

Alexandre Alves de Freitas

**Análise numérica e experimental do comportamento de
prismas e miniparedes submetidos à compressão**

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Márcio Antônio Ramalho

São Carlos
2008

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

F866a Freitas, Alexandre Alves de
Análise numérica e experimental do comportamento de prismas e miniparedes submetidos à compressão / Alexandre Alves de Freitas ; orientador Márcio Antônio Ramalho. -- São Carlos, 2008.

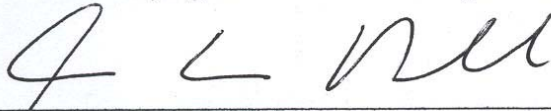
Tese (Doutorado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2008.

1. Alvenaria estrutural. 2. Compressão axial. 3. Elementos finitos. 4. Dano não-local. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **ALEXANDRE ALVES DE FREITAS**

Tese defendida e julgada em 11/06/2008 perante a Comissão Julgadora:



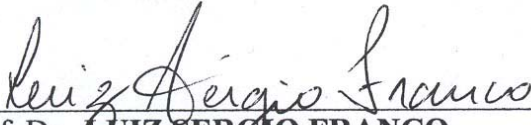
APROVADO

Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

PARTICIPOU POR VÍDEO CONFERÊNCIA

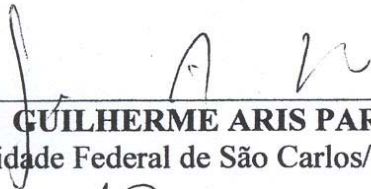
APROVADO

Prof. Titular **HENRIETTE LEBRE LA ROVERE**
(Universidade Federal de Santa Catarina/UFSC)



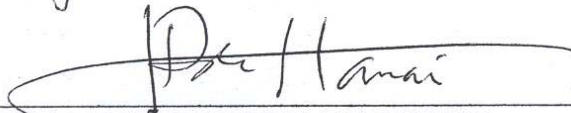
APROVADO

Prof. Dr. **LUIZ SERGIO FRANCO**
(Escola Politécnica/USP)



Aprovado

Prof. Dr. **GUILHERME ARIS PARSEKIAN**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)



APROVADO

Prof. Titular **JOÃO BENTO DE HANAI**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)



Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Dedico este trabalho aos meus pais,
Francisco e Ermelinda, meus ***maiores***
mestres.

“Mestres são aqueles que nos ensinam a trilhar os caminhos com dignidade; mostram que a vida não passa da crença no que desejamos construir e na certeza que vamos alcançar.”

Agradecimentos

A **Deus** - que é Pai, Filho e Espírito Santo - de quem procedem todas as bênçãos da minha vida.

Às minhas irmãs, cunhados e ao meu irmão. Pessoas as quais sempre **me apoiaram em todos os momentos**.

Especialmente à Mônica, companheira **inigualável**, por sua alegria, compreensão e carinho.

Ao Prof. Dr. Márcio Antonio Ramalho, agradeço por sua **valiosa orientação** e pelas contribuições durante o desenvolvimento da pesquisa.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas, em especial Luís Vare da, Mário, Amauri, Fabiano e Romeu, **companheiros** durante os anos de atividades.

Aos funcionários da secretaria do Departamento de Estruturas pelas valiosas **colaborações**.

Aos prezados **amigos**, em especial Alexandre Buttler, Glauco, Júlio, Márcio e Pedro. A **amizade e o companheirismo** foram preciosos nesse período em que trilhamos os mesmos ideais.

São dignas de agradecimento, ainda, as agências financiadoras:

- **CNPq** - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.
 - **FAPESP** - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo.
-

Sumário

<i>Sumário</i>	i
<i>Lista de Figuras</i>	v
<i>Lista de Tabelas</i>	xv
<i>Lista de Abreviaturas e Símbolos</i>	xix
<i>Resumo</i>	xxi
<i>Abstract</i>	xxii
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Histórico	2
1.3 Objetivos	5
1.4 Metodologia	5
1.5 Justificativa	6
1.6 Estrutura da tese	7
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1 Alvenaria	8
2.1.1 <i>Unidades</i>	9
2.1.1.1 Blocos de concreto	9
2.1.1.2 Blocos cerâmicos	10
2.1.1.3 Blocos sílico-calcários	11
2.1.2 <i>Junta de argamassa</i>	12
2.1.3 <i>Fatores que afetam a resistência da alvenaria estrutural</i>	15
2.1.3.1 Bloco.....	15
2.1.3.2 Junta de argamassa	18
2.1.3.3 Aderência bloco - argamassa.....	20
2.1.3.4 Mão-de-Obra	21
2.1.4 <i>Ensaio de compressão axial</i>	21
2.1.4.1 Ensaio com controle de carga e deslocamento.....	23
2.1.4.2 Regime de 'softening'	24
2.1.4.3 Placas de ensaio	26
2.1.4.4 Capeamento	27
2.1.5 <i>Mecanismo de ruptura</i>	28

2.1.6 Alguns resultados de pesquisas em elementos de alvenaria.....	30
2.1.6.1 Elementos executados com blocos de concreto	30
2.1.6.2 Elementos executados com blocos cerâmicos.....	40
2.1.6.3 Elementos executados com blocos sílico-calcários	47
2.2 Modelagem numérica e MEF	48
2.2.1 Modelos constitutivos	50
2.2.2 Descontinuidades.....	50
2.2.2.1 Fissura discreta.....	51
2.2.2.2 Fissuras distribuídas.....	51
2.2.3 Mecânica do dano: generalidades.....	52
2.2.3.1 Algumas pesquisas.....	53
2.2.3.2 Localização das deformações	55
2.2.3.3 Técnicas de regularização e média não-local.	56
2.2.4 Técnicas de modelagem em alvenaria	58
2.2.4.1 Micromodelagem detalhada	58
2.2.4.2 Micromodelagem simplificada	58
2.2.4.3 Micromodelagem simplificada com unidades expandidas	59
2.2.4.4 Macromodelagem	60
CAPÍTULO 3 - TRABALHO EXPERIMENTAL	62
3.1 Materiais, quantitativos e procedimentos.....	62
3.1.1 Blocos.....	62
3.1.2 Argamassa de assentamento	65
3.1.3 Ensaio de compressão axial.....	66
3.1.4 Quantitativos.....	67
3.1.4.1 Blocos isolados	68
3.1.4.2 Corpos-de-prova de argamassa	69
3.1.4.3 Prismas	69
3.1.4.4 Miniparedes.	71
3.1.5 Procedimento executivo.....	73
3.1.5.1 Capeamentos.....	73
3.1.5.2 Prismas, miniparedes e corpos-de-prova de argamassa	75
3.2 Análise de resultados	78
3.2.1 Componentes e elementos executados com blocos de concreto C4,5.....	79
3.2.2 Componentes e elementos executados com blocos de concreto C8.....	83
3.2.3 Componentes e elementos executados com blocos cerâmicos CE6	87
3.2.4 Componentes e elementos executados com blocos sílico-calcários S10	91

3.2.5	<i>Corpos-de-prova de argamassa</i>	94
3.3	Comentários	95
CAPÍTULO 4 - MODELAGEM NUMÉRICA		97
4.1	Programa FEAP	97
4.1.1	<i>Exemplo de aplicação</i>	99
4.1.2	<i>Análise paramétrica</i>	104
4.2	Componentes	107
4.2.1	<i>Corpos-de-prova de argamassa</i>	107
4.2.2	<i>Bloco de concreto C4,5</i>	111
4.2.3	<i>Bloco de concreto C8</i>	113
4.2.4	<i>Bloco cerâmico CE6</i>	114
4.2.5	<i>Bloco sílico-calcário S10</i>	116
4.3	Elementos de alvenaria	118
4.3.1	<i>Elementos executados com blocos de concreto C4,5 e C8</i>	119
4.3.2	<i>Elementos executados com blocos cerâmicos CE6</i>	121
4.3.3	<i>Elementos executados com blocos sílico-calcários S10</i>	123
CAPÍTULO 5 - RESULTADOS E ANÁLISES		125
5.1	Elementos executados com blocos de concreto C4,5	125
5.1.1	<i>Argamassa 1 : 0,5 : 4,5</i>	125
5.1.2	<i>Argamassa 1 : 1 : 6</i>	132
5.2	Elementos executados com blocos de concreto C8	139
5.2.1	<i>Argamassa 1 : 0,5 : 4,5</i>	139
5.2.2	<i>Argamassa 1 : 1 : 6</i>	145
5.3	Elementos executados com blocos cerâmicos CE6	153
5.3.1	<i>Argamassa 1 : 0,5 : 4,5</i>	153
5.3.2	<i>Argamassa 1 : 1 : 6</i>	160
5.4	Elementos executados com blocos sílico-calcários S10	168
5.4.1	<i>Argamassa 1 : 0,5 : 4,5</i>	168
5.4.2	<i>Argamassa 1 : 1 : 6</i>	175
5.5	Análises de resultados por elementos de alvenaria	183
5.5.1	<i>Prismas de 2 blocos</i>	183
5.5.2	<i>Prismas de 3 blocos</i>	186

5.5.3 Miniparedes	190
5.6 Considerações finais.....	193
CAPÍTULO 6 - SÍNTESE DO CONTEÚDO E CONCLUSÕES	195
6.1 Trabalho experimental	196
6.2 Análise numérica.....	197
6.3 Resumo dos resultados obtidos	198
6.4 Sugestões para futuros trabalhos	198
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	200
BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	211
ANEXO A.....	216
ANEXO B	241
ANEXO C	280

Lista de Figuras

Figura 1.1 - Pirâmides egípcias, Oliveira (2003).	2
Figura 1.2 - O Parthenon em Atenas, Oliveira (2003).	3
Figura 1.3 - Arcos construídos com pedras e juntas secas.	3
Figura 2.1 - Blocos de concreto, Tatu (2005).	10
Figura 2.2 - Bloco cerâmico, ABCI (1990).	11
Figura 2.3 - Blocos sílico-calcários, Prensil (2005).	12
Figura 2.4 - Região da interface entre: (a) argamassa e (b) substrato cerâmico, Carasek (1996).	20
Figura 2.5 - Padrão das curvas obtidas nos ensaios de compressão com o controle de carga e deslocamento.	24
Figura 2.6 - Comportamento de materiais frágeis ensaiados à compressão uniaxial, Lourenço (1996).	26
Figura 2.7 - Esquema de distribuição de tensões na alvenaria com unidades maciças.	29
Figura 2.8 - Elementos de alvenaria utilizados nos ensaios de Juste (2001) (medidas em mm).	30
Figura 2.9 - Exemplo do cenário pós-ruptura de prisma da série B1A1, Juste (2001).	32
Figura 2.10 - Exemplo do cenário pós-ruptura de prisma da série B2A1, Juste (2001).	32
Figura 2.11 - Gráfico de eficiência (f_{cpa}/f_b) x resistência à compressão da miniparede, Juste (2001).	33
Figura 2.12 - Cenário pós-ruptura para miniparede B1A1, Juste (2001).	33
Figura 2.13 - Cenário pós-ruptura para miniparede B2A1, Juste (2001).	34
Figura 2.14 - Cenário pós-ruptura no bloco de concreto, Calçada (1998).	35
Figura 2.15 - Cenário pós-ruptura no prisma de 3 blocos de concreto, Calçada (1998).	36
Figura 2.16 - Prisma de 3 blocos de concreto, Casali (2003).	36
Figura 2.17 - Resistência à compressão (em coluna) de argamassa, bloco e prisma; e o fator de eficiência (em linhas), Casali (2003).	39
Figura 2.18 - Cenário pós-ruptura dos prismas com blocos cerâmicos, Machado Jr. et al. (1999).	41
Figura 2.19 - Cenário pós-ruptura do painel de parede com blocos cerâmicos, Machado Jr. et al. (1999).	41
Figura 2.20 - Ensaio no painel de parede com blocos cerâmicos, Machado Jr. et al. (1998).	42
Figura 2.21 - Ensaio no painel de parede com blocos cerâmicos, Franco (1987).	44

Figura 2.22 - Cenário pós-ruptura do prisma com argamassa 1 : 1 : 6, Mendes (1998).	46
Figura 2.23 - Cenário pós-ruptura de prisma com argamassa 1 : 0,25 : 3, Mendes (1998). .	47
Figura 2.24 - Ruptura frágil do painel de parede com blocos sílico-calcários, Franco (1987).	48
Figura 2.25 - Detalhe da fissuração pós-ruptura do painel de parede com blocos sílico- calcários, Franco (1987).....	48
Figura 2.26 - Micromodelagem detalhada.	58
Figura 2.27 - Micromodelagem simplificada.	59
Figura 2.28 - Micromodelagem simplificada com dimensões expandidas das unidades.	60
Figura 2.29 - Macromodelagem.....	60
Figura 3.1 - Blocos de concreto.	63
Figura 3.2 - Blocos cerâmicos.	63
Figura 3.3 - Blocos sílico-calcários.	64
Figura 3.4 - Curva granulométrica da areia.	65
Figura 3.5 - Máquina Universal de Ensaio INSTRON.....	66
Figura 3.6 - Transdutor de deslocamento.....	67
Figura 3.7 - Ensaio de compressão axial em blocos isolados.	69
Figura 3.8 - Ensaio de compressão axial em corpos-de-prova de argamassa.....	69
Figura 3.9 – Transporte dos prismas.	70
Figura 3.10 - Ensaio de compressão axial em prismas de 2 blocos.....	71
Figura 3.11 - Ensaio de compressão axial em prismas de 3 blocos.....	71
Figura 3.12 - Transporte das miniparedes.....	72
Figura 3.13 - Perfil metálico utilizado nos ensaios de miniparedes.....	73
Figura 3.14 - Ensaio de compressão axial em miniparedes.	73
Figura 3.15 - Capela utilizada para o capeamento com enxofre.	74
Figura 3.16 - Fôrmas para o capeamento com enxofre.....	74
Figura 3.17 - Elementos de alvenaria que compõem uma série.	76
Figura 3.18 - Execução dos CPs de argamassa em fôrmas metálicas (5 x 10 cm).	78
Figura 3.19 - Cenário pós-ruptura do bloco 1 - C4,5.	80
Figura 3.20 - Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos C4,5 - Série 3.	82
Figura 3.21 - Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos C4,5 - Série 2.	82
Figura 3.22 - Cenário pós-ruptura da miniparede C4,5 - Série 3.....	83
Figura 3.23 - Cenário pós-ruptura observado para o bloco 10 - C8.	84
Figura 3.24 - Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos C8 - Série 1.	86

Figura 3.25 - Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos C8 - Série 6.	86
Figura 3.26 - Cenário pós-ruptura da miniparede com blocos C8 - Série 6.	87
Figura 3.27 - Cenário pós-ruptura observado para o bloco 6 - CE6.	88
Figura 3.28 - Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos CE6 - Série 1.	90
Figura 3.29 - Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos CE6 - Série 5.	90
Figura 3.30 - Cenário pós-ruptura da miniparede com blocos CE6 - Série 2.	91
Figura 3.31 - Cenário pós-ruptura observado para o bloco 1 - S10.	92
Figura 3.32 - Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos S10 - Série 1.	94
Figura 3.33 - Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos S10 - Série 1.	94
Figura 3.34 - Cenário pós-ruptura da miniparede com blocos S10 - Série 1.	94
Figura 3.35 - Cenários pós-ruptura de corpos-de-prova de argamassa.	95
Figura 4.1 - Malhas de elementos utilizadas para o bloco.	100
Figura 4.2 - Cubo com dimensões de 10 mm.	100
Figura 4.3 - Convergência da curva teórica do cubo à curva experimental do bloco.	101
Figura 4.4 - Comportamentos numéricos e o experimental para o bloco (modelo clássico).	102
Figura 4.5 - Geometrias deformadas do bloco (dano local).	102
Figura 4.6 - Comportamentos numéricos e o experimental para o bloco (modelo não-local).	103
Figura 4.7 - Geometrias deformadas do bloco (modelo não-local).	104
Figura 4.8 - Influência do parâmetro A_c no comportamento numérico do bloco (modelo não-local).	105
Figura 4.9 - Influência do parâmetro B_c no comportamento numérico do bloco (modelo não-local).	105
Figura 4.10 - Influência do parâmetro C_c no comportamento numérico do bloco (modelo não-local).	106
Figura 4.11 - Influência do raio não-local (R_{nl}) no comportamento numérico do bloco.	106
Figura 4.12 - Discretização dos corpos-de-prova de argamassa.	108
Figura 4.13 - Discretização do bloco de concreto C4,5.	111
Figura 4.14 - Discretização do meio bloco de concreto C4,5.	112
Figura 4.15 - Comportamento do bloco representativo C4,5.	112
Figura 4.16 - Ajuste do comportamento numérico ao experimental para o bloco representativo C4,5.	113
Figura 4.17 - Comportamento do bloco representativo C8.	113

Figura 4.18 - Ajuste do comportamento numérico ao experimental para o bloco representativo C8.	114
Figura 4.19 - Discretização do bloco cerâmico CE6.	114
Figura 4.20 - Discretização do meio bloco cerâmico CE6.	115
Figura 4.21 - Comportamento do bloco representativo CE6.	115
Figura 4.22 - Ajuste do comportamento numérico ao experimental para o bloco representativo CE6.	116
Figura 4.23 - Discretização do bloco sílico-calcário S10.	116
Figura 4.24 - Discretização do meio bloco sílico-calcário S10.	117
Figura 4.25 - Comportamento do bloco representativo S10.	117
Figura 4.26 - Ajuste do comportamento numérico ao experimental para o bloco representativo S10.	118
Figura 4.27 – Esquema da modelagem numérica de uma miniparede.	119
Figura 4.28 - Discretização dos prismas executados com 2 blocos de concreto C4,5 e C8.	120
Figura 4.29 - Discretização dos prismas executados com 3 blocos de concreto C4,5 e C8.	120
Figura 4.30 - Discretização das miniparedes executadas com blocos de concreto C4,5 e C8.	121
Figura 4.31 - Discretização dos prismas executados com 2 blocos cerâmicos CE6.	122
Figura 4.32 - Discretização dos prismas executados com 3 blocos cerâmicos CE6.	122
Figura 4.33 - Discretização das miniparedes executadas com blocos cerâmicos CE6.	123
Figura 4.34 - Discretização dos prismas executados com 2 blocos sílico-calcários S10.	124
Figura 4.35 - Discretização dos prismas executados com 3 blocos sílico-calcários S10.	124
Figura 4.36 - Discretização das miniparedes executadas com blocos sílico-calcários S10.	124
Figura 5.1 - Forças de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.	126
Figura 5.2 – Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.	127
Figura 5.3 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 1.	127
Figura 5.4 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 1.	128
Figura 5.5 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 2.	128

Figura 5.6 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 2.....	128
Figura 5.7 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 3.....	129
Figura 5.8 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 3.....	129
Figura 5.9 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.	130
Figura 5.10 - Comportamentos médios da miniparede executada com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.	131
Figura 5.11 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.	131
Figura 5.12 - Forças de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.	133
Figura 5.13 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.	133
Figura 5.14 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 4.....	134
Figura 5.15 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 4.....	134
Figura 5.16 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 5.....	134
Figura 5.17 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 5.....	135
Figura 5.18 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 6.....	135
Figura 5.19 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 6.....	135
Figura 5.20 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.	136
Figura 5.21 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.	137
Figura 5.22 - Comportamento numérico dos prismas executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 6.	138
Figura 5.23 - Comportamento numérico das miniparedes executadas com blocos C4,5 - séries de 1 a 6.....	138
Figura 5.24 - Forças de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.	140

Figura 5.25 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.	140
Figura 5.26 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C8 - série 1.	141
Figura 5.27 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C8 - série 1.	141
Figura 5.28 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C8 - série 2.	141
Figura 5.29 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C8 - série 2.	142
Figura 5.30 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C8 - série 3.	142
Figura 5.31 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C8 - série 3.	142
Figura 5.32 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.	143
Figura 5.33 - Comportamentos médios da miniparede executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.	144
Figura 5.34 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.	144
Figura 5.35 - Forças de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.	146
Figura 5.36 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.	146
Figura 5.37 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C8 - série 4.	147
Figura 5.38 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C8 - série 4.	147
Figura 5.39 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C8 - série 5.	148
Figura 5.40 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C8 - série 5.	148
Figura 5.41 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C8 - série 6.	149
Figura 5.42 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C8 - série 6.	149
Figura 5.43 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.	150

Figura 5.44 - Comportamentos médios da miniparede executada com blocos C8 - séries de 4 a 6.	151
Figura 5.45 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.	152
Figura 5.46 - Comportamento numérico dos prismas executados com blocos C8 - séries de 1 a 6.	152
Figura 5.47 - Comportamento numérico das miniparedes executada com blocos C8 - séries de 1 a 6.	153
Figura 5.48 - Forças de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.	154
Figura 5.49 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.	155
Figura 5.50 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 1.	155
Figura 5.51 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 1.	156
Figura 5.52 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 2.	156
Figura 5.53 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 2.	157
Figura 5.54 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 3.	157
Figura 5.55 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 3.	157
Figura 5.56 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.	158
Figura 5.57 - Comportamentos médios da miniparede CE6 - séries de 1 a 3.	159
Figura 5.58 - Resultados médios dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.	159
Figura 5.59 - Forças de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.	161
Figura 5.60 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.	161
Figura 5.61 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 4.	162
Figura 5.62 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 4.	162

Figura 5.63 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 5.	163
Figura 5.64 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 5.	163
Figura 5.65 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 6.	164
Figura 5.66 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 6.	164
Figura 5.67 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.	165
Figura 5.68 - Comportamentos médios da miniparede executada com blocos CE6 - séries de 4 a 6.	166
Figura 5.69 - Resultados médios dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.	166
Figura 5.70 - Comportamento numérico dos prismas executados com blocos CE6 - séries de 1 a 6.	167
Figura 5.71 - Comportamento numérico das miniparedes executadas com blocos CE6 - séries de 1 a 6.	167
Figura 5.72 - Forças de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.	169
Figura 5.73 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.	169
Figura 5.74 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos S10 - série 1.	170
Figura 5.75 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos S10 - série 1.	170
Figura 5.76 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos S10 - série 2.	171
Figura 5.77 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos S10 - série 2.	171
Figura 5.78 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos S10 - série 3.	172
Figura 5.79 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos S10 - série 3.	172
Figura 5.80 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.	173
Figura 5.81 - Comportamentos médios da miniparede executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.	174

Figura 5.82 - Resultados médios dos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.	175
Figura 5.83 - Forças de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.	176
Figura 5.84 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.	176
Figura 5.85 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos S10 - série 4.	177
Figura 5.86 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos S10 - série 4.	177
Figura 5.87 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos S10 - série 5.	178
Figura 5.88 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executados com blocos S10 - série 5.	178
Figura 5.89 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos S10 - série 6.	179
Figura 5.90 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos S10 - série 6.	179
Figura 5.91 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.	180
Figura 5.92 - Comportamentos médios da miniparede executada com blocos S10 - séries de 4 a 6.	181
Figura 5.93 - Resultados médios dos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.	181
Figura 5.94 - Comportamento numérico dos prismas executados com blocos S10 - séries de 1 a 6.	182
Figura 5.95 - Comportamento numérico das miniparedes executadas com blocos S10 - séries de 1 a 6.	182
Figura 5.96 - Forças médias de pico para os prismas de 2 blocos – agrupadas por tipo de bloco.	184
Figura 5.97 - Forças médias de pico para os prismas de 2 blocos – agrupadas por tipo de argamassa.	185
Figura 5.98 - Deslocamentos médios de pico para os prismas de 2 blocos – agrupados por tipo de bloco.	185
Figura 5.99 - Deslocamentos médios de pico para os prismas de 2 blocos – agrupados por tipo de argamassa.	186
Figura 5.100 - Forças médias de pico para os prismas de 3 blocos – agrupadas por tipo de bloco.	187

Figura 5.101 - Forças médias de pico para os prismas de 3 blocos – agrupadas por tipo argamassa.....	188
Figura 5.102 - Deslocamentos médios de pico para os prismas de 3 blocos – agrupados por tipo de bloco.	189
Figura 5.103 - Deslocamentos médios de pico para os prismas de 3 blocos – agrupados por tipo de argamassa.....	189
Figura 5.104 - Forças médias de pico para as miniparedes – agrupadas por tipo de bloco.	191
Figura 5.105 - Forças médias de pico para as miniparedes – agrupadas por tipo argamassa.	192
Figura 5.106 - Deslocamentos médios de pico para as miniparedes – agrupados por tipo de bloco.....	192
Figura 5.107 - Deslocamentos médios de pico para as miniparedes – agrupados por tipo de argamassa.....	193

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Composições da argamassa mista para assentamento de alvenaria estrutural proposta pela BS 5628: Part 1.....	14
Tabela 2.2 - Limites granulométricos do agregado para a produção de argamassa de assentamento, NBR 8798:1985.....	15
Tabela 2.3 - Resistências médias (MPa) e eficiências, Juste (2001).....	31
Tabela 2.4 - Resistências médias (MPa) e eficiência prisma / bloco, Calçada (1998).....	35
Tabela 2.5 - Tipos de argamassa analisados em Casali (2003).....	37
Tabela 2.6 - Resistências médias (MPa) e eficiência prisma / bloco, Casali (2003).....	38
Tabela 2.7 - Resistências médias (MPa) e eficiências, Machado Jr. et al. (1999).....	40
Tabela 2.8 - Resistências médias (MPa) e eficiências, Machado Jr. et al. (1998).....	42
Tabela 2.9 - Resistências (MPa) e eficiências, Gomes (1983).....	43
Tabela 2.10 - Resistências (MPa) e eficiências, Franco (1987).....	44
Tabela 2.11 - Resistência média (MPa) de componentes, Müller (1989).....	45
Tabela 2.12 - Resistências (MPa) e eficiência parede / bloco, Müller (1989).....	45
Tabela 2.13 - Caracterização dos blocos isolados, Franco (1987).....	47
Tabela 3.1 - Tipos de blocos do trabalho experimental.....	64
Tabela 3.2 - Características físicas dos blocos inteiros.....	64
Tabela 3.3 - Argamassas de assentamento.....	65
Tabela 3.4 - Características da argamassa de assentamento.....	66
Tabela 3.5 - Blocos ensaiados à compressão axial.....	68
Tabela 3.6 - Prismas de 2 e 3 blocos ensaiados à compressão axial.....	70
Tabela 3.7 - Miniparedes ensaiadas à compressão axial.....	72
Tabela 3.8 - Séries de elementos de alvenaria e CPs de argamassa.....	76
Tabela 3.9 - Idade (dias) dos ensaios em elementos com blocos C4,5 e CPs de argamassa.....	79
Tabela 3.10 - Resistência à compressão (MPa) de blocos C4,5.....	80
Tabela 3.11 – Resistência à compressão (MPa) de elementos C4,5 e CPs de argamassa.....	81
Tabela 3.12 - Eficiências de prismas e miniparedes executados com blocos C4,5.....	82
Tabela 3.13 - Idade (dias) dos ensaios em elementos com blocos C8 e CPs de argamassa.....	83
Tabela 3.14 - Resistência à compressão (MPa) de blocos C8.....	84

Tabela 3.15 - Resistência à compressão (MPa) de elementos com blocos C8 e CPs de argamassa.....	85
Tabela 3.16 - Eficiências de prismas e miniparedes com blocos C8.....	85
Tabela 3.17 - Idade (dias) dos ensaios em elementos com blocos CE6 e CPs de argamassa.	87
Tabela 3.18 - Resistências à compressão (MPa) de blocos CE6.....	88
Tabela 3.19 - Resistência à compressão (MPa) de elementos com blocos CE6 e CPs de argamassa.....	89
Tabela 3.20 – Eficiências de prismas e miniparedes com blocos CE6.	89
Tabela 3.21 - Idade (dias) dos ensaios em elementos com blocos S10 e CPs de argamassa.	91
Tabela 3.22 - Resistências à compressão (MPa) de blocos S10.	92
Tabela 3.23 - Resistências à compressão (MPa) de elementos com blocos S10 e CPs de argamassa.....	93
Tabela 3.24 - Eficiências de prismas e miniparedes com blocos S10.....	93
Tabela 4.1 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.....	108
Tabela 4.2 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.....	109
Tabela 4.3 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.....	109
Tabela 4.4 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.....	109
Tabela 4.5 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.	110
Tabela 4.6 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.	110
Tabela 4.7 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.....	110
Tabela 4.8 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.....	111
Tabela 4.9 - Parâmetros para o bloco representativo C4,5.	112
Tabela 4.10 - Parâmetros para o bloco representativo C8.....	114
Tabela 4.11 - Parâmetros para o bloco representativo CE6.....	116
Tabela 4.12 - Parâmetros para o bloco representativo S10.	117
Tabela 4.13 - Características numéricas dos elementos executados com blocos de concreto C4,5 e C8.	119

Tabela 4.14 - Características numéricas dos elementos executados com blocos cerâmicos CE6.	121
Tabela 4.15 - Características numéricas dos elementos executados com blocos sílico-calcários S10.....	123
Tabela 5.1 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.....	126
Tabela 5.2 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos C4,5 e dos CPs de argamassa associados - séries de 1 a 3.....	130
Tabela 5.3 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.	131
Tabela 5.4 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.....	132
Tabela 5.5 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos C4,5 e dos CPs de argamassa associados - séries de 4 a 6.....	136
Tabela 5.6 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.	137
Tabela 5.7 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.....	139
Tabela 5.8 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos C8 e dos CPs de argamassa associados - séries de 1 a 3.....	143
Tabela 5.9 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.	144
Tabela 5.10 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.....	145
Tabela 5.11 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos C8 e dos CPs de argamassa associados - séries de 4 a 6.....	150
Tabela 5.12 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.	151
Tabela 5.13 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.....	154
Tabela 5.14 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos CE6 e dos CPs de argamassa associados - séries de 1 a 3.....	158
Tabela 5.15 - Resultados médios dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.	159
Tabela 5.16 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.....	160
Tabela 5.17 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos CE6 e dos CPs de argamassa associados - séries de 4 a 6.	165

Tabela 5.18 - Resultados médios dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.	166
Tabela 5.19 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.	168
Tabela 5.20 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos S10 e dos CPs de argamassa associados - séries de 1 a 3.	173
Tabela 5.21 - Resultados médios dos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.	174
Tabela 5.22 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.	175
Tabela 5.23 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos S10 e dos CPs de argamassa associados - séries de 4 a 6.	180
Tabela 5.24 - Resultados médios dos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.	181
Tabela 5.25 - Resultados médios para os prismas de 2 blocos.	183
Tabela 5.26 - Resultados médios para os prismas de 3 blocos.	187
Tabela 5.27 - Resultados médios para as miniparedes.	190

Lista de Abreviaturas e Símbolos

ABCI	Associação Brasileira da Construção Industrializada
ASTM	American Society for Testing and Materials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BS	British Standard
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
IRA	Taxa de absorção inicial
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
A_l	Área líquida
A_b	Área bruta
a/c	Relação água / cimento
D	Medida de dano
EVR	Elemento de volume representativo
I	Índice de vazios
I.C	Índice de consistência
R_{nl}	Raio não-local
$\bar{\rho}_s$	Massa específica seca
$\bar{\rho}_f$	Massa específica fresca
δ	Deslocamento
ψ	Variável de continuidade do material
bl	Bloco
Pr-2	Prisma de 2 blocos
Pr-3	Prisma de 3 blocos
CP	Corpo-de-prova de argamassa (5x10 cm)
Par	Miniparede
f_b	Resistência à compressão de bloco
f_{car}	Resistência à compressão de corpo-de-prova de argamassa
f_{cpr2}	Resistência à compressão do prisma de 2 blocos
$f_{car-pr2}$	Resistência à compressão do CP de argamassa associado ao prisma de 2

blocos

f_{cpr3}	Resistência à compressão do prisma de 3 blocos
$f_{car-pr3}$	Resistência à compressão do CP de argamassa associado ao prisma de 3 blocos
f_{cpr2}/f_{cb}	Eficiência do prisma de 2 blocos em relação ao bloco
f_{cpr3}/f_{cb}	Eficiência do prisma de 3 blocos em relação ao bloco
f_{cpa}	Resistência à compressão da miniparede
f_{car-pa}	Resistência à compressão do CP de argamassa associado à miniparede
f_{cpa}/f_b	Eficiência da miniparede em relação ao bloco
f_{cpa}/f_{cpr3}	Eficiência da miniparede em relação ao prisma de 3 blocos
$f_{cpainel}$	Resistência à compressão do painel de parede.

