vertical, onde está sendo aplicada a carga, encontra-se submetida à tensão de compressão, nas outras duas direções perpendiculares, ou seja, horizontais, com tensão de tração (CALDEIRA, 2018).

Mohamad et al. (2009) em seu estudo observaram que esta tensão confinante sofrida pela a argamassa, resulta em um aumento de sua resistência à compressão.

Observaram também uma relação entre resistência à compressão e o módulo de elasticidade de argamassa mista, com traços recomendados pela norma britânica BS-5628, estabelecendo a seguinte equação:

$$E_a = 671,75 . f_a \quad (8)$$

Onde

f_a = é a resistência média à compressão da argamassa

E_a = módulo de elasticidade tangente da argamassa

De acordo com Chemma e Klingner (1986) estimaram o módulo de elasticidade tangente da argamassa através de estudos experimentais como sendo da expressão 13 e o coeficiente de Poisson como sendo 0,2.

$$E_a = 1000 . f_a \quad (9)$$

Onde

f_a = é a resistência média à compressão da argamassa

E_a = módulo de elasticidade tangente da argamassa

Segundo Selmo (2002), estabeleceu através de ensaios experimentais uma correlação entre o módulo de elasticidade de argamassa do tipo industrializada de múltiplo uso com sua resistência à compressão, através da seguinte expressão:

$$E_a = 1388,1 . f_a \quad (10)$$

f_a = é a resistência média à compressão da argamassa

E_a = módulo de elasticidade tangente da argamassa

A aderência da argamassa é uma propriedade muito importante pois ela influencia na resistência à tração da alvenaria devido a ações externas (ação do vento, empuxo de terra ou água) e na sua durabilidade. A capacidade de absorver deformações é determinada pelo módulo de elasticidade da argamassa, por isso é necessário o conhecimento desta característica mecânica, bem como que ele seja

compatível com o módulo de elasticidade do bloco (PARSEKIAN, G.A. et. al, 2013).

Outro fator que influencia na resistência do “material alvenaria” relacionada a argamassa é a espessura da junta, sendo a ideal em torno de 10 mm, como recomendado pela NBR 15961-1, diversas pesquisas demonstram este fato, Cavalcanti *et al.*, 2017 constaram que valores inferiores a 10 mm proporcionam um decréscimo da resistência à compressão em torno de 25%, mas no entanto a economia gerada pela diminuição do consumo fica em 20% portanto não sendo vantajosa esta opção, já o aumento da espessura resulta em uma redução da resistência e um aumento do consumo da argamassa como demonstra a tabela 5.

Tabela 5 – Variação de resistência em relação à espessura de 10 mm

Espessura argamassa	Variação da resistência (%)	Consumo de material (%)
8 mm	-25,23	-20
12,5 mm	-14,69	+25
15,0 mm	-31,12	+50
20,0 mm	-50,37	+100

Fonte: CAVALCANTI, *et al.*, 2017

Vicente, *et al.* 2013, constaram para blocos da família 140x190x390 mm com f_{bk} de 4,5 MPa, reduzindo-se a espessura da argamassa de assentamento de 10 mm para 5 mm ocorre uma redução de aproximadamente de 20% para a resistência à compressão dos prismas, enquanto que aumentando a espessura de 10 mm para 15 mm a redução foi de aproximadamente de 16%.

Outro fator que afeta a resistência da alvenaria é a falta de preenchimento das juntas transversais dos blocos, ou, o assentamento parcial da argamassa. Segundo Romagna (2000) através de uma comparação estatística entre os resultados obtidos em ensaios de prismas não grauteados com assentamento somente nas paredes longitudinais existe uma interferência direta na resistência à compressão da alvenaria, não estabelecendo um valor desta redução.

Mata (2006) realizou ensaios experimentais e análise por elementos finitos em prismas e mini-paredes com dois tipos de assentamentos de argamassa: total e parcial (somente nas paredes longitudinais dos blocos). Em seu estudo, tanto na análise experimental quanto na análise por elementos finitos, foi observado uma alteração no comportamento da alvenaria, onde foi concluído na análise numérica que

o tipo de argamassamento parcial aumenta muito as tensões nas direções perpendiculares a aplicação da carga, e uma redução na tensão de compressão (direção da aplicação da carga), comparando-se com os ensaios experimentais foi observado uma diminuição em torno de 20% da resistência a compressão para os prismas e para as mini-paredes com assentamento parcial. Este procedimento afeta a resistência da alvenaria, pois o aumento excessivo das tensões perpendiculares à direção da carga acarreta em uma redução da resistência à compressão do elemento.

2.2 TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DE BLOCOS PARA OBTER SUAS CARACTERÍSTICAS

É necessário conhecer as características mecânicas dos blocos de concreto, sua resistência à compressão, à tração e o seu módulo de elasticidade e módulo de Poisson para poder dimensionar a alvenaria estrutural. Uma metodologia para a caracterização das propriedades dos blocos é a utilização de corpos de prova (testemunhos) retirados dos blocos, com esta metodologia os ensaios são mais rápidos pois trata-se de amostras mais fáceis de manusear.

Para a caracterização da propriedade mecânica da resistência à compressão, diversas pesquisas utilizaram-se de ensaios extraídos das paredes dos blocos de concreto (testemunho) para determinar esta propriedade e comparar com os resultados obtidos com os ensaios realizados diretamente nos blocos, mas estes resultados diferem bastantes devido à falta de padronização entres eles, quanto à dimensões dos copos de prova (altura, largura e comprimento) e geometria (prismática ou cilíndrica), fatores que influenciam nos resultados (BARBOSA, 2006).

No Brasil os ensaios com testemunhos extraídos dos blocos de concreto não estão padronizados pela NBR 15961-2011, por isso as pesquisas que utilizam este tipo de ensaio baseiam-se em ensaios padronizados pelas normas de concreto, NBR 7680-1 e NBR 8522, já que o material do bloco de concreto é o concreto, mas com características diferentes das utilizadas para o concreto aplicado em estruturas, pois é feito com abatimento igual a zero (ensaio de *slump test*) e seu adensamento é por vibro-compactação, sendo a umidade determinada para se obter a melhor compacidade e a maior resistência, umidade excessiva ocorrerá problemas na desforma e deformação nos blocos, mas uma baixa umidade diminui a resistência do bloco, portanto deve-se encontrar a umidade ótima que otimize os dois parâmetros: resistência e compacidade. (BARBOSA, 2006)

Frasson (2000) no seu trabalho para determinar uma metodologia de dosagem e controle produtivo de blocos de concreto, utilizou-se de testemunhos para simplificar a verificação da resistência e características dos blocos. Ele utilizou testemunhos cilíndricos com dimensão de 50x100mm, sendo a consistência do concreto utilizado seca.

O Autor utilizou o mesmo traço de concreto e processo de cura para o bloco de concreto e para o testemunho moldado, e conseguiu estabelecer uma correlação entre a resistência à compressão aferida no bloco de concreto e no testemunho. Assim, para diferentes resistências e espessuras de paredes, encontrou a seguinte relação: resistência à compressão do testemunho moldado é igual a 80% da resistência à compressão do bloco de concreto.

Barbosa e Hanai (2006) realizaram um estudo com testemunhos moldados com o mesmo concreto da fabricação dos blocos, sendo de consistência plástica. Eles utilizaram 3 (três) geometrias para os testemunhos: 50x100mm, 100x200mm e 150x300mm encontrando as seguintes relações entre a resistência à compressão do bloco com a do testemunho, indicadas na tabela 6:

Tabela 6 - Relação entre a resistência compressão dos testemunhos/blocos

Bloco	TESTEMUNHO	Relação Resistência Testemunho/Bloco
140x190x390 mm	50x100 mm	1,13 à 1,31
	100x200 mm	1,03 à 1,16
	150x300 mm	0,92 à 1,03

Fonte: BARBOSA (2006)

O ensaio experimental para a caracterização da propriedade mecânica da resistência à compressão através de testemunho é um processo muito interessante, sendo mais simples e mais rápido, pois o manuseio das peças é mais fácil, podendo ser dispensado o capeamento das amostras, dependendo da extração, mas caso exista a necessidade é de uma simplicidade bem maior que o ensaio realizados diretamente nos blocos.

Albertini (2009) determinou a resistência à tração dos blocos através de ensaio à tração direta em amostras retiradas das paredes dos blocos, utilizando amostras do fundo e das paredes laterais, conforme mostra a figura 4, para

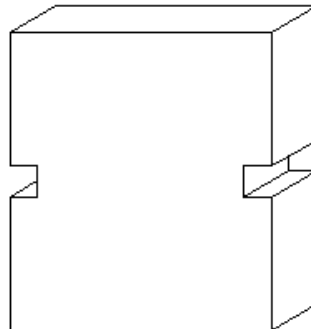
comparação também realizou ensaio de compressão com amostras retiradas da mesma forma que realizou o ensaio à tração, comparando com o ensaio à compressão realizado com os blocos inteiros obteve os seguintes valores médios apresentados na tabela 7, verificando-se que os valores encontrados para a resistência à compressão estão muito próximos e o resultado para a tração está coerente com o encontrado em outras pesquisas (em torno de 10% da resistência à compressão).

Tabela 7 – Comparação dos resultados de ensaios com blocos e testemunhos

Resistência média à compressão do bloco (Mpa)	Ensaio com testemunho dos blocos	
	Resistência média à compressão (Mpa)	Resistência média à tração (Mpa)
31,35	30,41	2,75

Fonte: apud, ALBERTINI (2009)

Figura 4 – Testemunho para ensaio de tração direta



Fonte: MOHAMAD *et al.* (2011)

Mohamad *et al.* (2011) e Haach (2013) utilizaram em seus trabalhos para caracterizar a resistência à tração do bloco de concreto o ensaio à tração direta, trabalhando com amostras retiradas das paredes dos blocos retificadas para deixá-las com espessura uniforme. em seguida, foram feitos entalhes nas peças para permitir uma concentração de tensão nessas. O resultado da média do ensaio à tração ficou aproximadamente a 10% da resistência média à compressão do bloco. No mesmo estudo o autor também realizou ensaios à tração por flexão em testemunhos retirados dos blocos, com forma prismática e obteve resultados similares aos obtidos pela tração direta, apresentados na tabela 8.

Tabela 8 – Resultado de ensaio à tração por testemunho

Resistência média à compressão do bloco (Mpa)	Resistência média à tração direta (Mpa): f_t	Resistência média à tração indireta (Mpa): f_{tf}
23,1	2,31	2,79 (*)

(*) Valor obtido no ensaio=3,98Mpa, corrigido pela expressão $f_t = f_{tf} \cdot 0,7$

(ABNT NBR 6118:2014)

Fonte: Adaptado de MOHAMAD (2011)

A determinação do módulo de elasticidade do concreto dos testemunhos retirados dos blocos pode ser realizada através da norma NBR 8522 – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão ou através de ensaio não destrutivo. Nessa técnica utiliza-se a excitação por pulso, realizando a leitura através de um osciloscópio, assim, pela correlação entre velocidade e amplitude do sinal determina-se o módulo dinâmico.

2.3 ALVENARIA ESTRUTURAL

Define-se como alvenaria estrutural o conjunto formado por blocos ou tijolos ligados entre si por argamassa, formando um conjunto monolítico com a função simultânea de vedação e de função estrutural, isto é, responsável pela estabilidade e sustentação da obra, resistindo às cargas atuantes. (MOHAMAD, 2011)

Atualmente a alvenaria estrutural é um método construtivo racional, pois é executado com peças modulares (blocos) justapostos por uma argamassa com espessura e características pré-determinadas, apropriadas ao conjunto, planejando-se cada etapa do processo construtivo. Com isso, proporciona maior produtividade e um menor desperdício de material e mão de obra, bem como uma eliminação das interferências entre os outros subsistemas (MOHAMAD, *et al.*, 2015).

Através da compatibilização de todos os projetos, solucionam-se previamente as interrelações entre os outros subsistemas: esquadrias, instalações elétricas, telefônicas, hidráulicas, etc. (MOHAMAD, *et al.*, 2015).

A alvenaria tem sido utilizada desde as construções das pirâmides por volta de 3.000 a.C., sendo que no início e durante muitos anos a metodologia era empírica e intuitiva. Com o avanço das pesquisas científicas e os avanços tecnológicos contribuíram para uma melhoria do material bloco, bem como na metodologia de cálculo e construtiva, tornando um processo construtivo

economicamente eficiente (PARSEKIAN, G.A. et. al, 2013).

Após a Segunda Guerra Mundial devido à escassez dos materiais aço e concreto, foram iniciadas pesquisas em paredes de alvenaria, através de estudos realizados pelo professor Paul Haller, em 1951 na Basileia Suíça. Tais pesquisas possibilitaram a construção de um edifício de 13 pavimentos em alvenaria não armada com paredes de espessuras que variaram de 30 a 38 cm. Essas dimensões eram consideradas reduzidas para a época, causando uma revolução neste processo construtivo, iniciando-se a “Moderna Alvenaria Estrutural”, que disseminou a evolução da teoria e aplicações, assim como o desenvolvimento na fabricação dos materiais. (MOHAMAD, *et al.*, 2015).

No Brasil a alvenaria estrutural iniciou-se na década de 1960, mas sem o emprego de normas, recorrendo-se às normas e tecnologias estrangeiras, o que acarretava em construções com elevada quantidade de armadura e grauteamento. As construções não refletiam as características do Brasil, e somente no final da década de 1970 adotou-se a construção com alvenaria estrutural não armada, esse processo mostrou-se naquele período, como uma alternativa eficiente e econômica. (RAMALHO, 2003)

A normatização sobre alvenaria estrutural no Brasil iniciou-se com a NBR 10837: Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto de 1989, do cálculo da alvenaria estrutural, armada e não armada, de blocos vazados de concreto. Também, com a NBR 8798: Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto de 1985, que fixa as condições exigíveis que devem ser obedecidas na execução e no controle de obras. (MOHAMAD, *et al.*, 2015)

Com o desenvolvimento dos estudos sobre esta área surgiram diversas normas, para a fabricação e especificação e controle de blocos diversos, graute, argamassa, para ensaios de parede/prisma, projetos de blocos cerâmicos e de concreto e execução de alvenaria em diversos tipos de blocos. (MOHAMAD, *et al.*, 2015)

Atualmente as normas em vigor para alvenaria estrutural em bloco de concreto são:

- NBR 15961-1:2011 – Alvenaria estrutural – blocos de concreto – Parte 1: projetos.
- NBR 15961-2:2011 – Alvenaria estrutural – blocos de concreto – Parte 2:

execução.

- NBR 6136:2014 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural.
- NBR 12118:2011 – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – métodos de ensaio.
- NBR 5739:2007 – Ensaio à compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto.
- NBR 14321:1999 – Paredes de alvenaria estrutural – determinação da resistência ao cisalhamento.
- NBR 14322:1999 – Paredes de alvenaria estrutural – verificação da resistência à flexão simples ou à flexo-compressão.
- NBR 8949:1985 – Paredes de alvenaria estrutural – ensaio à compressão simples.

A resistência característica à compressão da parede (f_k) é determinada pelo ensaio de parede, o qual é um ensaio mais complexo e requer equipamentos mais sofisticados. Entretanto, no ensaio com mini-parede obtém-se resultados muito próximos da parede, com melhores resultados que com prismas, estabelecidos pela norma (ABNT,15961:2011).

A alvenaria estrutural depende dos materiais que a compõe: bloco, argamassa de assentamento, graute e armadura, bem como a relação entre eles, isto é a relação da resistência da argamassa com a resistência do bloco e o tipo de assentamento da argamassa: parcial ou total.

A determinação da resistência característica à compressão da mini-parede (f_{ppk}) é mais próxima da resistência característica à compressão da parede (f_{pk}), apresentando o fator de eficiência de 85%.

A alvenaria estrutural é formada pelos seguintes materiais: blocos (concreto, cerâmico, sílico-calcário, tijolos), argamassa, graute e armadura, formando um único material composto, que se interagem formando um único sistema. Ela pode ser de 3 (três) tipos: alvenaria não armada, alvenaria armada e alvenaria protendida. (PARSEKIAN, G.A. et. al, 2013)

Alvenarias não armadas são as que não contém nenhum tipo de armadura, exceto as armaduras construtivas, para cintas, vergas, contravergas e intersecção de paredes. Essas, geralmente, são usadas para conter pequenas

fissurações resultantes de deformações térmicas e pequenas movimentações de acomodação, portanto é uma estrutura com boa resistência à compressão e com pouca resistência à tração. (PARSEKIAN, G.A. et. al, 2013)

Alvenarias armada são as que possuem armaduras com a finalidade de resistir esforços de tração sob a ação de carga vertical e ação de carga horizontal. Este tipo de alvenaria resultou em espessuras menores para as paredes pois permitiu que elas resistirem a esforços de tração. (PARSEKIAN, G.A. et. al, 2013)

Alvenarias protendidas são as possuem armaduras protendidas em seu interior, seja por barras com porcas de protensão em barras roscadas ou através de macaco hidráulico, utilizadas quando os esforços de flexão e de cisalhamento são superiores ao resistidos pela alvenaria armada, também servem para controlar a fissuração em casos de reservatórios. (PARSEKIAN, G.A. et. al, 2013)

Sendo a alvenaria um sistema formado por materiais distintos seu comportamento não depende somente da qualidade de cada elemento que a forma, mas também das interações entre eles, portanto este conjunto forma um único material composto. Para estudá-lo é necessário conhecer cada elemento que forma a alvenaria, e entender as suas interrelações (BARBOSA, 2006)

As principais características mecânicas da alvenaria são a resistência à compressão, à flexão e ao cisalhamento, sendo a principal característica mecânica para a alvenaria não armada é a resistência à compressão (MOHAMAD, 2011).

2.3.1 Resistência À Compressão Da Alvenaria Estrutural

De acordo com ABNT NBR 15961-1:2011, a resistência à compressão simples da alvenaria f_k é determinada por ensaio de parede ABNT NBR 8949 ou ser estimada como 70% da resistência característica à compressão do prisma f_{pk} ou 85% da resistência à compressão simples da mini-parede f_{ppk} , valores referentes as áreas brutas.

Pela norma ABNT NBR 15961-1:2011 o ensaio de resistência à compressão do prisma f_{pk} é determinado com no mínimo de 2 blocos assentados sobrepostos com argamassa em toda a sua área, esta disposição do prisma causa um confinamento da argamassa, devido ao efeito de confinamento do topo e da base, deixando-a em um estado triplo de tensão e conseqüentemente aumentando o valor de sua resistência, gerando resultados majorados.

Mohamad (2011) ensaiou prismas com três fiadas com dois tipos de juntas, prisma com três fiadas sem junta vertical e prisma com três fiadas com junta vertical, onde observou uma diminuição na resistência dos prismas com junta vertical, bem como do módulo de elasticidade do prisma. Com relação ao fator de eficiência (f_{bk}/f_{pk}) da resistência do bloco (f_{bk}), em relação ao prisma (f_{pk}), para os prismas sem junta vertical a eficiência média ficou em torno de 0,63 e os prismas com junta vertical a eficiência média ficou entre 0,42 e 0,45. Portanto, a configuração do prisma influencia no valor da resistência característica à compressão simples.

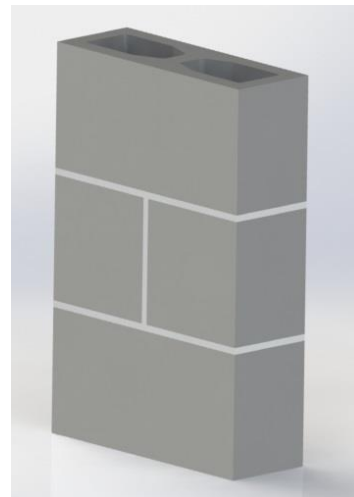
Silva (2011) também realizou estudos com prismas com três fiadas em disposições sem junta vertical, como mostra a figura 5a e com junta vertical (contra fiados), como mostra a figura 5b, e também obteve resultados distintos para cada tipo. Verificou que os valores experimentais obtidos com prismas contra fiados foram mais próximos aos resultados teóricos, e melhores que os valores usuais para prismas com dois blocos estabelecido pela ABNT 15961-2:2011.

Figura 5a – Prisma sem junta vertical



Fonte: Adaptado de SILVA (2011)

Figura 5b – Prisma com junta vertical



Fonte: Adaptado de SILVA (2011)

A ruptura da alvenaria estrutural não armada por esforço de compressão ocorre principalmente por tração no bloco, esmagamento da argamassa ou tração na argamassa. (MOHAMAD, 2007)

Os principais fatores que afetam a resistência da alvenaria estrutural não armada são a geometria dos blocos, resistência dos blocos, resistência da argamassa e tipo de assentamento da argamassa, parcial ou total. (PARSEKIAN, G.A. et. al, 2013).

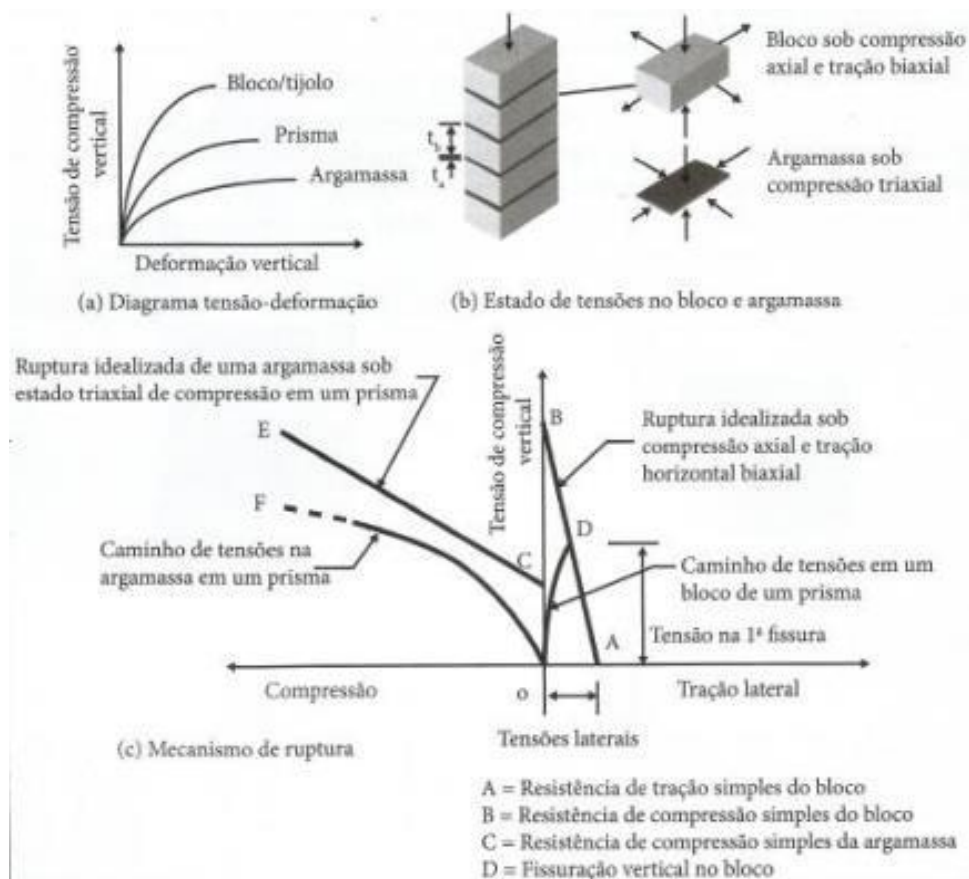
A geometria do bloco afeta na resistência da alvenaria pois o aumento da área líquida ocasiona um aumento da resistência ao esforço de tração lateral do bloco, outro fator relacionado a geometria é a altura do bloco, onde a resistência diminui conforme a altura do bloco aumenta (PARSEKIAN, G.A. et. al, 2013).

A resistência do bloco aumenta a resistência da alvenaria, mas não é um aumento proporcional, conforme demonstra o estudo de ROMAGNA (2000), pois a ruptura está ligada a resistência a tração no bloco.

Romagna (2000) e Mohamad (1998) citam em seus trabalhos que a elevação da resistência da argamassa não é tão expressiva para ocasionar um aumento da resistência da alvenaria. Assim, argamassas com resistências muito superior ao do bloco não ocasionam um aumento expressivo na resistência.

A figura 6 demonstra o comportamento da alvenaria sob compressão simples.

Figura 6 – Comportamento da alvenaria sob compressão simples



Fonte: PARSEKIAN, G.A. et. al, 2013

A disposição da argamassa é um fator que afeta diretamente a resistência da alvenaria. Essa pode ser parcial, onde somente as paredes longitudinais recebem argamassa, ou total, onde todas as paredes recebem argamassa. (JUSTE, 2001)

Outro fator relacionado a argamassa, que afeta a resistência da alvenaria é a espessura de assentamento, que deve ser em torno de 10 mm, valores acima de 10 mm, causam perda da resistência, enquanto valores inferiores geram um ganho de resistência, contudo, não tão significativos, quanto a redução em caso de aumento da espessura. (MATA, 2006)

ROMAGNA (2000) observou em seu estudo, que a ruptura dos prismas não grauteados ocorrem geralmente na interface dos blocos com a argamassa, tanto na face horizontal com na face vertical.

Inicialmente ocorre um descolamento e posteriormente um escorregamento da argamassa da face do bloco, com posterior esmagamento da argamassa, observado ainda, em certos casos, a ruptura na face do bloco em contato com a argamassa.

De acordo com a NBR 15961-1 a força de ruptura (N_k) à compressão da alvenaria é determinada por:

$$N_k = f_k \cdot A \cdot \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (11)$$

Onde:

f_k = resistência característica da parede à compressão

A = área resistente da parede

λ = índice de esbeltez da parede = h_e/t_e

sendo:

h_e = altura efetiva da parede

t_e = espessura efetiva da parede

Segundo Ramalho e Côrrea (2003), consideram que a eficiência entre a alvenaria e o bloco (f_k/f_{bk}) pode ser considerada entre 0,4 e 0,6, para blocos com resistência à compressão entre 4,5 a 10 MPa.

Mohamad, et al. (2011a), obtiveram em seu estudo experimental o valor da eficiência alvenaria e bloco (f_k/f_{bk}) o valor de 0,47.

Pelo Eurocode 6, a resistência da alvenaria f_k para alvenaria de blocos de concreto feitas com argamassa de uso geral, pode ser determinada pela expressão:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_a^{0,3} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (12)$$

sendo:

f_b = a resistência média à compressão do bloco

f_a = a resistência média à compressão da argamassa

K = é uma constante determinada pelo tipo de bloco, espessura e densidade da argamassa. Para bloco de concreto com argamassa de uso geral e espessura de 10mm o valor de K é definido para cada tipo de grupo, sendo a classificação do grupo está indicado na tabela 9:

Grupo 1 = 0,55 (blocos com buracos na vertical)

Grupo 2 = 0,45 (blocos com buracos na vertical)

Grupo 3 = 0,40 (blocos com buracos na vertical)

Grupo 4 = 0,35 (blocos com buracos na horizontal)

Tabela 9 – Classificação do bloco de concreto de acordo com a EUROCODE 6

Grupo	Direção do furo	Área líquida/Área Bruta
1	Vertical	≤25
2	Vertical	>25 e ≤60
3	Vertical	>25 e ≤70
4	Horizontal	>25 e ≤50

Fonte: Eurocode 6 : 2005

2.3.2 Módulo De Elasticidade Da Alvenaria Estrutural

O módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria de bloco de concreto é uma característica, com a qual se analisam as deformações e o mecanismo de ruptura da alvenaria, através do gráfico de tensão-deformação.

O módulo de elasticidade da alvenaria secante pode ser definido pela reta formada pelos pontos de 5% e 33% da tensão de ruptura.

A norma brasileira ABNT NBR 15961-1: 2011 estima o módulo de elasticidade da alvenaria (E) como sendo o valor da expressão:

$$E_a = 600 \cdot f_{pk} \quad (13)$$

onde

E_a = módulo de elasticidade da alvenaria

f_{pk} = resistência característica do prisma

Pela Eurocode 6 a resistência da alvenaria f_k para alvenaria de blocos de concreto feitas com argamassa de uso geral, pode ser determinada pela expressão:

$$E_a = 1000 \cdot f_k \text{ (MPa)} \quad (14)$$

onde

E_a = módulo de elasticidade da alvenaria

f_k = resistência característica da alvenaria.

Zhou et al (2016), realizaram em seu trabalho uma investigação experimental e analítica do comportamento da deformação na compressão da alvenaria em BCE, através de ensaios em 23 mini-paredes, e compararam com as equações analítica de predileção.

Dentro das várias estimativas de módulo de elasticidade da alvenaria em função da resistência à compressão a expressão que melhor representou os dados experimentais foi:

$$E_a = 872 \cdot f_k \text{ (Mpa)} \quad (15)$$

Observaram também que o pico de deformação aumenta à medida que diminui a resistência à compressão da argamassa. Isso indica que as características de deformação da alvenaria são fortemente influenciadas pelas propriedades da argamassa.

2.4 MODELAGEM PARASÓLIDA

2.4.1 Análise Por Elementos Finitos

Diversos autores Albertini (2009), Bezerra (2007), Mohamad (2011) têm proposto modelagem computacional que representem os elementos da alvenaria calibrando-os com ensaios experimentais. Para isso utilizam o Método dos Elementos Finitos ou FEA *Finite elements analysis*, e obtêm resultados satisfatórios, pois leva-se em consideração a não linearidade dos materiais bem como a representação da interface entre bloco e argamassa. Contudo esta pesquisa difere das anteriores pois visa criar um modelo geométrico computacional dos blocos o mais próximo do real, para representá-los com maior precisão, possibilitando uma análise mais precisa e próxima da real. Este tipo de modelagem proporciona uma redução no número de ensaios experimental possibilitando uma redução de tempo e custo, possibilitando variar os parâmetros que compõem os elementos da alvenaria, obtendo-se com maior rapidez os resultados.

O MEF consiste em subdividir a estrutura em partes, denominadas elementos finitos, que são interligados através de nós, e quanto maior a quantidade de elementos maior será a precisão do resultado, mas maior será o tempo de processamento, portanto deve-se definir o número de elementos pela precisão que se deseja do resultado. (AZEVEDO, 2016)

O princípio é resolver cada elemento finito, obtendo-se a solução dos deslocamentos ou das tensões, ou de ambos nos nós de cada elemento. Cada elemento é interpretado como uma mola com rigidez e comprimento conhecido. (AZEVEDO, 2016)

Para uma força aplicada (F) em um corpo com área A:

$$s = \frac{F}{A}, \quad E = \frac{\sigma}{\varepsilon}, \quad e = \frac{\Delta L}{L}$$

Onde:

s = tensão em um corpo

F =força aplicada

A = área, onde a força está aplicada

e = deformação

ΔL = Variação do deslocamento

L =comprimento da peça

E = módulo de elasticidade do corpo

Podemos escrever:

$$F = \left(\frac{E.A}{L}\right).\Delta L$$

Para uma força aplicada em uma mola com coeficiente de mola k:

$$F = k . x$$

Onde:

k = coeficiente de mola

x = deslocamento da mola

$$F = \left(\frac{E.A}{L}\right).\Delta L \text{ é similar a } F = k . x$$

O conjunto de todos os nós da estrutura gera a matriz global de carregamento, rigidez e deslocamento, sendo a rigidez formada pela geometria da peça e as propriedades do material.

Com as matrizes montadas é possível determinar o deslocamento de cada um de nós e as tensões naqueles pontos, solucionando-se o problema.

Conforme a complexidade da estrutura maior será o número de elementos para poder representa-la de forma precisa.

Os elementos finitos podem ser representados em uma dimensão no caso de vigas, pórticos, em estruturas formadas por barras ou reticulares, em duas dimensões para lajes, cascas, elementos estruturais de superfície, ou tridimensional, para uma estrutura formada por um sólido. (JANUZZI, 2014)

Para a aplicação do MEF na alvenaria estrutural pode ser feita de duas maneiras: a macromodelagem ou a micromodelagem. Na micromodelagem considera-se os elementos da alvenaria (argamassa, bloco e graute) são discretizados separadamente e na macromodelagem são considerados como material único equivalente, não faz distinção entre as unidades da alvenaria (SANTANA, 2017)

Cada tipo de modelagem atinge resultados satisfatórios e deve ser escolhida conforme o objetivo a ser estudado.

A macromodelagem é adequada para elaboração de uma análise em painéis simultâneos ou até mesmo em uma estrutura inteira de alvenaria, verificando-se como as cargas serão distribuídas ao longo da estrutura, determinando as tensões atuantes e deslocamentos resultantes na estrutura do carregamento atuante, e por se tratar de um processo mais simplificado, resultará em um processamento reduzido. (PETELEIRO, 2002)

Pode-se citar o estudo de Casolo e Milani (2010), que criaram uma macromodelagem de painéis de paredes com carga excêntricas analisando as tensões e deformações resultantes, conseguindo resultados satisfatórios, pois compararam o seu modelo com estudos experimentais realizados por outros pesquisadores que ensaiaram painéis de alvenaria, verificando a tensão e deformação com a aplicação de carga até a ruptura.

Com a validação deste modelo os autores possibilitaram analisar as tensões e deformações resultantes de variadas amplitudes de carregamento com alteração da geometria dos painéis (vão e altura).

Wu e Hao (2008), criaram uma macromodelagem de alvenaria de BCE, através de uma célula básica da alvenaria, que seria formada por bloco e argamassa. materiais.

Seu estudo simulou uma parede em BCE com atuação de uma carga horizontal oriunda de uma explosão (deslocamento de ar). Foram realizados a micromodelagem, modelando-se detalhadamente a argamassa e o bloco e a macromodelagem, modelando-se a alvenaria com uma célula básica, representada pelas propriedades mecânicas médias e a relação média das tensões x deformações, da argamassa e do BCE.

Através das duas simulações, micromodelagem e macromodelagem concluíram que a homogeneização do material (macromodelagem) apresentou resultado confiável para a análise de danos às cargas de explosão, mas com um tempo substancialmente menor em comparação com a micromodelagem.

Na micromodelagem consegue-se estudar detalhes estruturais de distribuição de tensões em locais pontuais bem como o modo de fissuração e colapso que ocorrerá na alvenaria em estudo, pode ser dividida em dois grupos: micromodelagem detalhada e micromodelagem simplificada. Ambas consideram a alvenaria composta pelos blocos e pela argamassa (SANTANA, 2017).

A micromodelagem simplificada a argamassa é simulada com espessura zero, e os blocos com dimensões reais, mas há distinção entre os materiais bloco e argamassa. (OLIVEIRA, 2009)

A micromodelagem detalhada consiste na análise da alvenaria considerando o bloco e a argamassa como materiais distintos, e a interface entre eles descontínua. Com este tipo de modelagem é possível avaliar deformações e fissurações em cada elemento da alvenaria. (OLIVEIRA, 2009)

Este tipo de modelagem demanda um grande tempo de processamento, portanto, quanto maior for o modelo a ser analisado maior será o tempo de processamento, podendo até inviabilizar a análise.

Para a elaboração de um modelo computacional confiável e preciso é necessária uma descrição detalhada dos materiais constituintes da alvenaria (Bloco e argamassa), obtidos de ensaios experimentais. (SANTOS *et al.*, 2017)

Santos *et al.* (2017) utilizou-se da micromodelagem, pelo FEA, para modelar numericamente prismas de bloco de concreto com duas e três fiadas e para a sua validação foram utilizados dados experimentais de Oliveira (2014), que realizou pesquisa em blocos de concreto simples e de alta resistência.

Em ambos os casos, segundo os autores, o modelo computacional

criado foi satisfatório reproduzindo o comportamento mecânico dos prismas com uma diferença entre 3 a 5%, conforme mostra a tabela 10.

Tabela 10 – Comparativo entre resultado experimental e modelagem

Prisma	Resistência à compressão dos prismas (Mpa) **	Módulo de Deform. (Mpa) **	Resistência à compressão dos prismas (Mpa) ***	Módulo de Deform. (Mpa) ***
Experimental	10,60	8006,40	18,47	13948,43
Modelagem	10,11	7790,80	17,61	13572,82
Diferença(Exp/Mod)	-5%	-3%	-5%	-3%

** Resultado em relação a área bruta *** Resultado em relação a área líquida

Fonte: Santos et al., 2017

De acordo com os autores do estudo, o modelo criado foi possível reproduzir o comportamento mecânico e estimar o modo de ruptura dos prismas, para os blocos de concreto simples e de alta resistência.

Oliveira e Côrrea (2017), elaboraram um estudo sobre a capacidade de cisalhamento de paredes de blocos de concreto interligadas, comparando o resultado obtido experimentalmente com uma modelagem computacional através do FEA.

A comparação dos resultados das cargas de ruptura ao cisalhamento da ligação das paredes obtido em duas séries, entre o experimental e da modelagem computacional, resultou em 6% e 8%, conforme mostra a tabela 11.

Tabela 11 – Comparativo entre resultado experimental e modelagem – cargas de ruptura ao cisalhamento

Series	Resultado Experimental kN	Resultado Modelagem kN	Relação Experimental/Modelagem
1	198.58	186.85	1.06
2	163.30	150.82	1.08

Fonte: OLIVEIRA e CÔRREA, 2017

DROUGKAS et al (2015), utilizaram a micromodelagem detalhada para previsão da resistência da alvenaria de tijolos à compressão, comparando os resultados obtidos da modelagem com os resultados de estudos experimentais. Para esta análise utilizaram o software DIANA, adotando modelos não lineares para os materiais argamassa e bloco.

As propriedades mecânicas da argamassa e do bloco foram baseadas de ensaios experimentais dos estudos de comparação de resultados.

No que diz respeito à comparação dos resultados numéricos e experimentais, foi atendido o objetivo, e os resultados foram muito semelhantes, para os casos onde o bloco possuía uma resistência à compressão maior que a da argamassa e menor deformabilidade.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta pesquisa foram estudadas as amostras de blocos de concreto estrutural de fornecedores da região metropolitana da cidade Londrina, situada no estado do Paraná, optou-se pela utilização de blocos de concreto, pois a região não possui fabricantes de blocos estruturais cerâmicos, com isso a grande maioria das construções realizadas nesta região em alvenaria estrutural são feitas em blocos de concreto.

3.1 BLOCOS DE CONCRETO ESTRUTURAL - BCEs

Para a realização da pesquisa foram utilizados blocos de concreto estrutural de um fabricante local, com dois tipos de família: blocos da família de 14x19x39 compostos por módulos e meio módulos. Todos, foram tomados do mesmo lote de fabricação. O segundo tipo são os blocos da família de 19x19x39 somente com módulos, todos do mesmo lote de fabricação, como mostra a figura 7.

A resistência declarada pelo fabricante de todos os blocos foi de 4,5MPa, conforme mostra a Tabela 12.

No recebimento dos blocos foi realizada a inspeção visual, para verificar possíveis trincas e imperfeições.

As amostras apresentavam aspectos homogêneos, sem defeitos em suas arestas que pudessem comprometer, e também, não apresentavam fissuras ou trincas aparentes. Com isso, não foram identificados potenciais riscos que indicassem a probabilidade de perda de resistência.

A escolha da família de blocos com 14x19x39 para análise da mini-parede foi feita por ser muito utilizada nas construções em alvenaria estrutural da região.

Os blocos da família 19x19x39, que foram feitos com o mesmo traço de concreto e possuem a mesma resistência dos blocos da família 14x19x39 foram utilizados para retirar os testemunhos para confrontação entre a resistência informada à compressão, mas também à tração e massa específica.

Figura 7 – Lote dos blocos utilizados na pesquisa

Fonte: O Autor

Tabela 12 – Descrição do lote dos blocos utilizados nos ensaios

Bloco	Quantidade	f_{bk} (MPa) Fabricante	Data de Fabricação
14x19x39	80	4,5	25/07/2018
14x19x19	40	4,5	25/07/2018
19x19x39	20	4,5	27/07/2018

Fonte: O Autor

3.2 VERIFICAÇÃO DIMENSIONAL DOS BLOCOS

Realizou-se a verificação dimensional para uma amostra aleatória com 6 (seis) blocos de concreto da família 14x19x39, como mostra a Figura 8, de acordo com a ABNT NBR 6136.

Para a realização das medidas foram utilizados um paquímetro digital com precisão de 0,01 mm e uma trena a laser com precisão de 0,1mm, em que se verificou largura, comprimento, altura, indicadas na Figura 9.

Para cada dimensão foram realizadas 3 medidas utilizando-se a média dos resultados para a determinação da medida, sendo os valores aferidos indicados na Tabela 13.

Para as espessuras das paredes transversais e longitudinais, foram

aferidas 2 medidas de cada parede do bloco e utilizado a média para determinar a espessura da parede longitudinal e transversal e os valores estão indicados na tabela 14 onde indicam as medidas da face superior (espessura maior) e na tabela 15 onde indicam as medidas da face inferior (espessura menor). As figuras 10 e 11 indicam os locais medidos no bloco.

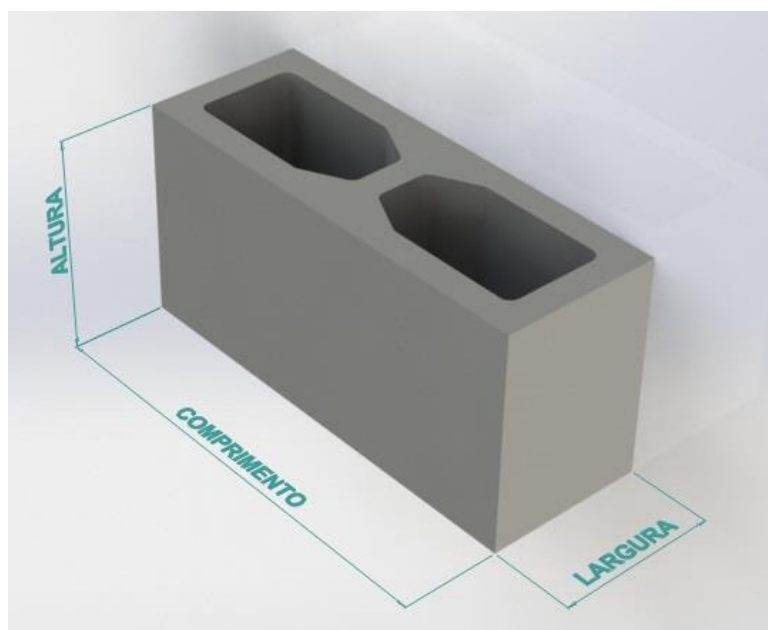
Os valores encontrados para largura, comprimento, altura e espessuras das paredes longitudinal e transversal não apresentaram variações maiores que a tolerância da NBR 6136, isto é $\pm 2,0$ mm para a largura e $\pm 3,0$ mm para a altura e comprimento, portanto validando o lote quanto a dimensão.

Figura 8 – Bloco de concreto 14x19x39 utilizado no experimento



Fonte: O Autor

Figura 9 – Bloco de concreto – indicação das medidas externas

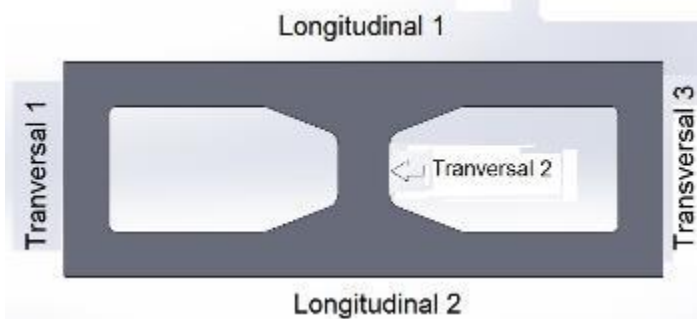


Fonte: O Autor

Tabela 13 – Dimensões externas dos blocos

Bloco	Largura (mm)				Altura (mm)				Comprimento (mm)			
	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média
Bloco 1	141,0	139,0	140,0	140,0	192,0	193,0	192,0	192,3	392,0	391,0	392,0	391,7
Bloco 2	141,0	141,0	140,0	140,7	192,0	194,0	193,0	193,0	392,0	392,0	392,0	392,0
Bloco 3	141,0	141,0	141,0	141,0	192,0	193,0	192,0	192,3	392,0	393,0	393,0	392,7
Bloco 4	140,0	139,0	141,0	140,0	193,0	192,0	191,0	192,0	393,0	393,0	393,0	393,0
Bloco 5	142,0	141,0	141,0	141,3	190,0	193,0	192,0	191,7	392,0	392,0	393,0	392,3
Bloco 6	140,0	141,0	140,0	140,3	190,0	190,0	190,0	190,0	391,0	391,0	393,0	391,7
	Média			140,6	Média			191,9	Média			392,2
	Desvio Padrão			0,5	Desvio Padrão			0,9	Desvio Padrão			0,5
	Coef.Variância %			0,35	Coef.Variância %			0,49	Coef.Variância %			0,13

Fonte: O Autor

Figura 10 – Vista do bloco – indicação das paredes dos blocos

Fonte: O Autor

Figura 11 – Seção longitudinal do bloco

Fonte: O Autor

Tabela 14 – Dimensões das espessuras das paredes dos blocos – Face superior

Bloco	Face superior do Bloco														
	Longitudinal 1			Longitudinal 2			Transversal 1			Transversal 2			Transversal 3		
	Medida 1	Medida 2	Média	Medida 1	Medida 2	Média	Medida 1	Medida 2	Média	Medida 1	Medida 2	Média	Medida 1	Medida 2	Média
Bloco 1	30,92	30,01	30,47	29,31	29,32	29,32	27,94	27,81	27,88	30,90	31,03	30,97	29,07	28,96	29,02
Bloco 2	31,04	31,66	31,35	28,51	29,19	28,85	28,56	28,72	28,64	31,57	31,75	31,66	29,29	29,06	29,18
Bloco 3	30,51	31,03	30,77	30,27	30,84	30,56	28,54	27,97	28,26	32,66	32,31	32,49	29,37	29,29	29,33
Bloco 4	30,19	31,84	31,02	28,54	29,50	29,02	28,96	30,36	29,66	30,82	31,66	31,24	27,94	27,78	27,86
Bloco 5	30,26	30,55	30,41	28,35	29,99	29,17	29,14	28,41	28,78	31,39	31,80	31,60	28,98	29,35	29,17
Bloco 6	30,72	30,91	30,82	28,59	29,73	29,16	28,61	29,21	28,91	30,89	30,95	30,92	28,59	28,31	28,45
	Média		30,80	Média		29,35	Média		28,69	Média		31,48	Média		28,83
	Desvio Padrão		0,3	Desvio Padrão		0,6	Desvio Padrão		0,6	Desvio Padrão		0,5	Desvio Padrão		0,5
	Coef.Variância		1,04	Coef.Variância		1,91	Coef.Variância		1,94	Coef.Variância		1,69	Coef.Variância		1,79

Fonte: O Autor

Tabela 15 – Dimensões das espessuras das paredes dos blocos – Face inferior

Face Inferior do Bloco															
Bloco	Longitudinal 1			Longitudinal 2			Transversal 1			Transversal 2			Transversal 3		
	Medida 1	Medida 2	Média	Medida 1	Medida 2	Média	Medida 1	Medida 2	Média	Medida 1	Medida 2	Média	Medida 1	Medida 2	Média
Bloco 1	27,62	26,93	27,28	26,15	26,29	26,22	26,37	26,51	26,44	25,64	25,96	25,80	25,97	26,95	26,46
Bloco 2	25,87	26,09	25,98	26,86	25,67	26,27	26,51	26,94	26,73	27,70	27,77	27,74	26,15	26,29	26,22
Bloco 3	26,20	26,43	26,32	26,84	26,25	26,55	26,72	26,65	26,69	27,12	28,23	27,68	26,58	27,14	26,86
Bloco 4	26,57	25,35	25,96	26,09	26,17	26,13	26,57	25,98	26,28	27,39	27,16	27,28	26,39	26,59	26,49
Bloco 5	26,59	25,61	26,10	26,00	25,74	25,87	26,23	25,83	26,03	27,88	27,29	27,59	27,31	26,40	26,86
Bloco 6	27,15	27,16	27,16	26,41	26,77	26,59	26,40	25,47	25,94	26,55	26,70	26,63	26,79	27,04	26,92
	Média		26,46	Média		26,27	Média		26,35	Média		27,12	Média		26,63
	Desvio Padrão		0,54	Desvio Padrão		0,25	Desvio Padrão		0,30	Desvio Padrão		0,70	Desvio Padrão		0,26
	Coef. Variância %		2,06	Coef. Variância %		0,93	Coef. Variância %		1,14	Coef. Variância %		2,57	Coef. Variância %		0,97

Fonte: O Autor

Na tabela 16 está indicada o resumo das medidas externas de cada bloco: largura, altura e comprimento. Estas medidas foram utilizadas para a determinação do volume e massa específica de cada bloco.