Resumo

FREITAS, A. A (2008). **Análise numérica e experimental do comportamento de prismas e miniparedes submetidos à compressão**. 289 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

Este trabalho apresenta uma comparação entre análises experimental e numérica de elementos de alvenaria estrutural, prismas e miniparedes, quando submetidos à compressão axial. São considerados blocos de concreto, cerâmicos e sílico-calcários, além de dois tipos de argamassa. O objetivo principal do estudo é prever o comportamento dos elementos, tanto a força de pico (máxima) quanto seu deslocamento, baseado exclusivamente no comportamento dos componentes, blocos e argamassa. Para tanto, é utilizado um modelo numérico de dano não-local especialmente desenvolvido para materiais frágeis. Os ensaios de compressão axial em componentes são realizados com um rigoroso controle de deslocamentos de forma a se obter a curva completa *força - deslocamento* desde o estágio inicial do carregamento até a completa ruptura do espécime. Com base nesses resultados são definidos todos os parâmetros necessários ao funcionamento do modelo de dano considerado. Posteriormente, esses parâmetros são utilizados nos modelos numéricos dos prismas e das miniparedes, de forma a se obter curvas teóricas *força - deslocamento* que são comparadas com as respectivas curvas experimentais em cada caso específico. Dessa forma, se procura validar o procedimento numérico utilizado, mostrando-se que as previsões de forças de pico e respectivos deslocamentos são suficientemente boas para que possam ser utilizados na definição tanto da resistência quanto dos parâmetros elásticos do material alvenaria.

Palavras chave: Alvenaria estrutural, Compressão axial, Elementos finitos, Dano não-local.

FREITAS, A. A. (2008). **Numerical and experimental analysis of the behavior of prisms and mini-walls under compression.** 289 p. Ph. D. Thesis. School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2008.

This work presents a comparison between experimental and numerical analysis of structural masonry elements, prisms and mini-walls, subjected to axial compression loading. Concrete, ceramic and calcium silicate blocks and two types of mortar are considered. The main goal of the study is to predict the behavior of the elements, both the peak force (maximum) and its displacement, based exclusively on the behavior of the components, blocks and mortar. Therefore, a numerical non-local damage model especially developed for brittle materials is used. First, axial compression tests in components are carried out with a rigorous displacements control in order to obtain the complete *force - displacement* curve from the elastic-linear stage up to the complete failure of the specimen. Based on the obtained results all necessary parameters to the damage model are assessed. Then, numerical models of prisms and mini-walls are built in order to obtain theoretical *force - displacement* diagrams which are compared with the experimental ones for each specific case. This way it is possible to validate the numerical procedure used, showing that the predictions of failure forces and respective displacements are good enough so that they can be used to predict both the strength and the elastic parameters of the masonry.

Key-words: Structural masonry, Axial compression, Finite elements, Non-local damage.

CAPÍTULO 1 - *Introdução*

“(...) o Brasil ainda estaria aprendendo a utilizar esse sistema construtivo”.
(Ramalho e Corrêa 2003)¹

A frase utilizada pelos autores, referindo-se à alvenaria, ilustra bem como se insere esse sistema na construção civil brasileira. É nessa direção que o desenvolvimento das pesquisas se torna de importância ímpar no incremento de tecnologias e racionalização dos processos. Essa situação seria, na verdade, um dos caminhos que viabilizariam o “*aprendizado*” citado.

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A alvenaria é o material mais antigo utilizado na construção civil e por isso emprega diversos componentes e técnicas construtivas. Sua simplicidade de execução - empilhamento de unidades - é o mesmo há anos, sendo uma de suas principais características. Outros aspectos igualmente relevantes são: durabilidade, isolamento acústico, solidez e estética. O sistema pode ser utilizado em paredes estruturais ou de vedação, resistir à ação do vento ou sismo e ser bastante competitivo em edifícios de baixa ou média altura. Apesar disso, sua gama de aplicação ainda é restrita principalmente quando comparado a outros sistemas estruturais, como os de concreto armado e os de aço.

Apenas no início do século passado, por volta de 1920, é que se passa a estudar a

¹ RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M.R.S. (2003). Entrevista: Alvenaria estrutural sem segredos. *Técne*, São Paulo, ano XI, ed. 76, p. 30-36, jul.

alvenaria com base em princípios científicos e experimentação laboratorial, possibilitando melhoras na arte de se projetar. Entretanto, o que se vê é a existência de lacunas quanto a aspectos básicos do comportamento de componentes (unidade e argamassa) e elementos. Dessa forma, métodos de cálculo acabam sendo empíricos e modelos matemáticos pouco comuns.

Em grande parte no estudo científico da alvenaria é utilizada apenas a experimentação. No Brasil, pesquisas que fazem uso de procedimentos numéricos são em quantidade reduzida. Além disso, daquelas que a utilizam, poucas são as que acrescentam ganhos expressivos ao tema. Uma modelagem numérica é, além de tudo, uma necessidade básica para complementar o trabalho experimental. Essa combinação é a melhor forma para estender os métodos de cálculo e proporcionar o melhor desenvolvimento do sistema como um todo.

1.2 HISTÓRICO

A técnica de se construir em alvenaria é conhecida há milhares de anos e, desde então, se tem vários exemplos de sua aplicação.

Muitas construções em alvenaria que utilizam unidades de pedra estão presentes até os dias atuais. Como exemplo são as pirâmides do Egito, datando entre 2800 - 200 a.C., Figura 1.1. As pirâmides apresentam forma estável e nenhum problema estrutural. Essas características são resultado da seqüência de empilhamento das unidades e da limitação do espaço interno. As pirâmides mais famosas se localizam em Giza (Egito), essas foram as construções mais altas que se tem registro ($\approx 140\text{m}$) até o século 20.



Figura 1.1 - Pirâmides egípcias, Oliveira (2003).

Considerando-se a arquitetura grega e em particular aos templos gregos, nota-se que são esteticamente perfeitos. Utilizam regras de proporção e simetria entre os diferentes elementos e representam um marco importante na história dos edifícios em alvenaria. A

pedra calcária é geralmente usada para construir elementos estruturais como paredes, pilares e vigas, Oliveira 2003. O Parthenon (5º século a.C.) é, com certeza, a construção mais famosa da arquitetura grega, Figura 1.2.



Figura 1.2 - O Parthenon em Atenas, Oliveira (2003).

Já o império romano teve importância vital na disseminação do tijolo, dando um passo relevante no desenvolvimento da construção em alvenaria, Davey (1961). Em contraste à construção grega, a romana se interessa na construção de estradas, pontes, aquedutos e portos. Introduzem inovações relacionadas aos materiais, aos conceitos estruturais e aos processos de construção. São responsáveis por melhorar a qualidade dos tijolos, padronizar dimensões e utilizá-los para finalidades especiais.

Outro avanço significativo trazido pelo uso da alvenaria é a possibilidade de mudança das formas estruturais, de lineares para curvas (arcos). Em um elemento de arco é comum encontrar apenas seção comprimida, o que possibilita o uso das unidades de forma segura, Figura 1.3.



a) Drysdale et al. (1999)



b) Croci (1998)

Figura 1.3 - Arcos construídos com pedras e juntas secas.

A Revolução Industrial ocorrida nos séculos 18 e 19 representa outro marco importante na história da alvenaria. Devido à expansão das atividades industriais, técnicas

tradicionais manuais foram trocadas por máquinas. Segundo Elliot (1992), a introdução do forno Hoffman em 1858 possibilita a queima do tijolo de forma mais homogênea, sendo decisivo na melhora da qualidade das unidades.

A consideração dos princípios de engenharia estrutural na alvenaria não armada se dá em 1950 na Suíça com a construção de um edifício de 13 pavimentos. A partir de então, esse sistema estrutural passa por diferentes evoluções sempre voltadas às peculiaridades de cada região.

No Brasil, a alvenaria estrutural entendida como sistema construtivo surge em São Paulo em 1966 com a construção de prédios com quatro pavimentos. Inicialmente a alvenaria é utilizada em conjuntos habitacionais, criando o preconceito de que o sistema estivesse ligado a habitações populares de poucos pavimentos e pouca flexibilidade na concepção arquitetônica. Além do mais, a má qualidade dos materiais, o uso de técnicas inapropriadas e a falta de controle durante a execução das obras contribuíram para a formação de conceitos incorretos sobre a alvenaria. Por esses motivos e ao maior domínio da tecnologia em concreto armado aliada a pouca divulgação nas universidades, a alvenaria estrutural foi pouco utilizada. Muitos projetistas, leigos no que diz respeito ao sistema construtivo optam pelo concreto armado. Essa situação também foi influenciada pelo reduzido número de publicações em português, pois a maior parte da bibliografia era estrangeira e voltada para as peculiaridades de cada país.

As pesquisas passam a se desenvolver nas universidades brasileiras (USP, UFRGS, entre outras) apenas no final da década de 80 com o estudo do comportamento de paredes, prismas e argamassas em diversos tipos de ensaios.

A maior consolidação na utilização do sistema estrutural se dá quando construtoras percebem os benefícios trazidos pela alvenaria e começam a investir em obras do gênero, sempre amparadas pelo conhecimento obtido nas pesquisas acadêmicas.

Atualmente a alvenaria passa por transformações relacionadas à utilização de diferentes materiais e técnicas construtivas. Materiais como concreto, concreto leve com agregado expandido, concreto aerado e sílico-calcário são utilizados paralelamente às unidades de argila. Técnicas como a alvenaria grauteada, armada, protendida e com junta seca passam a ser utilizadas com as técnicas tradicionais já estabelecidas. Argamassas com aditivos, argamassa de cimento e com retardador de endurecimento coexistem com argamassa de saibro, cal e betume. Essas transformações possibilitam a maior utilização e disseminação da alvenaria no meio técnico, principalmente nos países subdesenvolvidos da América Latina, Ásia e África.

1.3 OBJETIVOS

Este trabalho apresenta uma comparação entre análises experimental e numérica de elementos de alvenaria estrutural não grauteados, prismas e miniparedes², quando submetidos à compressão axial. O objetivo principal é prever numericamente o comportamento dos elementos baseando exclusivamente no comportamento de seus componentes, blocos e argamassa, em ensaios de compressão axial. Da modelagem numérica deve-se obter tanto a força de pico³ quanto seu respectivo deslocamento para posteriores comparações com os dados experimentais. Assim, objetiva-se, também, validar o procedimento numérico utilizado na obtenção do comportamento da alvenaria submetida à compressão axial.

1.4 METODOLOGIA

A metodologia é definida de forma a se atingir os objetivos definidos no item anterior. Sendo assim, esta se relaciona tanto com o desenvolvimento de trabalho experimental como da análise numérica, cujas características são expostas a seguir.

O trabalho experimental se caracteriza por ensaios de compressão axial em componentes e elementos. Os componentes são blocos de concreto, cerâmicos e sílico-calcários, além de dois tipos de argamassa. Já os elementos são prismas e miniparedes executados com os componentes anteriormente citados. Característica relevante em todos os ensaios se refere à utilização do controle de deslocamento para a obtenção do trecho elástico-linear e do não-linear incluído o trecho de '*softening*' do espécime ensaiado. Conseqüentemente, se obtém o comportamento até a completa perda de resistência do componente ou elemento para posterior utilização na análise numérica.

Na análise numérica faz-se uso do programa *FEAP*^{® 4} no qual foi implementado um modelo de dano não-local para elementos tridimensionais. Quanto aos resultados experimentais, eles foram obtidos através de ensaios em uma máquina Instron de 4000 kN de capacidade e com controle de deslocamentos.

Inicialmente, com a resposta experimental obtida para ensaios de blocos e corpos-de-prova de argamassa, calibram-se todos os parâmetros (elásticos e de danificação) necessários ao correto funcionamento do modelo de dano adotado. Posteriormente, tais parâmetros são utilizados na modelagem de prismas e miniparedes para a obtenção de curvas teóricas *força - deslocamento*. Essas curvas são, então, comparadas com as

² Paredes com dimensões reduzidas (não normalizadas).

³ Força máxima suportada pelo espécime.

⁴ *Finite Element Analysis Program*, versão 7.4.

respectivas curvas experimentais obtidas para os mesmos elementos. Finalmente, são discutidos os resultados obtidos de forma a se verificar a possibilidade de prever numericamente o comportamento desses elementos submetidos à compressão, especialmente quanto à carga de pico e ao deslocamento a ela associado.

1.5 JUSTIFICATIVA

Uma das áreas da engenharia civil que tem apresentado potencial crescimento é a execução de edifícios em alvenaria estrutural. Isso se deve principalmente à economia que pode chegar a 30% do valor da estrutura para edifícios em alvenaria não armada de até oito pavimentos em relação a outros sistemas estruturais, Peleteiro (2002). Com a construção mais barata ao consumidor se evidencia o grande benefício social trazido para as famílias de baixa renda.

No mais, observa-se a necessidade de pesquisas para o embasamento e reformulação das normas, sendo inegável a contribuição trazida pelo estudo do comportamento de componentes e elementos de alvenaria. Prova disso são as normas que regem o projeto em alvenaria no Brasil, pois utilizam coeficientes de segurança elevados e métodos de dimensionamento simplificados. Por exemplo, o Método das Tensões Admissíveis ainda é o preconizado pela NBR 10837:1989 para o dimensionamento de elementos de alvenaria estrutural. Apesar de simples, não leva em conta as peculiaridades intrínsecas de cada projeto, como as condições de carregamento e as propriedades dos materiais. Já a Norma Britânica BS 5628 utiliza critérios plásticos como metodologia para determinar a segurança. Como o maior grau de incerteza se refere à qualidade dos materiais, são utilizados os maiores coeficientes de segurança.

Por outro lado, apesar do ensaio de compressão em painéis de parede (normalizados) ser uma das melhores formas de se avaliar o comportamento mecânico da alvenaria, os custos são elevados e os equipamentos sofisticados. Dessa forma, alternativa mais econômica e viável são os ensaios de compressão em unidades, corpos-de-prova de argamassa, prismas e paredes com dimensões reduzidas (miniparedes).

A determinação das propriedades da argamassa é realizada por meio de ensaios em corpos-de-prova padronizados moldados em fôrmas de aço. Já os ensaios de compressão axial em prismas são utilizados para inferir a resistência das paredes, sendo aceitos pela comunidade técnica. Hoje em dia, com a popularização dos ensaios em prismas se consegue grande quantidade de dados experimentais. O ensaio em miniparede é uma opção bastante interessante pelas vantagens que apresenta, por exemplo, em relação aos elementos normalizados (prisma e painel de parede). Primeiramente destacam-

se as juntas verticais desalinhadas das miniparedes que são semelhantes às juntas utilizadas nos painéis. Além disso, é relativamente mais fácil o trabalho laboratorial (execução, transporte, ensaio, etc.) com esses elementos do que com os grandes painéis.

Percebe-se a relevância do estudo das características de um material fundamentando-se no comportamento de seus componentes. Nessa pesquisa, componentes e elementos de alvenaria são analisados na tentativa de se aproximar aos padrões geralmente adotados pelas normas no controle das propriedades da alvenaria. Nesse contexto, a principal justificativa reside na possibilidade de determinar a resistência da alvenaria baseada na resistência dos componentes. No mais, são inegáveis a significativa economia e a simplificação dos trabalhos, evitando ensaios que utilizam equipamentos sofisticados, mão-de-obra especializada e demandam tempo.

1.6 ESTRUTURA DA TESE

No capítulo 2 apresenta-se revisão bibliográfica dos assuntos tratados na pesquisa. São mostrados aspectos ligados aos ensaios de compressão axial e à análise numérica.

No capítulo 3 caracterizam-se materiais, equipamentos e procedimentos do trabalho experimental desenvolvido. São descritos os ensaios e discutidos os resultados de blocos, corpos-de-prova de argamassa, prismas e miniparedes.

Particularidades da análise numérica adotadas nesta pesquisa estão no capítulo 4. Apresentam-se as características da ferramenta de dano e as malhas de elementos finitos de componentes e elementos. Além disso, mostram-se os parâmetros admitidos no modelo numérico de componentes e utilizados posteriormente nos elementos.

No capítulo 5 analisam-se resultados experimentais e numéricos de prismas e miniparedes. A força de pico, o respectivo deslocamento e gráficos produzidos com estes dados são os principais objetos de análise e comparação.

Finalmente, o capítulo 6 faz uma síntese do conteúdo tratado e apresenta conclusões baseadas nos capítulos anteriores. Na seqüência, apresentam-se as bibliografias utilizada e sugerida. Nos anexos (A, B e C) estão resultados experimentais e numéricos de componentes e elementos, assim como os ensaios-piloto desenvolvidos.

CAPÍTULO 2 - Revisão Bibliográfica

São mostrados aspectos ligados à alvenaria e ao comportamento desse material em ensaios de compressão axial. Alguns trabalhos que realizam esses ensaios também são apresentados. Dá-se continuidade ao capítulo com características ligadas à análise numérica.

2.1 ALVENARIA

A alvenaria pode ser definida como um conjunto coeso e rígido de tijolos ou blocos (unidades) unidos por argamassa. As unidades podem ser projetadas para resistir aos esforços de compressão axial ou a uma combinação de esforços. A alvenaria pode, ainda, conter armadura envolta em concreto ou argamassa no plano horizontal e/ou vertical.

Conforme inúmeros exemplos no Brasil e no exterior, as construções em alvenaria se revelam como um sistema bastante confiável. Além disso, essa estrutura quando portante permite a superposição do cronograma da obra já que estrutura e vedação são executados na mesma etapa.

Com relação aos seus componentes, a alvenaria é constituída basicamente por unidades e juntas de argamassa. Também podem ser utilizados o reforço de graute e armaduras, que por não serem utilizados nessa pesquisa não serão discutidos com maiores detalhes.

2.1.1 UNIDADES

A unidade é o componente básico da parede de alvenaria estrutural ou não estrutural. Podem ser tijolos ou blocos industrializados que facilitam a execução de painéis modulares. Segundo Medeiros (1993), as unidades que possuem dimensões máximas de 120 x 55 x 250 mm (largura x altura x comprimento) são classificadas como tijolos. Já as que apresentam dimensões maiores são tidas como blocos.

As principais vantagens dos blocos em relação aos tijolos são maior produtividade e a aplicação dos princípios de coordenação modular. Assim, evitam-se cortes e desperdício de materiais no canteiro de obra.

O bloco pode ser classificado de acordo com o material utilizado na fabricação. Atualmente os mais comuns são os de concreto, cerâmico, sílico-calcário e de concreto celular autoclavado. Existem, ainda, unidades fabricadas com materiais reciclados, Buttler (2007).

Em relação à área útil, as unidades são classificadas como: vazadas, perfuradas ou maciças. São vazadas quando a seção transversal líquida é inferior a 75% da seção transversal bruta; perfuradas quando essa porcentagem está entre 75 e 100% e maciças quando for de 100%.

No Brasil, segundo Oliveira Jr. (1992), a produção comercial de blocos de concreto para alvenaria inicia-se na década de 1960, época em que o sistema construtivo começa a ganhar espaço. Na década seguinte fabricam-se os primeiros blocos sílico-calcários a partir de tecnologia alemã. Por fim, os blocos cerâmicos estruturais só começam a ser produzidos em escala industrial em 1980.

2.1.1.1 *Blocos de concreto*

Bloco de concreto é a unidade de alvenaria constituída pela mistura homogênea e adequadamente proporcionada de cimento Portland, agregado miúdo, agregado graúdo e conformada através de vibração e prensagem, Medeiros (1993).

Basicamente, os materiais utilizados na composição dos blocos de concreto são: cimento Portland, agregado miúdo (areia natural e/ou areia artificial), agregado graúdo (pedrisco), aditivos, pigmentos e água. Fabricantes utilizam aditivos plastificantes para promover a redução do fator água/cimento, facilitar a limpeza da máquina (vibro-prensa) e aumentar a produtividade do equipamento.

Os primeiros blocos de concreto surgem por volta de 1850 na Europa. As unidades eram maciças e muito pesadas, o que tornava o assentamento demasiado desgastante e demorado. Por volta de 1890 surge nos Estados Unidos o bloco vazado que, por ser mais

leve, permite maior produtividade.

A qualidade dos agregados é fundamental para a obtenção de propriedades desejáveis dos blocos. Além disso, a resistência mecânica desses agregados influencia sobremaneira na resistência da unidade de concreto.

O bloco vazado de concreto é bastante utilizado no Brasil. Permite receber armadura vertical e possui dimensões variadas, facilitando a modulação dos espaços. Para a colocação de armaduras horizontais são utilizados blocos específicos. Existem inúmeros modelos para diferentes aplicações, tais como: canaleta jota, com uma das laterais mais alta para arremates de bordas de lajes em paredes externas; bloco $\frac{3}{4}$, para eventuais acertos de quebra de modulação; bloco para pilar, sem as paredes internas transversais; blocos decorativos, com desenhos especiais; entre outros. A Figura 2.1 mostra alguns modelos de blocos de concreto.



Figura 2.1 - Blocos de concreto, Tatu (2005).

2.1.1.2 Blocos cerâmicos

A matéria-prima do bloco cerâmico é basicamente argila, Figura 2.2. No entanto, é praticamente impossível obtê-la isenta de matéria orgânica, sendo necessário tratamento posterior para a retirada das impurezas.

De acordo com a Associação Brasileira da Construção Industrializada ABCI (1990), os blocos cerâmicos surgem no Brasil na década de 1980. As condições propícias surgem de um convênio de assistência tecnológica firmado entre a Secretaria de Estado de Ciência e Tecnologia, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas e o Sindicato das Indústrias Cerâmicas. A partir daí, desenvolvem-se novos produtos e elaboram-se novos textos normativos, seguindo o que já havia ocorrido com os blocos de concreto.

Fabricantes citam diversos fatores técnicos e econômicos que justificam a adoção do bloco cerâmico, como: disponibilidade de matéria-prima, custo relativamente baixo, boa durabilidade e bom desempenho térmico e acústico. Embora o uso de blocos e tijolos cerâmicos de vedação no Brasil seja bastante corrente, a produção e o emprego dessas unidades estruturais ainda são incipientes.

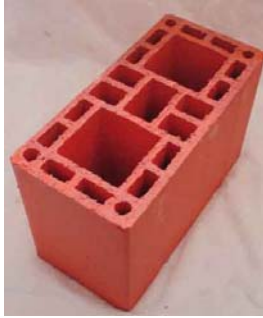


Figura 2.2 - Bloco cerâmico, ABCI (1990).

2.1.1.3 Blocos sílico-calcários

Pode-se adotar a definição dada por Sabbatini (1984): “Bloco sílico-calcário é o componente de alvenaria composto por uma mistura homogênea e adequadamente proporcionada de cal e areia quartzosa, moldado por prensagem e curado a vapor em alta pressão”.

O processo de produção dos blocos sílico-calcários foi patenteado em 1880 por Wilhelm Michaelis. A primeira aplicação industrial de um processo para a obtenção desses blocos se dá em 1894, em Neumunster na Alemanha. Logo a tecnologia de produção e emprego se espalha por toda a Europa.

Até a década de 1930 os tijolos são fabricados com baixa resistência e utilizados apenas na alvenaria de vedação. No início da década seguinte são desenvolvidos processos que permitem a fabricação de blocos sílico-calcários de alta resistência para o uso estrutural.

As matérias-primas dos blocos são as mesmas da tradicional argamassa de cal: areia quartzosa e hidróxido de cálcio. No entanto, a cal hidratada e a areia não reagem quimicamente entre si nas condições normais de temperatura e pressão. A argamassa endurece e assume resistência a esforços moderados, apenas pela secagem e adesão entre os grãos de areia proporcionada pela formação de cristais de carbonato de cálcio, a partir da reação do hidróxido de cálcio com o dióxido de carbono do ar (carbonatação). A areia não se envolve no processo.

As mesmas matérias-primas, porém, quando submetidas à alta pressão e temperatura, reagem quimicamente formando compostos conhecidos como silicatos de cálcio na superfície dos grãos de areia silicosa. Portanto, o bloco sílico-calcário consiste basicamente de um esqueleto granular de areia cimentado por silicatos de cálcio hidratados. Em particular, grãos finos de areia reagem inteiramente com a cal.

O processo atual de fabricação dos blocos sílico-calcários é inteiramente mecanizado, obtendo-se produção em larga escala em instalações reduzidas com alta

produtividade.

Os blocos sílico-calcários são utilizados principalmente na Holanda, correspondendo a 70% das unidades produzidas. Na Alemanha e na Rússia esse percentual é de 25%. No Brasil, a produção do bloco sílico-calcário em escala industrial é iniciada na década de 1970, com base em tecnologia adquirida da Alemanha. Diversos outros países do Continente Americano, Africano e Asiático produzem esses blocos a partir de tecnologia alemã ou britânica.

O formato dos blocos é sempre paralelepípedo, Figura 2.3. As arestas e os vértices são bem pronunciados e sem imperfeições. A variação em suas dimensões é normalmente inferior a 1%. O bloco possui coloração branca e textura lisa, possibilitando o seu uso de forma aparente.



Figura 2.3 - Blocos sílico-calcários, Prensil (2005).

2.1.2 JUNTA DE ARGAMASSA

A junta de argamassa, componente básico da alvenaria estrutural, é constituída pelo material conhecido como argamassa. A argamassa é um material sem forma definida, composta essencialmente por uma pasta aglomerante e agregados granulares. A pasta é composta por aglomerantes minerais e água e, eventualmente, são utilizados aditivos com funções específicas, Solórzano (1994).

O primeiro uso da argamassa para o assentamento em alvenaria é da época do Império Romano. Inicialmente esse povo utiliza o barro como material ligante entre as unidades de pedra ou tijolo, sendo introduzida posteriormente a cal. A utilização da cal combinada com o cimento Portland trouxe melhorias nas propriedades das argamassas. Em 1933, em função de um terremoto que destrói Long Beach (Califórnia), há um movimento no sentido de extinguir o uso da cal em argamassa de assentamento para alvenaria estrutural, que é derrubado pela perda de trabalhabilidade verificada, La Rovere (1997).

A argamassa pode ser classificada segundo a utilização, aos aglomerantes empregados, à proporção dos elementos constituintes e a critérios que ressaltam alguma propriedade. Com relação ao uso, podem ser de assentamento de alvenaria, de

assentamento de revestimentos, de revestimento, entre outros. Segundo o aglomerante empregado as argamassas podem ser de cal, de cimento, de gesso ou mista (cimento e cal).

Com a disposição da argamassa nas paredes do bloco - formando juntas - são possíveis dois tipos de assentamento: o total e o lateral. Para distingui-las é conveniente imaginar o bloco dividido em duas partes: paredes laterais (longitudinais) e septos ou paredes transversais. Quando a argamassa for disposta nas paredes e septos tem-se o assentamento total; porém, quando disposta somente nas paredes longitudinais tem-se o assentamento lateral.

A argamassa de assentamento é utilizada especificamente para unir as unidades de alvenaria, se convertendo em junta após a aplicação. Outras funções que o material desempenha em paredes de alvenaria são:

- *Resistir esforços mecânicos.* Em uma parede de alvenaria estrutural podem ocorrer esforços de toda ordem, como: flexão, tração, compressão e cisalhamento. Uma das funções da argamassa de assentamento é auxiliar a resistir esses esforços.
- *Distribuir cargas.* Responsável pela distribuição uniforme das cargas atuantes na parede por toda a área resistente dos blocos.
- *Absorver deformações.* As deformações podem ter origem intrínseca à própria parede ou causadas por agentes externos.

Segundo Sabbatini (1986), para que a argamassa desempenhe adequadamente suas funções deve apresentar algumas propriedades no estado fresco e no estado endurecido, a saber:

- Trabalhabilidade (consistência, plasticidade e coesão) suficiente, proporcionando produtividade no assentamento;
- Capacidade de retenção de água para evitar que a sucção elevada do bloco não prejudique a função ligante da mesma;
- Adquirir resistência rapidamente aos esforços atuantes durante a construção;
- Desenvolver resistência adequada para não comprometer a alvenaria, acomodando deformações da parede e evitando a fissuração;
- Desenvolver aderência adequada ao bloco para resistir aos esforços de cisalhamento e tração, além de prover juntas estanques ao ar e à água;

A junta de argamassa é considerada um plano de fraqueza da alvenaria por

apresentar menor resistência que a unidade. Dessa forma, sua presença torna o comportamento da alvenaria anisotrópico, Gomes (2001).

Apesar de argamassa e concreto serem compostos basicamente pelos mesmos materiais (aglomerante, agregados e água), estes desempenham funções bastante distintas. Diferentemente do concreto, a resistência não é a principal propriedade da argamassa de assentamento e, por isso, esses dois materiais devem ser tratados distintamente, Sabbatini (1986). Existe influência direta da granulometria da areia e da quantidade de cal nas propriedades da argamassa. Com relação à granulometria, são recomendadas por diversas normas faixas de classificação que contemplam seu uso em diferentes regiões.

No Brasil não existe normalização sobre a composição da argamassa de assentamento para alvenaria estrutural. Tem-se, por esse motivo, adotado traços recomendados por normalizações internacionais, como a britânica (Tabela 2.1) e a americana.

Tabela 2.1 - Composições da argamassa mista para assentamento de alvenaria estrutural proposta pela BS 5628: Part 1.

	Tipo	Traço em volume (cimento : cal : areia)	Resistência média à compressão aos 28 dias (MPa) em laboratório
↑ Aumenta a resistência e diminui capacidade de absorver deformações	i	1 : 0 a 0,25 : 3	16,0
	ii	1 : 0,5 : 4 a 4,5	6,5
	iii	1 : 1 : 5 a 6	3,6
	iv	1 : 2 : 8 a 9	1,5

A NBR 8798:1985 apresenta a especificação sobre a produção e manuseio das argamassas. A norma não faz distinção do tipo de cimento a ser usado, a cal pode ser do tipo E ou C ou usada na forma de pasta de cal. Os agregados devem ser compostos de grãos de minerais duros, compactos, duráveis e isentos de substâncias de natureza inorgânica. A granulometria deve cumprir os limites de somente uma das zonas indicadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Limites granulométricos do agregado para a produção de argamassa de assentamento, NBR 8798:1985.