Além das medidas externas, foram determinados os diâmetros internos de curvatura das paredes, bem como as medidas da mísula interna, medidas realizadas com o paquímetro digital. A partir das medidas foi realizada a virtualização do modelo parasólido, com a ferramenta computacional SolidWorks®, versão 2018, acadêmica. Com isso foi possível determinar a área líquida real da face superior e inferior, bem como o volume de cada bloco, descritos na tabela 17.

Tabela 16 – Resumo das medidas dos blocos

Bloco	Largura (mm)				Altura (mm)				Comprimento (mm)			
	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média
Bloco 1	141,0	139,0	140,0	140,0	192,0	193,0	192,0	192,3	392,0	391,0	392,0	391,7
Bloco 2	141,0	141,0	140,0	140,7	192,0	194,0	193,0	193,0	392,0	392,0	392,0	392,0
Bloco 3	141,0	141,0	141,0	141,0	192,0	193,0	192,0	192,3	392,0	393,0	393,0	392,7
Bloco 4	140,0	139,0	141,0	140,0	193,0	192,0	191,0	192,0	393,0	393,0	393,0	393,0
Bloco 5	142,0	141,0	141,0	141,3	190,0	193,0	192,0	191,7	392,0	392,0	393,0	392,3
Bloco 6	140,0	141,0	140,0	140,3	190,0	190,0	190,0	190,0	391,0	391,0	393,0	391,7
	Média			140,6	Média			191,9	Média			392,2
	Desvio Padrão			0,5	Desvio Padrão			0,9	Desvio Padrão			0,5
	Coef. Variância %			0,35	Coef. Variância %			0,49	Coef. Variância %			0,13

Fonte: O autor

Tabela 17 – Áreas líquidas e brutas – Volume dos Blocos

Bloco	Área líquida (mm ²)	Área Bruta (mm ²)	Volume (mm ³)
Bloco 1	31392,08	54833,33	5794373,35
Bloco 2	31292,78	55141,33	5798334,77
Bloco 3	32454,76	55366,00	5918310,04
Bloco 4	31319,49	55020,00	5758581,15
Bloco 5	31478,31	54926,67	5754752,52
Bloco 6	31345,53	54963,89	5733396,38
Média	31547,16	55041,87	5792958,04
Desv.Pad	410,23	172,37	60460,81
Coef.Var. (%)	1,30	0,31	1,04

Fonte: O Autor

3.3 DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS BLOCOS DE CONCRETO

Os mesmos blocos que foram aferidas as geometrias (área bruta, área líquida e volume) descritos na tabela 17, foram armazenados em ambiente protegido de intempéries e secos em estufa por 30 horas para determinação do peso de cada amostra, através de uma balança digital com precisão de 0,01g.

3.4 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DOS BLOCOS

Para a determinação da resistência característica dos blocos foram ensaiados 7 (sete) blocos com dimensões de 14x19x39 cm escolhidos aleatoriamente, sendo suas superfícies capeadas com uma fina camada de pasta de gesso, em torno de 3mm.

A escolha do capeamento com gesso foi baseada no estudo apresentado por MAURICIO, CAMACHO, ANDOLFATO (2004), que indicaram que a utilização do gesso para este procedimento, apresentou excelente resultado de acabamento, com uma superfície plana e nivelada, além de ser um processo rápido e simples, na figura 12 ilustra a execução do capeamento dos blocos.

Figura 12 – Capeamento dos blocos de concreto



Fonte: O Autor

Para a obtenção da resistência característica do bloco de concreto (f_{bk}) foi utilizada uma prensa hidráulica da marca EMIC, conforme mostra a figura 13

Figura 13 – Prensa Hidráulica utilizada nos ensaios dos blocos.



Fonte: O Autor

3.5 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À TRAÇÃO DOS BLOCOS

Para a determinação da resistência característica à tração dos blocos de concreto optou-se pelo ensaio de tração por compressão, onde o bloco é apoiado sob uma barra de aço cilíndrica e é submetido a uma força concentrada na face oposta através de uma barra cilíndrica. Isso gera tensões de tração, causando sua ruptura. Esse ensaio assemelha-se ao ensaio desenvolvido pelo engenheiro Lobo Carneiro, e normatizado pela norma americana ASTM C1006-07 – *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Masonry Units*.

Para a realização do ensaio foram escolhidos seis blocos aleatórios de uma população de vinte (20) blocos, em condições normais de temperatura e umidade, protegidos da ação de intempéries.

O ensaio foi realizado numa máquina universal marca EMIC, com célula de carga de 300 KN, sendo a carga aplicada com uma velocidade constante de carregamento de $1,48e^2 \text{ N.s}^{-1}$.

As barras de aço onde foi exercida a força, possuíam diâmetro de 22 mm, atendendo a norma ASTM 2007, que estabelece que o diâmetro (d) da barra deve estar dentro deste intervalo: $1/12 \times \text{altura do bloco} \leq d \leq 1/8 \times \text{altura do bloco}$.

Sendo a altura do bloco igual a 190 mm, o diâmetro deve estar no intervalo de $15,83 \text{ mm} \leq d \leq 23,75 \text{ mm}$.

A resistência a tração foi determinada pela equação:

$$T = \frac{2.F}{\pi.L.H} \quad (13)$$

Onde:

F = carga aplicada (N)

L = largura do bloco = 140 mm

H= altura do bloco = 190 mm

Para a realização do ensaio as amostras foram apoiadas em suas extremidades em duas peças de EPS, que garantiram a horizontalidade das peças no ensaio, conforme mostra a figura 14.

Após o início do carregamento as peças de EPS foram retiradas para não haver nenhuma interferência nos resultados.

Figura 14 – Detalhe do ensaio à tração na flexão no bloco de concreto



Fonte: o Autor

3.6 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DOS TESTEMUNHOS

Para efeito de comparação da determinação da resistência experimental à compressão dos blocos, foi efetuado ensaios com testemunhos retirados de blocos da família 190x190x390 mm, fabricados com o mesmo traço de concreto da família 140x190x390 mm, escolhidos aleatoriamente do lote, que ficaram armazenados em condições normais de temperatura e umidade livre da ação de intempéries.

A retirada dos corpos de prova foi feita por uma máquina para cortar granito e mármore automática de bancada, com disco diamantado com diâmetro de 350 mm, indicada na figura 15.

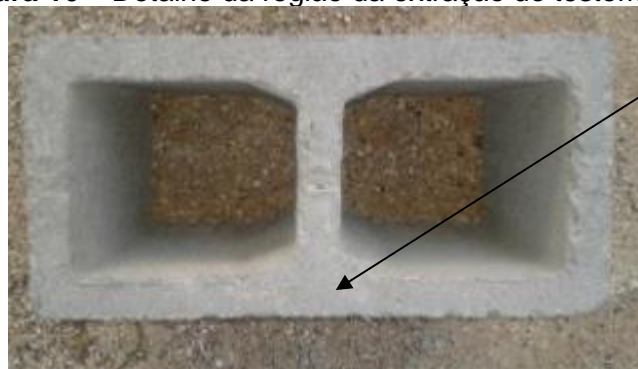
Figura 15 – Máquina de corte de mármore e granitos



Fonte: O Autor

As amostras foram retiradas das áreas centrais dos blocos da família 19x19x39cm, por apresentarem maior espessura, conforme indicado na figura 16, proporcionando dimensões mais adequadas para o ensaio à compressão, garantindo uma proporcionalidade entre a largura e altura, conforme indicado na figura 17.

Figura 16 – Detalhe da região da extração do testemunho



Região onde
foi extraído o
testemunho

Fonte: O Autor

Figura 17 – Detalhe dos corpos de prova (testemunhos) retirados dos blocos



Fonte: O Autor

Os testemunhos foram medidos com paquímetro digital com precisão de 0,1mm. Foram secos em estufa por 30 horas e pesados em uma balança digital com precisão de 0,1g para a determinação da massa específica.

Na tabela 18 estão as medidas aferidas de cada testemunho do lado 1 superior, lado 2 superior, na tabela 19 estão as medidas do lado 1 inferior, lado 2 inferior e na tabela 20 estão à altura, em cada tabela foi determinada a média, o desvio padrão e o coeficiente de variância das medidas.

O cálculo do volume de cada testemunho foi utilizado o valor médio de cada medida que estão indicados na tabela 21, e os resultados obtidos dos volumes e massas específica de cada testemunho estão indicados na tabela 22.

Tabela 18 – Medidas dos testemunhos retirados dos blocos de concreto – face superior

Corpo de Prova	Lado 1-Superior (d ₁)				Lado 2- Superior (d ₂)			
	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média
CP1	36,66	36,89	37,01	36,85	46,63	46,71	46,51	46,62
CP2	36,91	36,96	36,98	36,95	47,32	47,39	47,28	47,33
CP3	37,37	37,27	37,29	37,31	46,55	46,75	46,72	46,67
CP4	37,33	37,45	37,46	37,41	45,70	45,48	45,62	45,60
CP5	37,16	37,51	37,58	37,42	46,22	46,72	47,12	46,69
	Média			37,19	Média			46,58
	Desvio padrão (s)			0,2	Desvio padrão (s)			0,6
	Coeficiente de variação			0,64	Coeficiente de variação			1,19

Fonte: O Autor

Tabela 19– Medidas dos testemunhos retirados dos blocos de concreto– face inferior

Corpo de Prova	Lado 1-Inferior (d ₁)				Lado 2- Inferior (d ₂)			
	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média
CP1	37,12	37,30	37,16	37,19	45,53	45,72	45,69	45,65
CP2	37,32	37,17	37,07	37,19	47,01	47,15	47,26	47,14
CP3	37,34	37,38	37,15	37,29	47,20	47,38	47,46	47,35
CP4	37,02	36,92	37,02	36,99	44,34	44,20	44,38	44,31
CP5	37,20	37,35	37,44	37,33	46,47	47,11	47,19	46,92
	Média			37,20	Média			46,27
	Desvio padrão (s)			0,12	Desvio padrão (s)			1,15
	Coeficiente de variação			0,32	Coeficiente de variação			2,48

Fonte: O Autor

Tabela 20 – Medidas das alturas dos testemunhos

Corpo de Prova	d ₁ (mm)			d ₂ (mm)			h	h/d ₁	h/d ₂
	d _{1 sup}	d _{1 inf}	d _{1 médio}	d _{2 sup}	d _{2 inf}	d _{2 médio}			
CP1	36,85	37,19	37,02	46,62	45,65	46,13	90,94	2,46	1,97
CP2	36,95	37,19	37,07	47,33	47,14	47,24	91,07	2,46	1,93
CP3	37,31	37,29	37,30	46,67	47,35	47,01	91,55	2,45	1,95
CP4	37,41	36,99	37,20	45,60	44,31	44,95	90,23	2,43	2,01
CP5	37,42	37,33	37,37	46,69	46,92	46,81	91,46	2,45	1,95
	Média		37,19	Média		46,43	Média		1,96
	Desvio padrão (s)		0,13	Desvio padrão (s)		0,82	Desvio padrão (s)		0,03
	Coeficiente de variação		0,36	Coef. Variação		1,77	Coef. Variação		1,36

Fonte: O Autor

Tabela 21 – Medidas média dos testemunhos

Altura (h)				
Medida 1	Medida 2	Medida 3	Medida 4	Média
91,12	91,01	90,87	90,76	90,94
91,22	90,99	90,85	91,21	91,07
91,40	91,86	91,44	91,49	91,55
90,83	90,19	89,89	90,02	90,23
91,40	91,49	91,56	91,40	91,46
Média				91,05
Desvio Padrão (s)				0,47
Coeficiente de Variação				0,51

Fonte: O Autor

Tabela 22 – Volume e massa específica dos testemunhos

Corpo de Prova	Volume (mm ³)	Peso (g)	Massa Específica (Kg/m ³)
CP1	155313	334,4	2153,07
CP2	159451	357,2	2240,18
CP3	160526	351,4	2189,06
CP4	150905	355,1	2353,14
CP5	159991	346,3	2164,5
Média	157237	348,88	2219,99
s	3663,28	8,1	73,01
C.V.	2,33	2,33	3,29

Fonte: O Autor

A determinação da resistência a compressão dos testemunhos foi realizada na máquina universal de ensaio da marca Emic, conforme mostra a figura 18, eles não foram capeados pois os mesmos ficaram com a superfície retificada pela máquina de cortar granito e mármore, obtendo uma superfície lisa e paralela à face oposta que recebeu a carga da célula de carga, dispensando a necessidade de capeamento.

Para o ensaio foram adotadas as prescrições da ABNT NBR 5739:2018 no item no item 5.6, com relação ao valor da velocidade de ensaio de $0,45 \text{ Mpa/s} \pm 0,15 \text{ MPa/s}$ e no item 6.1.2 a relação da altura com as dimensões da base do testemunho. A velocidade de ensaio utilizada foi constante com o valor $0,5 \text{ Mpa/s}$, quanto a relação entre a altura e as dimensões da base a tabela 23 demonstra que os valores obtidos não necessitam serem ajustados de acordo com a tabela do item 6.1.2.

Tabela 23- Correlação de h/d - testemunhos

Relação h/d	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00
Fator de Correção	1,00	0,98	0,96	0,93	0,86

Fonte: ABNT NBR 5739:2018 item 6.1.2

Figura 18 – Ensaio de compressão dos testemunhos



Fonte: O Autor

3.7 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À TRAÇÃO DE TESTEMUNHOS DE BLOCOS DE CONCRETO

A resistência à tração também foi verificada com testemunhos, retirados de blocos de concreto de 19x19x39 cm, para proporcionar dimensões adequadas para o ensaio.

Para o experimento foram retirados 10 testemunhos dos blocos de concreto, sendo da mesma região que a utilizada no ensaio à compressão, com a mesma metodologia, através da máquina de cortes de mármore e granitos. Foram marcados os locais dos apoios para o ensaio e o centro de cada testemunho conforme indicado na figura 19.

Figura 19 – Testemunhos para ensaio a tração



Fonte: O Autor

Os testemunhos foram medidos com um paquímetro digital com precisão de 0,01 mm e uma régua de alumínio com precisão de 0,5 mm.

Para aferição das medidas dos testemunhos foram feitas 3 medidas e calculado as médias, sendo que as da face superior estão indicadas da tabela 24, as da face inferior estão indicadas na tabela 25 e os comprimentos estão indicados na tabela 26.

Tabela 24 – Medidas face superior dos testemunhos para o ensaio à tração

Corpo de Prova	Lado 1-Superior (d ₁) mm				Lado 2- Superior (d ₂) mm				
	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	
CP1	42,69	42,65	42,75	42,70	42,87	43,20	42,97	43,01	
CP2	42,70	42,85	42,68	42,74	42,76	42,85	42,69	42,77	
CP3	43,03	42,82	42,70	42,85	42,50	42,60	42,57	42,56	
CP4	43,10	43,19	43,25	43,18	42,72	42,79	43,00	42,84	
CP5	43,31	42,81	42,97	43,03	42,01	42,76	42,21	42,33	
CP6	43,30	43,01	43,30	43,20	43,05	43,01	42,99	43,02	
CP7	42,90	43,10	43,09	43,03	42,62	42,97	42,65	42,75	
CP8	44,03	43,73	43,64	43,80	42,97	43,36	43,51	43,28	
CP9	43,19	43,09	43,04	43,11	42,86	42,90	42,73	42,83	
CP10	43,11	42,75	42,84	42,90	41,19	41,02	41,19	41,13	
Média				43,06	Média				42,70
Desvio padrão (s)				0,28	Desvio padrão (s)				0,61
Coeficiente de variação.				0,64	Coeficiente de variação				1,43

Fonte: O Autor

Tabela 25 – Medidas face inferior dos testemunhos para o ensaio à tração

Corpo de Prova	Lado 1-Inferior (d ₁)				Lado 2- Inferior (d ₂)				
	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	
CP1	43,04	43,16	43,17	43,12	42,61	42,84	42,75	42,73	
CP2	43,62	43,32	43,95	43,63	43,79	43,27	43,38	43,48	
CP3	43,01	43,12	42,84	42,99	43,04	43,07	43,30	43,14	
CP4	42,41	42,03	42,22	42,22	42,97	43,34	43,06	43,12	
CP5	43,34	43,28	42,97	43,20	42,84	43,06	42,82	42,91	
CP6	42,57	42,56	42,77	42,63	42,70	42,80	42,90	42,80	
CP7	38,90	39,70	42,97	40,52	42,78	42,96	42,70	42,81	
CP8	42,35	42,32	42,45	42,37	43,00	42,70	42,65	42,78	
CP9	42,76	42,55	42,39	42,57	42,63	42,84	42,91	42,79	
CP10	42,20	42,75	42,34	42,43	36,20	36,76	36,56	36,51	
Média				43,03	Média				43,08
Desvio padrão (s)				0,89	Desvio padrão (s)				0,24
Coeficiente de variação				2,07	Coeficiente de variação				0,56

Fonte: O Autor

Tabela 26 – Medidas das alturas dos testemunhos para o ensaio à tração

Corpo de Prova	Comprimento (h) mm			Média
	Medida 1	Medida 2	Medida 3	
CP1	188,0	189,0	188,5	188,50
CP2	190,0	189,0	189,0	189,33
CP3	188,0	188,0	188,0	188,00
CP4	188,0	189,0	189,0	188,67
CP5	190,0	191,0	191,0	190,67
CP6	191,0	191,0	191,0	191,00
CP7	190,0	189,0	188,5	189,17
CP8	191,0	190,0	190,0	190,33
CP9	189,0	188,0	188,0	188,33
CP10	190,0	189,0	190,0	189,67
Média				189,50
Desvio padrão (s)				1,05
Coeficiente de variação				0,55

Fonte: O Autor

Na tabela 27 estão indicados o resumo das medidas de cada testemunho.

Tabela 27 – Média das medidas dos testemunhos para o ensaio à tração

Corpo de Prova	d ₁ (mm)			d ₂ (mm)			h
	d _{1 sup}	d _{1 inf}	d _{1 médio}	d _{2 sup}	d _{2 inf}	d _{2 médio}	
CP1	42,70	43,12	42,91	43,01	42,73	42,87	188,50
CP2	42,74	43,63	43,19	42,77	43,48	43,12	189,33
CP3	42,85	42,99	42,92	42,56	43,14	42,85	188,00
CP4	43,18	42,22	42,70	42,84	43,12	42,98	188,67
CP5	43,03	43,20	43,11	42,33	42,91	42,62	190,67
CP6	43,20	42,63	42,92	43,02	42,80	42,91	191,00
CP7	43,03	40,52	41,78	42,75	42,81	42,78	189,17
CP8	43,80	42,37	43,09	43,28	42,78	43,03	190,33
CP9	43,11	42,57	42,84	42,83	42,79	42,81	188,33
CP10	42,90	42,43	42,67	41,13	36,51	38,82	189,67
Média			42,81	Média		42,48	189,37
Desvio padrão (s)			0,38	Desvio padrão (s)		1,23	0,98
Coeficiente de variação.			0,88	Coef. variação.		2,85	0,51

Fonte: O Autor

O volume de cada testemunho foi calculado utilizando-se os valores médios das tabelas 27. Os mesmos foram secos em estufas por 30 horas e pesados em uma balança digital da marca Balmak com precisão de 1g, determinando-se o respectivo peso seco.

Para a determinação da resistência à tração dos testemunhos foi utilizado o ensaio de tração na flexão, de acordo com o prescrito na ABNT NBR 12142:2010, que estabelece a aplicação da carga em dois pontos distanciados em 1/3 do vão ao apoio.

O diâmetro da barra de apoio do testemunho e das barras de aplicação da carga foram de 24,75 mm e a velocidade de carga foi de 1,1MPa/min, em de acordo com o estabelecido pela referida norma, conforme mostra a figura 20.

Para a aferição da velocidade do equipamento foram utilizados os testemunhos 2, 4 e 6 sendo que o testemunho 10 apresentou uma falha visível, apresentava uma trinca em sua seção, por isso os resultados da resistência à tração na flexão destes testemunhos foram desprezados.

Figura 20 – Ensaio à tração na flexão dos testemunhos



Fonte: O Autor

A NBR 12142:2010 determina que o cálculo da resistência da tração à flexão ($f_{t,f}$) deve-se considerar o local da ruptura no testemunho, estabelecendo que se a ruptura ocorrer entre os apoios da aplicação da carga, a tensão é determinada pela equação 14 e caso ocorra fora deste intervalo até um limite de 5% do vão de aplicação de apoio do testemunho a resistência a tração deve ser determinada pela equação 15.

$$f_{t,f} = \frac{F.l}{b.d^2} \quad (14)$$

$$f_{t,f} = \frac{3.F.a}{b.d^2} \quad (15)$$

onde

$f_{t,f}$ é a resistência à tração na flexão, expressa em MPa;

F é a força máxima registrada na máquina de ensaio em N;

l é a dimensão do vão entre apoios em mm;

b é a largura do testemunho em mm;

h é a altura do testemunho em mm;

a é a distância média entre a linha de ruptura na face tracionada e a linha correspondente ao apoio mais próximo em mm.

3.8 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

Para assentamento dos blocos foi utilizado a argamassa industrializada. O volume de água de amassamento utilizado foi o recomendado pelo fabricante, que estabelece em torno de 3,0 à 3,5 litros por saco.

As propriedades esperadas na argamassa, conforme catálogo técnico do fabricante são:

Resistência à compressão: 4,0 à 6,5 MPa

Densidade da massa aparente no estado endurecido: 1400 à 1800 kg/m³

Resistência à tração na flexão: 1,5 à 2,7 MPa

Para verificação das propriedades mecânicas fornecidas pelo fabricante a argamassa foi ensaiada a compressão, a tração na compressão e sua massa aparente foi aferida, para isso foram moldados 17 corpos de prova cilíndricos metálicos com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm, área de 1963,50 mm² e volume de 196,35 mm³.

A argamassa foi confeccionada com a proporção em volume recomendado na embalagem da argamassa que era 3,3 litros de água para o saco de argamassa de 20.000 g. Foram utilizados 3900 g de argamassa e 623 ml de água para preparar a mistura, proporção de água em volume recomendada pelo fabricante. A mistura foi feita com um misturador mecânico, com uma haste misturadora conectada a uma furadeira, onde foi misturado até se obter uma mistura homogênea.