# ABNT (mm)	Porcentagem (em peso) retida na peneira ABNT			
	Zona 1 (muito fina)	Zona 2 (fina)	Zona 3 (média)	Zona 4 (grossa)
9,5	0	0	0	0
6,30	0 - 3	0 - 7	0 - 7	0 - 7
4,80	0 - 5*	0 - 10	0 - 11	0 - 12
2,40	0 - 5*	0 - 15*	0 - 25*	5* - 40
1,20	0 - 10*	0 - 25*	10* - 45*	30*-70
0,60	0 - 20	21 - 40	41 - 65	66 - 85
0,30	50 - 85*	60* - 85*	70 - 92*	80*-95
0,15	85** - 100	90** - 100	90** - 100*	90** - 100

* Tolerância de até 5 unidades de por cento.

** para agregado miúdo resultante de britamento este limite poderá ser de 80.

2.1.3 FATORES QUE AFETAM A RESISTÊNCIA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

De um modo geral, a resistência da alvenaria estrutural depende de muitos fatores, entre os quais se destacam os listados a seguir.

2.1.3.1 Bloco.

A resistência à compressão do bloco é o principal responsável pela resistência à compressão de prismas e paredes, principalmente quando não grauteados. Drysdale et al. (1999) reforçam que o aumento da resistência à compressão dos prismas decorre do aumento da resistência à tração do bloco, que por sua vez é proporcional à sua resistência à compressão.

Fahmy e Ghoneim (1995) observam que um acréscimo de 50% na resistência do bloco pode aumentar em 15% a resistência de prismas não grauteados. A resistência do prisma é geralmente inferior a do bloco, não só pela influência da junta de argamassa, como pela esbelteza dos elementos que alteram a forma de ruptura.

Pode-se dizer que, quanto menor a altura da unidade menor é a resistência da alvenaria: tijolos de pequena altura proporcionam alvenarias com menor resistência quando comparadas com aquelas produzidas com unidades de maior altura (blocos). Isso se deve à menor seção transversal da unidade que resiste ao esforço de tração e ao fato de que, quanto maior a altura, mais o bloco se deforma transversalmente e menor é a tensão transversal gerada na interface bloco / argamassa.

Além disso, há outro aspecto relacionado à resistência do bloco no ensaio de

compressão axial. Nesse caso, quanto menor a altura da unidade, maior o efeito do confinamento dos pratos da prensa e, conseqüentemente, da resistência aparente (medida no ensaio). Assim, a resistência aparente é superior à efetiva e, proporcionalmente, a resistência da parede se torna ainda menor em relação a essas unidades.

Como exemplo, Hendry (1998) compara um tijolo e um bloco do mesmo material ensaiados de forma semelhante. O autor afirma que as unidades têm resistências diferentes, tendo o tijolo uma configuração mais resistente obtida pela atuação do “efeito das placas” (ou confinamento). Justifica que as dimensões influenciam diretamente o comportamento da alvenaria (e da unidade) quando solicitada à compressão. Com a restrição provocada pelas placas, tensões de compressão transversal confinantes imprimem um estado triaxial de compressão ao bloco.

Em outro enfoque, Drysdale et al. (1994) realizam ensaios com prismas de blocos cerâmicos e concluem que a correlação entre menores resistências à compressão de argamassa e menores resistências à compressão de prismas é mais evidente em situações onde são utilizadas unidades de resistência elevada.

No mesmo sentido, a Norma Britânica BS 5628: part 1, mostra que, para blocos de resistência em torno de 10 MPa, não há alteração significativa da resistência do painel de parede com a variação do traço da argamassa. Entretanto, para valores de resistência de bloco em torno de 20 MPa essa influência já é bastante significativa.

Ramalho e Correa (2003) citam que a razão entre a resistência do prisma e do bloco que o compõe, ou seja, a eficiência prisma / bloco varia de 0,5 a 0,9 para blocos de concreto e de 0,3 a 0,6 para blocos cerâmicos. Já a eficiência parede / bloco varia de 0,4 a 0,6 para blocos de concreto e de 0,2 a 0,5 para blocos cerâmicos. Outra relação muito importante é entre parede e prisma, afinal de contas o que interessa é a resistência final da parede. Verifica-se que a eficiência parede / prisma situa-se por volta de 0,7 para blocos de concreto e blocos cerâmicos. De uma forma geral, o aumento da resistência do bloco tende a diminuir a eficiência.

Rizzatti (2003) enfatiza que a geometria e as dimensões dos vazados do bloco podem acarretar grandes concentrações de tensão, alterando a eficiência e a forma de ruptura da alvenaria.

Para melhorar a resistência de um bloco, e conseqüentemente da alvenaria, é necessário entender o tipo de ruptura que ocorre e os tipos de tensões que as geram quando considerados efeitos somente da compressão. O fator de eficiência das paredes e prismas talvez esteja ligado diretamente com a melhora das propriedades mecânicas dessas unidades.

Conforme Medeiros (1993), em estudos desenvolvidos pelo Centro de Pesquisas e Desenvolvimento em Construção Civil⁵, analisa-se a seção transversal ótima de um bloco de concreto levando em conta o fator de eficiência parede / bloco. Ensaia-se oito blocos vazados com diferentes seções transversais e geometria nas dimensões de 14 x 19 x 29 cm. Paralelamente, realiza-se análise numérica empregando o Método dos Elementos Finitos. As principais conclusões são listadas a seguir:

- Existe concentração de tensão de tração originada no septo transversal dos blocos, principalmente no septo transversal central, devendo-se, portanto, aumentar a espessura desses septos quando se deseja aumentar a resistência à compressão dos blocos e dos elementos de alvenaria;
- A utilização de mísulas constitui uma alternativa para aumentar a rigidez da ligação entre os septos transversais e as paredes longitudinais dos blocos;
- Os blocos com septos transversais de maior espessura apresentam maior resistência à compressão, mesmo sem a presença de mísulas ou grandes raios de curvatura.

Para facilitar a desforma por extrusão durante o processo de fabricação dos blocos a geometria das paredes (longitudinais e transversais) acaba sofrendo alteração. Essas paredes possuem uma inclinação ao longo da altura na parte interna, resultando em uma diferença de espessura da ordem de 3 a 6 mm quando medida no topo e na base.

Segundo Calçada (1998), a diferença de espessura das paredes gera tensões de tração no topo da unidade inferior, que podem ser maiores que aquelas geradas pela diferença no coeficiente de Poisson entre os materiais constituintes. Shrive (1982) também considera que essa diferença provoca uma concentração de tração nas regiões próximas à face de menor área, aumentando ainda mais as características anisotrópicas das paredes na direção perpendicular às juntas horizontais de argamassa (direção usual de aplicação do carregamento à compressão).

Por meio de simulações numéricas, Steil e Prudêncio Júnior (2002) também identificam que, além das tensões geradas pela diferença de deformabilidade entre o bloco e a argamassa, a geometria das paredes influencia no aparecimento de tensões de tração nos blocos. Nos prismas constituídos por blocos que possuem a menor diferença de seção entre o topo e a base ocorrem as menores tensões de tração, resultando em maiores eficiências.

⁵ CENTRO DE PESQUISAS E DESENVOLVIMENTO EM CONSTRUÇÃO CIVIL (1991). *Manual do processo construtivo POLI/ENCOL: blocos e pré-moldados*. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/ENCOL . Relatório Técnico R5-26/91.

Barbosa et al. (2003), também por meio de simulações numéricas, observam que a variação da seção geométrica influencia na distribuição das tensões e na resistência dos prismas de blocos vazados de concreto. Nota-se maior intensidade de tensões de tração justamente nos blocos com septos de espessura variável.

2.1.3.2 *Junta de argamassa.*

A contribuição da resistência à compressão da junta de argamassa na resistência da alvenaria é bem menos significativa que a contribuição da resistência do bloco. Variações consideráveis da resistência da argamassa são pouco significativas para aumentar a resistência de prismas e paredes, principalmente com o uso de blocos de concreto e graute. Segundo Khalaf et al. (1994), para um aumento de 20% na resistência de prismas não grauteados é necessário aumentar em 188% a resistência da argamassa. Para prismas grauteados, um aumento de 99% na resistência da argamassa resulta em acréscimo de apenas 8% na resistência do prisma.

Segundo Ramalho e Correa (2003), uma argamassa com resistência em torno de 50% da resistência do bloco dificilmente apresentaria qualquer influência negativa na resistência da parede. Para valores acima de 100% haveria pouco ganho de resistência à compressão da alvenaria e, além disso, poderia até mesmo trazer um efeito indesejável. Argamassas muito resistentes contribuem para uma ruptura frágil, não havendo ductilidade suficiente para acomodações da estrutura diante dos esforços, Gomes (1983). De acordo com Franco (1987), trabalhos do Building Research Station mostram que argamassas fortes promovem a concentração das deformações diferenciais. Esse fato gera o aparecimento de um número pequeno de fissuras com grande abertura. Verifica-se que argamassas fracas acomodam-se melhor a pequenos movimentos, as fissuras se distribuem uniformemente e têm espessuras capilares. Entretanto, argamassas de baixa resistência apresentam maior desgaste da superfície externa (quando não revestidas) e menor capacidade de aderência.

Necessita-se de uma argamassa menos rígida que a unidade (como consequência menos resistente) para compensar o efeito das pequenas deformações do conjunto. Na realidade, a alvenaria é muito mais sensível a variações no coeficiente de Poisson da argamassa que em sua resistência. Segundo Mohamed (1998), para prismas não grauteados a relação de rigidez entre argamassa e unidade é um fator importante na resistência final dos prismas e no tipo de ruptura com o surgimento de tensões de confinamento na argamassa e tração na unidade. Essas tensões se relacionam com a capacidade de deformação e aderência da argamassa.

O comportamento da argamassa na curva *tensão - deformação* é um importante fator para estimar o desempenho da alvenaria. Atkinson et al. (1985) realizam ensaios de

compressão triaxial em quatro tipos de argamassas submetidas a seis níveis de tensão confinante. Verifica-se a existência de uma relação linear entre a resistência da argamassa confinada e as tensões de confinamento. Com relação à curva *tensão - deformação* das argamassas verifica-se claramente a transição do comportamento frágil para o dúctil com o aumento dos níveis de pressão. Argamassas confinadas apresentam comportamento não-linear para níveis de carregamento superior a 50% da força de pico. Também é observado que o Poisson é maior para argamassas fortes quando aplicados níveis baixos de tensão lateral. Os autores também realizam ensaios em prismas para estudar o comportamento da argamassa na junta. Nesses prismas, as fissuras se iniciam em pontos aleatórios ao longo da face menor do elemento, a aproximadamente 90% da força de pico. Com relação ao modo de ruptura, esse varia dependendo do tipo de tijolo e do traço de argamassa. Prismas com argamassas fortes (1 : 0,25 : 3 e 1 : 0,5 : 4.5) fissuram repentinamente e se rompem de forma explosiva. Prismas com argamassa fraca (1 : 1 : 6 e 1 : 2 : 9) a velocidade de propagação das fissuras é menor e a ruptura se apresenta de forma dúctil.

Com relação à espessura da junta, seu aumento provoca maior deformação e menor confinamento, aumentando o diferencial de deformação junta - bloco. Isso pode se associar ao acréscimo de tensões no bloco e à diminuição da resistência da alvenaria.

Mohamad (1998) verifica que é possível aumentar em 32% a resistência do prisma ao diminuir a espessura da junta de argamassa de 10 mm para 7 mm. Porém o autor salienta que juntas com espessura inferior a 10 mm não têm capacidade de acomodar a fissuração da alvenaria. Além disso, tal situação é agravada com possíveis falhas na execução e concentração de tensões em pontos onde os blocos se toquem, prejudicando a resistência da parede.

É nesse sentido que a NBR 10837:1989 acaba por especificar espessura de 10 mm para a junta horizontal entre blocos, a menos de uma justificativa técnica pela adoção de outro valor.

Fato que pode afetar a resistência de prisma é o tipo de assentamento (total ou lateral) de argamassa nas paredes do bloco. A ausência de argamassa nos septos transversais provoca concentração de tensões nas paredes longitudinais, o que pode causar redução da resistência do prisma. No entanto, o aumento da resistência obtido com o assentamento total não é proporcional ao ganho de área de argamassa, apresentando valores menores.

2.1.3.3 Aderência bloco - argamassa

Pode-se definir interface como uma área de adesão diferenciada localizada entre unidade de alvenaria e junta de argamassa, Figura 2.4. A resistência de aderência é a capacidade da interface em absorver esforços normais e tangenciais (tensões de tração e de cisalhamento) sem romper-se, Sabbatini (1984). Essas características justificam, em muitos casos, a necessidade de uma modelagem numérica que utilize elementos de interface na área de adesão.

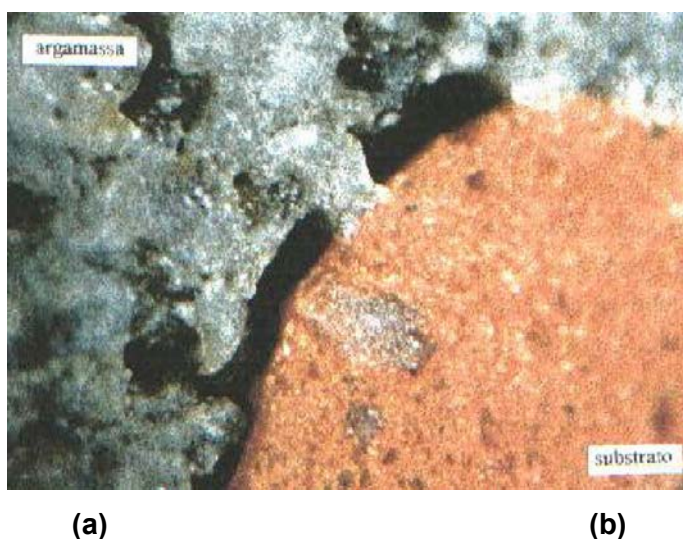


Figura 2.4 - Região da interface entre: (a) argamassa e (b) substrato cerâmico, Carasek (1996).

Da resistência de aderência dependem o comportamento monolítico e a resistência da alvenaria quando submetida a esforços provocados por deformações volumétricas, carregamentos excêntricos e esforços ortogonais à parede. A resposta não-linear das juntas, controlada pela interface, é um dos aspectos mais relevantes do comportamento da alvenaria. Podem-se notar dois fenômenos de ruptura na interface, um associado à tração (chamado Modo I) e outro associado ao cisalhamento (chamado Modo II).

Pela menor hidratação da interface comparativamente ao centro da camada de argamassa (pela maior sucção de água do substrato), forma-se uma região com características mecânicas diferentes. Por apresentar menor resistência, a região fica sujeita ao desenvolvimento de fissuras prematuras. Conseqüentemente, a adesão entre argamassa e bloco é essencialmente mecânica e somente uma parcela de 10% do total é oriunda de ligações químicas entre o cimento e o substrato.

Solorzano (1994) afirma que a resistência de aderência é influenciada pelas características da unidade, da argamassa e das condições de execução e cura da alvenaria. A primeira delas está ligada à absorção inicial, porosidade e rugosidade superficial do bloco.

O mesmo autor cita, ainda, que a absorção inicial do bloco é uma característica importante e está relacionada com a capacidade da unidade em absorver certa quantidade de água imediatamente após o contato com a argamassa. A medição desta capacidade normalmente é feita em função do IRA (*Initial Rate of Absorption*), ou seja, da massa de água absorvida pela unidade quando a superfície da mesma entra em contato com uma camada de água de aproximadamente 3 mm de altura durante 1 minuto. Este fator depende da porosidade do bloco e do seu teor de umidade. Já em relação à resistência de aderência, algumas características relevantes da argamassa são: trabalhabilidade, retenção de água, porosidade, granulometria da areia, entre outros.

A escolha de uma argamassa para a alvenaria estrutural está ligada à capacidade de dissipação dos esforços atuantes sem que ocorra a fissuração prejudicial. Para tanto, é necessário um estudo adequado da composição e dosagem desse material, bem como da sua capacidade de aderência ao bloco.

A diminuição ou perda da aderência pode estar ligada à perda rápida e excessiva de água da argamassa para blocos que possuem alto poder de absorção. Esse fenômeno faz com que o material não disponha de água suficiente para a hidratação do cimento. Assim, indica-se o uso de uma argamassa com capacidade de retenção de água compatível com o IRA das unidades.

Uma das características desejáveis da argamassa é a capacidade de reter adequadamente a água que possui em excesso quando em contato com bloco de alta sucção. A retenção incorreta pode comprometer a aderência e diminuir a capacidade de absorver deformações.

2.1.3.4 *Mão-de-Obra*

A mão-de-obra tem se mostrado um dos principais fatores de influência na qualidade da alvenaria, pois afeta todos os itens acima descritos. De acordo com Franco (1987), em ensaios realizados pelo US Bureau of Standards, há variações da ordem de 30% na resistência de paredes quando executadas com e sem supervisão da mão-de-obra. Problemas como: execução incorreta da mistura da argamassa e do graute, preenchimento das juntas, perda de alinhamento, prumo, nível, entre outros fatores alteraram a resistência à compressão da alvenaria.

2.1.4 ENSAIOS DE COMPRESSÃO AXIAL

Existem três formas básicas normalizadas de ensaios para se obter a resistência à compressão da alvenaria, a saber:

- Ensaio em unidades e argamassa;
- Ensaio em prismas;
- Ensaio em painéis de parede.

Para a escolha do tipo de ensaio a ser realizado, deve-se considerar, dentre outros fatores: os objetivos do ensaio, o tempo disponível, os equipamentos disponíveis, a precisão dos resultados e os custos envolvidos.

Os ensaios em unidades e argamassas são os de mais simples execução. Esses ensaios apresentam como principais vantagens: rapidez de execução, baixo custo e simplicidade de equipamentos. Como principal inconveniente, são os de mais difícil previsão da resistência final da alvenaria, pois unidades isoladas apresentam maior coeficiente de variação, razão pela qual os resultados devem ser cobertos por maior nível de segurança.

Deve-se notar que o controle da resistência à compressão da argamassa em corpos-de-prova cilíndricos (fôrmas de aço padronizadas) trata-se de um parâmetro de qualidade. A resistência à compressão do corpo-de-prova não é a mesma desenvolvida na junta, isso ocorre pelas diferentes condições que o material (argamassa) fica submetido, Tango (1981). Portanto, as propriedades mecânicas efetivas da argamassa na junta não são exatamente aquelas quantificadas por meio dos ensaios padronizados, principalmente pela influência do processo de absorção e ao efeito de confinamento exercidos pelo bloco.

A normalização americana permite que a resistência da alvenaria que utiliza blocos de concreto seja inferida segundo a resistência da unidade (área líquida) e ao tipo de argamassa.

Com relação aos ensaios em prismas, esses são admitidos por algumas normas para a previsão das propriedades da alvenaria empregada nas obras. Os prismas consideram o efeito da presença da junta de argamassa, do prumo e da qualidade da mão-de-obra, Ramamurthy e Ganesan (1992). Outra vantagem é a possibilidade do ensaio se realizar em algumas prensas próprias para concreto, além do custo inferior ao ensaio do painel de parede. As dimensões e procedimentos de ensaios variam segundo as recomendações das diferentes normas.

A NBR 8215:1983 descreve o equipamento e os procedimentos na realização do ensaio de prismas. São propostos os métodos A e B para a moldagem. O primeiro é dirigido à realização de estudos comparativos laboratoriais e o segundo ao controle de obras. Nos dois métodos os prismas devem ter duas unidades de altura e assentamento total de argamassa. A resistência à compressão da alvenaria é expressa em relação à área líquida e é resultado da média obtida nos ensaios de três prismas.

Segundo Oliveira (2000), uma analogia pode ser feita entre o corpo-de-prova cilíndrico de concreto sujeito à compressão simples e os prismas de alvenaria, sendo que o primeiro não simula um pilar, uma viga ou uma laje e o segundo não simula uma parede. Os resultados representam, na verdade, um índice de qualidade do elemento estrutural, pois normalmente tais corpos-de-prova rompem com tensões maiores que as tensões reais do elemento estrutural.

Com uma análise elástico-linear em Elementos Finitos, La Rovere e Rodrigues (1997) analisam o comportamento mecânico de prismas com blocos de concreto preenchidos ou não com graute e submetidos à compressão. Os autores relatam que o comportamento do prisma grauteado e do não grauteado é o mesmo. Já o comportamento do prisma de 3 blocos é similar ao de 4 blocos, ocorrendo uma distribuição uniforme de tensões no bloco central, de compressão na direção vertical e de tração na direção horizontal. Os autores notam, ainda, que o efeito da restrição das placas de ensaio é mais severo na direção horizontal, não havendo tensões de tração nos blocos extremos, apenas nos blocos centrais. Essas tensões de tração aceleram a ruptura do prisma, que ocorre geralmente nos blocos sob um estado de compressão-tração-tração. Já no prisma de 2 blocos, a restrição das placas de ensaio é sentida até na região central, onde não se desenvolvem tensões laterais de tração horizontais. Essa distribuição de tensões afeta o modo de ruptura e, segundo La Rovere, está de acordo com o que é observado nos experimentos. Nos ensaios com prismas de 2 blocos, a distribuição de tensões é similar a um cone, com tensões de tração em regiões inclinadas, havendo uma ruptura tipo cônica ao invés de fendilhamento vertical na região central.

Finalmente, os ensaios em painéis de parede são dispendiosos, não sendo convenientes para a determinação da resistência para fins de projeto, exceto em circunstâncias especiais. São usados principalmente em pesquisas laboratoriais para a verificação de métodos analíticos e obtenção de correlações de resistência com unidades e prismas.

A seguir são mostradas outras características relevantes ligadas aos ensaios de compressão axial na alvenaria estrutural.

2.1.4.1 *Ensaio com controle de carga e deslocamento*

Na grande maioria dos ensaios de compressão axial, em que se faz o controle da carga aplicada, é dada importância apenas à obtenção da carga de pico resistida. No entanto, a tensão máxima resistida pela estrutura depende de fatores como a geometria e as condições de contorno impostas pelo ensaio. Assim, nota-se que um critério de ruptura baseado apenas na resistência em termos de tensão máxima não é o mais apropriado.

Segundo Shah et al. (1995), todo o processo responsável por levar a estrutura à ruptura pode ser descrito, mais adequadamente, com a dissipação de energia obtida em ensaios conduzidos com o controle de deslocamento.

A Figura 2.5 mostra, esquematicamente, o padrão das curvas *força - deslocamento* em ensaios conduzidos com o controle de carga e com o controle de deslocamento.

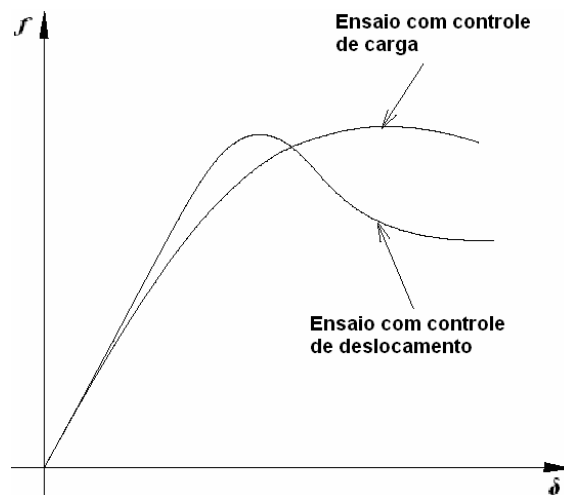


Figura 2.5 - Padrão das curvas obtidas nos ensaios de compressão com o controle de carga e deslocamento.

O principal diferencial entre as curvas apresentadas pela Figura 2.5 é justamente o formato. Nota-se que no ensaio conduzido com o controle de deslocamento consegue-se obter o trecho descendente (pós-pico de carga) que não aparece no ensaio com o controle de carga.

Dessa forma, os experimentos que utilizam o controle de deslocamento são capazes de estabelecer completamente a resposta estrutural do material, incluindo o trecho referente ao regime de '*softening*'. Além disso, possibilitam extrair uma quantidade de informações sobre o comportamento não-linear necessários na análise numérica.

2.1.4.2 Regime de '*softening*'

A resposta estrutural pode se caracterizar por um regime elástico bem definido, onde todos os processos são considerados reversíveis, e um regime inelástico, resultado da manifestação de fenômenos irreversíveis que levam o corpo até a perda de resistência. É nesse regime inelástico que normalmente identificam-se os encruamentos positivo ('*hardening*') e negativo ('*softening*'). O '*softening*' é consequência do aparecimento de pronunciados gradientes de deslocamento em zonas restritas do meio, chamadas zonas de localização de deformação. O fenômeno da localização pode ser induzido pela geometria do corpo (forma do elemento estrutural), condições de contorno, heterogeneidade (falhas de

natureza microscópica em sua estrutura) ou pelo carregamento.

Na categoria de materiais que apresentam o comportamento de localização das deformações exemplificam-se as alvenarias, os concretos, as cerâmicas e as rochas. O principal fenômeno dissipativo nesses materiais é a microfissuração, cuja evolução decorrente do aumento dos níveis de sollicitação mecânica, por exemplo, tende a concentrar-se em uma zona de largura muito pequena. A justaposição de microfissuras contidas nessa zona acaba por levar à formação de uma microfissura, Cedolin et al. (1987). A faixa localizada pode surgir em locais esperados, em função, por exemplo, de singularidades próprias da geometria do corpo, ou em locais não conhecidos a priori, surgidos das heterogeneidades que criam regiões mais fracas, ou menos resistentes, na massa do sólido.

Na alvenaria, mesmo antes da aplicação da força, a junta de argamassa apresenta microfissuras advindas da retração e à presença dos agregados. Inicialmente as microfissuras são estáveis, o que significa que elas crescem apenas quando a força aumenta. As tensões iniciais e o crescimento das microfissuras, assim como a variação da rigidez e da resistência, provocam o desenvolvimento das microfissuras quando o material é submetido a uma deformação progressiva. Em torno da carga de pico ocorre uma aceleração na formação das microfissuras e início das microfissuras, processo esse chamado de coalescência. As microfissuras são instáveis e apresentam crescimento incontrolável caso a carga aplicada não diminua de intensidade. No ensaio com controle de deslocamento o crescimento das microfissuras se concentra em uma região pequena enquanto que o resto do espécime se descarrega.

Na alvenaria, o regime de '*softening*' é observado em ensaios de compressão, tração e cisalhamento. Na ruptura por tração o fenômeno é bem identificado no trabalho de Hordijk (1991). No ensaio de cisalhamento o processo é observado devido a degradação da coesão em modelo de atrito de Coulomb. Na ruptura por compressão o processo é altamente dependente das condições de contorno dos experimentos e das dimensões do corpo-de-prova, Vonk (1992).

Em curvas *tensão - deformação* o regime de '*softening*' ou amolecimento é identificado com o decréscimo gradual da tensão sob acréscimo contínuo da deformação (trecho descendente da curva). Segundo Shah et al. (1995), a diminuição da tensão e o aumento das deformações ocorrem na zona de processos inelásticos (zona de dano ou de desenvolvimento da fissura), após atingir a carga máxima sob condição de deslocamento controlado.

A Figura 2.6 mostra o comportamento da curva *tensão - deslocamento* para material

frágil quando ensaiado à compressão uniaxial.

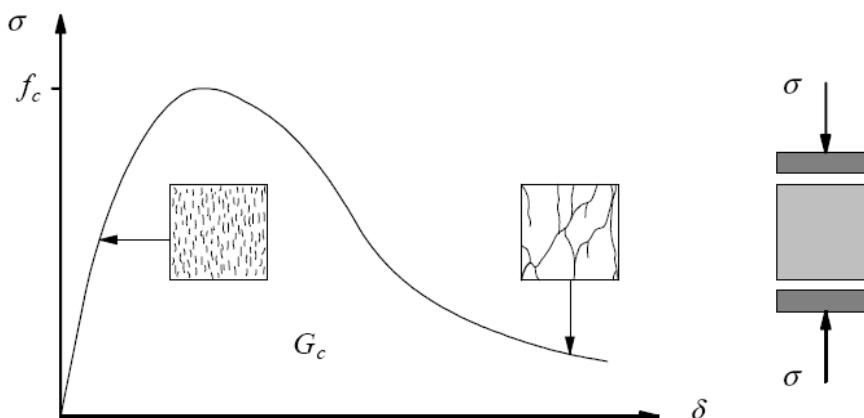


Figura 2.6 - Comportamento de materiais frágeis ensaiados à compressão uniaxial, Lourenço (1996).

2.1.4.3 Placas de ensaio

A placa de ensaio é uma chapa metálica que se coloca acima do corpo-de-prova nos ensaios de compressão axial de blocos e prismas. A placa tem a finalidade de promover uma distribuição uniforme de tensão e deformação no corpo-de-prova.

Conforme relatam Kleeman e Page (1990), cria-se um estado de tensão complexo nas regiões extremas dos corpos-de-prova com a restrição (confinamento) ocasionada pelas placas. Assim, um aumento da resistência é induzido por um estado triaxial de tensões, a menos que o elemento ensaiado tenha dimensões suficientes para que esses efeitos se tornem insignificantes.

Deve-se notar que o grau de uniformidade na distribuição das tensões também é influenciado pela flexão e cisalhamento da placa, sendo necessária uma espessura mínima para se evitar deformações excessivas. Uma série de prescrições normativas (americanas, canadenses e européias) recomendam o diâmetro mínimo de carregamento da extremidade da prensa variando de 12,7 a 15,2 cm e a espessura mínima das placas, para unidades de 19 x 39 cm e diâmetro de carregamento de 16,5 cm, variando entre 4,8 e 14,5 cm. Já a NBR 12118:2007 recomenda que a espessura deve ser de, no mínimo, metade da distância entre a borda do prato de apoio e o canto mais afastado do corpo-de-prova, não inferior a 25 mm.

Por meio de simulações numéricas, Barbosa (2004) verifica que a placa de ensaios influencia significativamente a distribuição de tensões ao longo de um bloco ensaiado à compressão axial. Quando ocorre deformação não uniforme na placa, as regiões centrais do bloco apresentam maiores deformações causadas pelo carregamento direto do atuador. Em contrapartida, quando a placa desloca-se uniformemente - com rigidez bastante elevada - as

deformações ao longo das paredes do bloco são mais uniformes. Apesar disso, nas simulações com prismas o mesmo autor nota uma uniformização das tensões na região central da altura desses elementos de alvenaria.

Segundo Maurembrecher (1980), o aumento da razão altura/largura (h/t) do corpo-de-prova passa a ter influencia cada vez menor na resistência aparente. Cita que no caso de prismas de blocos de concreto a resistência é mais influenciada pela esbeltez das paredes e septos do que pelos valores de h/t .

2.1.4.4 *Capeamento*

O capeamento é uma fina camada de um determinado material disposta na superfície do corpo-de-prova. É utilizado para reduzir os efeitos das irregularidades no topo e na base do corpo-de-prova e proporcionar uma distribuição mais uniforme das tensões. Nos ensaios de compressão axial o capeamento fica em contato direto com as placas de ensaio. Tal situação pode levar a possíveis variações na resistência do corpo-de-prova a depender do material utilizado, influenciadas pelas propriedades de deformação desse.

Pode-se utilizar pastas ou argamassas como material de capeamento capazes de apresentar, no momento do ensaio, resistência à compressão em corpos-de-prova cilíndricos (5 x 10 cm) superior à prevista para o bloco. As pastas ou argamassas podem ser à base de gesso, enxofre, cimento, pozolana ou quaisquer outros materiais que atendam às exigências da norma, não devendo exceder 3 mm de espessura.

Nos ensaios de compressão axial de blocos, o confinamento ocasionado pela placa de ensaio cria um estado triaxial de tensão nessas unidades. Quando colocada uma camada de material entre a unidade e a placa, o estado de tensão passa a ser influenciado pelas propriedades de deformação desse material. De acordo com Kleeman e Page (1990), a resistência aparente das unidades pode aumentar ou diminuir de acordo com a rigidez relativa do material de capeamento e da unidade. Os mesmos autores exemplificam que um material muito deformável se expande bem mais lateralmente, induzindo tensões laterais de tração e resultando numa ruína prematura por fendilhamento. De modo oposto, a maior rigidez do material de capeamento induz tensões de compressão lateral que retardam a ruína. As tensões induzidas dependem da espessura e das propriedades de deformação do material sob tensão normal e cisalhante.

Maurembrecher (1978) cita que a utilização dos capeamentos mais comuns: argamassa, enxofre e pasta de gesso produzem resultados parecidos nos ensaios de compressão.

Maurício (2003) verifica a influência do tipo de capeamento na variabilidade e na

resistência à compressão de blocos de concreto. São comparados blocos com duas faixas de resistência e capeamentos executados com argamassa, pasta de cimento, gesso, enxofre, chapa de forro pacote, placas de papelão e película de borracha. Dos resultados obtidos conclui-se que o gesso e o enxofre são os materiais que proporcionam maiores resistências e menores variabilidades de resultados.

Uma constatação se refere à possibilidade de capeamentos mais deformáveis, quando totalmente prensados a cargas bem inferiores às de ruína, causarem um efeito semelhante ao da condição imposta pelo capeamento mais rígido naquele estágio. As diferentes propriedades dos capeamentos, os efeitos que dependem da espessura do material e a tensão de ruptura alcançada pelo corpo-de-prova acabam influenciando na provável relação entre os resultados obtidos pelas diversas pesquisas, Drysdale et al. (1994). Dessa forma, os resultados sempre estão voltados às particularidades de cada ensaio.

2.1.5 MECANISMO DE RUPTURA

A diferença básica entre a alvenaria não grauteada e outros materiais quando submetidos à compressão axial deve-se à presença de camadas horizontais de diferentes materiais. A diferença nas propriedades de deformabilidade entre bloco e junta de argamassa induz o aparecimento de tensões laterais que provocam a ruptura do material, La Rovere (1997)⁶ apud Calçada (1998).

Quando solicitada à compressão no sentido vertical, a alvenaria, pelo efeito de Poisson, deforma-se lateralmente. A junta por ser mais flexível que o bloco tende a expandir-se mais no sentido perpendicular à aplicação do carregamento. Assim, aparecem tensões de compressão lateral na argamassa e, para que seja mantido o equilíbrio de tensões, o bloco fica sujeito a tensões de tração. Uma vez que a resistência à tração da unidade é pequena, a ruptura da alvenaria ocorre geralmente na unidade, sob estado biaxial de tração-compressão (Priestley et al. (1984)), caracterizada pela fissuração vertical do bloco, perpendicular às tensões de tração lateral. A Figura 2.7 indica um esquema da distribuição de tensões na alvenaria com unidades maciças.

⁶ LA ROVERE, H. L. (1997). *Alvenaria Estrutural*. Notas de aula, curso de pós-graduação em Engenharia Civil -UFSC, 1997

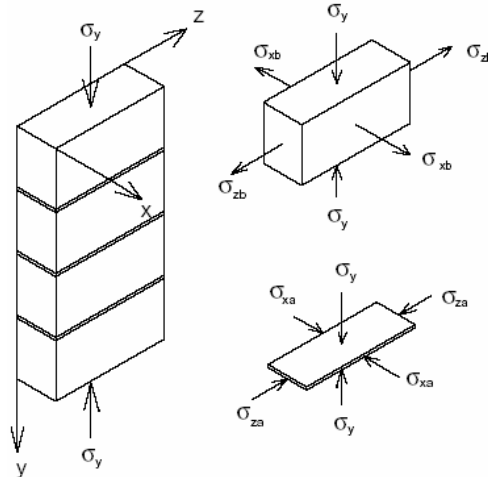


Figura 2.7 - Esquema de distribuição de tensões na alvenaria com unidades maciças.

A resistência da alvenaria é inferior à do bloco, pois este, quando ensaiado, além de não estar sujeito à tração lateral, sofre o efeito do confinamento dos pratos da prensa (função da baixa relação altura/espessura da unidade), Drysdale et al. (1999).

Cheema e Klingner (1986) classificam e nomeiam cinco tipos de rupturas que podem ocorrer na alvenaria grauteada ou não grauteada de blocos de concreto, sendo transcritas a seguir em ordem decrescente de probabilidade de ocorrência:

- *Fendilhamento lateral do bloco*: ocorre quando a resistência à tração do bloco é alcançada, é a denominada ruptura por tração no bloco;
- *Esmagamento da argamassa*: as tensões atuantes atingem a resistência à compressão da argamassa na junta;
- *Esmagamento do bloco*: é atingida a resistência à compressão do bloco;
- *Fendilhamento da argamassa*: a resistência à tração da argamassa é alcançada;
- *Esmagamento do graute*: as tensões de compressão no graute ultrapassam a resistência à compressão confinada do graute.

Para prismas não grauteados e com assentamento lateral, Shrive (1982) observa que os modos de ruptura mais comuns são:

- *Fendilhamento lateral do bloco*: ruptura por tração no bloco;
- *Fissuração dos septos transversais*: ruptura por flexão dos septos, que se comportam como vigas de grande altura. Ocorre quando as tensões de tração ultrapassam a resistência à tração do bloco;
- *Combinação das rupturas anteriores*: é a ruptura mais comum.

2.1.6 ALGUNS RESULTADOS DE PESQUISAS EM ELEMENTOS DE ALVENARIA

São mostradas a seguir algumas pesquisas de relevância em elementos de alvenaria, agrupadas pelo tipo do bloco.

É utilizada a seguinte convenção de referência no texto que segue:

f_{car} : Resistência à compressão do corpo-de-prova de argamassa;

f_{cpr2} : Resistência à compressão do prisma de 2 blocos;

f_{cpr3} : Resistência à compressão do prisma de 3 blocos;

f_{cpa} : Resistência à compressão da miniparede;

f_{painel} : Resistência à compressão do painel de parede;

2.1.6.1 Elementos executados com blocos de concreto

Juste (2001) avalia a resistência e a deformabilidade de componentes (blocos de concreto e corpos-de-prova de argamassa) e elementos de alvenaria não grauteados (prismas de 3 blocos e miniparedes) submetidos à compressão axial. Os resultados aqui apresentados correspondem aos ensaios que utilizam argamassa 1 : 0,5 : 4,5 (A1), 1 : 1 : 6 (A2) e direção de aplicação de carregamento normal às juntas horizontais.

No trabalho experimental utilizam-se blocos com dimensões de 14 x 19 x 39 cm e duas classes de resistência: 4,5 MPa (B1) e 12 MPa (B2). Executam-se prismas de 3 blocos e miniparedes nas dimensões de 14 x 59 x 39 cm e 14 x 79 x 79 cm, respectivamente (Figura 2.8). Montam-se 8 séries de ensaios, sendo cada série composta por 3 miniparedes, 6 prismas e 4 corpos-de-prova de argamassa (5x10 cm).

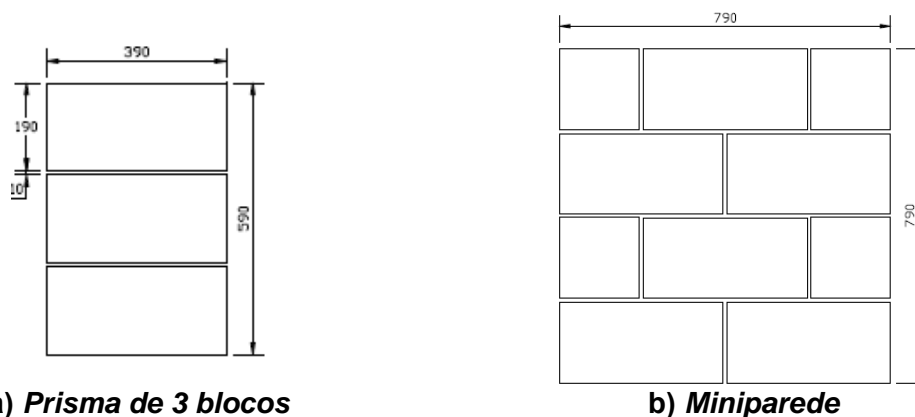


Figura 2.8 - Elementos de alvenaria utilizados nos ensaios de Juste (2001) (medidas em mm).

A determinação da área líquida dos blocos é feita seguindo as especificações da

NBR 12118:2007 e alcança o valor de 53% da área bruta, tanto para o bloco B1 quanto para o bloco B2. São mostrados na Tabela 2.3 os valores de resistência média à compressão de blocos (f_b - 6 exemplares para cada classe de resistência), corpos-de-prova de argamassa (f_{car}), prismas de 3 blocos (f_{cpr3}), miniparedes (f_{cpa}) e respectivas eficiências (f_{cpa}/f_b e f_{cpa}/f_{cpr3}).

Tabela 2.3 - Resistências médias (MPa) e eficiências, Juste (2001).

Tipo da série	f_b	f_{car}	f_{cpr3}	f_{cpr3}/f_b	f_{cpa}	f_{cpa}/f_b	f_{cpa}/f_{cpr3}
B1A1	10,80	10,32	7,96	0,74	4,97	0,46	0,62
B1A2		5,41	7,93	0,73	4,12	0,38	0,51
B2A1	22,92	10,84	7,75	0,34	8,84	0,39	1,14**
B2A2		5,28	9,22	0,40	-*	-	-

* Duas das três miniparedes se rompem no transporte.

** Resultado descartado

Com relação aos resultados obtidos na pesquisa de Juste e resumidos na Tabela 2.3, pode-se fazer alguns comentários que seguem.

A resistência média à compressão dos blocos fica até 150% maior que o valor nominal.

As resistências médias dos prismas (f_{cpr3}) com blocos B1 apresentam variações desprezíveis para diferentes argamassas. Porém, percebe-se que a resistência média do prisma da série B2A1 está abaixo do esperado, influenciando a eficiência miniparede / prisma. Juste cita que ocorre esmagamento da argamassa muito precocemente para os prismas com bloco B2. Essa situação pode ter ocorrido pelo uso de blocos com resistência muito elevada em comparação à resistência da argamassa. Com isso, verifica-se a observação de Drysdale et al. (1994) a respeito do aumento da influência da resistência à compressão da argamassa na resistência da alvenaria conforme se aumenta a resistência da unidade.

Já a eficiência entre prisma e bloco (f_{cpr3}/f_b) se aproxima de 0,70 para blocos B1 e 0,40 para blocos B2. Percebe-se que a eficiência com o bloco B2 está abaixo do esperado, indicando a inadequação da argamassa.

A Figura 2.9 e a Figura 2.10 mostram cenários pós-ruptura em prismas com argamassa A1, respectivamente para blocos B1 e B2. Segundo Juste, a maioria dos prismas executados com blocos B1 apresenta propagação de fissuras verticais ao longo das paredes transversais, com ruptura por tração na região próxima da junta de argamassa. Alguns dos prismas, entretanto, rompem de maneira frágil e brusca, sem a presença prévia de fissura

visível.



Figura 2.9 - Exemplo do cenário pós-ruptura de prisma da série B1A1, Juste (2001).

Para as séries que utilizam blocos B2 verifica-se uma perda na capacidade de suporte da junta próximo ao valor da carga máxima, Figura 2.10. A ruptura ocorre por esmagamento da argamassa para a maioria dos ensaios desses prismas.



Figura 2.10 - Exemplo do cenário pós-ruptura de prisma da série B2A1, Juste (2001).

A eficiência miniparede / bloco (f_{cpa}/f_b) fica em torno de 0,40. Ao comparar as resistências médias das miniparedes executadas com blocos B1 verifica-se diminuição da resistência de 17%, ao passar da argamassa A1 para argamassa A2.

Com o gráfico mostrado na Figura 2.11 é possível verificar que as miniparedes com blocos B1 alcançam valores de eficiência superiores às de bloco B2. Dessa forma, segundo Juste, comprova-se que as miniparedes moldadas com blocos B2 não têm a resistência à compressão aumentada proporcionalmente ao aumento da resistência do bloco, por conta da argamassa.

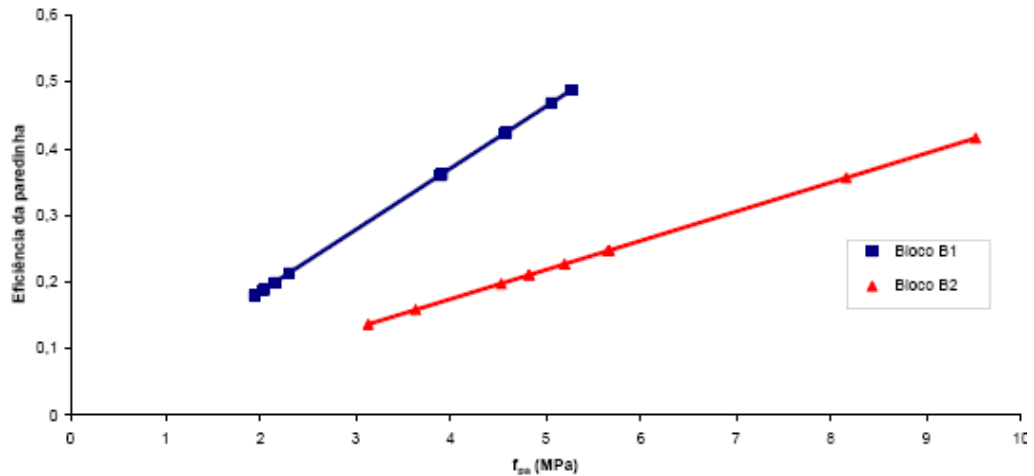


Figura 2.11 - Gráfico de eficiência (f_{cpa}/f_b) x resistência à compressão da miniparede, Juste (2001).

Juste identifica que as miniparedes apresentam propagação de fissuras verticais, predominantemente através das juntas verticais na região central das paredes, sendo algumas desviadas pelas faces dos blocos. Observa-se, também, a presença de fissuras verticais ao longo das faces laterais. A ruptura ocorre, na maioria das vezes, por tração transversal dos blocos. Porém, para as miniparedes com blocos B2 a fissuração descrita acima ocorre de maneira bem menos pronunciada, prevalecendo a ruptura por esmagamento da argamassa. A Figura 2.12 e a Figura 2.13 mostram o cenário pós-ruptura das miniparedes.



Figura 2.12 - Cenário pós-ruptura para miniparede B1A1, Juste (2001).

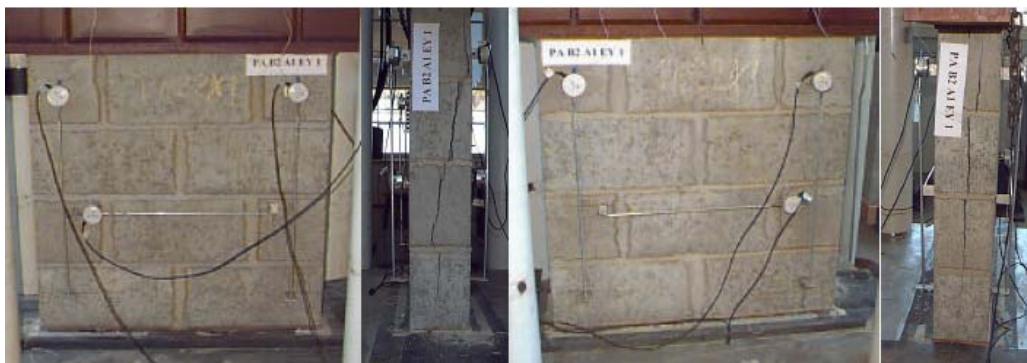


Figura 2.13 - Cenário pós-ruptura para miniparede B2A1, Juste (2001).

O trabalho de Calçada (1998) envolve o estudo de prismas de 2 blocos frente a variações na resistência à compressão do bloco, na geometria desse e no módulo de elasticidade e resistência à compressão do graute. Além disso, pretende-se verificar o tipo de ruptura dos prismas e compará-los com os critérios de ruptura da alvenaria. São utilizados blocos de concreto nas dimensões de 14 x 19 x 39 cm e duas geometrias de furos. Levando-se em conta essas geometrias, os blocos são denominados de parede estreita ou fina (PF) com área líquida de 298,98 cm² e de parede mais espessa ou grossa (PG) com área líquida de 359,68 cm². São utilizadas três classes de resistência para os blocos PF, uma obtida comercialmente de 6 MPa e outras duas produzidas na proporção 1 : 8 (cimento : agregados) com resistência média de 11,37 MPa e 1 : 5 (cimento : agregados) com resistência média de 14,41 MPa. Já os blocos PG são todos obtidos comercialmente com resistências nominais de 6, 9 e 12 MPa.

O traço da argamassa é de 1 : 1 : 5 (cimento : cal : areia), preconizado pela BS 5628: part 1. Para cada prisma são executados quatro corpos-de-prova de argamassa cilíndricos. Os corpos-de-prova são ensaiados à compressão aos 28 dias juntamente com os respectivos prismas. Para a realização do estudo são executados e ensaiados à compressão (28 dias) doze prismas para cada geometria e resistência de bloco (PF e PG). Desses prismas, quatro são executados sem graute. Utiliza-se junta de 1 cm de espessura e assentamento total de argamassa. A moldagem e cura dos corpos-de-prova de argamassa seguem as prescrições da NBR 5738:2008 e o ensaio à compressão segue as prescrições da NBR 7215:1996.

A Tabela 2.4 apresenta parte dos resultados obtidos por Calçada. Na primeira coluna notam-se a denominação dada à parede do bloco e sua classe de resistência. Nas colunas subsequentes mostram-se resistências médias de quatro corpos-de-prova de argamassa, seis blocos isolados, três prismas não grauteados e a eficiência prisma / bloco.

Tabela 2.4 - Resistências médias (MPa) e eficiência prisma / bloco, Calçada (1998).

Bloco - Classe de resistência	f_{car}	f_b	f_{cpr2}	f_{cpr2}/ f_b
P G - 6 MPa	5,60	11,70	11,05	0,94
P G - 9 MPa	5,61	16,21	13,81	0,85
P G - 12 MPa	5,35	19,54	18,71	0,96
P F - 6 MPa	4,63	6,89	8,91	1,29
P F - 1 : 8	4,94	11,51	12,82	1,11
P F - 1 : 5	5,17	12,51	12,51	0,99

Pela análise dos resultados da Tabela 2.4, nota-se que em alguns casos são obtidas eficiências maiores que 1, indicando maior resistência do prisma em relação ao bloco isolado. O autor explica que a resistência do bloco isolado é prejudicada de alguma forma durante o ensaio.

Comparando os prismas PG - 6 MPa e PF 1 : 8 cujas resistências são praticamente iguais, tendo apenas como diferença a geometria do bloco, constata-se que os prismas executados com bloco de parede fina têm resistência média maior.

Os ensaios de blocos isolados apresentam ruptura tipo cônica, típica desse ensaio, Figura 2.14.

**Figura 2.14 - Cenário pós-ruptura no bloco de concreto, Calçada (1998).**

Com relação à ruptura dos prismas, essa se dá por fendilhamento vertical das paredes transversais, Figura 2.15. As primeiras fissuras se iniciam na unidade central do prisma na região próxima da junta de argamassa. Conforme Calçada (1998), tal ruptura está condizente com o apresentado na literatura.



Figura 2.15 - Cenário pós-ruptura no prisma de 3 blocos de concreto, Calçada (1998).

Casali (2003) estuda o comportamento mecânico de prismas de 3 blocos (Figura 2.16) executados com argamassa industrializada e mista. Utiliza-se junta com 1 cm de espessura e blocos de concreto nas dimensões de 14 x 19 x 39 cm. São executados quatro prismas para cada uma das doze diferentes argamassa (nove mistas e três industrializadas), num total de quarenta e oito prismas. Os prismas são destinados aos ensaios de resistência à compressão axial e módulo de deformação. O objetivo é avaliar o fator de eficiência prisma/bloco, o mecanismo de ruptura e a deformação das argamassas. Os ensaios são realizados aos 28 dias de idade.



Figura 2.16 - Prisma de 3 blocos de concreto, Casali (2003).

O traço base utilizado para a argamassa mista é 1 : 1 : 5. Definido o traço base fixa-se o cimento, a areia e varia-se a quantidade de cal. Escolhe-se um traço magro (m) com menos cal (1 : 0,7 : 5) e outro gordo (g) com mais cal (1 : 1,3 : 5). Também são escolhidas três granulometrias de areia para a execução das argamassas, correspondentes à areia

grossa, média e fina segundo os limites da BS 1200:1976. Como são utilizadas três quantidades de cal e três granulometrias de areia, obtém-se um total de nove misturas para a argamassa mista.

Sabe-se que o tempo e a velocidade de mistura interferem na qualidade da argamassa industrializada, alterando a incorporação de ar e a consistência no estado fresco. Diante disso, Casali define argamassas com três diferentes teores de ar incorporado. A Tabela 2.5 faz um resumo dos diferentes tipos de argamassa analisados.

Tabela 2.5 - Tipos de argamassa analisados em Casali (2003).

Argamassa	Denominação	Traço (volume)	Granulometria	Teor de ar incorporado (%)
Mista	Fm	1 : 0,7 : 5	Fina	-
	Mm		Média	-
	Gm		Grossa	-
	Fi	1 : 1 : 5	Fina	-
	Mi		Média	-
	Gi		Grossa	-
	Fg	1 : 1,3 : 5	Fina	-
	Mg		Média	-
	Gg		Grossa	-
Industrializada	I1	-	-	15±1
	I2	-	-	18±1
	I3	-	-	21±1

A Tabela 2.6 apresenta os resultados de resistência média à compressão para argamassas, blocos e prismas, juntamente com a eficiência prisma / bloco.

Tabela 2.6 - Resistências médias (MPa) e eficiência prisma / bloco, Casali (2003).

Tipo de argamassa	f_{car}	f_b	f_{cpr3}	f_{cpr3} / f_b
Fm	4,70	7,10	5,61	0,79
Mm	7,72		5,79	0,82
Gm	8,46		5,70	0,80
Fi	4,64	7,10	5,69	0,80
Mi	5,56		6,13	0,86
Gi	8,46		5,81	0,82
Fg	5,54	7,10	5,17	0,73
Mg	6,42		5,95	0,84
Gg	9,70		6,18	0,87
I1	6,78	7,48	5,58	0,75
I2	6,88		5,17	0,69
I3	6,48		4,76	0,64

Pela Tabela 2.6 percebe-se que a resistência da argamassa aumenta conforme se aumenta o módulo de finura da areia (argamassas mistas). Então, fixando o traço, argamassas com areia grossa (Gm, Gi e Gg) têm resistência maior do que as argamassas com areia média (Mm, Mi, Mg) e essas, por sua vez, têm resistência maior do que as argamassas com areia fina (Fm, Fi, Fg). Porém, quando se fixa a granulometria da areia, não se consegue visualizar uma relação entre a quantidade de cal e a resistência à compressão. Isso pode ser observado na Figura 2.17 onde se mostra a resistência da argamassa, do bloco e do prisma, assim como o fator de eficiência. Não se nota influência considerável da variação do teor de ar incorporado na resistência das argamassas industrializadas. Porém, prismas que utilizam argamassas com quantidades maiores de ar incorporado têm a resistência diminuída, (Tabela 2.6 e Figura 2.17).

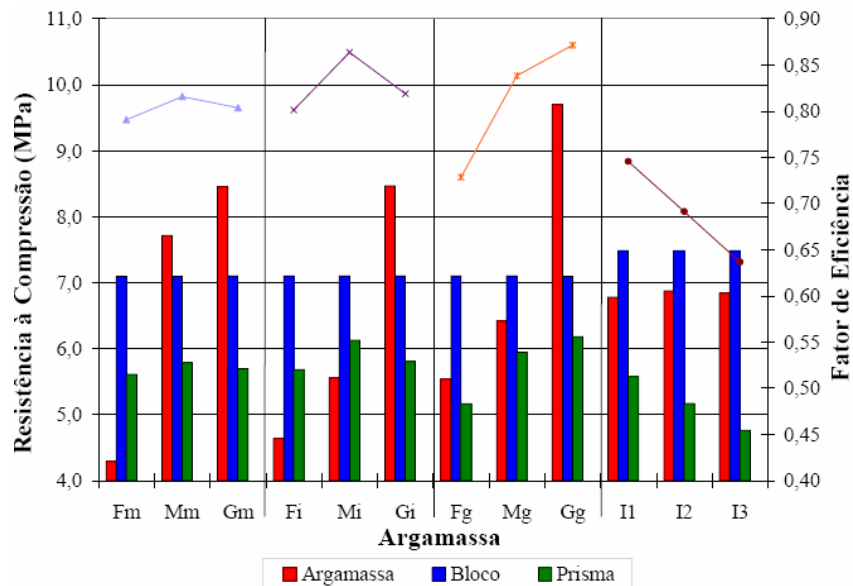


Figura 2.17 - Resistência à compressão (em coluna) de argamassa, bloco e prisma; e o fator de eficiência (em linhas), Casali (2003).

Ressalta-se que as eficiências (f_{cpr3} / f_b) para argamassas industrializadas são as mais baixas, sendo a menor delas (0,64) para o caso de maior teor de ar incorporado (I3). No ensaio de compressão de prisma com esse tipo de argamassa verifica-se ruptura por esmagamento da junta. Os maiores valores de eficiência são obtidos para prismas com argamassa mista: Mi (0,86) e Gg (0,87). Porém, a resistência à compressão dessas argamassas é distinta. A argamassa Mi tem resistência 43% menor do que a Gg. As mistas produzidas com areia média apresentam as maiores eficiências para o mesmo traço, com exceção da argamassa Gg.

Como conclusão do trabalho realizado por Casali, pode-se dizer que argamassas mistas apresentam melhor desempenho comparado às industrializadas. A mista Mi (areia média e teor de cal médio) apresenta melhor desempenho no estado fresco e endurecido para o assentamento de blocos de concreto.

Oliveira (2001) realiza ensaios de compressão axial em painel de parede nas dimensões de 14 x 259 x 119 cm e argamassa com traço 1 : 0,5 : 3. A argamassa atinge resistência média (oito corpos-de-prova) de 29 MPa, o resultado é alto por utilizar cimento de alta resistência inicial. São usados blocos de concreto com resistência nominal de 4,5 MPa nas dimensões de 14 x 19 x 39 cm. A resistência à compressão aos 7 dias do painel é de 2,16 MPa. Com relação à forma de ruptura, observa-se o aparecimento de fissuras que começam na junta vertical superior, interceptam o bloco da fiada inferior, prosseguem na junta vertical da outra fiada de meios blocos e atravessam o bloco inferior diagonalmente. Segundo o autor, as dimensões do painel de parede deixam-no sujeito a excentricidades e a instrumentação não é apropriada para a constatação desse fenômeno. Além disso, cita que

um procedimento mais adequado seria ensaiar paredes com baixa altura e depois aplicar o efeito da esbelteza nos resultados. Quanto à instrumentação, é indicada a colocação de relógios comparadores em torno da parede para melhor verificação de qualquer diferença entre os deslocamentos devidos às excentricidades acidentais no carregamento.

2.1.6.2 Elementos executados com blocos cerâmicos

Ensaio de compressão axial em componentes e elementos executados com blocos cerâmicos foram realizados no Laboratório de Estruturas da EESC - USP a pedido das empresas Selecta e Maristela.

Machado Jr. et al. (1999) citam que nos ensaios da Selecta são utilizados blocos cerâmicos nas dimensões de 14 x 19 x 39 cm e três traços de argamassa: 1 : 0,25 : 3 (i), 1 : 0,5 : 4,5 (ii) e 1 : 1 : 6 (iii). Dentre as análises, procuram-se relações entre a resistência à compressão de blocos, prismas, argamassas e painéis de parede. São ensaiados doze blocos isolados, oito corpos-de-prova de argamassa e prismas de 2 e 3 blocos. Para cada argamassa são executados cinco painéis de parede nas dimensões de 14 x 239 x 119 cm para determinar a resistência à compressão. Também são executados dois corpos-de-prova de argamassa para cada terço da altura do painel de parede. A Tabela 2.7 mostra a resistência média à compressão de argamassas (f_{car}), prismas de 2 blocos (f_{cpr2}), prismas de 3 blocos (f_{cpr3}), painéis de parede ($f_{cpainel}$) e alguns fatores de eficiência. A resistência média dos doze blocos é de 12,56 MPa.

Tabela 2.7 - Resistências médias (MPa) e eficiências, Machado Jr. et al. (1999).

Traço	f_{car}	f_{cpr2}	f_{cpr3}	$f_{cpainel}$	f_{cpr2}/f_{car}	f_{cpr3}/f_{car}	f_{cpr2}/f_b	f_{cpr3}/f_b	$f_{cpainel}/f_b$	$f_{cpainel}/f_{car}$
i	23,1	6,39	5,55	4,24	0,28	0,24	0,51	0,44	0,34	0,18
ii	18,1	7,23	5,21	4,16	0,40	0,29	0,58	0,42	0,33	0,23
iii	11,3	6,00	6,48	-	0,53	0,57	0,48	0,52	-	-

A ruptura dos prismas de 2 e 3 blocos acontece com o fendilhamento das faces longitudinais e transversais, Figura 2.18. A ruptura se dá de maneira frágil, caracterizada por fissuras verticais que se estendem à medida que o carregamento aumenta, culminando com o estilhaçamento de alguns blocos. A ruptura da parede ocorre com o fendilhamento próximo aos cantos, Figura 2.19.

a) *Prisma de 2 blocos*b) *Prisma de 3 blocos*

Figura 2.18 - Cenário pós-ruptura dos prismas com blocos cerâmicos, Machado Jr. et al. (1999).



Figura 2.19 - Cenário pós-ruptura do painel de parede com blocos cerâmicos, Machado Jr. et al. (1999).

Já nos ensaios da Cerâmica Maristela, segundo Machado Jr. et al. (1998), são ensaiados doze blocos cerâmicos, três painéis de parede, seis prismas de 2 blocos (dois por parede), seis prismas de 3 blocos (dois por parede) e dezoito corpos-de-prova de argamassa (seis por parede), todos à compressão axial. Os blocos possuem dimensões de 14 x 19 x 29 cm e os painéis de parede nas dimensões de 14 x 239 x 119 cm. O traço da argamassa dos painéis de parede é 1 : 0,15 : 4,83 e os respectivos corpos-de-prova ensaiados aos 7 dias.

A resistência média à compressão dos blocos é de 20,8 MPa. Nota-se que os blocos apresentam as mesmas dimensões dos blocos da Cerâmica Selecta. A Tabela 2.8 identifica resistências médias e eficiências.

Tabela 2.8 - Resistências médias (MPa) e eficiências, Machado Jr. et al. (1998).