Os corpos de prova cilíndricos foram moldados em 4 camadas, sendo

cada camada adensada com 20 golpes com um soquete metálico de acordo com a ABNT NBR 7215:1997. Após a moldagem os mesmos ficaram em repouso durante 24 horas para depois serem desformados, como mostra a figura 21.

Os corpos de prova ficaram submersos em uma bacia metálica com água até dia do ensaio de ruptura conforme mostrado na figura 22.

Figura 21 – Corpos de prova de argamassa moldados



Fonte: O Autor

Figura 22 – Corpos de prova de argamassa em processo de cura



Fonte: O Autor

Para a determinação da massa específica foram escolhidos

aleatoriamente 3 corpos de prova da amostra que foram secos em estufas por 30 horas e aferidos os seus pesos em balança digital da marca Gehaka com precisão de 0,1 g e os resultados encontram-se na tabela 28.

Tabela 28– Resultado da massa específica da argamassa

Massa Específica: ρ		
CP	Peso (g)	ρ (g/cm ³)
1	383	1,95
2	373	1,90
3	387	1,97
Média		1,94
Desvio Padrão		0,037
Coeficiente de Variação		1,9%

Fonte: o Autor

3.8.1 Ensaio De Resistência À Compressão Da Argamassa

Para a verificação da resistência à compressão da argamassa foram ensaiados à compressão axial 3 corpos de prova aos 7 dias e 5 aos 28 dias, para acompanhar a evolução da resistência. O ensaio foi realizado na máquina universal de ensaio da marca EMIC com uma velocidade uniforme de 0,5 MPa/s, como mostra a figura 23. Não foram capeados os corpos de prova.

Figura 23 – Ensaio de compressão nos corpos de prova de argamassa



Fonte: o Autor

3.8.2 Ensaio De Resistência À Tração Da Argamassa

Para a verificação da resistência a tração da argamassa foi utilizado o ensaio de tração na compressão diametral, seguindo as prescrições da ABNT NBR 7222 (ABNT, 1994), utilizando-se a máquina universal de ensaio com uma velocidade de carregamento de 0,5MPa/s, como indicado na figura 24.

Foram ensaiados a tração na compressão diametral em 3 corpos de prova aos 7 dias e em 3 aos 28 dias, para efeito de comparação da evolução da resistência.

Figura 24 – Ensaio de tração nos corpos de prova de argamassa



Fonte: autor

3.9 DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS TESTEMUNHOS E ARGAMASSA

Para a realização da modelagem numérica da parede existe a necessidade de conhecer os módulos de elasticidades do bloco de concreto e da argamassa. Para a determinação dos módulos de elasticidade foram utilizados os testemunhos para o bloco de concreto e corpos de prova cilíndricos para a argamassa.

3.9.1 Módulo De Elasticidade Do BCE – Relógio Comparador

Para a determinação do módulo de elasticidade do BCE foram utilizados testemunhos, retirados de blocos de concreto de 19x19x39 cm, para proporcionar dimensões adequadas para o ensaio.

Para o experimento foram retirados 12 testemunhos de diferentes blocos de concreto escolhidos aleatoriamente da amostra, sendo da mesma região que a utilizada no ensaio à compressão, utilizando-se a mesma metodologia, através da

máquina de cortes de mármore e granitos e cortados na metade. Para corrigir possíveis imperfeições na superfície de contato com máquina universal de ensaio, eles foram capeados com gesso, conforme mostra a figura 25.

O ensaio foi realizado utilizando a máquina universal de ensaio que possui uma célula de carga com capacidade de 300.000 N, e as medições das deformações foram realizadas com 2 relógios comparadores com precisão de 1 micrômetro com sensibilidade do cursor de 5 mm conforme mostra a figura 26.

Figura 25 – Detalhe do capeamento dos testemunhos



Fonte: o Autor

Figura 26 – Detalhe do ensaio do testemunho



Fonte: o Autor

O ensaio foi realizado conforme estabelece a NBR 8522:2017 para a metodologia da tensão fixa, que utiliza a tensão de 0,5 Mpa e a tensão de $0,3.f_c$ (30% da tensão de ruptura).

As medidas dos deslocamentos foram realizadas com compressômetro com bases independentes (anéis metálicos), sendo que os anéis utilizados possuem diâmetro interno de 78 mm, com espessura de 15 mm e altura de 22 mm, possibilitando uma menor distância entre o relógio comparador e o testemunho, obtendo-se uma fixação muito rígida, conforme mostra a figura 27. Esta opção foi feita com base no estudo de MOHAMAD, et. al (2009) que também utilizou uma velocidade 0,20 Mpa/s, obtendo valores mais precisos para o módulo de elasticidade, conforme descreveu em seus resultados.

Figura 27 – Detalhe dos anéis no testemunho

Fonte: o Autor

Na tabela 29 estão indicadas as medidas dos testemunhos utilizados no ensaio para a determinação do módulo de elasticidade. As medidas foram realizadas com um paquímetro digital com precisão de 0,01 mm.

Tabela 29 – Dimensões dos testemunhos de concreto com relógio comparador

Testemunho	Testemunho 1			Testemunho 2			Testemunho 3		
Dimensão	Largura	Comprim.	Altura	Largura	Comprim.	Altura	Largura	Comprim.	Altura
Medida 1	42,44	44,7	95,26	43,28	40,82	96,96	42,44	44,7	95,26
Medida 2	42,95	44,73	97,11	43,32	40,56	97,11	44,73	44,73	95,32
Medida 3	42,46	40,42	96,56	43,82	40,42	96,56	44,61	44,61	95,18
MÉDIA	42,62	43,28	96,31	43,47	40,6	96,88	43,93	44,68	95,25
Desvio Padrão	0,24	2,02	0,78	0,25	0,17	0,23	1,05	0,05	0,06
Coef. Variação	0,56	4,67	0,81	0,58	0,42	0,24	2,39	0,11	0,06

Fonte: o Autor

Para cada testemunho foram realizadas 3 medições dos deslocamentos nas tensões de 0,5MPa e 30% da tensão de ruptura que corresponde ao valor médio da tensão de ruptura dos testemunhos.

3.9.2 Módulo De Elasticidade Do Testemunho Do BCE – Extensômetro Eletrônico

Para a realização do ensaio foi utilizado a máquina universal de ensaio da marca EMIC com uma célula de carga de 300000 N.

Para a medir as deformações foi utilizado um extensômetro eletrônico de configuração dupla da maraca EMIC, com precisão de 0,0000 mm, sendo a base de medida com 50 mm.

Para o ensaio foram utilizados dois (2) corpos de prova retirados de 2 blocos aleatórios e na tabela 30 estão as dimensões dos corpos de prova.

As medidas foram realizadas com um paquímetro digital com precisão de 0,01 mm.

Tabela 30 – Dimensões dos testemunhos de concreto ensaio com extensômetro

Testemunho	Testemunho CP 1			Testemunho CP 2		
	Largura	Comprim.	Altura	Largura	Comprim.	Altura
Medida 1	42,01	42,6	93,09	44,45	41,11	93,16
Medida 2	43,64	41,52	93,07	44,32	40,95	93,34
Medida 3	43,3	41,58	93,02	44,24	41,16	93,61
Média	42,98	41,90	93,06	44,34	41,07	93,37
Desvio Padrão	0,70	0,50	0,03	0,09	0,09	0,18
Coef. Variação	1,63	1,18	0,03	0,20	0,22	0,20

Fonte: o Autor

O ensaio foi realizado conforme estabelece a NBR 8522:2017 para a metodologia da tensão fixa, que utiliza a tensão de 0,5 Mpa e a tensão de $0,3.f_c$ (30% da tensão de ruptura).

Na figura 28 está indicado o detalhe do ensaio testemunho de BCE na máquina universal de ensaio.

Figura 28 – Detalhe do ensaio com extensômetro



Fonte: o Autor

3.9.3 Módulo De Elasticidade Da Argamassa – Relógio Comparador

Para a determinação do módulo de elasticidade da argamassa através de relógios comparadores, foram utilizados corpos de prova com 50 mm de diâmetro e comprimento 100 mm, moldados conforme descritos no item 3.8 e seguindo as recomendações da ABNT NBR 7215:1997.

O ensaio foi realizado utilizando a máquina universal de ensaio com uma célula de carga com capacidade de 300000 N, e a medição da deformação foram realizadas com 2 relógios comparadores com precisão de 1 micrômetro com sensibilidade do cursor de 5 mm conforme mostra a figura 29.

Figura 29 – Ensaio corpo de prova de argamassa



Fonte: o Autor

A realização do ensaio de módulo de elasticidade foi baseada ABNT NBR 8522:2017 para a metodologia da tensão fixa, que utiliza a tensão de 0,5 MPa e a tensão de $0,3.f_c$ (30% da tensão de ruptura), que corresponde o valor de 2,57 MPa, de acordo com o valor médio da resistência à compressão obtido em ensaio experimental.

Na figura 30 mostra o detalhe da fixação dos anéis do compressômetro no corpo de prova da argamassa.

Figura 30 – Detalhe da fixação dos anéis no corpo de prova de argamassa



Fonte: o Autor

3.9.4 Módulo De Elasticidade Da Argamassa – Extensômetro Eletrônico

Para a determinação do módulo de elasticidade da argamassa através de extensômetro eletrônico, foram utilizados 2 corpos de provas cilíndricos, moldados conforme descrito no item 3.8 e seguindo as recomendações da ABNT NBR 7215:1997 e suas medidas estão indicadas na tabela 31.

Tabela 31 – Medidas dos corpos de prova de argamassa

Corpo de prova	Corpo de prova CP 1		Corpo de prova CP 2	
	Diâmetro	Altura	Diâmetro	Altura
Medida 1	50,31	100	49,69	99,8
Medida 2	50,47	99,95	50,1	100,4
Medida 3	50,68	100,2	50,04	99,7
Média	50,49	100,05	49,94	99,97
Desvio Padrão	0,15	0,11	0,18	0,31
Coef. Variação	0,30	0,11	0,36	0,31

Fonte: o Autor

O ensaio foi realizado utilizando a máquina universal de ensaio com uma célula de carga com capacidade de 300000 N, e a medição da deformação foi utilizado um extensômetro eletrônico de configuração dupla da maraca EMIC, com precisão de 0,0000 mm, sendo a base de medida com 50 mm, com indicado na figura 31.

Figura 31 – Detalhe do ensaio com extensômetro no corpo de prova de argamassa



Fonte: o Autor

3.10 MINI-PAREDES

Para a comparação com a FEA foram executadas três mini-paredes com dimensões de 790 mm de largura por 790 mm de altura com blocos de 140 x 190 x 390 mm, assentados com junta de espessura de 10 mm todas com a argamassa industrializada.

Em sua execução foi verificado o prumo em cada face, e feito o controle do nivelamento, fiada a fiada. Também, controlou-se a espessura da argamassa de assentamento na direção horizontal e vertical, para manter a espessura de 10mm. Todas as amostras foram produzidas pelo mesmo operador.

Para distribuir uniformemente a carga da célula de carga da máquina universal de ensaio sobre a parede foi executado um capeamento com gesso, para regularizar a superfície da parede, como mostram as figuras 32 e 33.

Figura 32 – Detalhe da Mini parede 1 e 2



Fonte: autor

Figura 33 – Detalhe da mini-parede 3



Fonte: autor

Foram verificadas as medidas das larguras e comprimentos das paredes, onde para cada dimensão foram feitas 3 medidas, para possibilitar o cálculo da tensão resultante, os valores das medidas estão indicados na tabela 32.

Tabela 32 – Dimensões mini-paredes

PAREDES	Parede 1		Parede 2		Parede 3	
Medidas	Espessura	Comprimento	Espessura	Comprimento	Espessura	Comprimento
Medida 1	138	794	142	795	140	796
Medida 2	141	794	143	795	141	795
Medida 3	141	793	143	796	143	795
Média	140,0	793,7	142,7	795,3	141,3	795,3
Desvio Padrão	1,41	0,47	0,47	0,47	1,25	0,47
Coef.Variação %	1,0	0,1	0,3	0,1	0,9	0,1

Fonte: o Autor

Para proporcionar uma distribuição uniforme da carga aplicada pela célula de carga na superfície da mini-parede foi colocada uma chapa de aço com espessura de 16mm, largura de 220 mm e comprimento de 1300 mm, posicionada diretamente sobre a mini-parede e sobre ela foi colocada uma viga de aço maciça com 64 mm de altura, 75 mm de largura, com comprimento de 800 mm, conforme mostra a figura 34.

Figura 34 – Detalhe do apoio na face superior da mini-parede na máquina universal de ensaio



Fonte: autor

A mini-parede foi apoiada diretamente sobre em uma chapa de aço com espessura de 8 mm, largura de 155 mm e comprimento de 800 mm e sob ela uma viga metálica em perfil I soldado (150 x 150 x 6,3 mm) enrijecida nas laterais com chapas de aço soldadas de 6.0mm, conforme indicado na figura 35.

Figura 35 – Detalhe do apoio na face inferior da mini-parede na máquina universal de ensaio



Fonte: autor

Para medir as deformações verticais das mini-paredes foram instalados 2 relógios comparadores com precisão de 1 micrômetro com sensibilidade do cursor de 5 mm. Para a realização do ensaio foi utilizado a máquina universal conforme indicado na figura 36.

Figura 36 – Detalhe da mini-parede com os relógios comparadores



Fonte: autor

No ensaio das mini-paredes foi estudado o comportamento na fase elástica, determinando-se o módulo de elasticidade secante, de acordo com o estabelecido na ABNT NBR 8522:2017.

Para todas as mini-paredes foram realizados ensaios preliminares com cargas e descargas, com os patamares de carga que foram utilizados para aferir as deformações.

O carregamento foi efetuado com os seguintes intervalos para anotar os valores dos relógios:

3,5e³ N, 7,0e³ N, 1,05 e⁴ N, 1,40 e⁴ N, 1,75 e⁵ N, 2,10 e⁵ N, com velocidade constante de 500 N/s.

Ao atingir cada patamar de carregamento descrito, manteve-se por 60s, em seguida foi feito o descarregamento. Assim sucessivamente até atingir o maior patamar de carregamento planejado para o experimento.

Esse processo permitiu verificar eventuais discrepâncias nos relógios comparadores, assim como pequenas excentricidades causadas por falha no posicionamento e corrigi-las.

A literatura fornece resultados para estimar a eficiência dos ensaios realizados nesta pesquisa (Ramalho e Côrrea, 2003; Mohamad, 2011a), tendo sido adotado o valor de eficiência como: $f_k/f_{bk} = 0,47$.

O valor da força média de ruptura à compressão, de acordo com a tabela 19 é de 498,9 kN, e a área líquida média do bloco encontrada foi de 31.547,16 mm², conforme indicado na tabela 17, portanto a resistência média à compressão na área líquida resulta em 15.81 MPa, logo a resistência do prisma podemos estimar em:

$$f_{pk} = f_{bk} \cdot 0,5 = 15,81 \cdot 0,5 = 7,91 \text{ MPa}$$

A ABNT NBR 15961-1:2011 estabelece que a eficiência da resistência entre a mini-parede e a parede (f_k/f_{ppk}) seja 0,85, então, pode-se estimar que a resistência à ruptura da mini-parede será:

$$f_k = f_{ppk} \cdot 0,85 = 7,91 / 0,85 = 9,30 \text{ MPa}$$

Considerando as dimensões das mini-paredes iguais a 140 x 790 mm então o valor da carga de ruptura (N_R) será de:

$$N_R = f_{ppk} \cdot (140 \cdot 790) = 6,40 \cdot (140 \cdot 790) = 7,08e^5 \text{ N}$$

Para o ensaio foi utilizado o valor de 30% da carga de ruptura (N_R) como sendo o valor máximo da carga na fase elástica da alvenaria, conforme prescreve a

ABNT NBR 8522:2017, logo a carga máxima para o ensaio:

$$N_R \cdot 30\% = 7,08e^5 \cdot 0,30 = 2,13e^5 \text{ N}$$

De acordo com o EUROCODE – 6, a resistência à compressão da alvenaria pode ser estimada pela expressão 14

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_a^{0,3} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

onde

f_b = resistência média na área líquida à compressão dos blocos = 15,81 MPa

f_a = resistência média à compressão da argamassa = 8,55 Mpa (tabela 36)

K = valor extraído da classificação do grupo da tabela 9

Sendo os furos dos blocos na vertical e a relação da área líquida com a área bruta do bloco igual a 57,2%, valor entre 25% e 60%, isto resulta que os blocos se classificam no grupo 2 e o valor de K = 0,45

$$f_k = 0,45 \cdot 15,81^{0,7} \cdot 8,55^{0,3} = 5,83 \text{ Mpa}$$

considerando $f_k = 0,85 \cdot f_{ppk}$ (NBR 15961-1:2011)

$$\text{então } f_{ppk} = 6,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Portanto } N_R = f_{ppk} \cdot (140 \cdot 790) = 6,86 \cdot (140 \cdot 790) = 758585,88 \text{ N}$$

$$N_R \cdot 30\% = 758585,88 \cdot 0,30 = 227575,76 \text{ N}$$

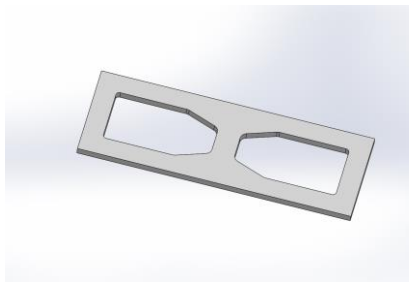
Considerando os valores encontrados foi considerado a carga máxima a ser aplicada o valor de $2,10e^5$ N, para que as deformações encontradas na mini-parede ficassem na região elástica.

3.11 MODELO COMPUTACIONAL

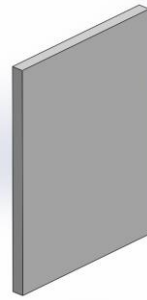
Foram modelados elementos sólidos para cada material da alvenaria em estudo, isto é, foram criados separadamente os blocos e argamassas, possibilitando introduzir as propriedades mecânicas de cada elemento, assim permitindo-se analisar o comportamento de cada material e como eles se interagem.

Estes elementos foram criados no software SolidWorks® que é compatível para ser analisado em outros programas que utilizam o método dos elementos finitos, como o Ansys®.

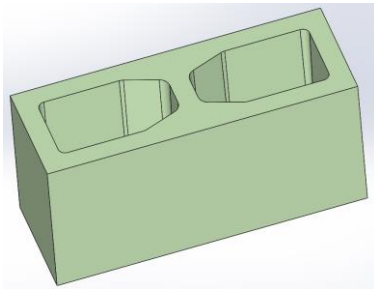
Os elementos blocos e argamassa criados estão na figura 37.

Figura 37 – Elementos criados no Solidworks®

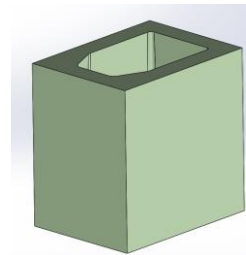
Argamassa base do bloco



Argamassa lateral do bloco



Bloco 14X19X39



Bloco 14X19X19

Fonte: o Autor

O modelo computacional foi elaborado utilizando-se as propriedades físicas obtidas experimentalmente de cada material que compõe a mini-parede, ou seja, dos blocos de concreto e da argamassa, que estão indicadas na tabela 33.

O coeficiente de Poisson (ν_c) do concreto foi adotado como 0,20 de acordo ABNT NBR 6118:2014 item 8.2.9 e o da argamassa (ν_{arg}) foi adotado como 0,20 de acordo com o trabalho desenvolvido por MOHAMAD *et al.* (2011).

Neste trabalho foi realizado a análise computacional, utilizando o software Ansys® e o resultado obtido comparado com o encontrado no ensaio experimental.

Tabela 33 – Propriedades mecânicas bloco de concreto e argamassa

Propriedades	Bloco de concreto	Argamassa
Massa específica (Kg/m ³)	2129,2	1940
Módulo de elasticidade (Mpa)	13.500,5	8657,63
Coeficiente de poisson	0,2	0,2
Resistência à compressão (Mpa)	9,1	8,55
Resistência à tração (Mpa)	0,87	1,1

Fonte: o Autor

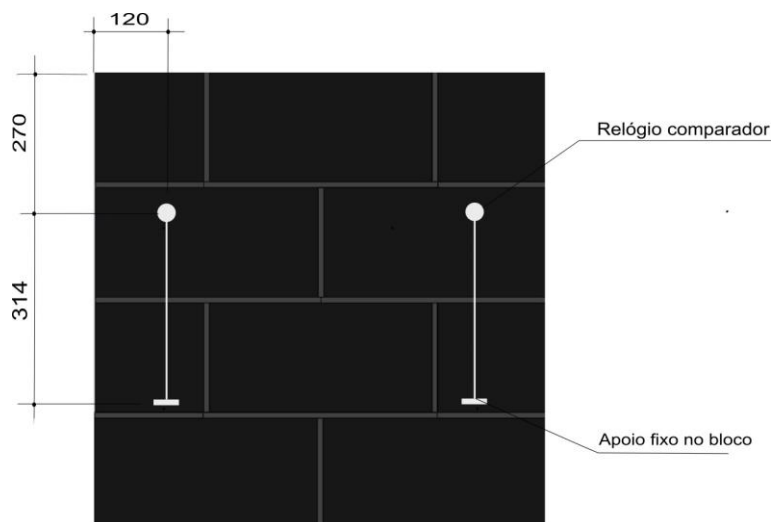
3.11.1 Análise com Ansys®

Para a modelagem da mini-parede foi optado por realizar uma micromodelagem detalhada, sendo que a argamassa e bloco foram representados com as propriedades mecânicas encontradas nos ensaios experimentais, com as dimensões reais.

Foram modelados elementos sólidos para cada material da alvenaria possibilitando a análise do comportamento de cada material e sua interação.

Para uma melhor comparação dos resultados obtidos nos ensaios experimentais para a determinação do módulo de elasticidade inicial das mini-paredes, foram criados na modelagem os mesmos 4 pontos de apoio do relógio comparador, conforme ilustrado na figura 38.

Figura 38 – Pontos de apoio dos relógios comparadores



Fonte: o Autor

Foram criados os 4 pontos de apoio para que a malha gerada fosse simétrica e não gerasse falhas pela falta de simetria do modelo, por isso a aferição das medições foi feita somente para um lado.

Para cada patamar de carga aplicado foram medidas as deformações no eixo Y, no ponto superior e inferior e calculado a média, criando os pontos do gráfico de tensão e deformação da mini-parede.

A carga aplicada foi transformada em pressão, utilizando-se a área líquida dos blocos.

Com os resultados obtidos da tensão x deformação para cada patamar

de carga foi criado o gráfico, onde foi calculado o módulo de elasticidade para o ensaio com a modelagem numérica.

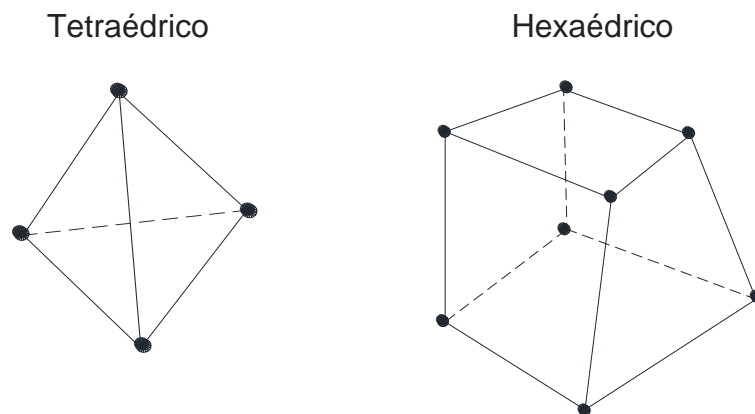
Para analisar os esforços, deformações e tensões foi utilizado o software Ansys 14, cedido pelo Depto. de Eng. Mecânica da Universidade de São Paulo, campus São Carlos, com análise não linear.