Painel	$f_{cpainel}$	f_{car}	f_{cpr2}	f_{cpr3}	$f_{cpainel}/f_b$	$f_{cpainel}/f_{cpr2}$	$f_{cpainel}/f_{cpr3}$	$f_{cpainel}/f_{car}$
1	3,75	7,02	6,28	5,70	0,18	0,60	0,65	0,53
2	3,04	6,30	4,16	4,68	0,15	0,73	0,64	0,48
3	4,29	8,34	6,52	5,82	0,21	0,66	0,73	0,51
Média	3,69	7,22	5,65	5,40	0,18	0,66	0,67	0,51

Observa-se a ruptura frágil dos painéis de parede. Entretanto, sinais de início de ruína se apresentam com fissuração a uma carga corresponde a 50% da carga de ruptura. As fissuras se localizam próximas aos cantos dos painéis, assim como observado nos ensaios da Selecta, Figura 2.20.

**a) Instrumentação.****b) Cenário pós-ruptura.**

Figura 2.20 - Ensaio no painel de parede com blocos cerâmicos, Machado Jr. et al. (1998).

Gomes (1983) realiza ensaios em painéis de parede e prismas com blocos cerâmicos.

Os blocos possuem dimensões de 19 x 19 x 39 cm e área líquida de 255 cm². São executados cinco painéis de parede com argamassa 1 : 0,62 : 4, denominados E-1, E-2, G-1, G-2 e G-3; mais cinco painéis com argamassa 1 : 0,62 : 6, denominados A-1, A-2, A-3, F-1, F-2. As paredes A, E e F têm dimensões de 19 x 259 x 179 cm enquanto que as paredes G têm dimensões de 19 x 259 x 119 cm. Os blocos das paredes A são lisos e nas demais

paredes, ranhurados.

São executados dezoito prismas correspondentes às paredes do tipo A e quarenta e dois correspondentes às paredes do tipo E. Para as demais paredes não são executados prismas. A Tabela 2.9 identifica a resistência de painéis, blocos, argamassas, prismas de 2 blocos e algumas eficiências.

Tabela 2.9 - Resistências (MPa) e eficiências, Gomes (1983).

Painel de parede	$f_{cpainel}$	f_b	f_{car}	f_{cpr2}	$f_{cpainel}/f_{cpr2}$	$f_{cpainel}/f_b$
A-1	2,24	15,3	3,30	2,40	0,93	0,15
A-2	2,29		3,70		0,95	0,15
A-3	2,87		3,90		1,20	0,19
Média	2,50		3,60		1,04	0,16
E-1	3,17	9,60	10,10	3,20	0,99	0,32
E-2	3,12		10,30		0,98	0,32
Média	3,15		10,20		3,20	0,98
F-1	2,34	7,50	5,00	-	-	0,31
F-2	2,78		5,20	-	-	0,37
Média	2,60		5,10	-	-	0,34
G-1	3,29	7,50	11,1	-	-	0,44
G-2	2,88		13,3	-	-	0,38
G-3	2,63		11,5	-	-	0,35
Média	2,90		12,0	-	-	0,39

Gomes conclui que a eficiência adequada parede / bloco é de 0,30. Além disso, verifica que a resistência dos prismas de 2 blocos é, aproximadamente, igual à resistência das paredes não armadas. Também nota a possibilidade de caracterização da ruptura dos painéis de parede através da ruptura dos blocos.

Franco (1987) desenvolve trabalho experimental em prismas e painéis de parede com blocos cerâmicos e sílico-calcários. São apresentados, a seguir, os resultados dos ensaios das paredes com blocos cerâmicos e argamassas com resistências entre 7 e 11 MPa.

Os blocos possuem dimensões de 11,3 x 11,5 x 24 cm e área líquida de 165 cm². Os painéis de parede são executados nas dimensões de 11,3 x 261,5 x 124 cm. São ensaiados dois painéis de parede com argamassa 1 : 0 : 3 e dois com argamassa 1 : 0,5 : 4,5. Os painéis possuem 21 fiadas com juntas de 1 cm de espessura. O valor do coeficiente de Poisson é de 0,10 para paredes com argamassa 1 : 0 : 3 e 0,14 para paredes com

argamassa 1 : 0,5 : 4,5.

Em relação aos painéis de parede, ocorre intensa fissuração que se inicia a uma carga superior a 50% da carga de ruptura. A Tabela 2.10 identifica a resistência média de argamassas, blocos, prismas de 2 blocos, painéis de parede e algumas eficiências.

Tabela 2.10 - Resistências (MPa) e eficiências, Franco (1987).

Traço Argamassa	f_{car}	f_b	f_{cpr2}	$f_{cpainel}$	$f_{cpr2}/$ f_b	$f_{cpainel}/$ f_b	$f_{cpainel}/$ f_{cpr2}
1 : 0 : 3	10,4	10,0	5,85	4,49	0,55	0,45	0,77
1 : 0,5 : 4,5	7,27		5,52	4,35	0,52	0,43	0,79

A Figura 2.21 mostra a fissuração observada durante o ensaio de compressão axial nas paredes, bem como o tipo de ruptura.



a) Detalhe da fissuração.



b) Tipo de ruptura (frágil).

Figura 2.21 - Ensaio no painel de parede com blocos cerâmicos, Franco (1987).

Müller (1989) utiliza blocos cerâmicos nas dimensões de 14 x 14 x 29 cm com área líquida de 251,72 cm². O autor realiza ensaios de compressão em três painéis de parede nas dimensões de 14 x 239 x 119 cm com argamassa 1 : 0,5 : 4,5. Encontra-se na Tabela 2.11 e na

Tabela 2.12 os resultados referentes aos componentes e aos painéis de parede, respectivamente.

Tabela 2.11 - Resistência média (MPa) de componentes, Müller (1989).

Componente	Resistência Média
Blocos	23,3
½ bloco	30,4
Argamassa 1 : 0,5 : 4,5	3,61

Tabela 2.12 - Resistências (MPa) e eficiência parede / bloco, Müller (1989).

Painel de parede	$f_{cpainel}$	$f_{cpainel}/f_b$
1	2,69	0,12
2	3,08	0,13
3	3,17	0,14
Média	2,98	0,13

Fato observado por Franco (1987) e Müller (1989) se refere aos diferentes resultados obtidos para diferentes posicionamentos dos equipamentos de medição. Paredes instrumentadas diretamente nos terços de suas faces e ao longo de toda a altura apresentam módulos de elasticidade longitudinal diferentes. Os valores obtidos no terço médio são menores que os calculados com base na altura total.

Garcia (2000) realiza pesquisa em blocos cerâmicos e painéis de parede. São ensaiados doze blocos isolados e dois painéis de parede, todos à compressão axial. Os blocos têm dimensões de 14 x 19 x 29 cm e área líquida de 203 cm². O traço da argamassa é de 1 : 0,5 : 4,5.

A média de resistência dos blocos é de 12,15 MPa e a ruptura ocorre, na maioria dos casos, na seção de intersecção entre os septos internos e as faces externas. Já os painéis de parede obtêm resistência de 3,93 MPa e 4,11 MPa. A eficiência em relação aos blocos ($f_{cpainel}/f_b$) é de 0,32 e 0,34, respectivamente. Nota-se que o início da fissuração das paredes acontece bem antes da carga última, em torno de 49% dessa.

As argamassas moldadas durante a execução dos painéis de parede apresentam resistência média de 11,00 MPa na idade de 28 dias.

Mendes (1998) estuda blocos e elementos cerâmicos. São realizados ensaios de resistência à compressão em blocos isolados, argamassa e prismas de 3 blocos. Para tanto, utilizam-se blocos vazados nas dimensões de 14 x 19 x 29 cm e espessura das paredes de

2,5 cm. A resistência nominal dos blocos não é citada pelo autor. Duas argamassas são utilizadas: 1 : 0,25 : 3 (i) e 1 : 1 : 6 (iii).

Ao todo são executados quarenta e oito prismas de 3 blocos com assentamento total de argamassa. São executadas quatro séries de seis prismas para os dois tipos de argamassa. Uma das séries é composta por seis prismas sem graute, sendo três com argamassa 1 : 0,25 : 3 e três com argamassa 1 : 1 : 6.

Para cada série de prisma são executados de três a cinco corpos-de-prova de argamassa para o ensaio de compressão e determinação do módulo de elasticidade aos 28 dias. São ensaiados nove blocos à compressão axial, que obtêm resistência média de 22,89 MPa.

Segundo Mendes, fica clara a influência das propriedades da argamassa no comportamento elástico e mecânico dos prismas. Aqueles executados com argamassa 1 : 1 : 6 há o surgimento e desenvolvimento de fissuras verticais nas faces e ruptura característica por tração na região próxima da junta. Já os prismas que utilizam argamassa 1 : 0,25 : 3 não é observada nenhuma fissura até a ruptura, que ocorre de forma frágil. A Figura 2.22 e a Figura 2.23 identificam os cenários pós-ruptura dos prismas.

As eficiências prisma / bloco são de 0,35 e 0,55, respectivamente para os prismas com argamassa 1 : 1 : 6 e 1 : 0,25 : 3.



Figura 2.22 - Cenário pós-ruptura do prisma com argamassa 1 : 1 : 6, Mendes (1998).



Figura 2.23 - Cenário pós-ruptura de prisma com argamassa 1 : 0,25 : 3, Mendes (1998).

2.1.6.3 Elementos executados com blocos sílico-calcários

Franco (1987) desenvolve trabalho experimental em painéis de parede com blocos sílico-calcários maciços e perfurados. O bloco perfurado possui dimensões de 11,5 x 11,3 x 24 cm (largura x altura x comprimento) e o bloco maciço nas mesmas dimensões de comprimento, altura e largura de 14 cm.

A Tabela 2.13 apresenta a caracterização dos blocos isolados, incluindo o valor da resistência à compressão, módulo de elasticidade, razão inicial de absorção (IRA) e absorção total. Os resultados são obtidos com emprego da norma americana ASTM C-67.

Tabela 2.13 - Caracterização dos blocos isolados, Franco (1987).

Bloco Sílico - calcário	f_b (MPa)	Mód. elasticidade. (MPa)	IRA (g/193cm ²)	Absorção Total (%)
Perfurado	11,4	5256	118,2	18,4
Maciço	21,1	5570	19,2	13,8

Com os blocos perfurados são executados cinco painéis de parede com argamassa 1 : 1 : 6 ($f_{car} = 3,97\text{MPa}$) e cinco painéis com argamassa 1 : 2 : 9 ($f_{car} = 2,01\text{MPa}$). Com os blocos maciços são executados dois painéis com argamassa 1 : 1 : 6. Os painéis possuem 21 fiadas e 5 blocos de comprimento, juntas de 1 cm e dimensões de 11,5 x 261,5 x 124 cm.

São obtidas resistências médias de 5,67 MPa e 5,05 MPa para painéis com blocos perfurados e argamassa 1 : 1 : 6 e 1 : 2 : 9, respectivamente. Já os painéis com bloco maciço a resistência média é de 7,05 MPa. A Figura 2.24 e a Figura 2.25 mostram detalhes do rompimento das paredes com blocos perfurados.



Figura 2.24 - Ruptura frágil do painel de parede com blocos sílico-calcários, Franco (1987).



Figura 2.25 - Detalhe da fissuração pós-ruptura do painel de parede com blocos sílico-calcários, Franco (1987).

2.2 MODELAGEM NUMÉRICA E MEF

Considerando o comportamento dos materiais frágeis é que se colocam, a seguir, alguns conceitos ligados à modelagem numérica. Dentre as ferramentas para a previsão do comportamento estrutural, o Método dos Elementos Finitos (MEF) aliado à mecânica do dano e técnicas de regularização não-local são de grande importância.

O MEF tem sido utilizado na simulação da alvenaria para a obtenção do comportamento estrutural, adaptando-se muito bem, pois muitos elementos utilizados na

modelagem já possuem o formato das unidades que a compõe. Na maioria das análises, a alvenaria é considerada como um meio contínuo composto de unidades e juntas, admitida com propriedades médias e comportamento elástico / isotrópico que ignora o plano de fraqueza das juntas. Tais suposições são úteis apenas na previsão de deformações com baixos níveis de tensão, caso contrário, ocorre redistribuição das tensões causada pelo comportamento não-linear do material. Modelos baseados em propriedades médias que ignoram a influência das juntas de argamassa são desenvolvidos por Ganju (1977) e Page et al. (1984).

Quando se efetua uma análise não-linear, as etapas envolvendo a definição das propriedades dos materiais e a análise são iterativas, isto é, são feitas várias análises lineares corrigidas até que os resultados alcancem certa precisão. É, portanto, um processo bem mais demorado do que a análise elástico-linear.

A simulação numérica nos ensaios de compressão uniaxial de componentes e elementos de alvenaria é sempre de interesse prático. Dessa forma, uma análise não-linear utilizando o MEF consiste em algumas etapas básicas:

- *Coordenadas nodais*: a partir de um sistema de referência arbitrado, deve-se fornecer as coordenadas de todos os nós da estrutura;
- *Conectividade do elemento*: definir os nós que compõem os elementos da estrutura. As coordenadas nodais e as conectividades formam a denominada malha de elementos finitos;
- *Cargas nodais ou nos elementos*: representar ação de um corpo sobre o outro;
- *Condições de contorno*: restringir deslocamentos em determinados nós da estrutura, representando novamente a ação de um corpo sobre o outro.
- *Propriedades dos materiais*: definir as propriedades mecânicas dos materiais. As etapas anteriores, onde se define a malha de elementos finitos, cargas e condições de contorno são chamadas genericamente de pré-processamento;
- *Análise*: é feita a montagem da matriz de rigidez e do vetor de forças consistente dos elementos e da estrutura; forma-se um sistema de equações lineares ou não-lineares. Normalmente, na etapa de análise é considerada a determinação das incógnitas do problema. No caso de uma análise não-linear, há uma série de técnicas e métodos para controlar o processo;
- *Resultados da análise*: os deslocamentos nodais são as incógnitas básicas do problema. Tensões, deformações e outros resultados são determinados posteriormente a partir dos deslocamentos. Também podem ser feitas

visualizações gráficas a partir dos resultados, etapa chamada de pós-processamento.

2.2.1 MODELOS CONSTITUTIVOS

Modelos constitutivos devem ser vistos como simplificações matemáticas que aproximam um comportamento físico complexo dentro de certas circunstâncias. Modelos “exatos” não existem, pois é impossível reproduzir toda informação presente na natureza. Porém, a escolha de um modelo é crucial para a obtenção de resultados capazes de determinar não só a força máxima, mas toda a resposta do pós-pico de carga em uma estrutura. Além disso, os resultados dependem, dentre outros fatores, da geometria e da malha de EF adotados.

A lei constitutiva fornece uma relação *tensão - deformação* que simula o comportamento da estrutura. Essa lei deve ser capaz de representar satisfatoriamente o meio contínuo que analisa. Além disso, devem ser adotadas adequadamente condições como restrições ao deslocamento em certas regiões da estrutura (condições de contorno), aplicação de cargas e a interface entre os materiais.

As teorias usualmente utilizadas na formulação de relações não-lineares são a plasticidade e a mecânica do dano. A maioria dos materiais granulares tem na mecânica do dano a razão básica de sua resposta não-linear. No caso de materiais como o concreto e a alvenaria, nos quais a fissuração difusa é responsável de modo dominante pela não-linearidade, as formulações da mecânica do dano são bastante representativas.

Atualmente encontram-se modelos caracterizados por diferentes níveis de complexidade para a aproximação do comportamento da alvenaria. Para materiais anisotrópicos os modelos possuem diversos parâmetros que podem ser quantificados com o auxílio de ensaios experimentais.

2.2.2 DESCONTINUIDADES

Na prática da engenharia civil existe uma variedade de estruturas íntegras onde descontinuidades físicas podem surgir de duas formas: separação entre materiais na área de adesão e/ou fissuras em um ou mais materiais. A adoção da conexão rígida em um sistema descontínuo se torna questionável na modelagem numérica. Se através da história de carregamento aplicado a uma estrutura sua integridade deixar de existir e, além disso, ocorrer movimento relativo entre as superfícies, então uma técnica de solução especial deve ser empregada.

A análise da descontinuidade criada em um material envolve a separação das partes

que o compõem (quebra da ligação) e possibilidade de deslizamento (deslocamento relativo). Geralmente, o nível das tensões de cisalhamento em um sistema descontínuo ocorre com intensidades menores do que o limite de cisalhamento do material íntegro. Assim, o comportamento dinâmico atual do material só pode ser determinado por uma técnica de análise não-linear que leve em conta as discontinuidades na resposta do sistema.

Interesse considerável tem sido dado na análise de sistemas descontínuos com a simulação pelo MEF, onde se faz uso de dois tipos principais de aproximações: fissuras discretas e fissuras distribuídas.

2.2.2.1 *Fissura discreta*

Uma modelagem que utiliza aproximação por fissura discreta requer monitoramento da resposta estrutural e modificação da tipologia da malha de elementos finitos a cada estágio do carregamento. Esse modelo representa explicitamente uma fissura pela separação dos nós do elemento para obtenção da configuração da fissura corrente. Quando os níveis de tensão ou deformação de um dado nó, ou a média em elementos adjacentes, excedem um valor limite o nó é redefinido por dois nós pertencentes a elementos adjacentes que podem se separar.

A modelagem representa o caminho real da fissura através da redefinição da malha de elementos finitos. Porém, deve-se tomar cuidado com uma discretização pobre da malha de elementos finitos, pois pode levar a uma má representação da propagação da ponta da fissura. Além do mais, a aproximação pressupõe a pré-existência da microfissura, desconsiderando todo o processo anterior de evolução da microfissuração.

2.2.2.2 *Fissuras distribuídas*

Nessa aproximação, fissuras são modeladas em um meio com propriedades médias modificadas apropriadamente nos pontos de integração de elementos finitos regulares. Caso a energia de deformação liberada no regime de '*softening*' seja igual à energia de deformação liberada pela abertura de uma fissura discreta, então o comportamento global da estrutura será o mesmo quando essa energia é redistribuída pelo sistema. Os critérios utilizados para fissuração são similares aos aplicados em modelos discretos. A formação de uma fissura não envolve reorganização da malha de elementos ou a criação de novos graus de liberdade. Essa característica torna conveniente a utilização do modelo quando a orientação das fissuras não é conhecida. No entanto, o modelo apresenta capacidade limitada para representar a topologia ou comportamento do material na vizinhança da fissura.

O conceito de fissura distribuída baseado na decomposição da deformação é utilizado inicialmente em estruturas de concreto e, logo após, estendido para a análise de estruturas em alvenaria de grande porte.

2.2.3 MECÂNICA DO DANO: GENERALIDADES

A mecânica do dano contínuo descreve a perda de resistência progressiva de um material com o surgimento e crescimento de microfissuras. Geralmente, basea-se em aproximações micromecânicas ou fenomenológicas. Na aproximação micromecânica (ou fundamental), relações constitutivas elementares são estabelecidas para o comportamento microestrutural (descrição mecânica). Muitas técnicas de homogeneização baseadas em modelos micromecânicos são propostos a fim de se estudar o comportamento linear e não-linear da alvenaria. Em contrapartida, a aproximação fenomenológica estabelece um modelo baseado diretamente nas características observadas nos ensaios experimentais.

De uma forma geral, o dano pode ser conceituado como o processo físico progressivo de deterioração dos materiais quando solicitados por carregamentos (mecânicos ou térmicos), levando-os ao rompimento. Já a mecânica do dano é o estudo das variáveis (mecânicas) envolvidas nesse processo de deterioração. A teoria da mecânica do dano é responsável por descrever localmente a evolução dos fenômenos que se desenvolvem entre um estado inicial, relativo a uma situação de material íntegro, e um estado final, representado pela formação de uma fissura macroscópica. Além disso, é possível levar em conta o dano inicial existente na forma de defeitos (microfissuras ou vazios) que precedem a deterioração mecânica causada por carregamentos externos.

No contexto da mecânica dos meios contínuos, os modelos fundamentados na teoria da mecânica do dano tratam o comportamento dos materiais através de formulações matemáticas. Fisicamente, esse tratamento deve representar as características médias observadas no elemento de volume representativo (EVR). O EVR é uma região do corpo com dimensões grandes o suficiente para que se possa admitir homogeneidade na distribuição dos defeitos nele contido e ao mesmo tempo suficientemente pequeno para se evitar gradientes elevados de estados locais de interesse.

Lemaitre (1992) mostra que a grandeza do EVR em análises numéricas e experimentais assume diferentes valores para os materiais:

- Metais e cerâmicas: $0,1 \text{ mm}^3$;
- Polímeros e a maioria dos compósitos: 1 mm^3 ;
- Madeira: 10 mm^3 ;
- Concreto: 100 mm^3 .

O dano não é representado diretamente por uma grandeza física mensurável, mas no âmbito de uma modelagem numérica é possível quantificá-lo pela redução progressiva de uma propriedade mecânica global, como o módulo de elasticidade. Dessa forma, a evolução da variável de dano traduz as perdas de rigidez e resistência experimentadas pelo material com o incremento das ações mecânicas e/ou térmicas.

Uma observação importante, nesse momento, refere-se à distinção dos campos de aplicação da mecânica do dano e da mecânica da fratura. Para tanto, definem-se três níveis de observação no processo de deterioração dos materiais, Lemaitre (1992). O primeiro nível é caracterizado pelo acúmulo das micro-tensões e a quebra das ligações atômicas, também chamado nível de micro-escala. O segundo, ou nível de média-escala, define uma região que se caracteriza pelo crescimento das microfissuras e coalescência, processo de formação de uma fissura discreta. A região que apresenta as características da média-escala é justamente a do elemento de volume representativo (EVR). Finalmente, o terceiro nível pertence à macro-escala com o desenvolvimento da fissura discreta iniciada na média-escala.

Os dois primeiros níveis (micro e média-escala) pertencem aos campos de aplicação da mecânica do dano e o terceiro à mecânica da fratura. Dessa forma, notam-se aplicações bem distintas entre essas teorias; enquanto a mecânica da fratura lida com as condições de propagação de uma fissura macroscópica, a mecânica do dano estuda o efeito da microfissuração distribuída na resposta do material. Portanto, o dano pertence a uma fase anterior à fratura.

Uma verificação a ser feita é a possível ligação entre os processos de danificação do material com seus regimes de comportamento elástico e plástico. Segundo Lemaitre (1992), no regime elástico os efeitos do dano se iniciam quando há quebra das ligações atômicas, diminuindo a capacidade remanescente de deformação elástica do meio e afetando diretamente o mecanismo. Admite-se, portanto, um estado de acoplamento direto entre dano e o regime elástico. Já o regime plástico caracteriza-se pelo “escorregamento” dos cristais ou moléculas que compõem o material. O dano não influi diretamente nesse mecanismo, ou seja, não há um estado de acoplamento como observado no regime anterior. Desse modo, o mecanismo de deformação plástica em si não é diretamente afetado. Porém, Lemaitre (1992) cita que o dano acaba por influenciar as deformações plásticas irreversíveis quando se considera uma diminuição na área elementar de resistência provocada pela quebra das ligações atômicas, conhecido como acoplamento indireto.

2.2.3.1 *Algumas pesquisas*

O trabalho pioneiro que introduz o conceito de dano contínuo é elaborado por

Kachanov (1958). Nesse trabalho o autor investiga um problema de fluência uniaxial para metais submetidos a altas temperaturas e introduz a variável de dano para descrever a capacidade de uma seção transversal transmitir carga. Kachanov propôs a consideração de uma variável ψ , denominada então de continuidade. Assim, para um material completamente livre de defeitos estabelece a condição $\psi = 1$, enquanto que $\psi = 0$ caracteriza o material completamente danificado e com nenhuma capacidade de carga. Pode-se dizer que ψ quantifica a ausência de deterioração do material. A quantidade complementar $D = 1 - \psi$ é, por conseguinte, uma medida do estado de deterioração ou dano. Para um material completamente livre de defeitos tem-se $D = 0$, enquanto $D = 1$ corresponde a um estado de completa perda de integridade da estrutura do material.

Rabotnov (1969) propôs incluir a perda de rigidez do material como consequência da fissuração. Posteriormente, a chamada Mecânica do Dano Contínuo ("*Continuum Damage Mechanics*") formaliza-se com base na termodinâmica dos processos irreversíveis com Lemaitre e Chaboche (1985). Esses autores fazem definições básicas que aperfeiçoam metodologias próprias para formular modelos de dano. No caso de modelos isotrópicos, são definidos o EVR, a variável escalar de dano, definida a partir das áreas resistente e total de uma seção, a tensão efetiva e o princípio de equivalência em deformação. Além disso, o enquadramento das formulações matemáticas dos modelos no formalismo da termodinâmica dos processos irreversíveis propicia sentido físico à representação do processo de danificação, respeitando os processos energéticos envolvidos.

Vários modelos constitutivos que incorporam o conceito de dano têm sido propostos nos últimos anos, alguns deles com especial referência ao concreto. O modelo escalar de Mazars (1984) é um deles. O dano é quantificado como função de uma deformação equivalente que caracteriza o estado local de alongamentos do material. A lei de evolução da variável de dano é definida de forma a recuperar, como um caso particular, os resultados experimentais nos ensaios de tração e compressão uniaxiais (os mesmos servem de base para identificar os parâmetros do modelo).

Comi e Perego (2000) propõem um modelo isotrópico de dano para o concreto com dois mecanismos distintos de dissipação, permitindo considerar comportamento não-simétrico na tração e na compressão. O mesmo modelo, agora introduzindo a não-localidade, encontra-se descrito em Comi (2001). Proença e Venturini (2000) analisam diversas aplicações de modelos de dano para análise de elementos estruturais em concreto armado, enfatizando questões relacionadas à análise numérica.

Já o modelo de La Borderie et al. (1991) apresenta duas variáveis escalares que descrevem o efeito do dano na tração e na compressão, respectivamente. As deformações

inelásticas são devidas apenas ao dano. O efeito de fechamento de fissuras é progressivo e controlado pela inversão de sinal das tensões principais.

Também são propostos modelos constitutivos aplicáveis a situações de carregamento repetido (fadiga), como: Marigo (1985), Papa (1990), Lemaitre e Chaboche (1974) e Lemaitre (1984). Modelos que consideram a deformação permanente conseqüente do dano podem ser encontrados, por exemplo, em Papa (1990).

No Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos são desenvolvidas algumas dissertações e teses onde se focaliza algumas aplicações de modelos de dano às estruturas em concreto armado, por exemplo: Botta (2003), Álvares (1999), Driemeier (1999), Botta (1998) e Pituba (1998).

Nota-se grande interesse na utilização da teoria da mecânica do dano em estruturas de concreto. Porém, ocorre atualmente uma tendência, de certa forma até natural, na utilização dessas teorias em outros materiais que apresentam o comportamento frágil. Tem-se notado, também, interesse de pesquisadores europeus na adaptação e aprimoramento das ferramentas de dano para o estudo dos materiais utilizados nas suas construções. Essa nova perspectiva está voltada para as construções “históricas” que utilizam alvenaria executada com unidades de pedra. Como exemplo são os trabalhos desenvolvidos por Papa (1990), Papa e Taliercio (2005a), Papa e Taliercio (2005b), Anzani et al. (2005) e Ramalho et al. (2005).

2.2.3.2 *Localização das deformações*

Como já comentado, na modelagem numérica das estruturas pode-se simular uma microfissura individualizada (aproximação por fissura discreta) ou o processo de evolução da microfissuração inteiramente via lei constitutiva local (aproximação por fissuras distribuídas).

Apesar dos méritos de cada aproximação, se torna inviável em uma estrutura de grande porte modelar cada fissura individualmente de forma discreta. Para esses casos, uma aproximação via lei constitutiva local (modelo clássico) se torna conveniente. Porém, a formulação do modelo clássico de dano se caracteriza por apresentar descontinuidade na previsão da resposta estrutural próxima à carga máxima de compressão, fenômeno conhecido como ‘*snap-back*’. Esse fenômeno pode ocorrer numa série de situações envolvendo não-linearidades física e geométrica. Por exemplo, nas estruturas de cascas abatidas, nas estruturas de concreto e, no caso que interessa essa pesquisa, nas estruturas de alvenaria na qual a localização é o fenômeno principal.

Para os modelos constitutivos clássicos, o que ocorre é a formação de uma zona

com características de localização das deformações e com largura tendendo a zero, uma vez que a simulação procura encontrar uma condição compatível com uma fratura discreta. Basta pensar, por simplicidade, em elementos com deformação constante para os quais necessariamente a largura da zona fica associada às suas dimensões. Com o refinamento da malha a largura da zona tende a uma linha, obtendo-se soluções que convergem para uma resposta de energia dissipada nula. Matematicamente, diz-se que o problema resulta mal posicionado (no sentido da existência de um número finito de soluções linearmente independentes que dependem continuamente dos dados). Nesse caso, a descrição matemática deixa de ser uma representação coerente da realidade física, Driemeier (1999).

Pode-se dizer que em mecânica, as zonas de localização ocorrem nos materiais que apresentam o comportamento de '*softening*' nas relações constitutivas. Essas zonas de localização são caracterizadas por descontinuidades no campo de deformação devido aos pronunciados gradientes de deslocamento em partes restritas do meio. Dessa forma, o que se observa é a presença de pequenas regiões do corpo com grandes deformações em comparação com as demais partes do sólido.

Assim, existem duas formas de se verificar o evento da localização das deformações na análise. Primeiro, a curva *força - deslocamento* apresenta uma clara descontinuidade logo após da força de pico, '*snap-back*'. Segundo, o número de interações sobe repentinamente para o passo de carga após a carga de pico e muitas vezes não é possível alcançar o valor de convergência.

Por outro lado, se o fenômeno de localização não estiver presente, então a curva *força - deslocamento* não apresenta qualquer descontinuidade e não existe uma diferença significativa entre o número de interações para os vários passos de carga na análise. Isso pode ser conseguido com a utilização de uma técnica de regularização não-local.

2.2.3.3 *Técnicas de regularização e média não-local.*

Defini-se técnica de regularização como a obtenção de um problema de aproximação bem-comportado a partir de um mal-comportado pela incorporação de restrições de suavidade junto ao modelo. A suavização reflete a não-localidade, isto é, o valor de uma função em um ponto depende da região que envolve esse ponto.

As técnicas de regularização são de grande interesse na modelagem de materiais que apresentam o comportamento de '*softening*'. A técnica surge em mecânica do contínuo originalmente em elasticidade, Eringen (1966) e Kröner (1968).

As técnicas baseiam-se na introdução de um comprimento característico que delimita a faixa de localização com dissipação não nula de energia. O procedimento se mostra capaz

de corrigir as características indesejadas do modelo clássico na obtenção do comportamento de ‘softening’, sendo aplicável a qualquer modelo constitutivo.

A idéia principal da regularização é associar à zona de localização um comprimento mínimo quando o estado de deformação dentro da zona atinge um valor limite. Para que a fixação desse comprimento seja bem fundamentado, uma justificativa que se encontra na literatura é imaginar que ele seja uma ‘propriedade’ do material. Uma maneira utilizada para implementá-lo consiste em formular o problema de modo que a largura da zona esteja implícita no modelo matemático constitutivo.

Encontram-se várias técnicas de regularização na literatura. O contínuo de Cosserat ou Micropolar é uma delas, De Borst (1991). Outras técnicas são os chamados modelos tipo gradiente e tipo integral. No modelo tipo gradiente, derivadas de ordem superior são adicionadas às equações diferenciais parciais que descrevem o dano não-local dos materiais; utilizam esse modelo os trabalhos de Peerlings et al. (1995), De Borst et al. (1995), Comi (1997), Comi (2001), entre outros.

Bažant (1991) apresenta argumentos em micromecânica para a regularização. Admite que a natureza não-local do dano é causada por um processo de fissuração interna. Além disso, defende a tese de que o dano é função da deformação ponderada nas vizinhanças de cada ponto.

Pijaudier-Cabot e Bažant (1987) discutem, em um modelo simplificado de dano, a influência de uma variável não-local calculada como integral sobre um volume representativo da mesma variável localmente definida, teoria que se constitui na base do modelo tipo integral. Os mesmos autores, Pijaudier-Cabot e Bažant (1988), apresentam a mesma integral não-local mostrando argumentos para que sejam ponderadas medidas não ligadas à deformação. Os autores mostram ensaios experimentais para medir o valor do comprimento característico no concreto, sabendo-se que essa variável pode ser quantificada para cada tipo de material.

O modelo tipo integral escolhe uma variável de estado local para realizar a regularização. Geralmente encontram-se três possibilidades: o valor direto do dano, campos de deformação e campos de deslocamento. Jirásek (1998) cita que o valor direto do dano apresenta efeitos de travamento nos estágios finais do processo de ‘softening’. Com relação aos campos de deslocamento e deformação, Jirásek e Marfia (2005) concluem que as curvas *força - deslocamento* assim obtidas são bastante semelhantes.

Pesquisas mostram, também, que os resultados são similares quando se comparam os modelos tipo integral e tipo gradiente e, de certa forma, os procedimentos podem ser considerados equivalentes, Huerta e Pijaudier-Cabot (1994) e Rodríguez-Ferran et al.

(2005).

2.2.4 TÉCNICAS DE MODELAGEM EM ALVENARIA

Lourenço (1996) propõe algumas técnicas de modelagem para a simulação do comportamento da alvenaria, como se mostra a seguir.

2.2.4.1 Micromodelagem detalhada

Na micromodelagem detalhada unidades e juntas de argamassa são representadas por elementos contínuos e áreas de adesão por elementos de interface (descontínuos), Figura 2.26. A área de adesão representa um plano potencial de fissuração/deslizamento. O módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e, opcionalmente, propriedades não-lineares da unidade e da argamassa são levadas em conta. A técnica possibilita o estudo criterioso da ação combinada entre unidade, argamassa e área de adesão.

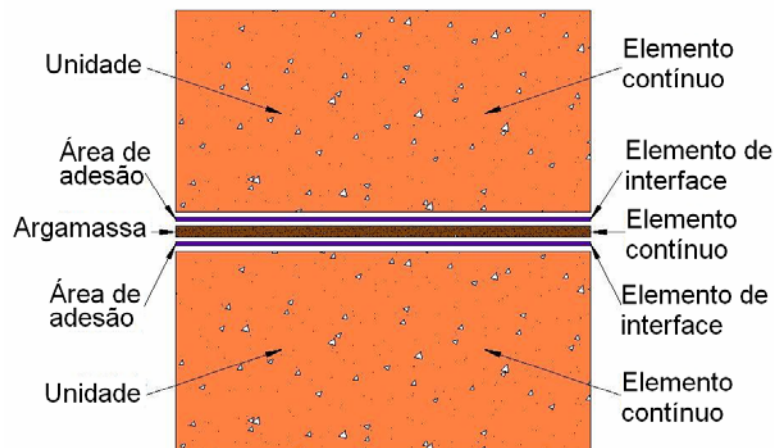


Figura 2.26 - Micromodelagem detalhada.

Nesse modelo, uma fissura pode ocorrer ao longo das áreas de adesão superior e/ou inferior. Uma vantagem é a consideração da deformação transversal da junta em um ensaio de compressão axial. Como desvantagem, a necessidade de uma malha altamente refinada, especialmente no cruzamento entre as juntas horizontal e vertical.

A maioria das pesquisas referentes à micromodelagem se concentra na formulação de leis de interface.

2.2.4.2 Micromodelagem simplificada

Na micromodelagem simplificada apenas um elemento de interface é utilizado para representar a junta e áreas de adesão (superior e inferior). Assim, quantidade menor de elementos são necessários, reduzindo o custo computacional. Uma desvantagem é a não

consideração da deformação transversal da junta.

O que deixa a modelagem mais complexa é a necessidade de correção da espessura do elemento de interface. Usualmente utiliza-se elemento com espessura igual à da junta. Porém, o modelo não chega ao equilíbrio de momentos necessário, com erros da ordem de 10 a 20%. Tal fato é consequência da espessura nula admitida na formulação original dos elementos de interface. Um esquema da micromodelagem simplificada pode ser visto na Figura 2.27.

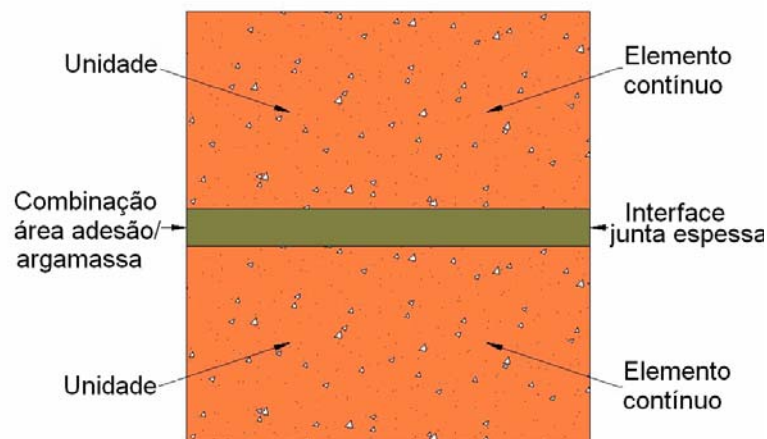


Figura 2.27 - Micromodelagem simplificada.

Como forma de resolver as inconveniências dessa técnica pode-se utilizar unidades com dimensões expandidas.

2.2.4.3 *Micromodelagem simplificada com unidades expandidas*

As unidades têm suas dimensões expandidas e são representadas por elementos contínuos. Juntas e áreas de adesão são representados conjuntamente por elementos de interface descontínuos, Figura 2.28.

Cada junta é simulada como uma interface média. As unidades têm suas dimensões expandidas com o intuito de manter inalteradas as características geométricas da alvenaria. A alvenaria é, então, considerada como um conjunto de unidades elásticas unidas por linhas potenciais de fratura/deslizamento. Perde-se precisão porque o efeito de Poisson na argamassa é desprezado.

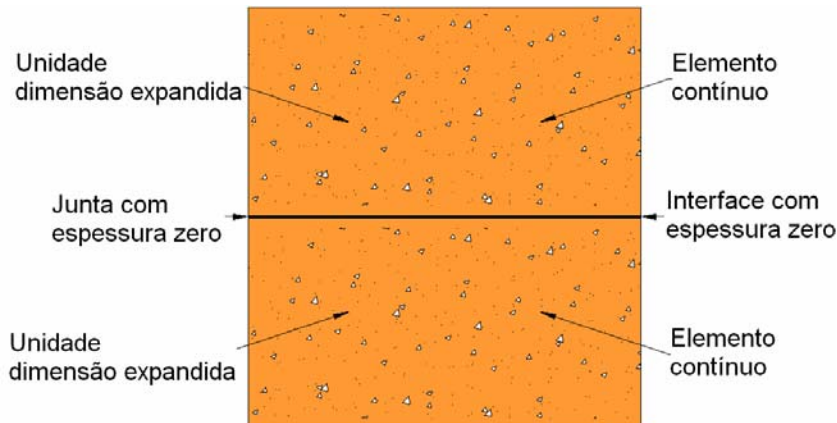


Figura 2.28 - Micromodelagem simplificada com dimensões expandidas das unidades.

2.2.4.4 Macromodelagem

A macromodelagem não faz distinção entre unidades e juntas, trata a alvenaria como um meio homogêneo e contínuo, Figura 2.29.

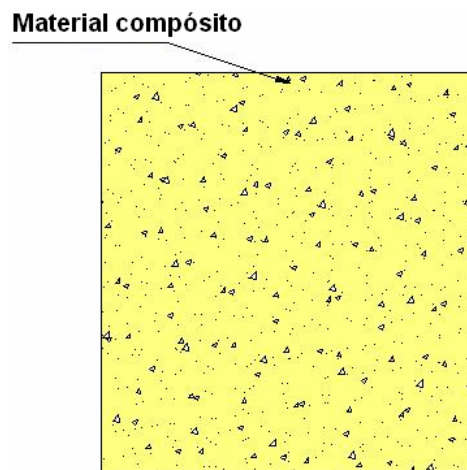


Figura 2.29 - Macromodelagem

Não se pode afirmar qual técnica é mais vantajosa, porque cada uma possui vantagens e desvantagens para diferentes estudos. A escolha deve ser feita de acordo com os objetivos de cada pesquisa.

A micromodelagem é indicada para a previsão do comportamento de detalhes estruturais como, por exemplo, a distribuição de tensões em aberturas de portas e janelas. Todos os fenômenos de ruptura estão incorporados, pois juntas, áreas de adesão e unidades são simulados individualmente.

A macromodelagem é indicada para a análise de estruturas de grande porte. É mais prática e apresenta tempo de processamento menor, economia de memória de

computadores e uma geração de malha mais simples. As juntas são distribuídas em um contínuo anisotrópico homogêneo e a interação entre os componentes não pode ser incorporado no modelo, estabelecendo uma relação entre tensões e deformações médias.

Independente da técnica adotada, resultados numéricos adequados só podem ser alcançados com uma completa descrição do comportamento dos materiais envolvidos.

CAPÍTULO 3 - *Trabalho experimental*

Apresenta-se o trabalho experimental realizado nessa pesquisa. São descritos os ensaios de blocos, prismas, miniparedes e corpos-de-prova de argamassa, todos submetidos à compressão axial. Na seqüência, são analisados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios.

3.1 MATERIAIS, QUANTITATIVOS E PROCEDIMENTOS.

Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), da Universidade de São Paulo.

O programa experimental caracterizou-se por utilizar blocos e argamassas com diferentes propriedades. Para a regularização das faces de prismas, blocos e corpos-de-prova de argamassa utilizaram-se capeamentos.

3.1.1 BLOCOS

Os materiais dos blocos foram aqueles utilizados na construção civil, a saber: concreto, cerâmico e sílico-calcário. Os blocos foram obtidos em lotes únicos diretamente com os fabricantes. Fez-se, antes da utilização, uma inspeção visual e medição das dimensões. A variação dimensional estava dentro das exigências normativas. Os lotes não apresentavam variação significativa de cor e nem patologias como trincas e rachaduras. Porém, a respeito dos blocos sílico-calcários, fez-se uma separação das unidades de bom aspecto visual daquelas que apresentavam trincas.

Os dois lotes de blocos de concreto foram fornecidos pela empresa Tatu, localizada no município de Limeira - SP. Os lotes se diferenciavam apenas pela classe de resistência. Os blocos possuíam espessura variável das paredes, com a face superior medindo 30 mm e a inferior 25 mm. A Figura 3.1 mostra o aspecto dos blocos de concreto para as duas classes de resistência.



a) **Classe de resistência: 4,5 MPa.**



b) **Classe de resistência: 8,0 MPa.**

Figura 3.1 - Blocos de concreto.

Os blocos cerâmicos foram fornecidos pela empresa Selecta, localizada no município de Itu - SP. Os blocos possuíam a espessura das paredes externas medindo 10 mm e as internas 8 mm. A classe de resistência era de 6 MPa, Figura 3.2.



a) **Bloco inteiro.**



b) **Meio bloco.**

Figura 3.2 - Blocos cerâmicos.

Os blocos sílico-calcários foram fornecidos pela empresa Prensil, localizada no município de Jacareí - SP. A classe de resistência era de 10 MPa. O bloco inteiro apresentava 14 furos com diâmetro de 27 mm, Figura 3.3.

a) *Bloco inteiro.*b) *Meio bloco.*

Figura 3.3 - Blocos sílico-calcários.

A Tabela 3.1 resume os diversos tipos de blocos utilizados no trabalho experimental. A tabela identifica o material, a classe de resistência, a denominação utilizada nessa pesquisa e as dimensões reais dos blocos.

Tabela 3.1 - Tipos de blocos do trabalho experimental.

Material	Classe de Resistência (MPa)	Denominação	Dimensões (cm) (largura x altura x comprimento)	
			Bloco inteiro	Meio bloco
Concreto	4,5	C4,5	14 x 19 x 39	14 x 19 x 19
	8,0	C8	14 x 19 x 39	14 x 19 x 19
Cerâmico	6,0	CE6	14 x 19 x 39	14 x 19 x 19
Sílico-calcário	10,0	S10	14 x 11,3 x 24	14 x 11,3 x 11,5

A Tabela 3.2 mostra algumas características físicas dos blocos inteiros: área líquida (A_l), área bruta (A_b), razão entre áreas, absorção, massa específica seca ($\bar{\delta}_s$) e índice de vazios (I). Essas características foram determinadas segundo a NBR 12118:2007.

Tabela 3.2 - Características físicas dos blocos inteiros.

Bloco	A_l (cm ²)	A_b (cm ²)	A_l/A_b	Absorção (%)	$\bar{\delta}_s$ (kg/dm ³)	I (%)
C4,5	286	549	0,52	7,58	2,15	17,20
C8	287	549	0,52	3,75	2,40	8,88
CE6	206	536	0,38	14,39	1,90	27,39
S10	255	335	0,76	14,40	1,83	27,00

Com uma razão A_l/A_b de 0,52 os blocos de concreto foram classificados como vazados. A absorção dos blocos de concreto ficou abaixo do limite de 10%.

Para o bloco sílico-calcário a razão A_1/A_b de 0,76 classificou-o como perfurado. A absorção de 14,4% ficou próxima do valor indicado pela literatura (14%).

Para o bloco cerâmico a razão A_1/A_b de 0,38 classificou-o como vazado. A absorção de 14,39% ficou dentro dos limites do intervalo de 8 a 25%.

3.1.2 ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

A argamassa de assentamento foi a do tipo mista (cimento, cal e areia). Foram utilizados dois traços de argamassa prescritos pela Norma Britânica BS 5628:part 1. Escolheram-se as classes (ii) e (iii), cujos traços em volume são 1 : 0,5 : 4,5 e 1 : 1 : 6. A Tabela 3.3 apresenta a denominação adotada para as argamassas.

Tabela 3.3 - Argamassas de assentamento.

Denominação	Classificação (BS-5628)	Traço (volume)
A1	Classe (ii)	1 : 0,5 : 4,5
A2	Classe (iii)	1 : 1 : 6

Utilizou-se o cimento CPIIE-32 e a cal hidratada CH3 para a execução das argamassas. A areia possuía curva granulométrica que se enquadrava na faixa de areia fina (zona 2) da NBR 8798:1985, Figura 3.4. O módulo de finura da areia foi de 2,19, dentro dos limites recomendados por Sabbatini (1986) que fica entre 1,8 e 2,8.

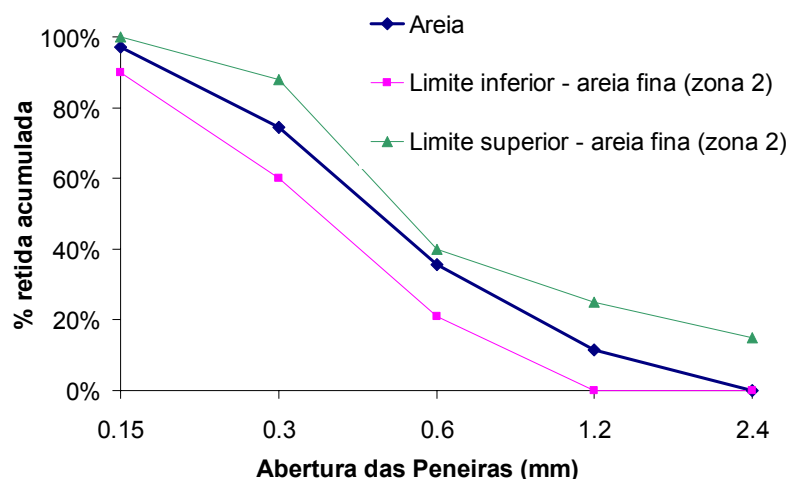


Figura 3.4 - Curva granulométrica da areia.

A Tabela 3.4 mostra as características adotadas para as argamassas. Os valores resultaram de ensaios preliminares de caracterização do material.

Tabela 3.4 - Características da argamassa de assentamento.

Traço (Volume)	Traço (Massa)	Umid. (%)	a/c	I.C (mm)	δ_f (Kg/m ³)	Consumo de cimento (Kg/m ³)	
						Teórico	Real
1 : 0,5 : 4,5	1 : 0,35 : 6,15	18	1,12	290	2062	240,21	233,21
1 : 1 : 6	1 : 0,69 : 8,19	18	1,78	269	2095	181,38	179,06

Onde:

Umid: umidade;

a/c: relação água cimento;

I.C: Índice de consistência, NBR 8798:1985;

δ_f : massa específica da argamassa no estado fresco, NBR 9778:2005.

3.1.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO AXIAL

Todos os ensaios de compressão axial foram realizados na Máquina Universal de Ensaio mecânica hidráulica servo-controlada e computadorizada INSTRON, Figura 3.5. O sistema de aquisição de dados foi feito pelo SYSTEM 5000.



Figura 3.5 - Máquina Universal de Ensaio INSTRON.

Os ensaios foram conduzidos com o controle dos deslocamentos a uma taxa de 0,003mm/s até a completa perda de resistência do componente ou elemento, de forma a conhecer a curva *força - deslocamento* tanto antes quanto após a máxima força de

compressão.

Diversas regiões de medição foram estudadas em ensaios-piloto de blocos e prismas. O objetivo foi verificar o posicionamento dos transdutores de deslocamento (Figura 3.6) para a obtenção desses dados de forma segura e precisa. Apresentam-se os ensaios-piloto no anexo C.



Figura 3.6 - Transdutor de deslocamento.

Dos ensaios-piloto concluiu-se que medidores instalados entre a placa de ensaio e a mesa da máquina forneceram resultados confiáveis, sendo essa região escolhida para os ensaios do trabalho experimental. Assim, foram instalados quatro transdutores em lados opostos de componentes e elementos (faces longitudinais) em todos os ensaios do trabalho experimental. As curvas *força - deslocamento* aqui apresentadas foram obtidas pela média dos deslocamentos desses transdutores.

3.1.4 QUANTITATIVOS

O trabalho experimental compreendeu ensaios de compressão axial nos seguintes componentes e elementos de alvenaria:

- Blocos;
- Corpos-de-prova de argamassa⁷;
- Prismas de 2 blocos;
- Prismas de 3 blocos;
- Miniparedes;

Os capeamentos escolhidos foram o enxofre (capeamento 1) e a pasta de cimento

⁷ Será considerado, por simplicidade, que o *corpo-de-prova* de argamassa seja um componente da alvenaria.

(capeamento 2). Foram utilizados os dois materiais para o capeamento de blocos e apenas o enxofre para os CPs⁸ de argamassa.

Considerando-se os resultados obtidos com os dois tipos de capeamento para blocos, enxofre e pasta de cimento, optou-se pela utilização da pasta de cimento para o capeamento de prismas e miniparedes.

Utilizou-se o mesmo oficial de pedreiro para a execução de todos os elementos. Posteriormente, prismas, miniparedes e também os CPs de argamassa permaneceram no ambiente do laboratório até a data do ensaio, realizado em um período maior que 28 dias.

3.1.4.1 Blocos isolados

A quantidade de blocos ensaiados à compressão axial está resumida na Tabela 3.5. Foram ensaiados doze exemplares para cada tipo de bloco, seis para cada capeamento mencionado.

Tabela 3.5 - Blocos ensaiados à compressão axial.

Tipo de bloco	Capeamento	Exemplares	Total
C4,5	1	6	12
	2	6	
C8,0	1	6	12
	2	6	
CE6,0	1	6	12
	2	6	
S10	1	6	12
	2	6	

Considerando a Tabela 3.5 teve-se um total de quarenta e oito ensaios à compressão axial de blocos isolados. A Figura 3.7 identifica o esquema de ensaio utilizado para os blocos.

⁸ Corpos-de-prova.

**a) Bloco de concreto****b) Bloco cerâmico****c) Bloco sílico-calcário****Figura 3.7 - Ensaio de compressão axial em blocos isolados.**

3.1.4.2 *Corpos-de-prova de argamassa.*

Durante a execução de cada elemento de alvenaria retirou-se um corpo-de-prova de argamassa associado, totalizando setenta e dois CPs de argamassa ensaiados à compressão axial (trinta e seis para cada tipo de argamassa). Os corpos-de-prova de argamassa foram ensaiados nas mesmas idades dos elementos de alvenaria.

A Figura 3.8 mostra o esquema de ensaio à compressão axial dos CPs de argamassa.

**Figura 3.8 - Ensaio de compressão axial em corpos-de-prova de argamassa.**

3.1.4.3 *Prismas*

Para a realização dos ensaios levaram-se em conta as prescrições da NBR 8215:1983. Todos os prismas foram executados com os blocos e os traços de argamassa citados anteriormente. A espessura da junta foi de 1 cm.

A Tabela 3.6 identifica a quantidade de prismas de 2 e 3 blocos nos ensaios de compressão axial.

Tabela 3.6 - Prismas de 2 e 3 blocos ensaiados à compressão axial.

Tipo de bloco	Argamassa	Exemplares	Total
C4,5	A1	3	6
	A2	3	
C8,0	A1	3	6
	A2	3	
CE6,0	A1	3	6
	A2	3	
S10	A1	3	6
	A2	3	

Foram realizados vinte e quatro ensaios em prismas de 2 blocos mais vinte e quatro ensaios em prismas de 3 blocos, totalizando quarenta e oito elementos.

Na Figura 3.9 nota-se o transporte dos prismas realizado com auxílio do carrinho paleteiro.

**Figura 3.9 – Transporte dos prismas.**

O esquema de ensaio dos prismas pode ser visto na Figura 3.10 e na Figura 3.11.

**a) Blocos de Concreto****b) Blocos cerâmicos****c) Blocos sílico-calcários****Figura 3.10 - Ensaios de compressão axial em prismas de 2 blocos.****a) Blocos de Concreto****b) Blocos cerâmicos****c) Blocos sílico-calcários****Figura 3.11 - Ensaios de compressão axial em prismas de 3 blocos.**

3.1.4.4 Miniparedes.

Foram executadas miniparedes nas dimensões de 14 x 79 x 79 cm (largura x altura x comprimento) utilizando blocos cerâmicos e blocos de concreto. Para o bloco sílico-calcário as dimensões da miniparede foram de 14 x 48,2 x 49 cm. As miniparedes foram executadas com dois blocos na dimensão de comprimento, quatro fiadas na altura e juntas com 1 cm de espessura.

A Tabela 3.7 identifica a quantidade de miniparedes ensaiadas à compressão axial.

Tabela 3.7 - Miniparedes ensaiadas à compressão axial.

Tipo de bloco	Argamassa	Exemplares	Total
C4,5	A1	3	6
	A2	3	
C8,0	A1	3	6
	A2	3	
CE6,0	A1	3	6
	A2	3	
S10	A2	3	6
	A1	3	

Na Figura 3.12 nota-se o transporte das miniparedes realizado com o auxílio de ponte rolante e carrinho paleteiro.

**Figura 3.12 - Transporte das miniparedes.**

Utilizou-se perfil metálico acima da miniparede para distribuição da carga aplicada pelo pistão da máquina. A Figura 3.13 mostra um ensaio de miniparede com blocos de concreto utilizando perfil metálico. A Figura 3.14 mostra o esquema de ensaio das miniparedes com blocos cerâmicos e sílico-calcários.



Figura 3.13 - Perfil metálico utilizado nos ensaios de miniparedes.



a) Blocos cerâmicos



b) Blocos sílico-calcários

Figura 3.14 - Ensaios de compressão axial em miniparedes.

3.1.5 PROCEDIMENTO EXECUTIVO

3.1.5.1 Capeamentos

Para a execução do capeamento com enxofre utilizou-se uma capela para auxiliar na retirada dos gases tóxicos durante o derretimento do material, Figura 3.15.



Figura 3.15 - Capela utilizada para o capeamento com enxofre.

O enxofre é comumente utilizado pelos técnicos do Laboratório de Estruturas da EESC, o que facilita seu uso pela experiência adquirida. Porém, é um material tóxico e que se apresenta quebradiço durante o manuseio.

A moldagem do enxofre nas faces dos blocos e dos CPs de argamassa foi feita com o auxílio de fôrmas, Figura 3.16.



a) Blocos cerâmicos e de concreto



b) CPs de argamassa



c) Blocos sílico-calcários

Figura 3.16 - Fôrmas para o capeamento com enxofre.

Já o capeamento com pasta de cimento é extremamente resistente, possibilita o transporte dos elementos de alvenaria sem ser danificado. Tem como desvantagens o maior tempo para execução, dificuldade para o nivelamento e atendimento à espessura de 3 mm.

A pasta foi dosada na proporção 1 : 1 (cimento CPV ARI : areia fina) com quantidade de água suficiente para a consistência necessária. Corpos-de-prova (5 x 10 cm) executados com a pasta de cimento obtiveram resistência à compressão de 40 MPa aos 28 dias, valor bem acima da resistência dos blocos escolhidos para o trabalho experimental.

Para execução do capeamento com pasta de cimento seguiram-se basicamente as seguintes etapas:

1ª - Nivelamento de uma chapa metálica no piso do laboratório;



2ª - Distribuição de óleo na superfície da chapa; distribuição da pasta com espessura de 3 ± 1 mm e assentamento do bloco;



3ª - Nivelamento da superfície do bloco com o auxílio do nível de bolha;



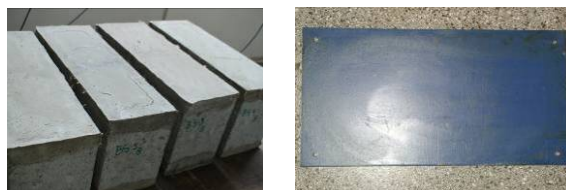
4ª - Retirada do excesso de massa das laterais do bloco;



5ª - Retirada do conjunto chapa mais bloco do piso e colocados em um balcão para a cura;



6ª - Desforma dos blocos após 12 horas, liberando as chapas para mais uma série de execução.



3.1.5.2 *Prismas, miniparedes e corpos-de-prova de argamassa*

A execução de prismas, miniparedes e CPs de argamassa obedeceu uma ordem para minimizar a variabilidade das características da argamassa fresca pelo processo de secagem. Para tanto, foi produzida quantidade de argamassa suficiente para a execução de apenas uma série de elementos e respectivos CPs de argamassa a ela associados.

Uma série foi composta por três elementos e os respectivos CPs de argamassa associados, Figura 3.17. Assim, cada série de execução continha dois prismas (um de 2 e

outro de 3 blocos), uma miniparede e três CPs de argamassa. Para cada traço de argamassa foram executadas três séries, que vão de 1 a 3 para argamassa 1 : 0,5 : 4,5 e de 4 a 6 para argamassa 1 : 1 : 6, Tabela 3.8.



Figura 3.17 - Elementos de alvenaria que compõem uma série.

Tabela 3.8 - Séries de elementos de alvenaria e CPs de argamassa.

Argamassa A1 (1 : 0,5 : 4,5)			Argamassa A2 (1 : 1 : 6)		
Série 1	Série 2	Serie 3	Serie 4	Serie 5	Serie 6

Dessa forma, para cada tipo de bloco (C4,5, C8, CE6, S10) foram executados os elementos e CPs de argamassa mostrados na Tabela 3.8, ou seja, seis prismas de 2 blocos, seis prismas de 3 blocos, seis miniparedes e dezoito CPs de argamassa. Na totalidade, o trabalho experimental compreendeu ensaios em vinte e quatro prismas de 2 blocos, vinte e quatro prismas de 3 blocos, vinte e quatro miniparedes e setenta e dois CPs de argamassa.

O procedimento para a execução de prismas e miniparedes foi o mesmo, independente do tipo de bloco.

A seguir são mostradas as etapas do procedimento executivo dos prismas de 3 blocos cerâmicos, sendo o procedimento também utilizado para os prismas com blocos de outros materiais.

1ª - Nivelamento do bloco inferior (já capeado) no piso do laboratório e preenchimento total da junta de argamassa;



2ª - Assentamento do segundo bloco; ajuste da espessura da junta e nivelamento;



3ª - Aplicação da segunda junta de argamassa repetindo a etapa anterior com bloco superior capeado;



A seguir são mostradas as etapas do procedimento executivo das miniparedes com blocos cerâmicos, sendo o procedimento também utilizado para as miniparedes com blocos de outros materiais.

1ª - Nivelamento do suporte de madeira; nivelamento da primeira fiada de blocos inferiores (capeados) apoiados no suporte;



2ª - Aplicação da primeira junta de argamassa (vertical e horizontal); assentamento e nivelamento dos blocos da segunda fiada e verificação da



espessura das juntas;

3ª – Repete-se a etapa anterior até a quarta fiada e executa-se o capeamento na face superior da última fiada de blocos;



4ª - Acerto final e nivelamento da face superior capeada.



A execução dos CPs de argamassa segue prescrições da NBR 7215:1996. Foram utilizadas fôrmas metálicas cilíndricas nas dimensões de 5 x 10 cm (diâmetro x altura) para a execução dos corpos-de-prova, Figura 3.18.



Figura 3.18 - Execução dos CPs de argamassa em fôrmas metálicas (5 x 10 cm).

3.2 ANÁLISE DE RESULTADOS

Resistência à compressão calculada na área bruta, fator de eficiência e cenários pós-ruptura são analisados para componentes e elementos nesse item.

É utilizada a seguinte convenção de referência no texto que segue:

- bl:*** Bloco;
- Pr-2:*** Prisma de 2 blocos;
- Pr-3:*** Prisma de 3 blocos;
- Par:*** Miniparede;
- f_{cpr2} :** Resistência à compressão do prisma de 2 blocos;

- $f_{car-pr2}$: Resistência à compressão do CP de argamassa associado ao prisma de 2 blocos;
- f_{cpr3} : Resistência à compressão do prisma de 3 blocos;
- $f_{car-pr3}$: Resistência à compressão do CP de argamassa associado ao prisma de 3 blocos;
- f_{cpa} : Resistência à compressão da miniparede;
- f_{car-pa} : Resistência à compressão do CP de argamassa associado à miniparede;

Nas tabelas que seguem, blocos numerados de 1 a 6 foram capeados com pasta de cimento e os de 7 a 12 com enxofre. As curvas experimentais (*força - deslocamento*) para blocos e CPs de argamassa se encontram no anexo A e as curvas dos elementos de alvenaria no capítulo 5.

3.2.1 COMPONENTES E ELEMENTOS EXECUTADOS COM BLOCOS DE CONCRETO C4,5

A Tabela 3.9 mostra a idade de realização dos ensaios de compressão axial nos elementos e nos CPs de argamassa associados.

Tabela 3.9 - Idade (dias) dos ensaios em elementos com blocos C4,5 e CPs de argamassa.