A análise física adotada no software foi a não-linear, tendo em vista que os dois materiais, bloco de concreto e argamassa, possuem comportamento não linear.

O elemento utilizado para a geração da malha foi o concrete non-linear, tanto para a argamassa como para o bloco, sendo alterado as propriedades mecânicas de cada elemento pelas encontradas nos ensaios experimentais, pois ele é capaz de reproduzir de maneira adequada o comportamento destes materiais.

A malha foi formada por elementos tridimensionais, tetraédricos formado por 04 nós e 4 faces e hexaédricos formado por oito nós e 6 faces, indicados na figura 39, com dimensão máxima de 10,0 mm para os elementos dos blocos e 5,0 mm para os elementos da argamassa.

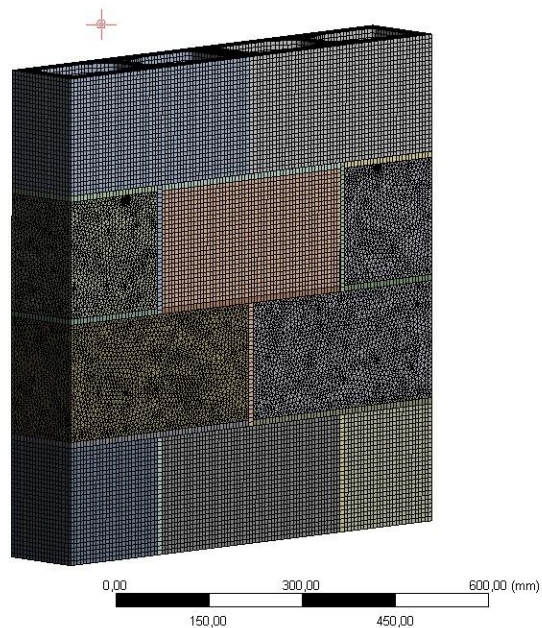
Figura 39 – Elementos da malha



Fonte: o Autor

Na figura 42, mostra a malha gerada para a mini-parede, formada por 1.715.711 nós e 599.264 elementos finitos.

Figura 40 - Detalhe da malha gerada



Fonte: o Autor

Para melhorar a qualidade da malha, reduzindo imperfeições, portanto melhorando a eficiência dos resultados foi habilitado os recursos *proximity*, e *curvity* que cria divisões entre as faces dos elementos ou entre arestas dos elementos, e o outro evita curvaturas muito grandes.

Para a verificação da qualidade da malha foi utilizado o parâmetro *skewness* que avalia o quão deformado o elemento está baseado em seu volume, com esse controle habilitado o software controla a deformação excessiva.

Foi adotado como parâmetro de contato entre a superfície de contato da argamassa com o bloco o comando *bonded*, definindo como colados.

Foi considerado para as condições de apoio para a base da mini-parede a restrição de deslocamento nas direções dos eixos X, Y e Z, simulando as condições de confinamento na máquina universal.

A carga aplicada foi na direção perpendicular aos blocos na face superior da mini-parede, no sentido da atuação da gravidade, utilizando-se os mesmos patamares de carga utilizados no ensaio experimental.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo estão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios experimentais desenvolvidos neste trabalho. Onde foram analisadas as propriedades físicas e mecânicas dos materiais que compõe a mini-parede, ou seja, BCE e argamassa, e analisado a tensão x deformação na compressão de 3 mini-paredes.

A análise das propriedades físicas e mecânicas do BCE foi realizada em duas formas, com o bloco de concreto em sua forma original e através de testemunhos, comparando-se os resultados obtidos nas duas metodologias.

Após a caracterização experimental das propriedades físicas e mecânicas dos BCEs e da argamassa, foi realizada a modelagem da mini-parede, e analisada a tensão x deformação através da ferramenta FEA.

4.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS

4.1.1 Massa Específica BCE

Os resultados da massa específica dos blocos estão apresentados na tabela 34, onde estão computadas as massas específicas de cada bloco, a média, desvio padrão e coeficiente de variação das mesmas.

Tabela 34 – Peso dos blocos secos em estufa e massa específica

Bloco	Peso seco (g)	Massa Específica (kg/m ³)
Bloco 1	12230	2110,67
Bloco 2	12430	2143,72
Bloco 3	12430	2100,26
Bloco 4	12350	2144,63
Bloco 5	12340	2144,31
Bloco 6	12220	2131,37
Média	12333,33	2129,16
Desv.Pad	84,20	17,62
Coef.Var.%	0,68	0,83

Fonte: O Autor

A tabela demonstra que as amostras apresentaram uma baixa dispersão nos resultados para a massa específica dos blocos.

4.1.2 Resistência À Compressão Do BCE

Os resultados do ensaio à compressão dos blocos, estão apresentados na tabela 35 onde pode-se observar que houve uma baixa dispersão nos resultados.

Tabela 35 – Resultado do ensaio à compressão dos blocos

Bloco de Concreto	Força (KN)	Área bruta mm ²	Tensão (MPa)	
Bloco 1	630,0	54833,33	11,5	fe1
Bloco 2	482,4	55141,33	8,7	fe2
Bloco 3	407,0	55366,00	7,4	fe3
Bloco 4	475,5	55020,00	8,6	fe4
Bloco 5	498,6	54926,67	9,1	fe5
Bloco 6	499,8	54963,89	9,1	fe6
Média	498,9	55041,9	9,1	
Desvio padrão	66,4	172,4	1,2	
Coef.Var.	0,133	0,003	0,136	

Fonte: o Autor

A resistência experimental do elemento bloco da alvenaria, denominada como f_{ek} , obtida pela formulação da ABNT NBR15961-2.

Números de elementos (n) = 7

$\phi = 0,89$ (tabela 2, página 9 - ABNT NBR15961-2).

$i = (n-1)/2 = (7-3)/2=3$ (para amostras com n = ímpar)

$f_{ek,1} = 2 * ((fe1+fe2)/(i-1))-fe,i = 12,8$ MPa

$f_{ek,2} = \phi * fe1 = 10,24$ MPa

$f_{ek,3} =$ maior valor entre $f_{ek,1}$ e $f_{ek,2} = 12,8$ MPa

$f_{ek,4} = 0,85 * fem = 7,7$ MPa

$f_{ek} = \text{é o menor valor entre } f_{ek,3} \text{ e } f_{ek,4} = 7,7$ MPa

Pode-se observar que os resultados da média da resistência do ensaio em laboratório e da resistência experimental determinada pela NBR 15691-2 resultaram muito superiores a informada pelo fabricante.

4.1.3 Resistência À Tração Do BCE

Os resultados obtidos para a determinação da resistência à tração na flexão estão descritos na tabela 36.

Tabela 36 – Resultado do ensaio à tração dos blocos

Bloco	Dimensão (cm)		Carga Ruptura (N)	Resistência ft (MPa)
	altura	largura		
1	190	140	41,33	0,99
2	190	140	45,47	1,09
3	190	140	23,68	0,57
4	190	140	37,71	0,9
5	190	140	38,75	0,93
6	190	140	30,5	0,73
Média				0,87
Desvio Padrão				0,17
Coeficiente de Variação (%)				19,84

Fonte: o Autor

Os resultados encontrados comprovam com os citados nas diversas bibliografias, onde espera-se que a resistência do concreto a tração seja em torno de 10% (dez por cento) da resistência à compressão. Experimentalmente foi encontrado a resistência a compressão experimental para os blocos o valor médio de 9,1 MPa e o resultado da resistência a tração experimental para os blocos o valor médio de 0,87 MPa o equivalente a 9,56% da resistência a compressão.

O resultado da ruptura dos blocos ocorreu aproximadamente em uma linha vertical no centro do bloco, como esperado pela teoria, conforme figura 41.

Figura 41 – Detalhe da ruptura a tração no bloco de concreto



Fonte: o Autor

4.1.4 Resistência À Compressão Do Testemunho

Na tabela 37 estão os resultados da resistência à compressão dos testemunhos obtidos através da força de ruptura pela área de cada testemunho, que foi calculada utilizando-se os valores médios das medidas, descritos na tabela 21.

Tabela 37 – Resultado da resistência à compressão dos testemunhos

Corpo de Prova	F (KN)	Resistência à compressão
CP1	14,88	8,71
CP2	17,40	9,94
CP3	16,41	9,36
CP4	14,73	8,81
CP5	14,88	8,51
Média		9,06
Desvio padrão (s)		0,520
Coeficiente de variação		5,73

Fonte: O Autor

Foi observado uma baixa variação nos resultados obtidos para o ensaio de compressão. Na figura 42 está o detalhe de ruptura das amostras, ocorrendo na diagonal da altura.

Figura 42 – Detalhe da ruptura do ensaio à compressão no testemunho



Fonte: O Autor

Para testemunhos retirados de peças de concreto armado a norma ABNT NBR 7680-1, preconiza a correção dos valores obtidos nos ensaios de

compressão, devido ao efeito de broqueamento surgido nas amostras. De acordo com a referida norma os resultados obtidos devem ser corrigidos através dos fatores k_1 , k_2 , k_3 e k_4 pela equação 3:

$$f_{ck, \text{corrigido}} = (1 + k_1 + k_2 + k_3 + k_4) * f_{ck, \text{amostra}} \quad (11)$$

onde:

k_1 é determinado pela tabela 38 utilizando-se a relação da altura e largura do testemunho

k_2 é determinado pela tabela 39 em função da largura (diâmetro) do testemunho

k_3 é determinado em função da direção do lançamento do concreto.

Corpo de prova retirado na direção do lançamento do concreto : $k_3 = 0,00$

Corpo de prova retirado na direção ortogonal ao lançamento: $k_3 = 0,05$

k_4 é em função do saturamento do corpo de prova, sendo determinado da seguinte maneira:

Corpo de prova saturado: $k_4 = 0,00$

Corpo de prova seco ao ar: $k_4 = -0,04$

Observação: Se o corpo de prova for retirado de uma peça que está em contato com água ele deve ser saturado para o ensaio.

Tabela 38 – Valores de k_1 : relação de altura/diâmetro (h/d)

h/d	2,00	1,88	1,75	1,63	1,50	1,42	1,33	1,25	1,21	1,18	1,14	1,11	1,07	1,04	1,00
k_1	0	-0,01	-0,02	-0,03	-0,04	-0,05	-0,06	-0,07	-0,08	-0,09	-0,1	-0,11	-0,12	-0,13	-0,14

Fonte: ABNT NBR 7860-1

Tabela 39 – Valores de k_2 : função do broqueamento com o diâmetro do testemunho

diâmetro do testemunho (dt) mm	<25	50	75	100	>150
k_2	Não permitido	0,12	0,09	0,06	0,04

Fonte: ABNT NBR 7860-1

Como a média dos valores da relação de h/d indicados na tabela 21 resultou em 1,96 adotou-se o valor para $k_1 = -0,003$, interpolado da tabela 38

A maior dimensão dos lados de todos os testemunhos não supera o valor de 50mm, portanto adotou-se o valor de $k_2 = 0,12$ de acordo com a tabela 39 da ABNT NBR 7680-1.

Os corpos de prova foram retirados da parede dos blocos, portanto ensaiados à compressão na direção do lançamento do concreto, logo o valor adotado para k_3 foi de 0,0.

Os corpos de prova foram secos ao ar, em condições normais de temperatura e umidade, não ficando expostos a intempéries e os blocos utilizados para a retirada dos testemunhos não irão ficar em contato com a água em sua utilização, então adotou-se o valor de $k_4 = -0,04$

Portanto o valor dado pela expressão 11 para o cálculo do $f_{ck, corrigido}$ resultará no seguinte valor:

$$f_{ck, corrigido} = (1 + k_1 + k_2 + k_3 + k_4) * f_{ck, amostra} \quad (3)$$

$$f_{ck, corrigido} = (1 - 0,003 + 0,12 + 0,00 - 0,04) * f_{ck, amostra}$$

$$f_{ck, corrigido} = 1,077 * f_{ck}$$

,amostra

Corrigindo-se os valores encontrados para a resistência dos testemunhos indicados na tabela 24 considerando o efeito de broqueamento proposto pela ABNT NBR 7680-1 encontra-se os seguintes resultados indicados na tabela 40.

Tabela 40 – Resistência à compressão corrigidos pela ABNT NBR 7680-1

Corpo de Prova	Resistência à compressão - ensaio	Resistência à compressão-corrigido
CP1	8,71	9,41
CP2	9,94	10,74
CP3	9,36	10,11
CP4	8,81	9,51
CP5	8,51	9,19
Média		9,79
Desvio padrão (s)		0,562
Coeficiente de variação		5,74

Fonte: O Autor

4.1.5 Resistência À Tração Do Testemunho

No ensaio de tração além da verificação da resistência à tração na flexão foram realizadas a pesagem à seco das amostras e com isso determinadas as respectivas massas específicas indicadas na tabela 41.

Tabela 41 – Volume e massa específica dos testemunhos para o ensaio à tração

Corpo de Prova	Volume (mm ³)	Peso (g)	Massa Específica (g/mm ³)
CP1	346776,8	760	2192,34
CP2	352635,4	780	2212,73
CP3	345731,9	746	2156,45
CP4	346236,8	751	2168,52
CP5	350325,4	781	2230,55
CP6	351742,7	753	2140,76
CP7	338071,9	728	2153,92
CP8	352929,1	737	2086,96
CP9	345387,1	743	2150,86
CP10	314239,5	660	2100,90
Média			2159,40
Desvio padrão (s)			42,67
Coeficiente de variação			1,98

Fonte: O Autor

Os resultados encontrados para a massa específica apresentaram uma baixa variação.

Nos testemunhos ensaiados todos se romperam entre o terço de aplicação de carga, portanto para o cálculo da resistência à tração na flexão foi utilizado apenas a equação 14, como indicado na figura 43. Os valores da carga ruptura e da resistência à tração na flexão estão indicados na tabela 42.

Figura 43 – Detalhe da linha de ruptura do ensaio dos testemunhos

Fonte: O Autor

Tabela 42 – Resultado da resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$)

Corpo de Prova	Carga de Ruptura (N)	Resistência à tração na flexão (MPa)
CP1	1150	2,016
CP2	1520	2,709
CP3	740	1,316
CP4	1250	2,188
CP5	900	1,642
CP6	1690	2,981
CP7	840	1,487
CP8	640	1,095
CP9	680	1,190
CP10	1650	3,175
Média		1,458
Desvio padrão (s)		0,308
Coeficiente de variação		21,2

Fonte: autor

Observação: Para a determinação da média, desvio padrão e coeficiente de variação foram desprezados os resultados dos testemunhos CP2, CP4, CP6 e CP10 conforme explicado anteriormente.

De acordo com a NBR 6118:2014 a resistência da tração direta (f_{ct}) é igual a $0,7.f_{ct,f}$, portanto os valores obtidos no ensaio da resistência à tração à flexão dos testemunhos foram corrigidos conforme indicado na tabela 43, sendo retirados os valores dos testemunhos CP2, CP4, CP6 e CP10.

Tabela 43 – Resultado da resistência à tração na flexão corrigidos

Corpo de Prova	Resistência à tração na Flexão $f_{ct,f}$ (MPa)	Resistência à tração f_{ct} (MPa)
CP1	2,016	1,411
CP3	1,316	0,921
CP5	1,642	1,150
CP7	1,487	1,041
CP8	1,095	0,766
CP9	1,190	0,833
Média		1,020
Desvio padrão (s)		0,216
Coeficiente de variação		21,2

Fonte: autor

4.1.6 Comparação Entre Os Resultados Dos Ensaios Com BCE E Testemunho

As propriedades mecânicas aferidas nos BCEs comparadas com as aferidas em testemunhos apresentaram bastante próximas como indica a tabela 44.

Tabela 44 – Comparação das propriedades mecânicas entre BCE e testemunho

Propriedades	unidade	BCE	Testemunho	BCE/Testemunho (%)
Massa específica	kg/m ³	2.129,16	2.219,99	95,9
			2.159,40	98,6
Resistência à compressão	Mpa	9,10	9,06	100,4
Resistência à tração	Mpa	0,87	1,02	85,3

Fonte: o Autor

A determinação da massa específica foi realizada para os testemunhos do ensaio de compressão ($\rho = 2.219,99 \text{ kg/m}^3$) e para os testemunhos do ensaio de tração ($\rho = 2.159,40 \text{ kg/m}^3$), sendo as dimensões destes maiores do que dos ensaio de compressão, portanto amostras de dimensões maiores apresentam menores divergências com os BCEs.

Os ensaios para a determinação experimental das propriedades mecânicas através de testemunhos são mais simples comparados com os ensaios com BCEs, portanto pela diferença dos resultados é mais vantajoso a realização dos ensaios por testemunho.

O valor encontrado para a resistência à compressão foi corrigido para considerar o efeito de atrito e confinamento, e o critério utilizado para esta correção foi o estabelecido pela ABNT NBR 7680-1.

Comparando-se o resultado da resistência média à compressão nos BCEs na área bruta com a resistência média à compressão nos testemunhos, considerando-se o efeito do atrito e confinamento, o valor resultou 7,6% superior.

Caso não considerarmos o efeito do atrito e confinamento, a resistência média à compressão dos testemunhos resultou em um valor 0,44% inferior ao encontrado no ensaio do BCE na área bruta, portanto praticamente iguais.

O valor médio da área líquida do BCE, descrito na tabela 17, é de 31.547,16 mm², e o valor médio da força de ruptura à compressão dos blocos é o valor de 498,9 N, retirado da tabela 34, logo a resistência à compressão média dos BCEs é o valor de 15,81 MPa.

O valor da resistência à compressão do BCE na área líquida é 73,8% superior ao da área bruta.

A resistência à tração no BCE resultou 14,5% inferior ao valor encontrado no ensaio com testemunho.

A relação entre a resistência à tração do testemunho com a resistência à compressão do testemunho resultou em 10,4%, resultado muito próximo ao esperado para a resistência à tração do concreto, a qual é esperado em torno de 10%.

A resistência à tração do BCE resultou 5,5% da resistência à compressão do BCE na área líquida, um valor muito mais baixo comparado com a relação das resistências em testemunho.

4.1.7 Resistência À Compressão Da Argamassa

Os resultados obtidos dos ensaios à compressão nos CPs de argamassa aos 7 dias e aos 28 dias estão descritos na tabela 45.

Tabela 45- Resultados de ensaios dos CPs aos sete e 28 dias.

Resistência aos sete dias			Resistência aos 28 dias		
CP	Carga de ruptura (N)	F _{c7} (Mpa)	CP	Carga de ruptura (N)	F _{c28} (Mpa)
1	1474	7,40	1	2063	10,3
2	1649	8,20	2	1411	7,05
3	1802	9,00	3	1512	7,55
-	-	-	4	1777	8,88
-	-	-	5	1792	8,95
Média		8,2	Média		8,55
Desvio Padrão		0,8	Desvio Padrão		1,28
Coeficiente de Variação		10,0%	Coeficiente de Variação		15,0%

Fonte: O autor.

Os resultados apresentaram pequena dispersão. O valor da resistência à compressão da argamassa resultou próxima da resistência do BCE.

As rupturas dos corpos de prova se deram na direção da altura, como mostra a figura 44.

Figura 44 – Detalhe da ruptura do ensaio de compressão da argamassa



Fonte: O autor.

4.1.8 Resistência À Tração Da Argamassa

Os resultados dos ensaios a tração na compressão diametral nos corpos de prova aos 3 e 7 dias estão descritos respectivamente nas tabelas 46 e 47, e na figura 45 mostra o detalhe da ruptura dos corpos de prova.

Figura 45 – Detalhe da ruptura do corpo de prova de argamassa



Fonte: o Autor

As rupturas dos corpos de provas de argamassa se deram na direção da altura, dividindo-os aproximadamente ao meio.

Tabela 46 – Resultado a compressão diâmetral aos 7 dias

Resistência à tração na compressão diâmetral		
CP	Fr (Kgf)	ft ₇ (MPa)
1	685,0	0,87
2	1015,0	1,29
3	879,0	1,12
Média		1,09
Desvio Padrão		0,21
Coeficiente de Variação		19,3%

Fonte: o Autor**Tabela 47** – Resultado a compressão diâmetral aos 28 dias

Resistência à tração na compressão diâmetral		
CP	Fr (Kgf)	ft ₂₈ (MPa)
1	1011	1,29
2	988	1,26
3	870	1,11
Média		1,22
Desvio Padrão		0,10
Coeficiente de Variação		7,9%

Fonte: o Autor

Os resultados para a determinação das resistências à compressão da argamassa apresentaram pequena dispersão.

Foram realizados ensaio de compressão na argamassa aos 7 e aos 28 dias e foi verificado que a resistência à compressão evoluiu muito pouco no decorrer do tempo, isto significa que na composição da argamassa o cimento utilizado é de alta resistência inicial.

A argamassa utilizada foi uma industrializada, e suas propriedades mecânicas são fornecidas pelo fabricante. Para uma melhor precisão da modelagem foram determinadas as propriedades mecânicas da argamassa de assentamento, caracterizando a sua massa específica, resistência à compressão e resistência à tração.

Na tabela 48 estão as propriedades determinadas experimentalmente e as fornecidas pelo fabricante.

Tabela 48 – Comparação propriedades mecânicas fabricante x ensaio experimental

Propriedades	unidade	Argamassa	
		Fabricante	Ensaio experimental
Massa específica	kg/m ³	1400 à 1800	1940
Resistência à compressão	Mpa	4,0 à 6,5	8,55
Resistência à tração	Mpa	1,5 à 2,7	1,22

Fonte: o Autor

A resistência à compressão experimental resultou em um valor 42,5% superior ao máximo valor da resistência compressão prevista pelo fabricante da argamassa.

O valor do fabricante estimado para a resistência à tração se refere à tração na flexão, portanto de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 deve ser corrigido pela expressão:

$$f_t = 0,7 \cdot f_{tf}$$

onde

f_t = a resistência à tração direta

f_{tf} = a resistência à tração na flexão

Logo, os limites propostos para a resistência à tração estão entre 1,05 à 1,89 Mpa. Comparando com o valor obtido experimentalmente, a resistência à tração está 4,8% acima do limite inferior e 58,2% abaixo do limite superior estimado pelo fabricante.

A resistência à tração não evoluiu significativamente no período entre de 7 aos 28 dias, isto pode indicar que na composição da argamassa o cimento utilizado é de alta resistência inicial.

A variação das amostras aos sete dias foi menor do que aos 28 dias, mas isto se explica pela quantidade de amostras utilizados em cada ensaio, que foram menor aos 7 dias (3 amostras), que aos 28 dias (5 amostras).

A resistência à tração da argamassa resultou em 14,3% da resistência à compressão da argamassa.

4.1.9 Determinação Do Módulo De Elasticidade Do Testemunho

O resultado para a determinação dos valores de deslocamentos, a tensão aplicada, a deformação encontrada e o módulo de elasticidade resultante estão descritos nas tabelas 49, 50 e 51, determinados através de relógios comparadores.