Elemento de alvenaria	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 5	Série 6
<i>Pr-2</i>	62	62	62	61	61	61
<i>Pr-3</i>	62	62	62	64	64	64
<i>Par</i>	76	76	76	75	76	76

A resistência à compressão dos blocos C4,5 é vista na Tabela 3.10. Nota-se que a média de resistência (9,08 MPa) obtida para 12 blocos ficou 101% maior que o valor nominal (4,5MPa). Com relação aos coeficientes de variação da resistência à compressão, verifica-se uma dispersão média (22,6%) para os blocos capeados com pasta e uma dispersão baixa (7,3%) para os capeados com enxofre.

Tabela 3.10 - Resistência à compressão (MPa) de blocos C4,5.

bl	f_b	bl	f_b
1	8,05	7	9,28
2	9,92	8	9,45
3	6,50	9	9,22
4	11,15	10	9,61
5	7,40	11	7,77
6	11,46	12	9,18
Média	9,08	Média	9,08
Sd (MPa)	2,06	Sd (MPa)	0,66
CV(%)	22,6	CV(%)	7,3

A Figura 3.19 mostra o cenário pós-ruptura típico observado para o bloco C4,5, com o rompimento tipo cônico.

**Figura 3.19 - Cenário pós-ruptura do bloco 1 - C4,5.**

A resistência à compressão de elementos e CPs de argamassa associados é vista na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Resistência à compressão (MPa) de elementos C4,5 e CPs de argamassa.

Série	f_{cpr2}	$f_{car-pr2}$	f_{cpr3}	$f_{car-pr3}$	f_{cpa}	f_{car-pa}
1	9,15	7,11	8,14	6,64	6,12	6,06
2	8,10	4,94	5,73	5,83	6,31	5,81
3	6,80	6,72	6,41	5,98	5,29	5,53
Média	8,02	6,26	6,76	6,15	5,91	5,80
S_d (MPa)	1,18	1,16	1,24	0,43	0,54	0,26
4	7,87	4,86	6,08	5,40	4,30	5,51
5	7,15	3,92	7,59	3,89	2,35	4,39
6	7,41	5,71	5,30	4,39	2,10	4,27
Média	7,48	4,83	6,32	4,56	2,92	4,73
S_d (MPa)	0,36	0,90	1,16	0,77	1,20	0,68

Comparando-se as resistências médias da Tabela 3.11, nota-se que as miniparedes foram menos resistentes que os prismas de 3 blocos e esses foram menos resistentes que os prismas de 2 blocos.

A resistência média para os nove corpos-de-prova de argamassa A1 foi 6,07 MPa e para a argamassa A2 foi 4,70 MPa. Com o uso de uma argamassa fraca (A2) notou-se a diminuição da resistência média para prisma de 2 blocos (6,7%), prisma de 3 blocos (6,5%) e miniparede (50%) quando comparada com a resistência média dos correspondentes elementos que usaram argamassa forte (A1).

A resistência das miniparedes das séries 5 e 6, 2,35 MPa e 2,10 MPa respectivamente, ficou bem abaixo do esperado. Esta situação pode ter sido provocada por problemas ocorridos durante o procedimento experimental. Para esses casos verificou-se que as miniparedes apresentavam nivelamento insatisfatório no capeamento, causado possivelmente pelo processo de secagem e a retração da pasta de cimento.

A Tabela 3.12 mostra algumas eficiências para os valores médios de resistência. Nota-se uma tendência daquelas obtidas com argamassa A2 (séries 4, 5, 6) serem menores que as obtidas com argamassa A1. Porém, chama-se a atenção, mais uma vez, para as eficiências que envolvem as miniparedes das séries 5 e 6, refletindo a baixa resistência obtida pelas mesmas.

Tabela 3.12 - Eficiências de prismas e miniparedes executados com blocos C4,5.

Resistência média das Séries	f_{cpr2}/f_b	f_{cpr3}/f_b	f_{cpa}/f_b	f_{cpa}/f_{cpr2}	f_{cpa}/f_{cpr3}
1, 2, 3	0,88	0,74	0,65	0,74	0,87
4, 5, 6	0,82	0,70	0,32	0,39	0,46

A resistência média das argamassas A1 e A2 em relação à resistência média dos blocos C4,5 foi 66% e 51%, respectivamente. Percebe-se que a relação para a argamassa A2 se encontra próxima ao limite inferior indicado na literatura.

O cenário pós-ruptura de prismas e miniparedes foi caracterizado pelo fendilhamento das paredes longitudinais e transversais, independente do traço de argamassa, Figura 3.20, Figura 3.21 e Figura 3.22.

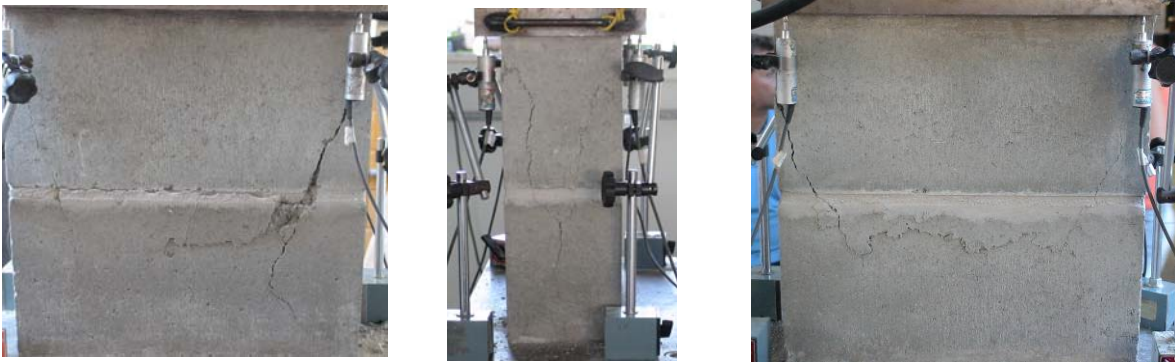


Figura 3.20 - Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos C4,5 - Série 3.



Figura 3.21 - Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos C4,5 - Série 2.



Figura 3.22 - Cenário pós-ruptura da miniparede C4,5 - Série 3.

3.2.2 COMPONENTES E ELEMENTOS EXECUTADOS COM BLOCOS DE CONCRETO C8

A Tabela 3.13 mostra a idade de realização dos ensaios de compressão axial nos elementos e nos CPs de argamassa associados.

Tabela 3.13 - Idade (dias) dos ensaios em elementos com blocos C8 e CPs de argamassa.

Elemento de alvenaria	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 5	Série 6
<i>Pr-2</i>	57	58	58	57	57	57
<i>Pr-3</i>	58	58	58	60	60	60
<i>Par</i>	70	70	70	68	69	69

A resistência à compressão dos blocos C8 é vista na Tabela 3.14. Nota-se que a média de resistência (13,74 MPa) obtida para 12 blocos ficou 71% maior que o valor nominal (8,0 MPa). Com relação aos coeficientes de variação da resistência à compressão, verifica-se uma alta dispersão (29%) para os blocos capeados com pasta e uma dispersão média (13,5%) para os capeados com enxofre.

Tabela 3.14 - Resistência à compressão (MPa) de blocos C8.

bl	f_b	bl	f_b
1	9,64	7	15,01
2	16,15	8	14,82
3	15,30	9	13,90
4	10,35	10	13,17
5	19,05	11	10,93
6	10,15	12	16,40
Média	13,44	Média	14,04
S_d (MPa)	3,90	S_d (MPa)	1,90
CV (%)	29,0	CV (%)	13,5

A Figura 3.23 mostra o cenário pós-ruptura típico observado para o bloco C8, com o rompimento tipo cônico. A ruptura de alguns blocos C8 se deu de forma frágil.



Figura 3.23 - Cenário pós-ruptura observado para o bloco 10 - C8.

A resistência à compressão de elementos e CPs de argamassa associados é vista na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 - Resistência à compressão (MPa) de elementos com blocos C8 e CPs de argamassa.

Série	f_{cpr2}	$f_{car-pr2}$	f_{cpr3}	$f_{car-pr3}$	f_{cpa}	f_{car-pa}
1	10,35	6,06	6,87	6,49	6,99	6,82
2	8,27	6,80	10,35	5,83	5,34	6,43
3	8,95	8,20	10,45	8,78	5,34	8,12
Média	9,19	7,02	9,22	7,03	5,89	7,12
S_d (MPa)	1,06	1,51	2,04	1,55	0,95	0,88
4	6,79	5,40	6,97	4,97	5,83	4,76
5	9,10	5,32	8,87	4,39	6,32	3,69
6	11,25	4,82	8,30	3,34	7,38	3,53
Média	9,05	5,18	8,05	4,23	6,51	4,00
S_d (MPa)	2,23	0,31	0,89	0,83	0,79	0,67

Comparando-se as resistências médias da Tabela 3.15, nota-se que as miniparedes foram menos resistentes que os prismas de 3 blocos e esses foram menos resistentes que os prismas de 2 blocos, com exceção de f_{cpr3} em relação ao f_{cpr2} e argamassa A1.

A resistência média para os nove corpos-de-prova de argamassa A1 foi 7,05 MPa e para a argamassa A2 foi 4,47 MPa. Com o uso de uma argamassa fraca (A2) notou-se a diminuição da resistência média para prismas de 2 blocos (1,5%) e prismas de 3 blocos (12,7%) quando comparada com a resistência média dos correspondentes elementos que usaram argamassa forte (A1). A miniparede com argamassa A2 obteve resistência média 10% maior que a correspondente de A1. Esse resultado (inesperado) pode estar ligado a problemas no ensaio.

São mostradas na Tabela 3.16 algumas eficiências para os valores médios de resistência. As eficiências que envolvem as miniparedes refletem a resistência inesperada comentada anteriormente.

Tabela 3.16 - Eficiências de prismas e miniparedes com blocos C8.

Resistência média das Séries	f_{cpr2}/f_b	f_{cpr3}/f_b	f_{cpa}/f_b	f_{cpa}/f_{cpr2}	f_{cpa}/f_{cpr3}
1, 2, 3	0,67	0,67	0,43	0,64	0,64
4, 5, 6	0,66	0,59	0,47	0,72	0,81

As resistências médias das argamassas A1 e A2 em relação à resistência média dos blocos C8 foi 51% e 32%, respectivamente. O baixo valor de resistência das argamassas A2 em relação aos blocos C8 poderia inviabilizar sua aplicação prática. Porém, a título de pesquisa, a situação foi considerada normalmente para as análises propostas.

O cenário pós-ruptura de prismas e miniparedes foi caracterizado pelo fendilhamento das paredes longitudinais e transversais combinado com o esmagamento da argamassa (independente do traço), Figura 3.24, Figura 3.25 e Figura 3.26.



Figura 3.24 - Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos C8 - Série 1.

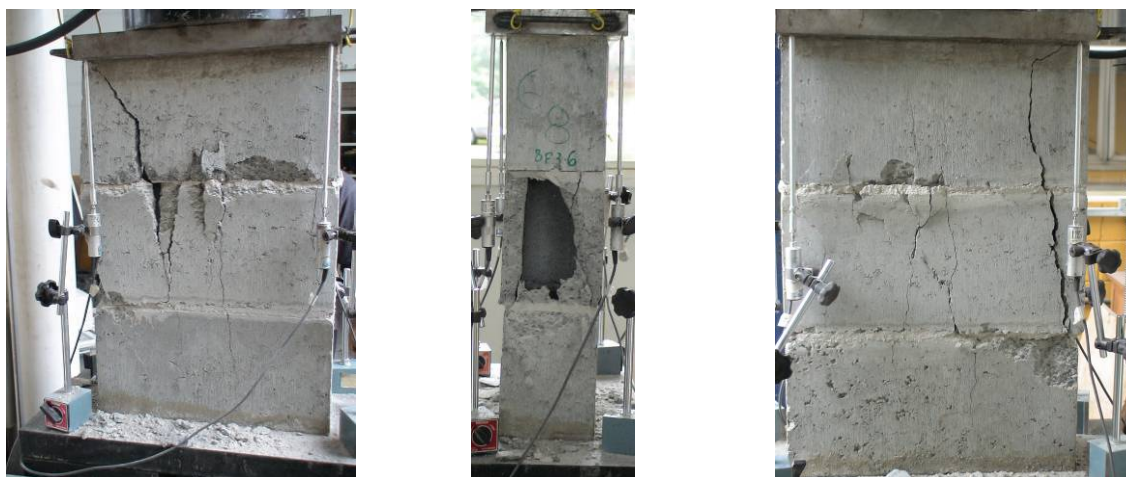


Figura 3.25 - Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos C8 - Série 6.



Figura 3.26 - Cenário pós-ruptura da miniparede com blocos C8 - Série 6.

3.2.3 COMPONENTES E ELEMENTOS EXECUTADOS COM BLOCOS CERÂMICOS CE6

A Tabela 3.17 mostra a idade de realização dos ensaios de compressão axial nos elementos e nos CPs de argamassa associados.

Tabela 3.17 - Idade (dias) dos ensaios em elementos com blocos CE6 e CPs de argamassa.

Elemento de alvenaria	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 5	Série 6
<i>Pr-2</i>	30	30	29	30	29	29
<i>Pr-3</i>	41	41	41	31	30	30
<i>Par</i>	43	43	43	43	42	42

A resistência à compressão dos blocos CE6 é vista na Tabela 3.18. Nota-se que a média de resistência (8,26 MPa) obtida para 12 blocos ficou até 37% maior que o valor nominal (6,0 MPa). Com relação aos coeficientes de variação da resistência à compressão, verificam-se dispersões com valores médios.

Tabela 3.18 - Resistências à compressão (MPa) de blocos CE6.

bl	f_b	bl	f_b
1	10,99	7	6,62
2	9,02	8	9,41
3	8,88	9	9,10
4	6,98	10	7,01
5	6,35	11	8,49
6	9,52	12	6,22
Média	8,62	Média	7,89
S_d (MPa)	1,70	S_d (MPa)	1,47
CV (%)	19,7	CV (%)	18,6

Para os blocos cerâmicos que apresentavam paredes delgadas a ruptura ocorreu pela instabilidade das paredes externas. Notou-se a ocorrência da separação das paredes longitudinais externas das internas. A Figura 3.27 mostra o cenário pós-ruptura típico observado no ensaio para o bloco CE6.

**Figura 3.27 - Cenário pós-ruptura observado para o bloco 6 - CE6.**

A resistência à compressão de elementos e CPs de argamassa associados é vista na Tabela 3.19.

Tabela 3.19 - Resistência à compressão (MPa) de elementos com blocos CE6 e CPs de argamassa.

Série	f_{cpr2}	$f_{car-pr2}$	f_{cpr3}	$f_{car-pr3}$	f_{cpa}	f_{car-pa}
1	4,62	7,31	3,92	7,11	3,44	7,66
2	3,50	6,72	3,94	8,08	2,84	8,16
3	2,93	7,34	3,82	8,39	3,70	7,94
Média	3,70	7,12	3,89	7,86	3,33	7,92
S_d (MPa)	0,89	0,35	0,06	0,67	0,44	0,25
4	3,17	5,28	3,64	3,96	2,89	4,80
5	3,53	5,25	4,16	5,95	3,24	5,40
6	4,26	5,09	2,93	5,71	2,86	4,51
Média	3,59	5,21	3,58	5,21	3,00	4,90
S_d (MPa)	0,59	0,10	0,62	1,09	0,21	0,45

Comparando-se as resistências médias da Tabela 3.19, nota-se que as miniparedes foram menos resistentes que os prismas de 3 blocos e esses foram menos resistentes que os prismas de 2 blocos. Com exceção do prisma de 3 blocos em relação ao de 2 com argamassa A1.

A resistência média para os nove corpos-de-prova de argamassa A1 foi 7,63 MPa e para a argamassa A2 foi 5,05 MPa. Com o uso de uma argamassa fraca (A2) notou-se a diminuição da resistência média para prismas de 2 blocos (2,9%), prismas de 3 blocos (7,9%) e miniparede (9,9%) quando comparada com a resistência média dos correspondentes elementos que usaram argamassa forte (A1). A resistência média de todos os elementos de alvenaria tiveram valores entre 3,00 e 3,89 MPa.

São mostradas na Tabela 3.20 algumas eficiências para as resistências médias. Notou-se a tendência daquelas obtidas com argamassa A2 (séries 4, 5, 6) serem menores que as obtidas com argamassa A1.

Tabela 3.20 – Eficiências de prismas e miniparedes com blocos CE6.

Resistência média das Séries	f_{cpr2}/f_b	f_{cpr3}/f_b	f_{cpa}/f_b	f_{cpa}/f_{cpr2}	f_{cpa}/f_{cpr3}
1, 2, 3	0,45	0,47	0,40	0,90	0,85
4, 5, 6	0,43	0,43	0,36	0,84	0,84

As resistências médias das argamassas A1 e A2 em relação à resistência média dos blocos CE6 foi 92% e 61%, respectivamente.

Durante os ensaios dos elementos ocorreram estalos advindos da fissuração dos blocos. Os ruídos aumentavam de intensidade e frequência à medida que se aproximava da tensão de ruptura.

O cenário pós-ruptura de prismas e miniparedes apresentou-se da mesma forma que nos blocos isolados, com a separação das paredes longitudinais externas das paredes internas, Figura 3.28, Figura 3.29 e Figura 3.30.



Figura 3.28 - Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos CE6 - Série 1.

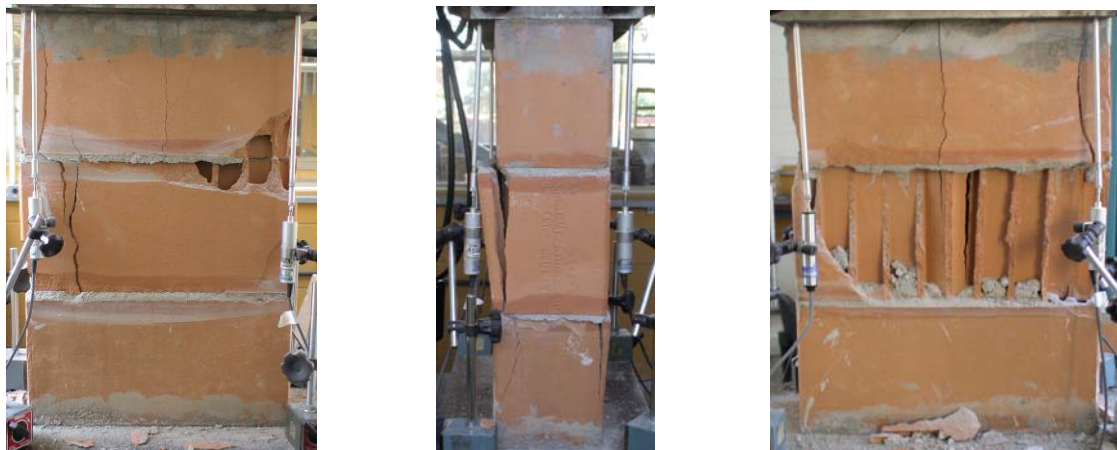


Figura 3.29 - Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos CE6 - Série 5.



Figura 3.30 - Cenário pós-ruptura da miniparede com blocos CE6 - Série 2.

3.2.4 COMPONENTES E ELEMENTOS EXECUTADOS COM BLOCOS SÍLICO-CALCÁRIOS S10

A Tabela 3.21 mostra a idade de realização dos ensaios de compressão axial nos elementos e CPs de argamassa associados.

Tabela 3.21 - Idade (dias) dos ensaios em elementos com blocos S10 e CPs de argamassa.

Elemento de alvenaria	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 5	Série 6
<i>Pr-2</i>	50	50	50	48	48	48
<i>Pr-3</i>	50	50	50	49	49	49
<i>Par</i>	51	51	51	49	50	50

A resistência à compressão dos blocos S10 é vista na Tabela 3.22. Nota-se que a média de resistência (11,34 MPa) obtida para 12 blocos ficou até 13% maior que o valor nominal (10 MPa). Com relação aos coeficientes de variação da resistência à compressão, verificam-se baixas dispersões.

Tabela 3.22 - Resistências à compressão (MPa) de blocos S10.

bl	f_b	bl	f_b
1	10,04	7	10,50
2	11,33	8	12,37
3	11,70	9	12,08
4	11,48	10	10,79
5	12,89	11	11,26
6	10,66	12	11,02
Média	<i>11,35</i>	Média	<i>11,34</i>
S_d (MPa)	<i>0,97</i>	S_d (MPa)	<i>0,74</i>
CV (%)	<i>8,5</i>	CV (%)	<i>6,5</i>

A Figura 3.31 mostra o cenário pós-ruptura típico observado para o bloco S10. Notou-se um rompimento tipo cônico.



Figura 3.31 - Cenário pós-ruptura observado para o bloco 1 - S10.

A resistência à compressão de elementos e CPs de argamassa associados é vista na Tabela 3.23.

Tabela 3.23 - Resistências à compressão (MPa) de elementos com blocos S10 e CPs de argamassa.

Série	f_{cpr2}	$f_{car-pr2}$	f_{cpr3}	$f_{car-pr3}$	f_{cpa}	f_{car-pa}
1	9,63	7,31	9,85	7,38	8,15	7,03
2	9,60	7,03	9,68	8,24	7,45	5,87
3	10,90	8,51	9,60	8,47	8,86	8,32
Média	<i>10,04</i>	<i>7,62</i>	<i>9,71</i>	<i>8,03</i>	<i>8,15</i>	<i>7,07</i>
S_d (MPa)	<i>0,74</i>	<i>0,79</i>	<i>0,13</i>	<i>0,57</i>	<i>0,71</i>	<i>1,03</i>
4	9,51	5,48	7,53	5,17	8,06	4,20
5	8,51	3,19	9,62	3,54	7,75	4,06
6	9,69	4,90	8,86	4,31	6,57	4,27
Média	<i>9,24</i>	<i>4,52</i>	<i>8,67</i>	<i>4,34</i>	<i>7,46</i>	<i>4,18</i>
S_d (MPa)	<i>0,64</i>	<i>1,19</i>	<i>1,06</i>	<i>0,82</i>	<i>0,79</i>	<i>0,11</i>

Comparando-se as resistências médias da Tabela 3.23 nota-se que as miniparedes foram menos resistentes que os prismas de 3 blocos e esses foram menos resistentes que os prismas de 2 blocos.

A resistência média para os nove corpos-de-prova de argamassa A1 foi 7,57 MPa e para a argamassa A2 foi 4,34 MPa. Com a utilização de uma argamassa fraca (A2) notou-se a diminuição da resistência média para prisma de 2 blocos (7,9%), prisma de 3 blocos (10,7%) e miniparede (8,4%) quando comparada com a resistência média dos correspondentes elementos que usaram argamassa forte (A1).

São mostradas na Tabela 3.24 algumas eficiências para as resistências médias. Nota-se uma tendência daquelas obtidas com argamassa A2 (séries 4, 5, 6) serem menores que as obtidas com argamassa A1, com exceção de f_{cpa}/f_{cpr3} .

Tabela 3.24 - Eficiências de prismas e miniparedes com blocos S10.

Resistência média das Séries	f_{cpr2}/f_b	f_{cpr3}/f_b	f_{cpa}/f_b	f_{cpa}/f_{cpr2}	f_{cpa}/f_{cpr3}
1, 2, 3	0,89	0,86	0,72	0,81	0,84
4, 5, 6	0,81	0,76	0,66	0,80	0,86

As resistências médias das argamassas A1 e A2 em relação à resistência média dos

blocos S10 foi 66% e 38%, respectivamente. O baixo valor de resistência das argamassas A2 em relação aos blocos S10 poderia inviabilizar sua aplicação prática. Porém, a título de pesquisa, a situação foi considerada normalmente para as análises propostas.

O cenário pós-ruptura de prismas e miniparedes foi caracterizado pelo fendilhamento das paredes longitudinais e transversais, independente do traço de argamassa, Figura 3.32 e Figura 3.33 e Figura 3.34.



Figura 3.32 - Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos S10 - Série 1.



Figura 3.33 Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos S10 - Série 1.



Figura 3.34 - Cenário pós-ruptura da miniparede com blocos S10 - Série 1.

3.2.5 CORPOS-DE-PROVA DE ARGAMASSA

Independente do traço, todas os CPs de argamassa apresentaram comportamento

semelhante nos ensaios de compressão axial. A Figura 3.35 mostra os cenários pós-ruptura observados.



Figura 3.35 - Cenários pós-ruptura de corpos-de-prova de argamassa.

3.3 COMENTÁRIOS

O trabalho experimental cumpriu com os objetivos específicos desta pesquisa. Conseguiu-se obter o comportamento experimental até a completa perda de resistência para todos os componentes e elementos. Com relação aos resultados de resistência, notam-se valores satisfatórios para blocos, CPs de argamassa, prismas e miniparedes. Na maioria dos casos as eficiências estão dentro dos valores indicados na literatura. Da mesma forma, os cenários pós-ruptura são aqueles comumente observados nesses ensaios.

Percebe-se a influência direta da argamassa na resistência de um elemento. Nota-se que uma argamassa fraca (A2) diminui a resistência média de um elemento quando comparada com o correspondente elemento com argamassa forte (A1).

Geralmente, as miniparedes apresentaram-se menos resistentes que os prismas de 3 blocos que, por sua vez, foram menos resistentes que os prismas de 2 blocos.

Alguns resultados foram comprometidos por problemas durante o procedimento experimental. Verificou-se que o capeamento com pasta de cimento apresentou nivelamento insatisfatório no momento do ensaio, causado possivelmente pelo processo de secagem e retração da pasta. Entretanto, essas ocorrências não inviabilizam a etapa de análise numérica e, para esses casos, pode-se até utilizar os resultados numéricos obtidos para prever o possível comportamento experimental.

Aspecto que deve ser notado, ainda, se refere à dispersão nos resultados de resistência dos blocos. As maiores dispersões ocorreram para os blocos capeados com pasta de cimento, especialmente para os de concreto C8. Já as menores dispersões ocorreram para os blocos S10, especialmente para os capeados com enxofre. Notaram-se eficiências entre argamassas A2 e blocos C8 e S10 abaixo de 50%, provocando um

subaproveitando da capacidade resistente dos elementos.

CAPÍTULO 4 - Modelagem numérica

São mostradas as particularidades das modelagens realizadas. Apresentam-se características do modelo clássico de dano e da técnica de regularização (modelo não-local). Faz-se um estudo das principais etapas para a aplicação dessas ferramentas e uma análise paramétrica do modelo.

Apresentam-se geometrias e malhas de EF de blocos, CPs de argamassa e elementos de alvenaria. Com uma análise não-linear física, calibram-se parâmetros que ajustam o comportamento numérico ao experimental de componentes. Não são levados em conta possíveis efeitos da não-linearidade geométrica no comportamento experimental.

Utiliza-se um microcomputador com processador Pentium 4, frequência de 3 GHz e memória RAM contendo 4 Gb para os processamentos numéricos.

4.1 PROGRAMA *FEAP*

Utiliza-se o programa *GID* (versão 7.2) para o pré-processamento dos modelos. Pesquisadores do Instituto Politécnico de Milão desenvolveram uma interface *GID – FEAP* que facilitou sobremaneira a preparação dos arquivos de entrada no *FEAP*. São definidas as geometrias, as malhas de EF e as condições de contorno em componentes e elementos. Maiores informações sobre o *GID* são vistos em Ribó et al. (2002).

Para os processamentos numéricos utiliza-se o programa em elementos finitos *FEAP* (*Finite Element Analysis Program*, versão 7.4). O *FEAP* apresenta-se como um código aberto escrito em linguagem *FORTTRAN* utilizado para aplicações estruturais, problemas térmicos e

termodinâmicos. Possui rotinas para entrada de dados, solução de problemas não-lineares e saída gráfica para visualização de resultados. Maiores informações podem ser encontradas em Taylor (2002) e em Zienkiewicz e Taylor (2005).

Obviamente, não é o objetivo principal de essa pesquisa discutir em detalhes o modelo de dano usado na análise numérica. No entanto, são apresentadas a seguir suas características mais importantes.

A análise numérica realizada baseia-se no procedimento de um modelo de dano local originalmente desenvolvido por Papa e Taliércio (2005a). Esse modelo foi adaptado por Ramalho et al. (2005) e implementado no programa *FEAP*[®]. O procedimento se mostra eficaz para a avaliação do comportamento *tensão - deformação* desde os estágios iniciais do carregamento até a carga de pico no elemento estrutural, especialmente quando o elemento está submetido a carregamentos nos quais a compressão é seu principal efeito, Anzani et. al (2005).

O procedimento numérico de dano local, considerando materiais frágeis submetidos a um campo não constante de deformação e utilizando uma análise em elementos finitos, geralmente leva a uma forte concentração de deformação. Isto significa obter resultados espúrios e forte sensibilidade à malha de elementos finitos (Jirásek 1998). Tipicamente, as deformações inelásticas se concentram em um elemento ou uma faixa de elementos. Como consequência, se torna impossível avaliar a curva completa *força - deslocamento*, especialmente na região de '*softening*', ou seja, desde a carga de pico até a completa ruptura do material.

Considerando os problemas citados, o procedimento de dano foi alterado e um modelo de dano não-local baseado na ponderação das deformações foi implementado. Nesse caso, as deformações em cada ponto são calculadas através de uma média ponderado na região espacial da vizinhança do ponto, Ramalho et al. (2007).

É importante mencionar que o fenômeno de dano é considerado através de um tensor D , simétrico e de segunda ordem. Assim, a lei *tensão – deformação* não-linear do material fica expressa da seguinte forma:

$$\varepsilon = C(D)\sigma \tag{1}$$

Onde $C(D)$ é a matriz de flexibilidade de quarta ordem do material danificado dependente do tensor de dano D .

Os autovalores e autovetores normalizados do tensor de dano são denotados por D_α

e n_α ($\alpha = I, II, III$), respectivamente. Cada um dos planos de dano (ortotrópico) está associado a um plano de microfissura que se forma no sólido. Assim, com a ativação de uma direção qualquer de dano supõe-se que sua orientação permaneça fixa durante toda a história de tensão.

A variável que conduz o processo de danificação é suposta uma medida de deformação equivalente, $y = \frac{1}{2} \varepsilon^2$. Quando o maior autovalor de y atinge o valor crítico, y_{0C} ou y_{0T} dependendo do sinal da deformação associada, ativa-se a primeira direção de dano (n_I). Uma direção de dano adicional, n_{II} , pode ser ativada no plano ortogonal a n_I se o componente direto máximo de y , isto é, $y_{hh} = n_h \cdot (y \cdot n_h)$ com $n_h \perp n_I$, atingir o limiar de dano. A terceira direção de dano possível é necessariamente $n_{III} = n_I \wedge n_{II}$.

Nessas condições, cada valor principal do tensor de dano evolui de acordo com a lei:

$$D_\alpha = 1 - \frac{C_H}{1 + A_H \langle y_{hh} - y_{0H} \rangle^{B_H}}, \quad \alpha = I, II, III. \quad (2)$$

Na equação 2, $\langle * \rangle$ são colchetes de McAuley. A_H , B_H e C_H são os parâmetros de dano que assumem diferentes valores de acordo com o sinal da componente de deformação que ativa o dano ($H=T$ para tração; $H=C$ para compressão).

Vale a pena mencionar que na fase inicial do carregamento, antes que qualquer direção de dano seja ativada, o comportamento do material pode ser considerado como elástico-linear e, nesse caso, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson também são necessários.