Tabela 49 – Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no testemunho 1

Testemunho 1							
Ensaio	Patamar	Deslocamento mm		Força Aplicada N	Tensão (MPa)	Deformação média mm	Módulo de Elasticidade Mpa
		Esquerdo L (mm) =	Direito 50				
1	0,5 MPa	1	4	1110	0,5511	0,00005	13.736,63
	30% Ruptura	5	15	5260	2,6116	0,0002	
2	0,5 MPa	1	3	1180	0,5859	0,00004	12.660,87
	30% Ruptura	5	15	5260	2,6116	0,00020	
3	0,5 MPa	0	3	1120	0,5561	0,00003	12.062,14
	30% Ruptura	5	15	5250	2,6066	0,0002	
Média							12.819,88
Desvio Padrão							848,49
Coef. Variação							6,62

Fonte: o Autor

Tabela 50– Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no testemunho 2

Testemunho 2							
Ensaio	Patamar	Deslocamento mm		Força Aplicada N	Tensão (MPa)	Deformação média mm	Módulo de Elasticidade Mpa
		Esquerdo L (mm) =	Direito 50				
1	0,5 MPa	1	3	1030	0,5114	0,00004	19760,88
	30% Ruptura	6	8	5010	2,4875	0,00014	
2	0,5 MPa	2	2	1730	0,859	0,00004	16781,86
	30% Ruptura	9	5	5110	2,5371	0,00014	
3	0,5 MPa	1	0	1130	0,5611	0,00001	15238,87
	30% Ruptura	10	4	5120	2,5421	0,00014	
Média							17.260,54
Desvio Padrão							2298,69
Coef. Variação							13,32

Fonte: o Autor

Tabela 51 – Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no testemunho 3

Testemunho 3							
Ensaio	Patamar	Deslocamento mm		Força Aplicada N	Tensão (MPa)	Deformação média mm	Módulo de Elasticidade Mpa
		Esquerdo L (mm)	Direito 50				
1	0,5 MPa	0	0	1150	0,604	0,00000	23049,52
	30% Ruptura	5	4	5100	2,6784	0,00009	
2	0,5 MPa	0	0	1220	0,6407	0,00000	27834,49
	30% Ruptura	4	3	4930	2,5891	0,00007	
3	0,5 MPa	0	0	1230	0,646	0,00000	29184,95
	30% Ruptura	4	3	5120	2,6889	0,00007	
						Média	26.689,65
						Desvio Padrão	3223,95
						Coef. Variação	12,08

Fonte: o Autor

Na tabela 52 está indicado o valor médio do módulo de elasticidade encontrado para os testemunhos, o qual será adotado para a realização da modelagem computacional.

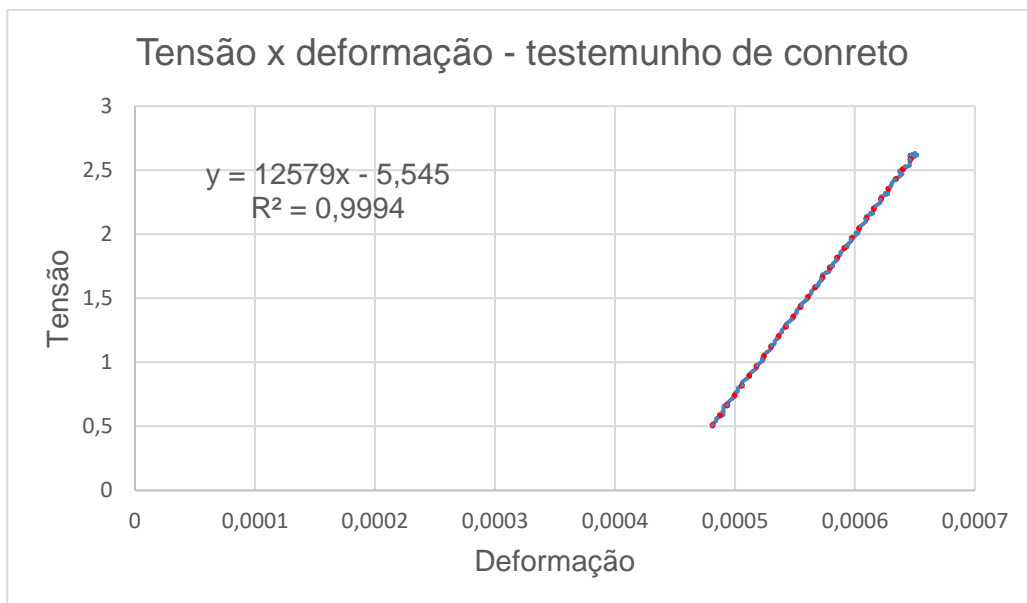
Tabela 52 – Resultado do módulo de elasticidade nos testemunhos

Corpo de Prova	Módulo de Elasticidade Mpa
1	12.819,88
2	17.260,54
3	26.689,65
Média	18.923,36
Desvio Padrão	7082,82
Coef. Variação	37,43

Fonte: o Autor

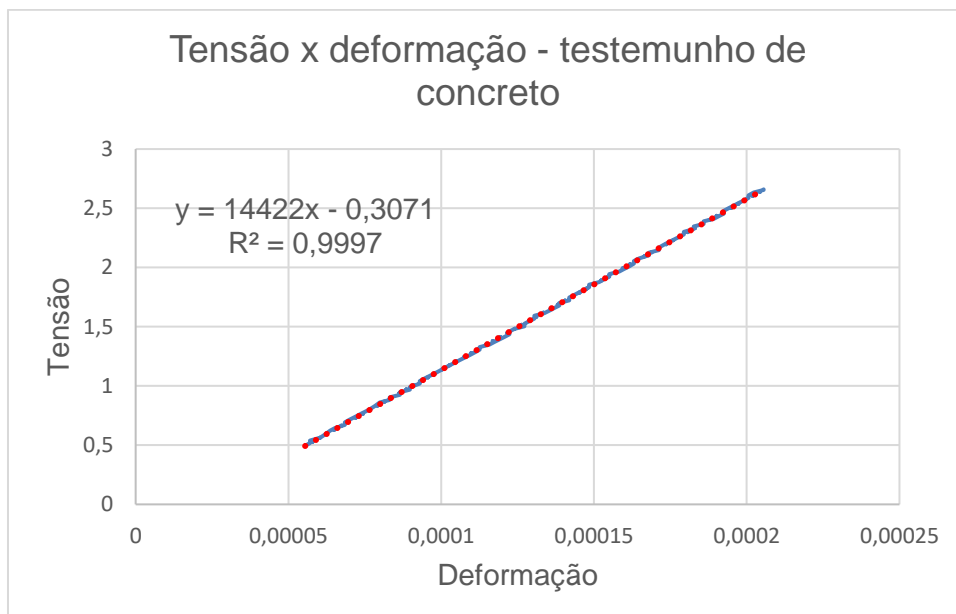
A determinação do módulo de elasticidade dos testemunhos através de extensômetros estão representados nas figuras 46 e 47 através dos gráficos de tensão x deformação do intervalo de tensão de 0,5 MPa à 30 % da carga de ruptura para o testemunho CP 1 e CP 2 respectivamente. Está indicado também a regressão linear que representa cada gráfico.

Figura 46 – Gráfico tensão x deformação CP 1 através do extensômetro



Fonte: o Autor

Figura 47 – Gráfico tensão x deformação CP 2 através do extensômetro



Fonte: o Autor

Na tabela 53 estão os resultados dos módulos de elasticidade inicial, obtidos dos gráficos dos ensaios com extensômetros para os testemunhos de BCE

Tabela 53 – Resultado do módulo de elasticidade do testemunho de concreto ensaio com extensômetro

Corpo de prova	Módulo de elasticidade MPa
1	12579
2	14422
Média	13500,5
Desvio Padrão	921,5
Coef. Variação	6,8

Fonte: o Autor

Comparando os resultados obtidos pelos dois ensaios, relógios comparadores e extensômetro, é possível perceber que apenas um valor diferiu muito dos resultados, sendo o corpo de prova 3 do ensaio por relógios comparadores.

Para o estudo da modelagem numérica foi adotado o resultado médio do módulo de elasticidade realizado pelo extensômetro por apresentarem menor dispersão.

Na tabela 54 estão os valores comparativos dos valores estimados do módulo de elasticidade pela NBR 6118 (2014) e ACI – Building Code 318 (2011), sendo esta formulação a que melhor se aproximou do resultado experimental.

Tabela 54 – Comparativo do Módulo de elasticidade Bibliografia x Experimental

Norma	Módulo de Elasticidade (MPa)	Bibliografia / Experimental (%)
NBR 6118 (2014)	20.271,69	150,16%
ACI – Building Code 318 (2011)	12.684,60	93,96%

Fonte: o Autor

4.1.10 Determinação do módulo de elasticidade da argamassa

A determinação do módulo de elasticidade dos corpos de prova de argamassa através de extensômetros estão representados nas tabelas 55, 56 e 57 sendo indicados os valores dos deslocamentos, da tensão aplicada, a deformação resultante, e o resultado correspondente do módulo de elasticidade.

Tabela 55- Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no corpo de prova 1

Corpo de Prova 1							
Ensaio	Patamar	Deslocamento mm		Força Aplicada N	Tensão (MPa)	Deformação média mm	Módulo de Elasticidade Mpa
		Esquerdo	Direito				
		L (mm) = 50					
1	0,5 MPa	1	4	1110	0,5827	0,00001	9.200,43
	30% Ruptura	5	15	5260	2,6068	0,00023	
2	0,5 MPa	0	1	1140	0,5827	0,00001	8.805,46
	30% Ruptura	12	11	4930	2,5199	0,00023	
3	0,5 MPa	0	1	1990	1,0172	0,00001	7.272,06
	30% Ruptura	13	10	5120	2,617	0,00023	
Média							8.425,98
Desvio Padrão							1018,66
Coef. Variação							12,09

Fonte: o Autor

Tabela 56 - Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no corpo de prova 2

Corpo de Prova 2							
Ensaio	Patamar	Deslocamento mm		Força Aplicada N	Tensão (MPa)	Deformação média mm	Módulo de Elasticidade Mpa
		Esquerdo	Direito				
		L (mm) = 50					
1	0,5 MPa	4	0	1120	0,5561	0,00004	9198,40
	30% Ruptura	15	8	4640	2,3038	0,00023	
2	0,5 MPa	3	1	1130	0,5611	0,00004	9004,79
	30% Ruptura	16	10	5120	2,5421	0,00026	
3	0,5 MPa	4	1	1340	0,6653	0,00005	8530,85
	30% Ruptura	17	10	5120	2,5421	0,00027	
Média							8.911,35
Desvio Padrão							343,44
Coef. Variação							3,85

Fonte: o Autor

Tabela 57 - Resultados do ensaio de módulo de elasticidade no corpo de prova 3

Corpo de Prova 3							
Ensaio	Patamar	Deslocamento mm		Força Aplicada N	Tensão (MPa)	Deformação média mm	Módulo de Elasticidade Mpa
		Esquerdo	Direito				
		L (mm) = 50					
1	0,5 MPa	1	2	1130	0,5644	0,00003	8425,64
	30% Ruptura	10	16	5010	2,5023	0,00026	
2	0,5 MPa	1	2	1120	0,5594	0,00003	8740,52
	30% Ruptura	9	16	4970	2,4823	0,00025	
3	0,5 MPa	1	2	1110	0,5544	0,00003	8740,52
	30% Ruptura	9	16	4960	2,4773	0,00025	
						Média	8.635,56
						Desvio Padrão	181,79
						Coef. Variação	2,11

Fonte: o Autor

Na tabela 58 está indicado o valor médio do módulo de elasticidade encontrado para os corpos de prova de argamassa, bem como a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação.

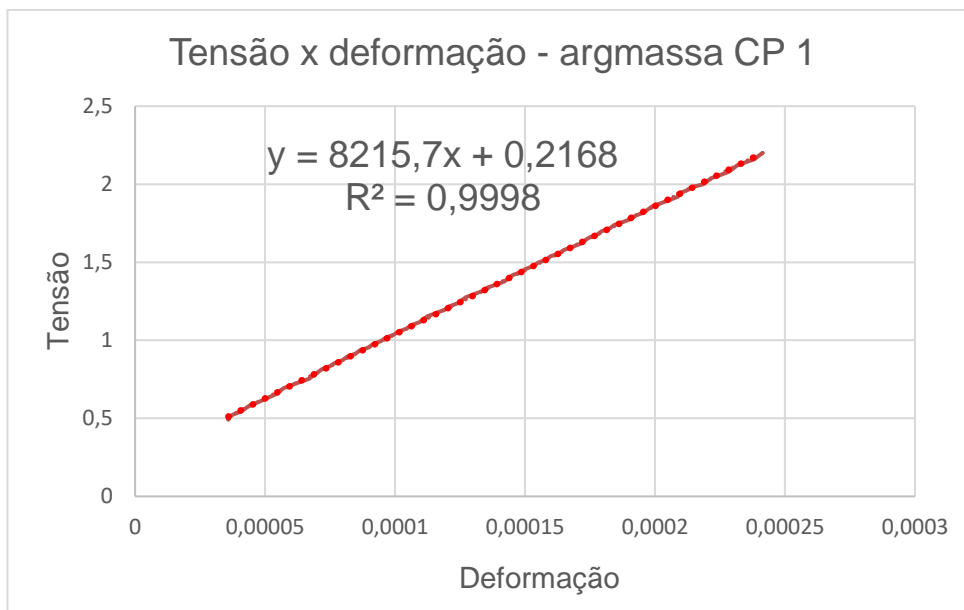
Tabela 58 – Resultado do módulo de elasticidade nos corpos de prova de argamassa

Corpo de Prova	Módulo de Elasticidade Mpa
1	8.425,98
2	8.911,35
3	8.635,56
Média	8.657,63
Desvio Padrão	243,43
Coef. Variação	2,81

Fonte: o Autor

Os resultados das amostras para a determinação do módulo de elasticidade da argamassa apresentaram pequena dispersão.

A determinação do módulo de elasticidade dos corpos de prova através de extensômetros estão representados nas figuras 48 e 49 através dos gráficos de tensão x deformação, no intervalo de tensão de 0,5 MPa à 30 % da carga de ruptura dos testemunhos CP 1 e CP 2 respectivamente. Estão indicadas as respectivas regressões lineares que representa cada gráfico.

Figura 48 – Gráfico tensão x deformação CP 1 de argamassa através do extensômetro**Fonte:** o Autor**Figura 49** – Gráfico tensão x deformação CP 2 de argamassa através do extensômetro**Fonte:** o Autor

Na tabela 59 estão indicados os resultados obtidos para o módulo de elasticidade inicial da argamassa, bem como a média, desvio padrão e o coeficiente de variação.

Tabela 59 – Resultado do módulo de elasticidade dos corpos de prova de argamassa com extensômetro

Corpo de prova	Módulo de elasticidade MPa
1	8.215,70
2	8.163,00
Média	8189,35
Desvio Padrão	26,35
Coef. Variação	0,3

Fonte: o Autor

Os resultados das amostras para a determinação do módulo de elasticidade da argamassa apresentaram pequena dispersão.

Para o estudo da modelagem numérica foi adotado o resultado médio do módulo de elasticidade realizado pelo extensômetro por apresentarem menor dispersão.

Na tabela 60 estão os valores comparativos dos valores estimados do módulo de elasticidade pela revisão bibliográfica e pela metodologia experimental, sendo a formulação que melhor se aproximou do resultado experimental foi a de Chema e Kingner (1998).

Tabela 60 – Comparativo do Módulo de elasticidade Bibliografia x Experimental

Norma	Módulo de Elasticidade (MPa)	Bibliografia / Experimental (%)
BS 5628	5.743,46	70,13%
Chema e Kingner (1988)	8.550,00	104,40%
Selmo (2002)	11.868,26	144,92%

Fonte: o Autor

4.2 RESULTADO DO ENSAIO DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO NAS MINI-PAREDES

4.2.1 Resultado Do Ensaio Experimental De Tensão X Deformação Nas Mini-Paredes

Os ensaios experimentais das três mini-paredes com as cargas até o valor de $2,10 \times 10^5$ N e as medições dos deslocamentos, bem como o valor da deformação média correspondente de cada carga estão descritos nas tabelas 61, 62 e 63.

Tabela 61 – Mini-parede 1 - Tensão x deformação

mini-parede 1 (140x793,7mm)					
Patamar da Força KN	Deslocamento mm		Força Aplicada KN	Tensão (MPa)	Deformação média mm
	Esquerdo	Direito			
	L (mm) = 314				
35	0	18	36,01	0,324	0,0287
70	5	29	76,12	0,685	0,0541
105	10	37	106,05	0,954	0,0748
140	14	45	140,8	1,267	0,0939
175	19	55	175,2	1,577	0,1178
210	24	63	210,14	1,891	0,1385

Fonte: o Autor

Tabela 62 – Mini-parede 2 - Tensão x deformação

Mini-parede 2 (142,7x795,3mm)					
Patamar da Força KN	Deslocamento mm		Força Aplicada KN	Tensão (MPa)	Deformação média mm
	Esquerdo	Direito			
	L (mm) = 420				
35	19	8	35,88	0,3162	0,0321
70	33	22	73,83	0,6505	0,0655
105	41	33	106,18	0,9356	0,0881
140	49	42	140,48	1,2378	0,1083
175	54	50	175,28	1,5445	0,1238
210	59	57	215,18	1,8960	0,1381

Fonte: o Autor

Tabela 63 – Mini-parede 3 - Tensão x deformação

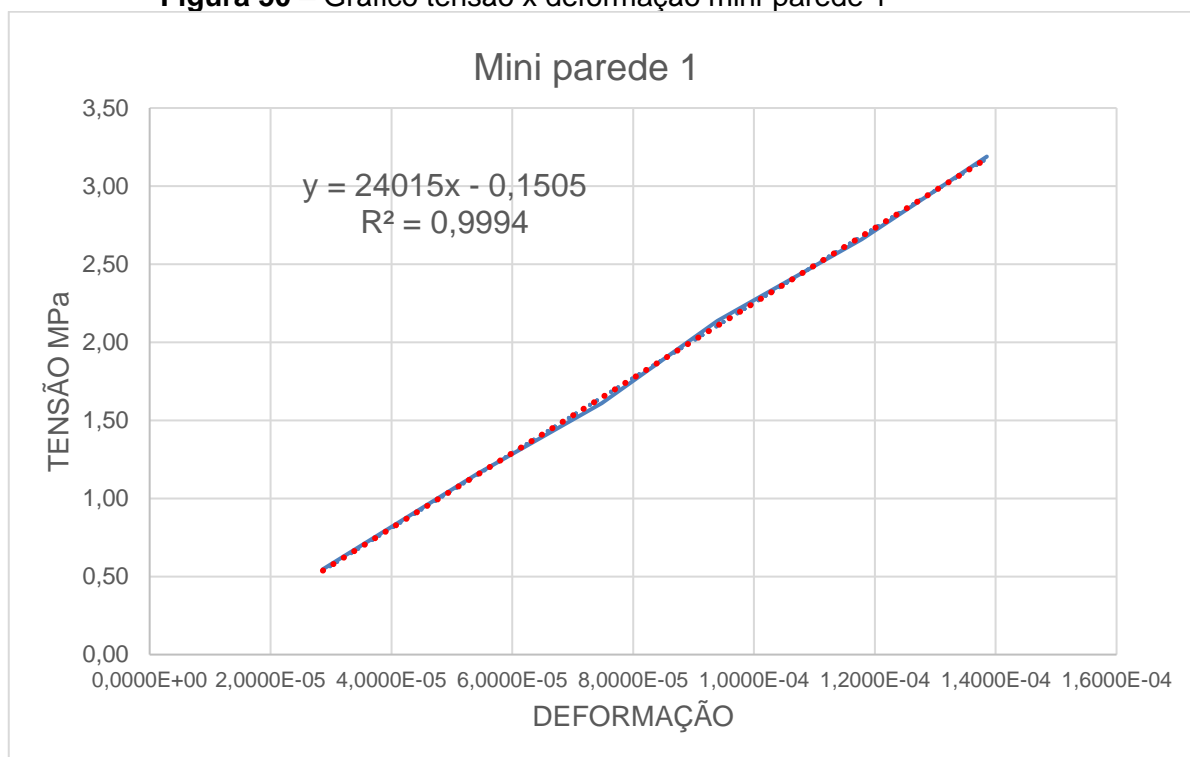
Mini-parede 3 (141,3x795,3mm)					
Patamar da Força KN	Deslocamento mm		Força Aplicada KN	Tensão (MPa)	Deformação média mm
	Esquerdo	Direito			
	L (mm) = 424				
35	0	18	35,32	0,314	0,0212
70	5	29	70,92	0,631	0,0401
105	10	37	104,98	0,934	0,0554
140	14	45	141	1,255	0,0696
175	19	55	182,09	1,620	0,0873
210	24	63	214,3	1,907	0,1026

Fonte: o Autor

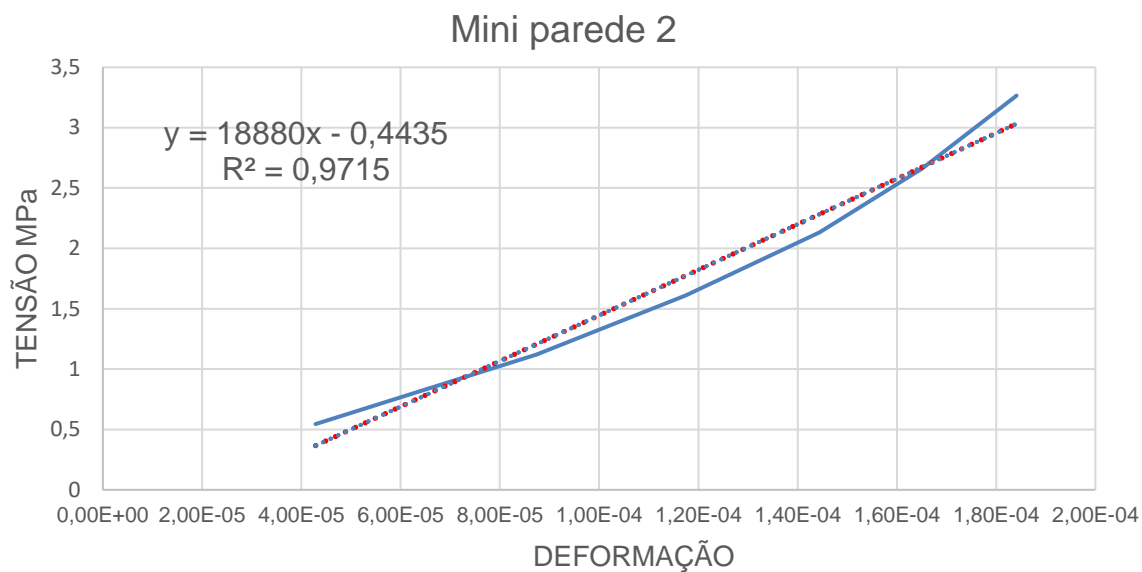
Nas figuras 50, 51 e 52 estão a o gráfico tensão x deformação de cada mini-parede, bem como a regressão linear para os resultados encontrados experimentalmente.

Na tabela 64 encontram-se os valores do módulo de elasticidade calculados para cada mini-parede, utilizando-se as tensões 0,5 MPa e 30% da carga de ruptura, tomando-se como base de cálculo a equação da regressão linear.

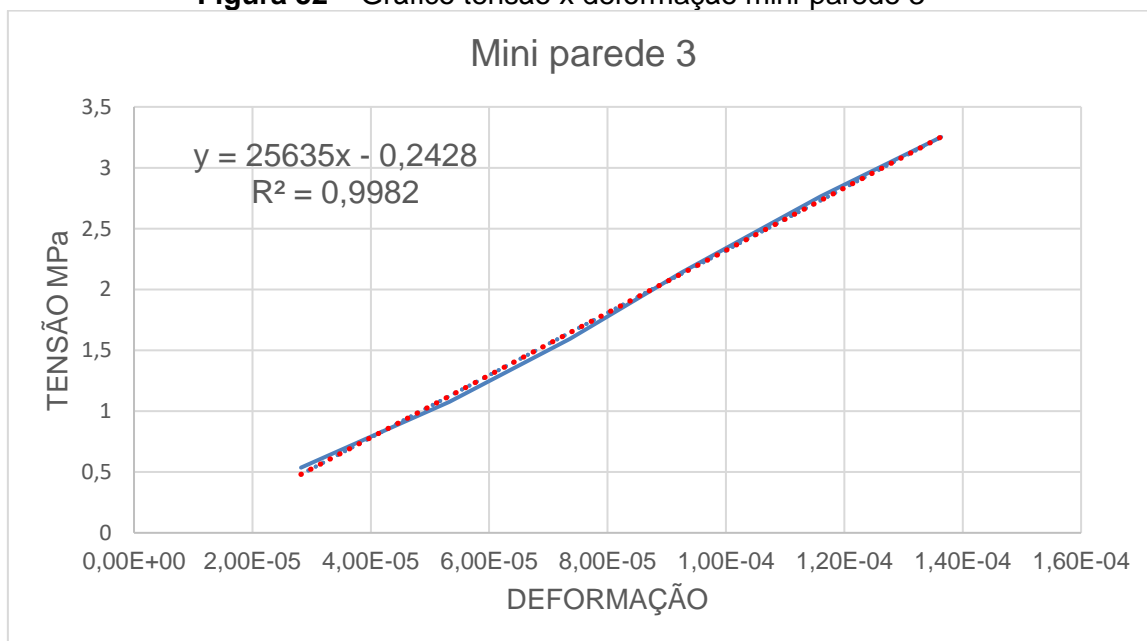
Figura 50 – Gráfico tensão x deformação mini-parede 1



Fonte: o Autor

Figura 51 – Gráfico tensão x deformação mini-parede 2

Fonte: o Autor

Figura 52 – Gráfico tensão x deformação mini-parede 3

Fonte: o Autor

Tabela 64 – Módulo de elasticidade das mini-paredes

Mini-parede	Módulo de elasticidade (MPa)
Mini-parede 1	24.015,0
Mini-parede 2	18.880,0
Mini-parede 3	25.635,0
Médias	22.843,3
Desvio padrão(s)	2.879,5
Coef. Variação%	12,6

Fonte: o Autor

Os resultados apresentaram uma média dispersão, analisando-se pelo coeficiente de variação.

4.2.2 Resultado do ensaio computacional de tensão x deformação nas mini-paredes

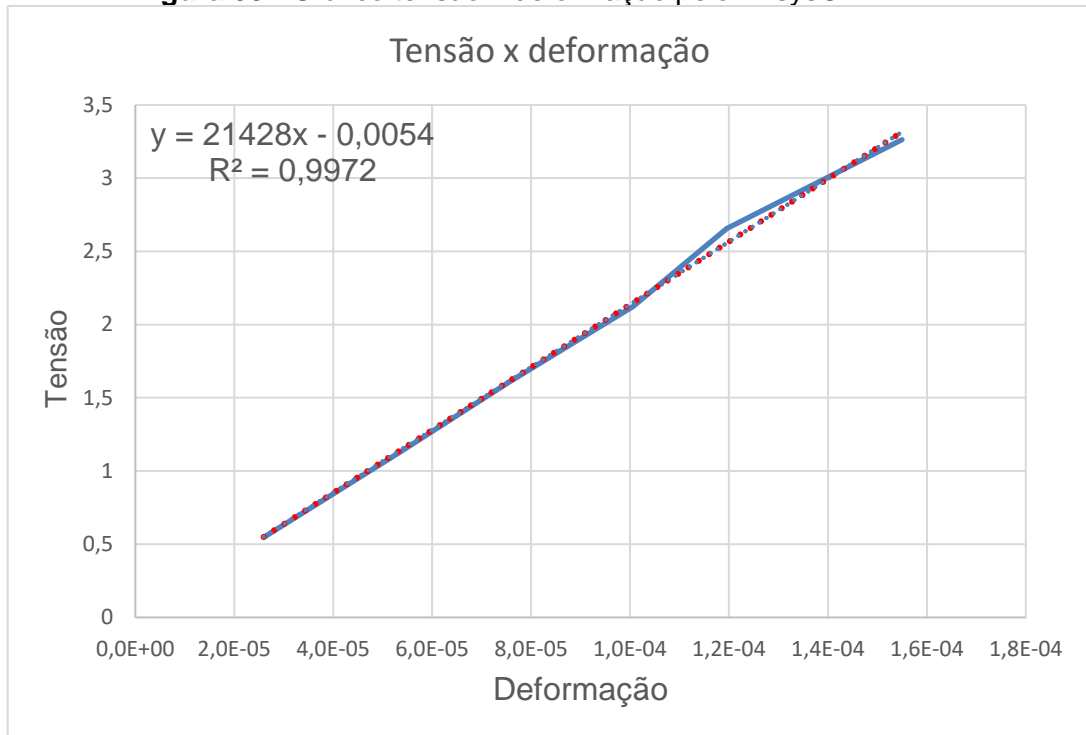
Na tabela 65 estão indicados os valores das tensões, das deformações no ponto superior e no ponto inferior e a média do resultado.

Tabela 65 – Tensão x deformação - Ansys®

Patamar da Força KN	Tensão (Mpa)	Deformação		
		Superior	Inferior	Média
36	0,546	2,71E-05	2,47E-05	2,59E-05
74	1,123	5,58E-05	5,06E-05	5,319E-05
106	1,609	7,97E-05	7,15E-05	7,561E-05
140	2,125	1,06E-04	9,56E-05	1,007E-04
175	2,656	1,32E-05	1,20E-04	6,634E-05
215	3,263	1,62E-04	1,48E-04	1,550E-04

Fonte: o Autor

Na figura 53 está o gráfico tensão x deformação da mini-parede, bem como a regressão linear para os resultados encontrados pela modelagem computacional pelo software Ansys®.

Figura 53 - Gráfico tensão x deformação pelo Ansys®

Fonte: o Autor

Pela regressão linear gerada pelo gráfico tensão x deformação determinou-se o módulo de elasticidade inicial do ensaio da modelagem numérica: 21.428 Mpa.

Para analisar o comportamento da mini-parede com cargas superiores ao ensaio experimental, foram realizados ensaios com patamares de carga até o patamar estimado de ruptura.

Na tabela 66 estão a estimativa de ruptura para a mini-parede pelas normas EUROCODE-6 e NBR 15961-2011, utilizando os resultados experimentais da argamassa e do bloco de concreto.

Tabela 66 – Previsão de carga de ruptura mini-parede

Referência - norma	Formulação	Carga ruptura MPa
EUROCODE-6	$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_a^{0,3}$	6,86
NBR 15961-1:2011	$f_{ppk} = f_k / (0,85)$	9,3

Fonte: o Autor

No ensaio da modelagem computacional foi realizado o ensaio até o patamar de carga de 455 KN, equivalente à 6,9050 MPa, valor estimado para a ruptura da mini-parede pela EUROCODE-6, na tabela 67 estão as tensões e deformações ensaiadas na modelagem computacional.

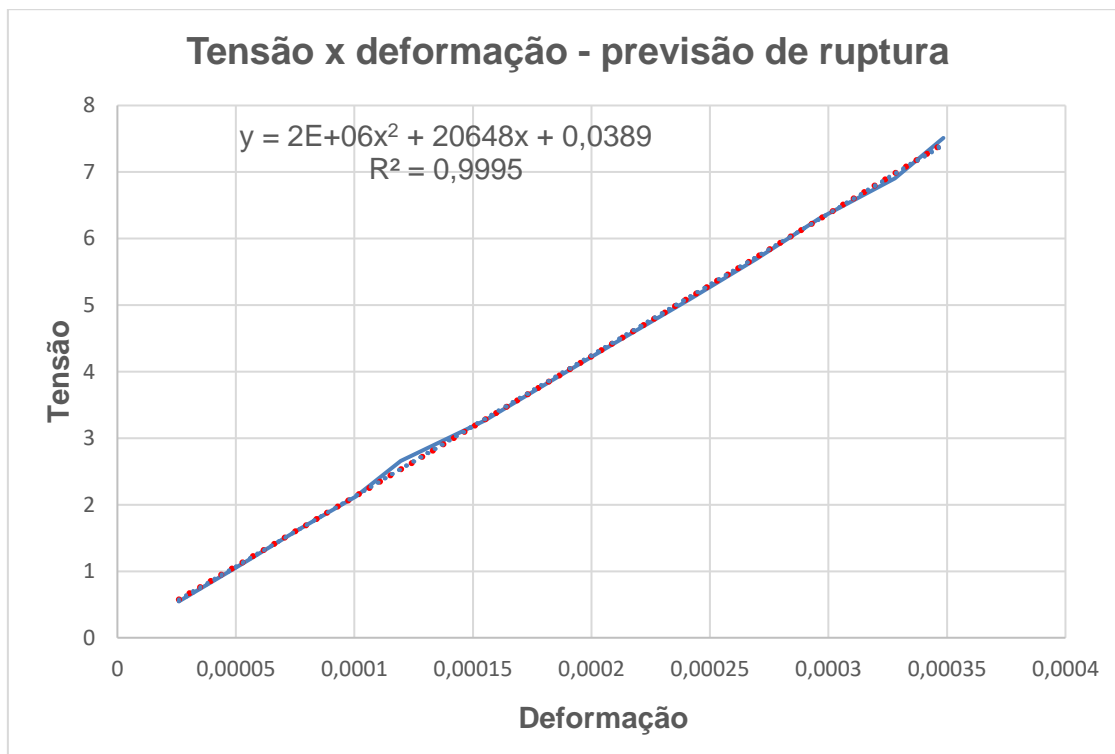
Tabela 67 – Ensaio modelagem computacional até carga prevista de ruptura

Patamar da Força KN	Tensão (Mpa)	Deformação		
		Superior	Inferior	Média
36	0,546	2,71E-05	2,47E-05	2,59E-05
74	1,123	5,58E-05	5,06E-05	5,32E-05
106	1,609	7,97E-05	7,15E-05	7,56E-05
140	2,125	1,06E-04	9,56E-05	1,01E-04
175	2,656	1,32E-05	1,20E-04	1,20E-04
215	3,263	1,62E-04	1,48E-04	1,55E-04
255	3,870	1,92E-04	1,75E-04	1,83E-04
295	4,477	2,21E-04	2,03E-04	2,12E-04
335	5,084	2,52E-04	2,31E-04	2,41E-04
375	5,691	2,82E-04	2,57E-04	2,70E-04
415	6,298	3,12E-04	2,81E-04	2,96E-04
455	6,905	3,42E-04	3,14E-04	3,28E-04
495	7,512	3,73E-04	3,25E-04	3,49E-04

Fonte: o Autor

É apresentado na figura 54 o gráfico tensão x deformação da mini-parede, bem como a regressão polinomial do 2º grau para os resultados encontrados pela modelagem computacional pelo software Ansys®.

Figura 54 – Tensão x deformação modelagem computacional até previsão de carga para ruptura



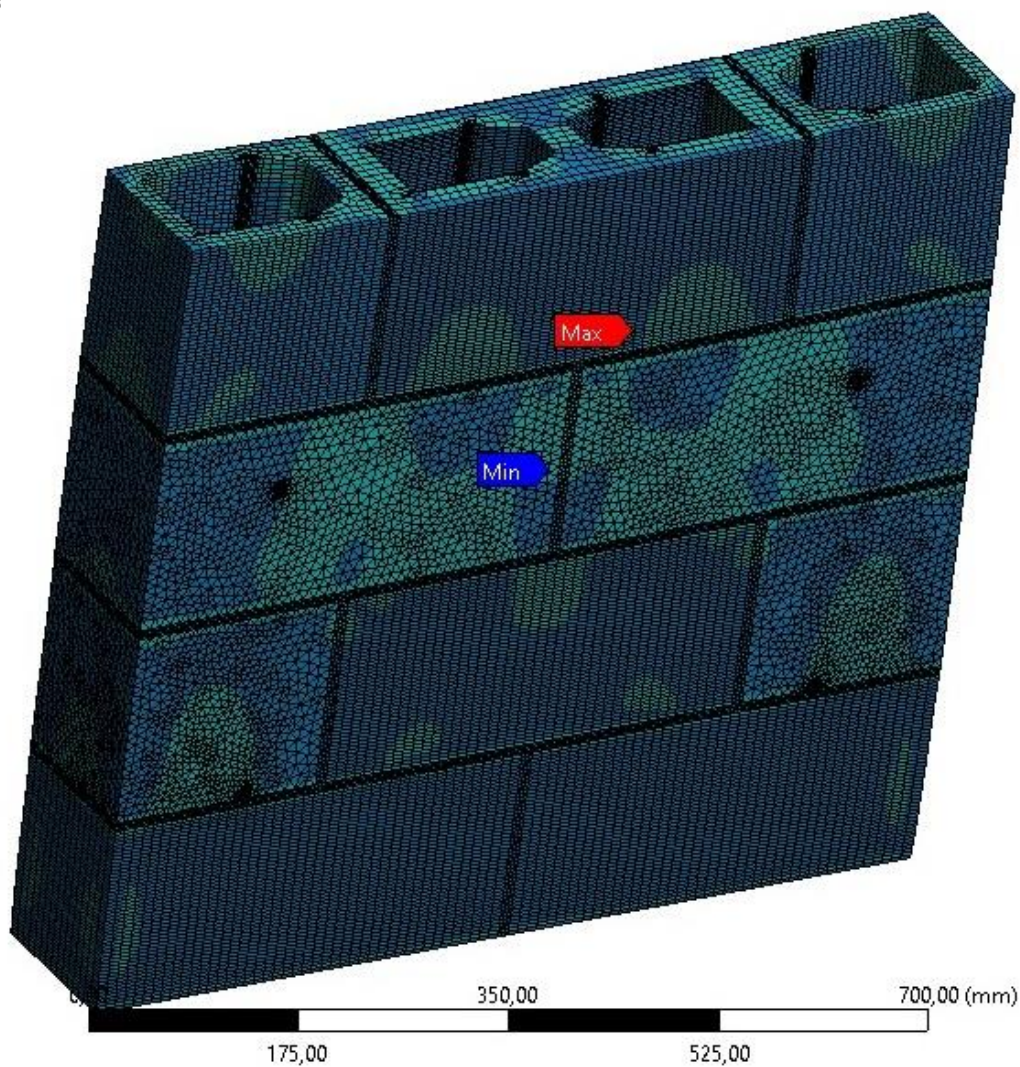
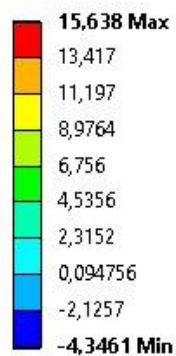
Fonte: o Autor

Na figura 55 estão representadas as tensões máximas principais atuantes para a carga de 7,512 MPa próxima a carga estimada para a ruptura pela EUROCODE-6.

Na figura 56 está o local onde está atuando o maior valor da tensão máxima, o local é na interface do bloco e argamassa.

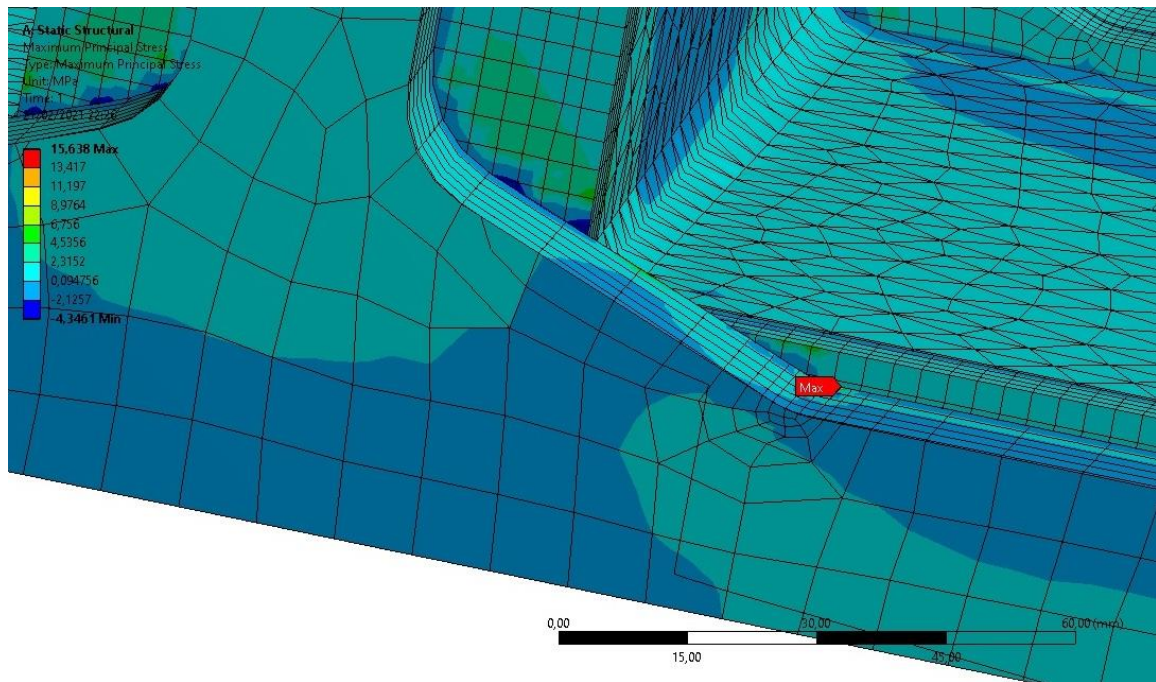
Figura 55 – Tensões máximas principais**A: Static Structural**

Maximum Principal Stress
Type: Maximum Principal Stress
Unit: MPa
Time: 1
21/02/2021 21:26



Fonte: o Autor

O local atuante da maior tensão máxima é na interface da argamassa com a face do bloco.

Figura 56 – Posição da maior tensão máxima principal

Fonte: o Autor

4.3 RESULTADOS COMPARATIVOS ENTRE O ENSAIO EXPERIMENTAL DAS MINI-PAREDES COM ENSAIO NO FEA

Foram ensaiadas três (3) mini-paredes para a obtenção do módulo de elasticidade da alvenaria, de acordo com o estabelecido pela NBR 8522:2017, os resultados apresentaram uma baixa dispersão com um coeficiente de variação de 12,6%, conforme indicado na tabela 64.

Na tabela 68 é apresentado a comparação da média dos módulos de elasticidade inicial resultantes dos ensaios experimentais com o da modelagem numérica, sendo o experimental 10,8 % superior à modelagem computacional.

Tabela 68 – Comparação módulo experimental e computacional

Metodologia	Módulo de Elasticidade Inicial	Experimental / computacional
Ensaio experimental (MPa)	22.843,3	6,6%
Modelagem computacional (MPa)	21.428,0	

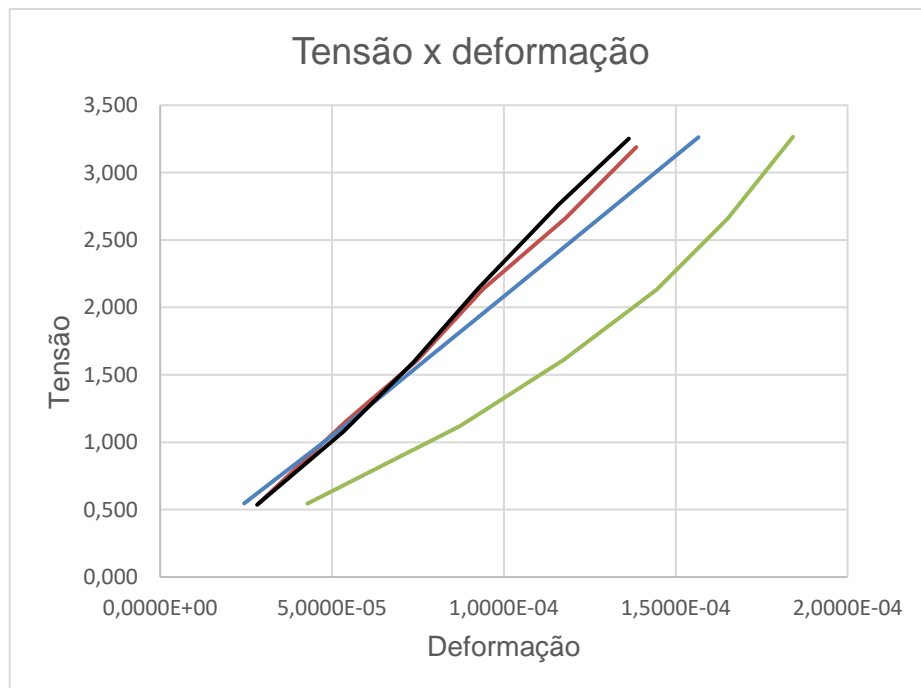
Fonte: o Autor

Para verificação do modelo experimental foi comparado os valores da tensão x deformação encontrado experimentalmente com os resultados da modelagem computacional, na figura 57 estão representados todos os gráficos para comparação.

Na figura 58 estão os gráficos da tensão x deformação com a regressão linear dos ensaios experimentais e da modelagem

Pode ser observado que os resultados de tensão e deformação da modelagem computacional se aproxima muito do ensaio experimental da parede 1 e 3, obtendo-se gráficos semelhantes.

Figura 57 – Resultados dos ensaios tensão x deformação



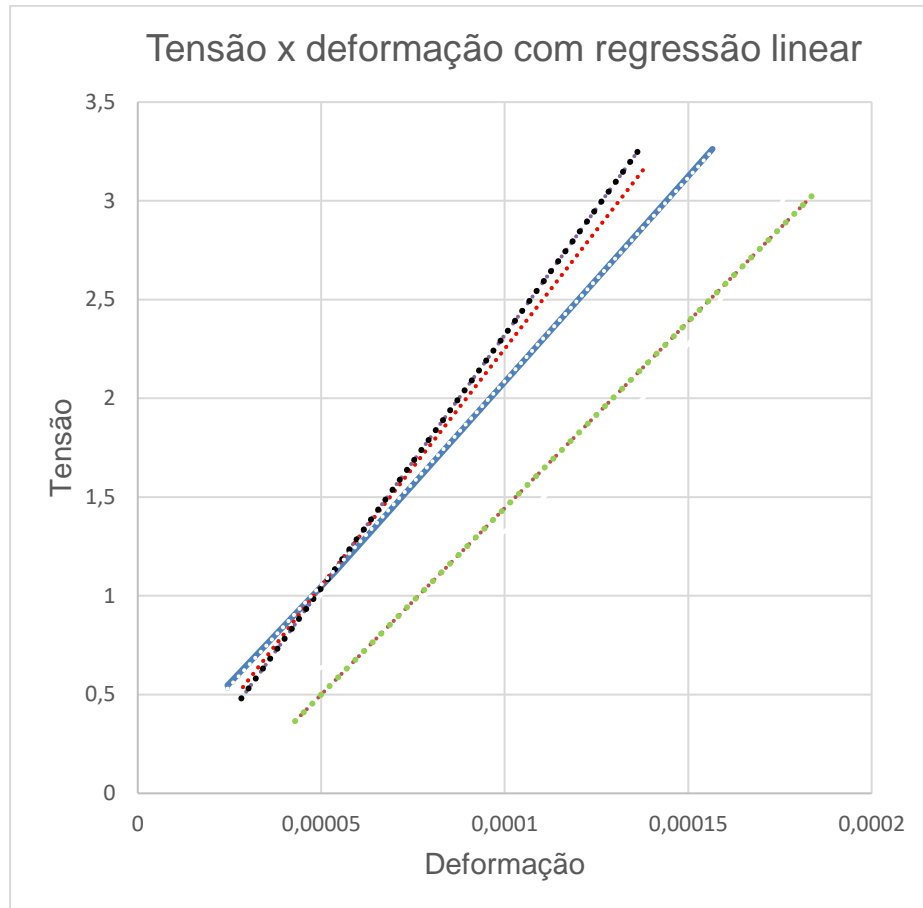
Fonte: o Autor

Legenda:

- Ensaio parede 1
- Ensaio parede 2
- Ensaio parede 3
- Modelagem computacional

Fonte: o Autor

Figura 58 – Resultados dos ensaios tensão x deformação com regressão linear

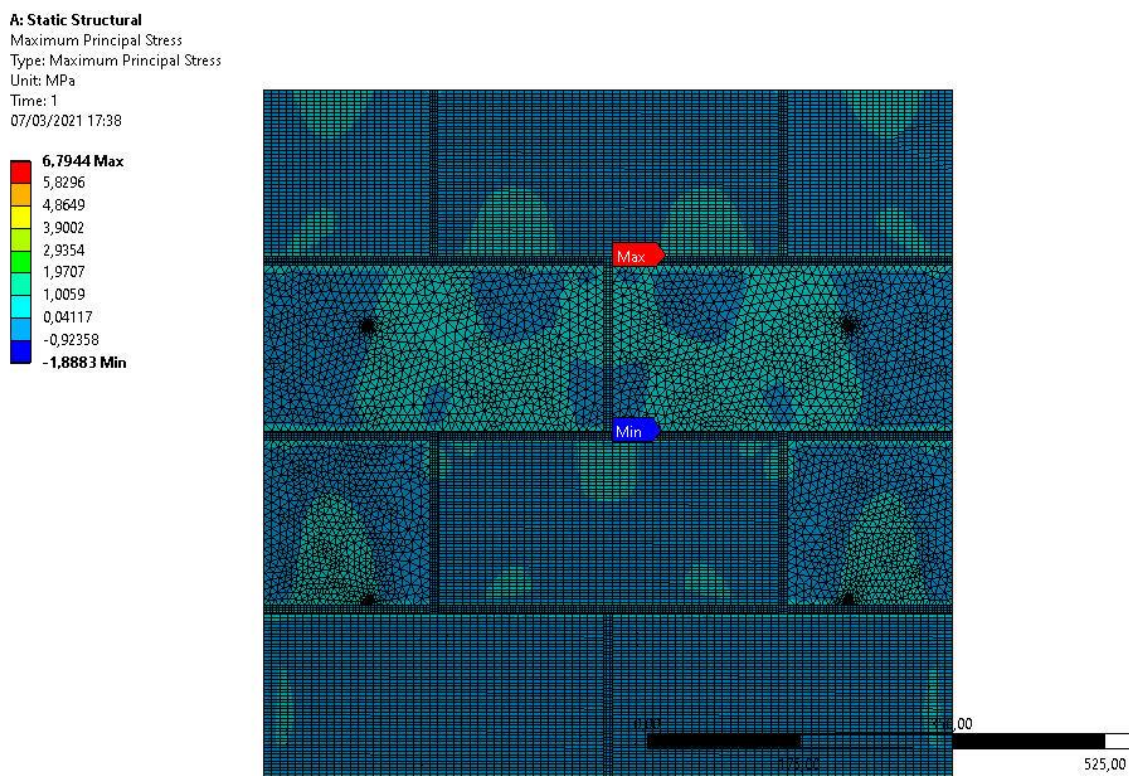


Fonte: o Autor

Legenda:

-----	Ensaio parede 1
-----	Ensaio parede 2
-----	Ensaio parede 3
-----	Modelagem computacional

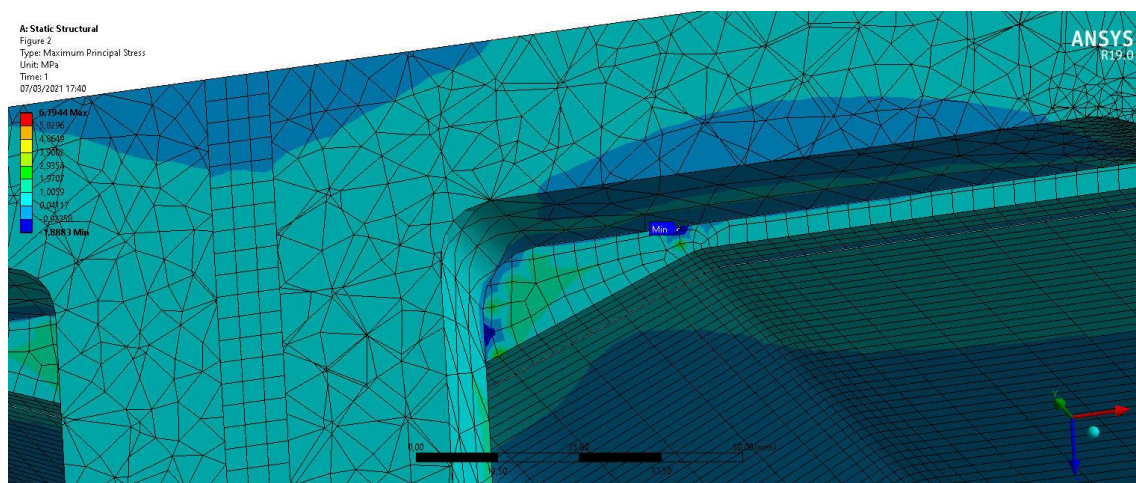
Na figura 59 está a distribuição das tensões máximas principais, onde é possível verificar que as tensões máximas e mínimas, se localizam na região da interface dos blocos e argamassa, onde se encontram as maiores tensões de tração e compressão devido ao efeito de confinamento da argamassa e bloco.

Figura 59 – Tensão máxima principal atuante

Fonte: o Autor

Quando a alvenaria é submetida a um esforço de compressão gera tensões de tração e compressão, devido ao confinamento da argamassa, e onde se inicia a ruptura da alvenaria, que será por ruptura à tração do bloco ou da argamassa, ou pelo esmagamento do bloco nesta região, na figura 60 está o detalhe da região onde a tensão máxima principal está atuando

Figura 60 – Região da atuação da tensão principal



Fonte – o Autor

Na figura 61, podemos observar os deslocamentos ocorridos no ensaio da mini-parede com aplicação da carga de compressão

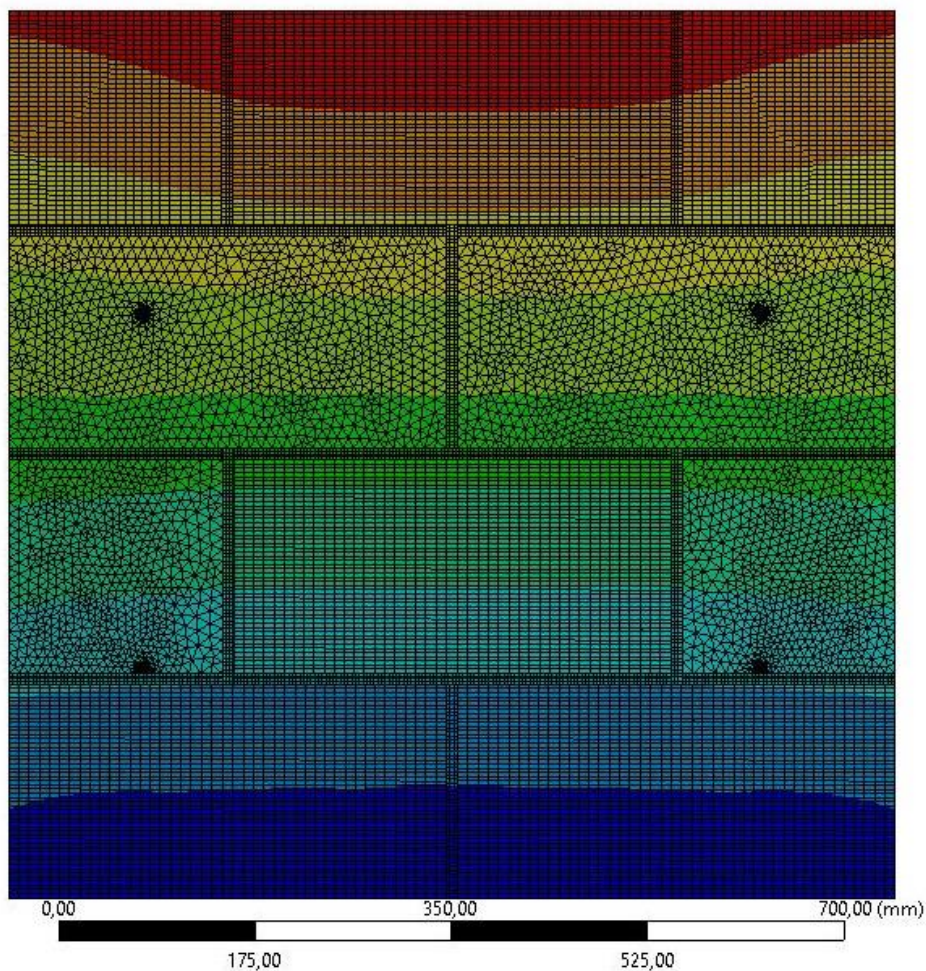
A consideração adotada de apoio fixo é observada no gráfico, sendo observado que não houve deslocamentos nesta região.

Houve maiores deslocamentos na parte superior da alvenaria, local da aplicação de carga.

Com o gráfico é possível observar que os deslocamentos são simétricos com relação ao eixo vertical, por este motivo foi calculado o gráfico tensão x deformação com os dados de um lado.

Os pontos de fixação foram criados em ambos os lados para que a malha gerada ficasse simétrica e não causasse alteração por assimetria da malha.

Este comportamento simétrico dos resultados não acontece no ensaio experimental, pois na prática existem variações dimensionais nos blocos, da espessura da argamassa, pequenas variações das propriedades mecânicas dos componentes, etc.

Figura 61 – Resultado dos deslocamentos totais – ensaio

Fonte – o Autor

O modelo parasólido criado não representa estas variações, para podermos criarmos uma réplica do experimental haveria a necessidade de medir com precisão cada componente e representá-lo no modelo, mas mesmo assim não conseguiríamos representar as variações das propriedades mecânicas de cada componente.

Estas pequenas variações não invalidam os resultados da análise computacional, apenas resultarão resultados com uma pequena variação entre o modelo experimental e o computacional.

5 CONCLUSÃO

Foi proposto neste trabalho a determinação experimental das propriedades mecânicas dos BCEs através de testemunhos retirados deles. Para verificação dos resultados obtidos com os testemunhos foram realizados ensaios e comparados com os obtidos em BCE, e foi possível concluir que em sua maioria os resultados encontrados nos testemunhos não apresentaram diferenças consideráveis com os BCEs, apresentando uma divergência maior apenas no ensaio de tração.

Os resultados para a determinação da massa específica foram encontrados uma diferença entre o testemunho e o BCE uma variação de 1,4 à 4,3 % maior do que o aferido no BCE.

Foi observado que quanto maior a dimensão do testemunho menor a diferença encontrada com o avaliação feita com o BCE. Os resultados utilizando-se os testemunhos do ensaio de tração, que possuíam uma dimensão média de 42,8 mm x 42,5 mm x 189 mm apresentaram um resultado 1,4 % acima do aferido no BCE, portanto uma diferença pequena entre os dois tipos de corpos de prova, validando este ensaio utilizando-se testemunho.

Na determinação da resistência à compressão utilizando-se o testemunho foi observado um resultado 0,44 % menor que o encontrado utilizando-se BCE na área total, portanto podendo afirmar que os resultados são praticamente iguais, para a resistência à compressão na área bruta.

A resistência à compressão encontrada no ensaio experimental em comparação com a resistência nominal do BCE foi de 127,5% superior.

No ensaio para a resistência à tração no testemunho o resultado apresentou uma diferença de 17,2% maior do que encontrada no BCE, uma diferença considerável, portanto deve-se ser melhor investigado para poder avaliar se há uma possível correlação entre as duas metodologias e validar o ensaio de tração por testemunho.

Os resultados dos ensaios experimentais para a determinação das propriedades mecânicas da argamassa industrializada diferiram muito das propriedades indicadas pelo fabricante, portanto se faz sempre necessário realizá-los.

Isto é importante para poder representar corretamente a argamassa na modelagem computacional, obtendo-se resultados próximos ao comportamento real, bem como especificá-la corretamente na utilização em alvenaria estrutural.

O ensaio experimental para a determinação das propriedades mecânicas por meio de testemunhos é menos trabalhoso, demandando um menor tempo, possibilitando também realizar ensaios com um número maior de amostras.

A estimativa proposta para a estimativa do módulo de elasticidade do bloco de concreto proposta pela ACI – *Building Code* 318 (2011), se aproximou muito do resultado obtido experimentalmente, sendo que o resultado experimental resultou 6,3% superior ao estimado pela norma técnica.

O resultado do módulo de elasticidade inicial da mini-parede obtido da modelagem computacional apresentou um valor muito próximo à média dos valores obtidos nos ensaios experimentais. Foi encontrado um resultado 6,2 % menor do ensaio experimental com o ensaio computacional, uma diferença pequena.

Ao compararmos os resultados dos valores das deformações obtidos com o modelo computacional com os obtidos no ensaio experimental da mini-parede 3, obteve-se até ponto com o mesmo resultado, como se pode observar na figura 52, demonstrando que o modelo computacional está representando com uma boa precisão o ensaio experimental para a fase elástica.

Os BCEs apresentavam uma resistência à compressão maior que a da argamassa e uma menor deformabilidade, como no estudo apresentado por DROUGKAS *et al.* (2015).

O módulo de elasticidade da alvenaria se aproximou muito do módulo de elasticidade do BCE.

Outro fator observado no modelo computacional é que as tensões principais se localizaram nas interfaces dos BCEs e da argamassa, como citados nos estudos de MOHAMAD (2011), PARSEKIAN (2014).

Tendo em vista que os valores obtidos para as deformações e para o módulo de elasticidade inicial da mini-parede, estão próximos do modelo computacional e do ensaio experimental, e comportamento das tensões principais, pode-se afirmar que o modelo computacional está validado para a fase elástica.

A validação do modelo computacional permite que seja analisado o comportamento de mini-parede para outros tipos de BCE, alterando-se as suas

propriedades mecânicas dos blocos e argamassa e espessura de argamassa e analisando -se o seu comportamento.

A utilização da micromodelagem possibilitou verificar o comportamento da interface da argamassa com o BCE, além de possibilitar analisar o comportamento das variações de tensão e deformação na mini-parede

Sugestão para os próximos trabalhos:

- Verificar se existe uma correlação da resistência à tração no ensaio de tração na flexão, utilizando-se testemunho com o ensaio com BCE.

- Comparação do ensaio experimental da mini-parede até a ruptura com o modelo computacional e verificar se ele continua representando o comportamento de tensão x deformação para o trecho não linear e poderia fazer a previsão de ruptura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318-11 - Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Detroit. 2011.

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 12118:2011. Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – métodos de ensaio

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 12142:2010. Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 15961-1:2011. Alvenaria estrutural- Blocos de concreto Parte 1: Projeto

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6118:2014. Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 238p

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6120:2014. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6136:2014. Bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural-Requisitos 10p

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7222:1994 -Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão de corpos de prova cilíndricos

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7860-1 Extração, preparo e análise de testemunhos de estruturas de concreto - Parte 1: Resistência à compressão axial

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 8522:2017. Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão.20p

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS NBR 8949:1985. Paredes de alvenaria estrutural – ensaio à compressão simples.

ASTM C1006-07 – *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Masonry Units.*

ASTM C215-19 - *Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens.*

EUROCODE 6 *Design of masonry structures - Part 1-1 - General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, British Standards Institution, UK, 2005*

ALBERTINI, Maicon Marino. **Análise do comportamento experimental e numérico de prismas de alvenaria estrutural utilizando o elemento finito prismático regular parabólico.** 2009. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia-UNESP-

Campus de Ilha Solteira. Ilha Solteira.158p.

AZEVEDO, Domingos Flávio de Oliveria, **Análise Estrutural com Ansys Workbench: Static Structura**. 2016. Dissertação (Mestrado). Uinversidade de Mogi das Cruzes. Mogi das Cruzes 180p.

BARBOSA, Claudius de Souza; HANAI, João Bento de. **Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto e suas correlações com as propriedades mecânicas do material constituinte**. Caderno de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v.8 ,p.45-74. 2006

BEZERRA, Augusto Cesar da Silva. **Influência das variáveis de ensaio nos resultados de resistência à compressão de concretos: uma análise experimental e computacional**.2007. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Mnas Gerais, Belo Horizonte. 151p.

CALÇADA, Luciana Maltez Lengler. **Avaliação do comportamento de prismas grauteados e não grauteados de blocos** de concreto.1998. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

CASOLO, Siro; MILANI, Gabriele. *A simplified homogenization-discrete element model for the non-linear static analysis of masonry walls out-of-plane loaded*. **Engineering Structures**, V.32, Issue 8,p.2352-2366, Abril. 2010

CAVALCANTI, M. V. S.; RODRIGUES, D.M.; FRANCISCO, A.M.X.; SILVA, D.G.. Otimização das juntas de assentamento de alvenaria estrutural em blocos de concreto. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, São Paulo , v. 11, n. 1, p. 115-134, Feb. 2018

FELIPE, Alexsandro dos Santos. **Contribuição para os traços de concreto utilizados na produção de blocos estruturais**.Dissertação (Mestrado) Universidade Estadual Paulista-Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Ilha Solteira.2010. 158p

FORTES, E. S. et al . Resistência a compressão da alvenaria estrutural com blocos de concreto de alta resistência. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, São Paulo , v. 10, n. 6, p. 1273-1319, nov. 2017

FORTES, Ernesto Silva. **Influência do capeamento e caracterização da resistência a compressão de alvenaria estrutural de blocos de concreto**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos. 2012. 303p

FRASSON, A. Jr. **Proposta de metodologia de dosagem e controle do processo produtivo de blocos de concreto para alvenaria estrutural**. 2000. Dissertação(Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 145p

HAACH, V.G.; VASCONCELOS, G; LOURENÇO, P.B. .*Development of a new test for determination of tensile strenght of concrete blocks*. 12th Canadian Masonry Symposium. Vancouver, British Columbia, Junho.2013

JANUZZI, Rafael Vital, **Modelagem do comportamento mecânico de blocos e prismas produzidos por escória de aciaria elétrica para alvenaria estrutural**. 2014.Dissertação (Mestrado). Universidade de Ouro Preto. Ouro Preto. 135f

JUSTE, Andrea Elizabeth. **Estudo da resistência e da deformabilidade da alvenaria de blocos de concreto submetida a esforços de compressão**. 2001.Dissertação (Mestrado); Univesidade de São Paulo. São Carlos. 236p.

LEON, Guadalupe. *Direct Determination of Dynamic Elastic Modulus and Poisson's Ratio of Rectangular Timoshenko Prisms*.**Journal of Engineering Mechanics**, Vol. 145(9). Set. 2019

LU, Xiaobin; SUN, Qichen; FENG, Wei.; TIAN, Juntao.
Evaluation of dynamic modulus of elasticity of concrete using impact-echo method.
Journal Connstruction & building materials, Vol.47, pp.231-239. October 2013

MAKOOND, Nirvan; et al. *Relationship between the static and dynamic elastic modulus of brick masonry constituents*. **Journal Construction and Building**, Vol. 259. 2020

MATA, Rodrigo Carvalho da. **Influência do padrão de argamassamento na resistência à compressão de prismas e mini-paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto**.2006.Dissertação (Mestrado).Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 157 p.

MAURÍCIO, R.M.; CAMACHO, J.S.; ANDOLFATO, R.P. Resistência à compressão axial de blocos de concreto com diferente materiais, In, CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO,46. 2004, Florianópolis: IBRACON, 2004. v66, p. 1274-1280.2004

MOHAMAD, G.; LOURENCO, P.B.; ROMAN, H. R..Study of the compressive strength of concrete block prisms: stack and running bond. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, São Paulo , v. 4, n. 3, p. 347-358, Aug. 2011.

MOHAMAD, G.; LOURENCO, P.B.; ROMAN, H. R.. Influência da junta vertical no comportamento mecânico da alvenaria de blocos de concreto. **BE2008-Encontro Nacional Betão Estrutural 2008**-Universidade do Minho,Guimarães-Portugal.

MOHAMAD, G.; LOURENCO, P.B.; ROMAN, H. R..Modo de ruptura, deformabilidade e resistência de mini-paredes estruturais.Rev. AMBIENTE CONSTRUÍDO, Porto Alegre , v. n. 3, p. 7-22, Set. 2011.

MOHAMAD, Gihad; E OUTROS. **Construção em Alvenaria Estrutural - Materiais, projetos e desempenho**. São Paulo: Bluscher, 2015. 37p.

MOHAMAD, Gihad. **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de bloco de concreto**.1998. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.178p.

MOHAMAD, G.; LOURENCO, P.B.; ROMAN, H. R.; RIZATI, E.; BARBOSA, C.S..Estudo de caracterização mecânica de blocos de concreto vibro-compactados à seco.**Rev. Matéria**, Rio de Janeiro , v. 16 n. 1, pp. 638-657, Maio. 2011.

NUNES, C. C.; JUNGES, E. Comparação de custo entre estrutura convencional em concreto armado e alvenaria estrutural de blocos de concreto para edifício residencial em Cuiabá-MT. XII Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. 2008. Fortaleza

OLIVEIRA, Luciane Marcela de. **Cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria** estrutural. 2009. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

OLIVEIRA, Luciane M. F. de; CÔRREA, Mácio R. S. *Numerical and experimental analysis of the shear capacity of interconnected concrete block walls*. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 17, n.3, p.25-37, jul./set.2017

OLIVER, B.G.; **Estudo comparativo de custos entre um edifício executado em alvenaria estrutural e em concreto armado**. 2016 Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville. 61p

PARSEKIAN, Guilherme Aris; HAMID, Ahmad Ahmad; DRYSDALE, Robert George. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. 2ª edição. São Carlos: EdusFSCar, 2013. 623p.

PETELEIRO, Suzana Campana. Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2002. 143p.

RAMALHO, Marcio. A.; CORRÊA, Marcio.R.S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo:Pini, 2003.188 p.

ROMAGNA, R.H.; **Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados**. 2000. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 193 p.

SANTANA, Jovynttino Francisco de Araujo. **Avaliação numérica não linear de prismas e pequenas paredes compostas por blocos de concreto**. 2017. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Ceará. 168f

SANTOS, C. F.R. et al . *Numerical and experimental evaluation of masonry prisms by finite element method*. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, São Paulo , v. 10, n. 2, p. 477-508, Apr. 2017

SANTOS, C.F.R; **Avaliação numérica da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais**. 2016. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-Minas Gerais.

SILVA, R. F.; CAMACHO, J. S.; RODRIGUES, R. O.. Theoretical model for predicting the compressive strength of reinforced masonry. *Rev. IBRACON Estrut. Mater.*, São Paulo , v. 4, n. 5, p. 750-763, Dec. 2011.

SILVA, Ana Flávia da. **Avaliação da resistência à compressão da alvenaria estrutural**. Universidade Estadual Paulista-Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Ilha Solteira.2007. 109p

SILVA, R. F.; CAMACHO, J. S.; RODRIGUES, R. O.. **Alvenaria estrutural de blocos de concreto: forma dos corpos de prova e resistência à compressão**. Rev. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos , v. 13, n. 57, p. 1-16, 2011 .

STEIL, Rafael de Oliveira. **Efeito da Geometria do bloco de concreto e do tipo de argamassa no desempenho à compressão de prismas de alvenaria não grauteado**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2003. 167p.

VICENTE, G. S.; SANTOS, W.J.; BRANCO, L.M.N.; BARBOSA, R.A.. **Análise experimental da influência da espessura da argamassa de assentamento no desempenho mecânico de prismas de blocos de concreto**. Rev. CONSTRUINDO, Belo Horizonte, v. 5, n.2, jul/dez. 2013

WU, Chengqing; HAO, Hong. *Numerical derivation of averaged material properties of hollow concrete block masonry*. **Journal Engineering structures**, Vol.30(3), pp.870-883. 2008

ZHOU, Q.; WANG, F.; ZHU, F. et al. *Stress–strain model for hollow concrete block masonry under uniaxial compression*. **Journal Materials and Structres**, Vol. (50), pp. 106. 2017