Além dos parâmetros locais de dano, também é pertinente definir a vizinhança espacial de um ponto de modo a se considerar o procedimento não-local de dano. Essa região espacial é normalmente uma esfera, caracterizada pelo seu raio não-local (R_{nl}). Neste trabalho o raio é adotado como o menor valor para que o procedimento numérico não apresente concentração de deformação, ou seja, efeitos de dependência da malha.

Nas modelagens dessa pesquisa utilizam-se apenas os parâmetros de dano ligados aos esforços de compressão (A_c , B_c e C_c) da equação 2. Isso se justifica pelo tipo de ensaio adotado no trabalho experimental.

4.1.1 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Apresenta-se um exemplo de aplicação das ferramentas de dano do programa *FEAP*, mostrando as principais etapas da análise numérica dessa pesquisa.

A simulação numérica é a de um bloco sílico-calcário submetido à compressão axial estudado no trabalho experimental. Assim, calcula-se o módulo de elasticidade ($E=193,81 \text{ kN/cm}^2$) e adota-se o coeficiente de Poisson ($\nu =0,2$). A geometria apresenta as dimensões reais do bloco sílico-cacário, ou seja, $140 \times 113 \times 240 \text{ mm}$ (largura x altura x comprimento). Como condições de contorno consideram-se deslocamentos restritos em todas as direções na base e, no topo, nas direções X e Y. Também se aplica no topo deslocamento de 3 mm na direção Z (compressão).

O elemento finito é o isoparamétrico de 8 nós. São adotadas três discretizações contendo, cada uma, 160, 330 e 945 elementos finitos, Figura 4.1. Varia-se a malha de elementos para verificar sua influência nos resultados.

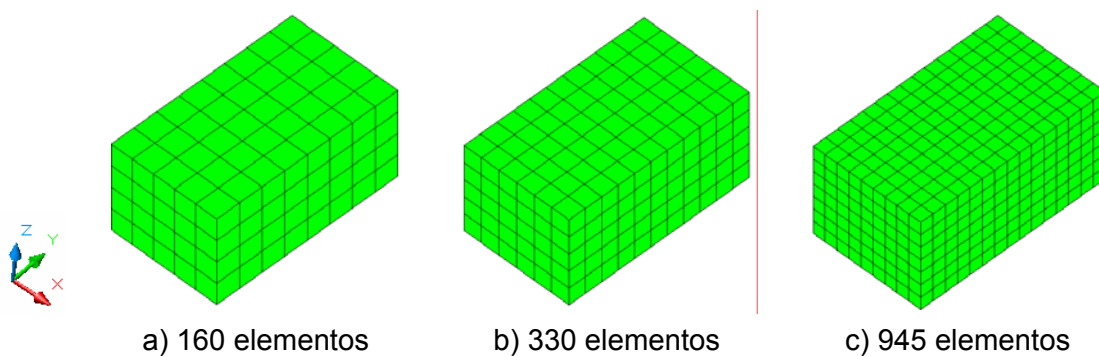


Figura 4.1 - Malhas de elementos utilizadas para o bloco.

Após definir malhas, calibram-se os parâmetros de dano A_c , B_c e C_c (equação 2). Faz-se, numa primeira etapa, a modelagem de um cubo com dimensões de 10 mm de lado constituído por um único elemento finito hexaédrico, Figura 4.2.

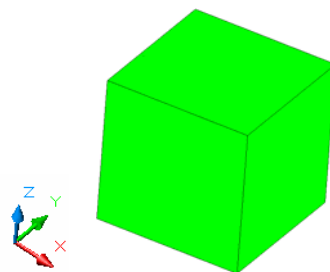


Figura 4.2 - Cubo com dimensões de 10 mm.

Utiliza-se no cubo as mesmas características elásticas e de vinculação do bloco, no entanto, com base simplesmente apoiada. Aspecto interessante reside no fato de se escolher apropriadamente as vinculações da base do cubo para que esse apresente

deformações homogêneas. Conseqüentemente, os parâmetros definidos para o cubo são uma indicação daqueles que devem ser utilizados na modelagem do bloco. Esse procedimento é apresentado em Anzani et al. (2005).

Na calibragem dos parâmetros de dano ajusta-se a curva teórica ($\sigma \times \epsilon$) do cubo à curva experimental do bloco, adotando os valores que fornecem a melhor convergência entre curvas, Figura 4.3. Assim, por tentativas, chegam-se aos valores originais dos parâmetros: $A_c=1250$, $B_c=1,55$ e $C_c=1,05$.

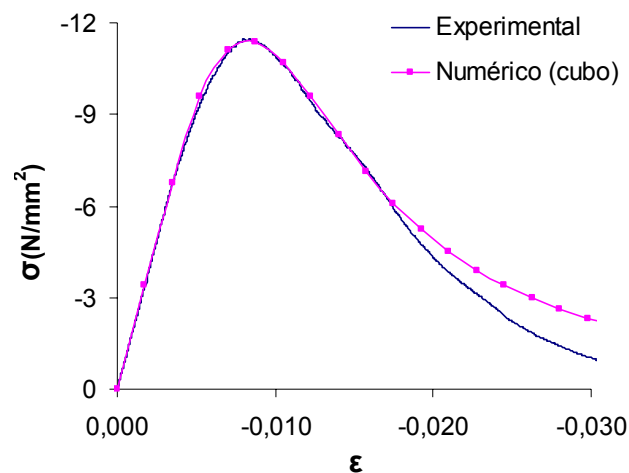


Figura 4.3 - Convergência da curva teórica do cubo à curva experimental do bloco.

Importante ressaltar que a simulação do cubo é apenas um artifício para a indicação dos parâmetros que devem ser utilizados na modelagem da geometria real do bloco. Na maioria das vezes esses valores já são os que ajustam da melhor forma as curvas, assim como ocorre nesse exemplo.

Dessa forma, faz-se o processamento das diferentes discretizações do bloco usando os parâmetros de dano calibrados para o cubo. As curvas *força - deslocamento* numéricas (modelo clássico de dano) e a experimental são vistas na Figura 4.4.

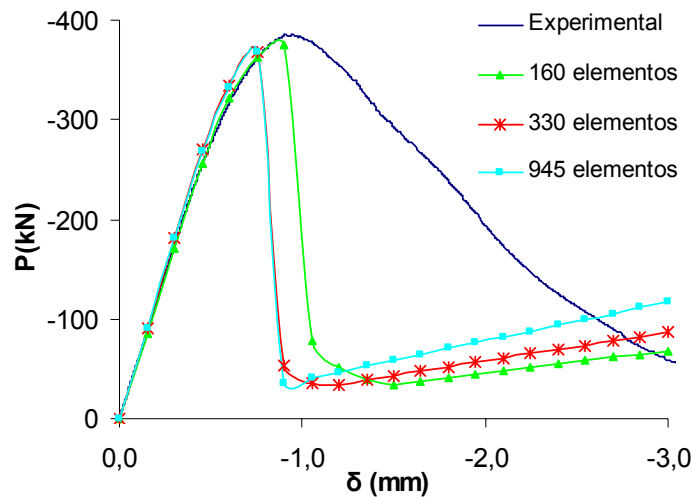


Figura 4.4 - Comportamentos numéricos e o experimental para o bloco (modelo clássico).

Nota-se que os comportamentos das diversas curvas numéricas (Figura 4.4) ajustam-se bem ao resultado experimental até valores próximos à carga última, porém, para o trecho de '*softening*' não foi possível prever os resultados a serem obtidos. Isso ocorre porque o modelo de dano local apresenta uma concentração das deformações.

As geometrias deformadas do bloco, considerando-se o dano local, podem ser vistas na Figura 4.5. Nesses casos ocorre a localização das deformações numa faixa de elementos, situação que se torna mais evidente com o refinamento da malha. Quanto mais refinada, menor a largura da faixa de localização.

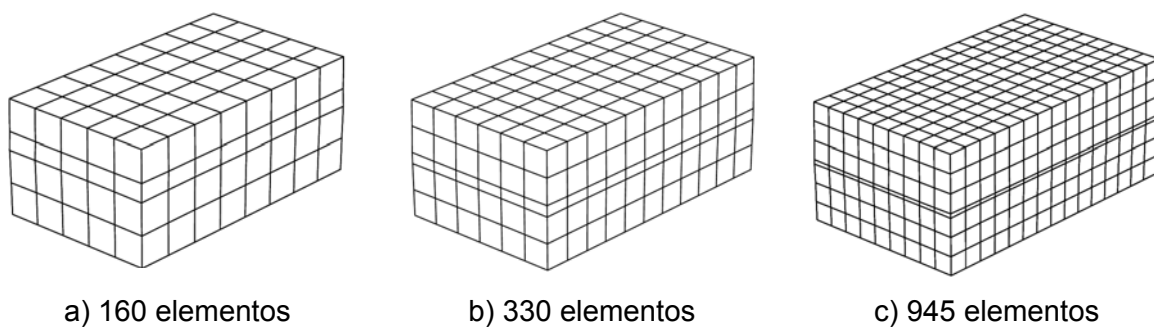


Figura 4.5 - Geometrias deformadas do bloco (dano local).

Assim, para se evitar a dependência da malha, utiliza-se a técnica de regularização apresentada pelo modelo não-local. Passa-se, então, para a definição da região de dimensão finita (raio não-local - R_{nl}), característica principal do modelo. A estratégia é adotar o menor valor de R_{nl} que não produza a concentração e efeitos de dependência da malha, ou seja, quando a curva *força* - *deslocamento* não apresentar descontinuidade ('*snap-back*'),

convergindo à curva experimental.

Para o exemplo do bloco o raio não-local definido foi de 40 mm e os comportamentos numéricos para as diversas malhas podem ser vistos na Figura 4.6. O modelo não-local é capaz de evitar a concentração das deformações, e o trecho do diagrama após a carga máxima, '*softening*', torna-se coerente com os resultados experimentais. O final da curva para malha de 160 elementos, porém, mostra uma pequena descontinuidade possivelmente ligada à sua discretização mais pobre. Essa situação já não se apresenta para as malhas de 330 e 945 elementos, com curvas suaves e praticamente idênticas. Deve ser notada, nesses dois últimos casos, a independência dos resultados em relação às malhas de elementos finitos, aspecto fundamental na análise numérica.

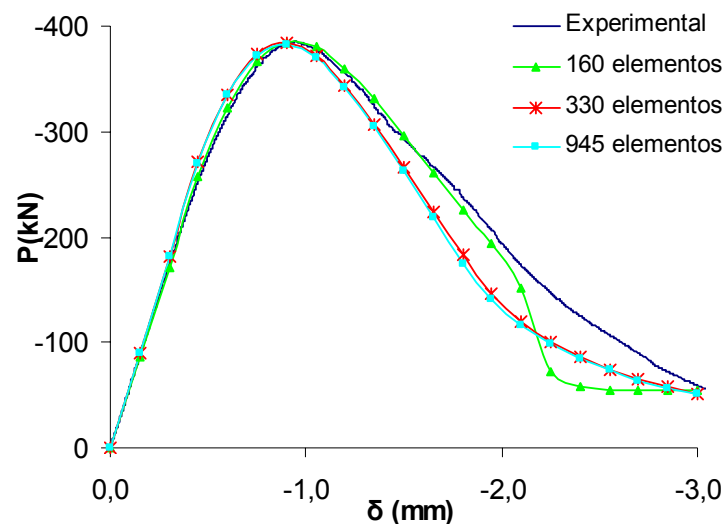


Figura 4.6 - Comportamentos numéricos e o experimental para o bloco (modelo não-local).

As geometrias deformadas do bloco (modelo não-local de dano) podem ser vistas na Figura 4.7. Nesses casos, observa-se a inexistência da banda de localização da deformação. Como seria de se esperar, o modelo não-local regulariza as deformações em uma região finita de raio independente do tamanho dos elementos.

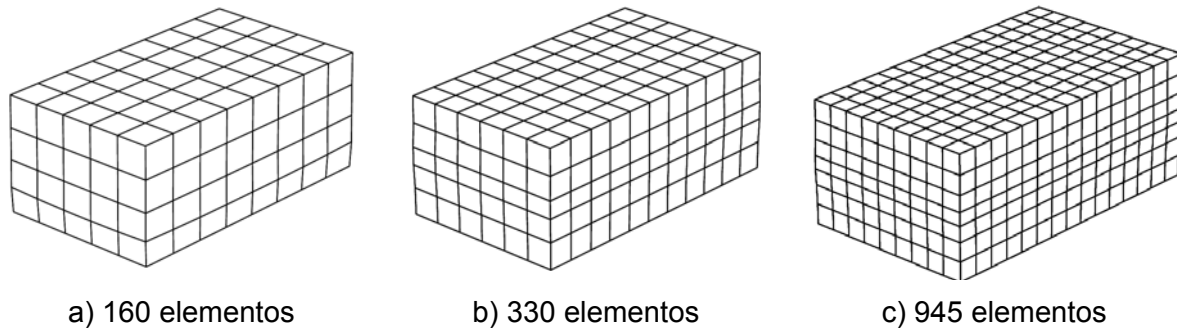


Figura 4.7 - Geometrias deformadas do bloco (modelo não-local).

4.1.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Como discutido, os parâmetros de dano (A_c , B_c , C_c) e o raio não-local (R_{nl}) permitem ajustar o comportamento numérico ao experimental do material alvenaria. Assim, aspecto relevante nas simulações numéricas é o conhecimento da influência dos parâmetros e do raio na resposta do modelo.

Dessa forma, propõe-se estudar cada um dos parâmetros na resposta numérica do bloco. Os parâmetros originais ($A_c=1250$, $B_c=1,55$ e $C_c=1,05$) são variados a uma quantidade correspondente às suas metades. A análise de um deles é feita considerando os demais com os valores originais. O raio não-local permanece, inicialmente, com seu valor original (40 mm).

Para a verificação da influência do parâmetro A_c utilizam-se os valores 625, 1250 e 1875, Figura 4.8. Nota-se que parâmetros A_c maiores diminuem a força de pico. Além do mais, não se observa influência significativa na inclinação do regime elástico-linear e dos trechos “retilíneos” de ‘*softening*’, como se mostra nas linhas tracejadas da Figura 4.8.

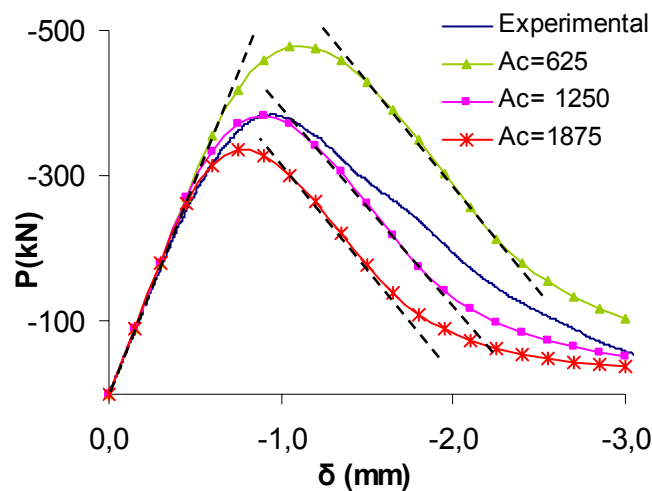


Figura 4.8 - Influência do parâmetro A_c no comportamento numérico do bloco (modelo não-local).

Para a verificação do parâmetro B_c utilizam-se os valores 0,775, 1,550 e 2,325. Parâmetros B_c maiores aumentam a força de pico. Nesse caso ocorre variação na inclinação dos trechos “retilíneos” de ‘softening’, quanto maior o valor de B_c maior a inclinação desse trecho, Figura 4.9.

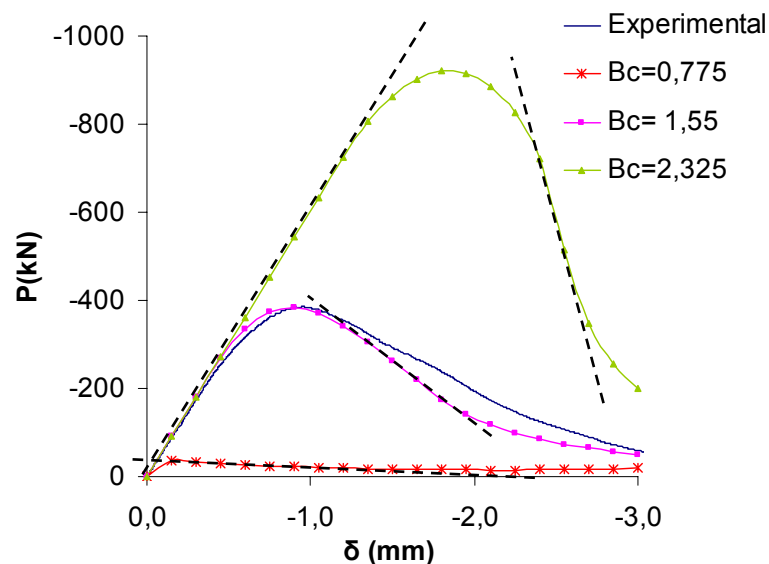


Figura 4.9 - Influência do parâmetro B_c no comportamento numérico do bloco (modelo não-local).

Para a verificação do parâmetro C_c utilizam-se os valores 0,525, 1,050 e 1,575. Parâmetros C_c maiores aumentam a força de pico e a inclinação dos trechos “retilíneos” de ‘softening’. O menor parâmetro altera, também, a inclinação do trecho de regime elástico-linear, Figura 4.10.

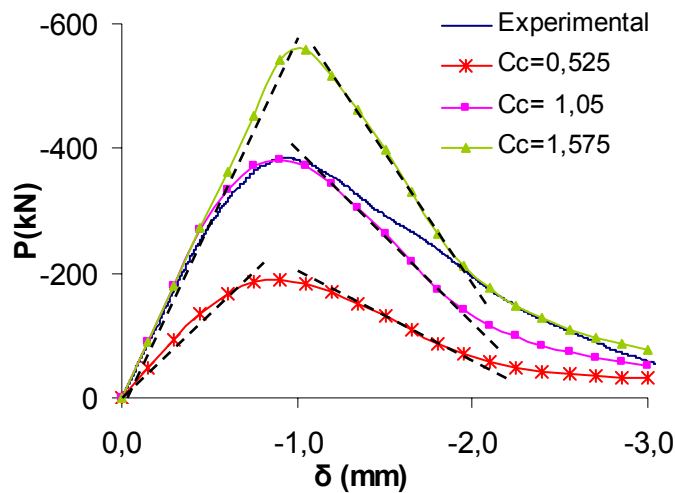


Figura 4.10 - Influência do parâmetro C_c no comportamento numérico do bloco (modelo não-local).

Passa-se, agora, para a verificação do raio não-local. É feita uma análise das diversas curvas obtidas com diferentes raios.

São utilizados os parâmetros de dano originalmente definidos ($A_c=1250$, $B_c=1,55$ e $C_c=1,05$) e a malha de 945 elementos. Além do valor original de 40mm, escolhem-se raios de 20 mm e 60 mm. As curvas *força - deslocamento* numéricas para esses raios podem ser vistas na Figura 4.11.

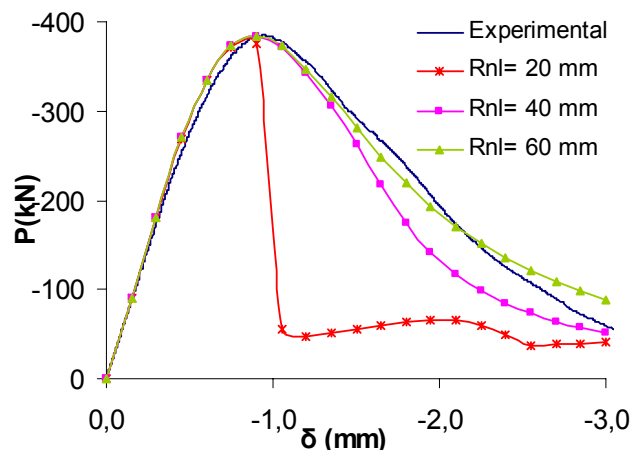


Figura 4.11 - Influência do raio não-local (R_{nl}) no comportamento numérico do bloco.

A curva obtida para o raio de 20 mm apresenta o aspecto de localização da deformação, com descontinuidade próxima à carga de pico. Por outro lado, as demais curvas (raios de 40 mm e 60 mm) são suaves, convergindo aos resultados experimentais. Por causa disso, em tese se poderia adotar qualquer dos valores, 40 ou 60 mm. Na falta de

um estudo mais apurado sobre o melhor valor a ser adotado, optou-se neste trabalho por se adotar sempre o menor valor do raio que não produzisse concentração das deformações. Portanto, 40 mm seria o valor mais indicado para o modelo em questão.

4.2 COMPONENTES

São mostradas as características numéricas da modelagem em blocos e corpos-de-prova de argamassa. Apresentam-se os parâmetros de dano, módulo de elasticidade (área líquida), discretização e a definição do bloco representativo. Todos os modelos possuem as dimensões da geometria real e coeficiente de Poisson igual a 0,2. Como condições de contorno consideram-se deslocamentos restritos em todas as direções na base e, no topo, no plano XY. Também se aplica deslocamento no topo (eixo Z - compressão) na tentativa de simular o ensaio experimental.

Considera-se o “*bloco representativo*” na modelagem dos elementos, feitas a seguir. Esse bloco é obtido pelo comportamento experimental “médio” dos blocos que apresentam eficiência adequada. Dessa forma, leva-se em conta o fator de eficiência entre prisma e bloco (f_{cp2}/f_b), escolhendo-se aqueles blocos que possuem força máxima maior que a observada para os prismas de 2 blocos. Essa é a forma encontrada para selecionar unidades cuja média represente da melhor forma o comportamento experimental.

São utilizados dois tipos de elementos finitos: hexaédrico de oito nós para blocos e tetraédrico de quatro nós para CPs de argamassa.

O comportamento experimental dos blocos e o ajuste da curva teórica à experimental dos CPs de argamassa são mostrados no anexo A. Já o anexo B apresenta resultados numéricos ligados aos níveis de tensão e deslocamento para alguns componentes e elementos.

4.2.1 CORPOS-DE-PROVA DE ARGAMASSA

É relevante lembrar que para cada elemento se retira um corpo-de-prova de argamassa a ele associado, considerando-se o comportamento desse CP representativo da junta de argamassa. Cada CP de argamassa é ensaiado para obter a curva completa *força - deslocamento* e, posteriormente, definição dos parâmetros (elásticos e de danificação) da junta. De fato, corpos-de-prova preparados em fôrmas metálicas não capturam as propriedades ‘*in situ*’ da junta, como comentado na revisão bibliográfica. No entanto, esse tipo de ensaio foi adotado na tentativa de se aproximar os objetivos da pesquisa aos procedimentos padrões de controle das características dos materiais.

Diferentes parâmetros são estabelecidos aos CPs de argamassa para ajustar o

comportamento numérico ao experimental. Para todas as modelagens utiliza-se raio não-local de 50 mm. A geometria é cilíndrica (50 x 100 mm) e a discretização é feita com 663 elementos finitos tetraédricos, Figura 4.2.

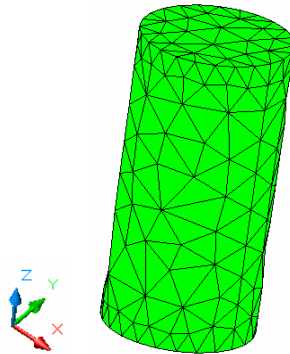


Figura 4.12 - Discretização dos corpos-de-prova de argamassa.

Os parâmetros A_c , B_c , C_c e E de cada CP de argamassa associado a um determinado elemento de alvenaria são mostrados nas tabelas que seguem. A nomenclatura utilizada para os prismas de 2 blocos, prismas de 3 blocos e miniparedes são, respectivamente, *Pr-2*, *Pr-3* e *Par*. Lembrando que os elementos das séries de 1 a 3 usam argamassa 1 : 0,5 : 4,5 e os elementos das séries de 4 a 6 argamassa 1 : 1 : 6.

Os parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos de concreto C4,5 podem ser vistos na Tabela 4.1 e na Tabela 4.2.

Tabela 4.1 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.

Parâmetros	Série 1			Série 2			Série 3		
	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par
A_c	900	975	390	440	500	770	755	375	590
B_c	1,10	1,10	0,87	0,90	0,91	1,00	1,00	0,9	1,00
C_c	1,00	1,10	1,00	1,00	1,37	1,20	1,30	1,00	1,30
E (N/mm^2)	5078,3	3921,6	5656,6	4287,0	3323,2	3396,3	4082,2	5581,8	3149,9

Tabela 4.2 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.

Parâmetros	Série 4			Série 5			Série 6		
	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par
A_c	460	610	610	515	610	600	330	650	810
B_c	0,90	0,97	1,00	0,90	0,97	0,90	0,90	0,90	0,95
C_c	1,09	1,30	1,00	1,09	1,30	1,09	1,00	1,30	1,30
E (N/mm ²)	3840,7	2572,8	3528,9	2726,1	3416,8	4408,7	4138,8	2989,2	2085,5

Os parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos de concreto C8 podem ser vistos na Tabela 4.3 e na Tabela 4.4.

Tabela 4.3 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.

Parâmetros	Série 1			Série 2			Série 3		
	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par
A_c	510	460	550	325	250	360	330	600	630
B_c	1,00	0,9	1,00	0,88	0,85	0,87	0,95	1,00	1,00
C_c	0,90	1,30	0,90	1,30	1,00	1,20	1,10	1,30	1,70
E (N/mm ²)	4788,7	4885,5	5309,5	4103,3	4681,7	4397,0	5329,5	4408,9	3159,2

Tabela 4.4 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.

Parâmetros	Série 4			Série 5			Série 6		
	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par
A_c	225	245	490	570	610	700	480	290	550
B_c	0,85	0,85	0,85	0,90	0,80	0,80	0,95	0,79	0,80
C_c	1,00	1,00	1,50	1,40	1,80	1,80	1,00	0,95	1,40
E (N/mm ²)	3187,6	3210,6	3438,5	3389,8	3636,8	3636,8	3245,4	3099,6	3245,4

Os parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos cerâmicos podem ser vistos na Tabela 4.5 e na Tabela 4.6.

Tabela 4.5 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.

Parâmetros	Série 1			Série 2			Série 3		
	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par
A_c	790	620	340	375	215	295	215	500	370
B_c	0,90	0,90	0,90	0,83	0,80	0,83	0,75	0,95	0,90
C_c	2,60	1,90	1,30	1,70	1,40	1,80	1,50	1,50	1,50
E (N/mm ²)	2733,3	3548,7	4234,6	4048,7	5541,3	3838,5	5733,6	4501,8	4944,7

Tabela 4.6 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.

Parâmetros	Série 4			Série 5			Série 6		
	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par
A_c	320	430	355	315	215	315	215	285	215
B_c	0,90	0,76	0,90	0,85	0,85	0,90	0,75	0,80	0,80
C_c	0,90	1,50	0,90	1,10	1,10	0,90	1,10	1,00	1,10
E (N/mm ²)	4427,4	3699,4	3768,8	3941,3	3310,3	3699,4	4530,0	3928,2	4692,0

Os parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos sílico-calcários podem ser vistos na Tabela 4.7 e na Tabela 4.8.

Tabela 4.7 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.

Parâmetros	Série 1			Série 2			Série 3		
	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par
A_c	410	455	525	595	520	255	470	450	495
B_c	0,90	1,00	0,99	1,00	1,10	0,75	1,05	1,00	1,10
C_c	1,36	1,36	1,36	1,40	0,90	1,40	1,10	1,50	0,90
E (N/mm ²)	4655,0	2748,6	2986,2	3063,0	4905,5	3008,4	4334,2	2970,9	4847,9

Tabela 4.8 - Parâmetros dos CPs de argamassa associados aos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.

Parâmetros	Série 4			Série 5			Série 6		
	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par	Pr-2	Pr-3	Par
A_c	250	290	430	280	370	335	255	330	360
B_c	0,90	0,90	0,80	0,90	0,90	0,90	0,75	0,85	0,80
C_c	0,95	1,00	1,40	0,70	0,95	0,95	1,40	1,30	1,40
E (N/mm^2)	3205,5	2896,5	3518,1	2402,6	2402,6	2408,9	3008,4	2008,0	2394,9

4.2.2 BLOCO DE CONCRETO C4,5

As dimensões do bloco C4,5 são de 140 x 190 x 390 mm. Consideram-se os vazados internos e a espessura variável das paredes, com a face superior medindo 30 mm (Figura 4.13.b) e a inferior 25 mm (Figura 4.13.c). A malha é composta por 1608 elementos finitos, Figura 4.13.a.

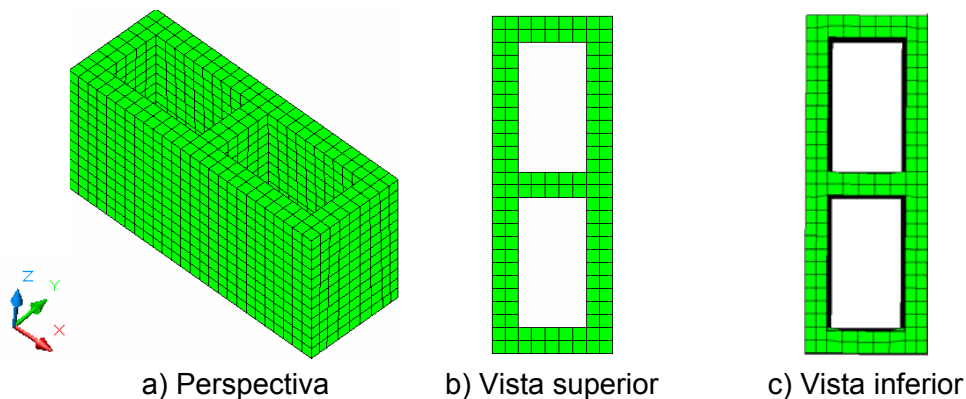


Figura 4.13 - Discretização do bloco de concreto C4,5.

O meio bloco C4,5 possui dimensões de 140 x 190 x 190 mm, malha com 816 elementos finitos e espessura variável das paredes, Figura 4.14.

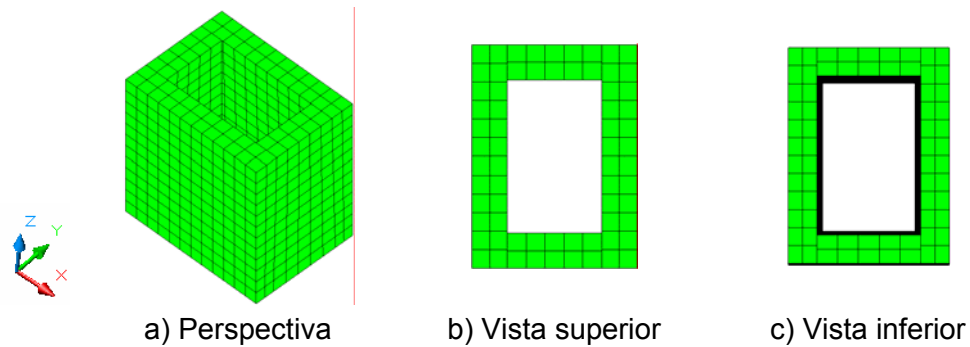


Figura 4.14 - Discretização do meio bloco de concreto C4,5.

Escolhem-se as curvas de oito blocos isolados para obter o bloco representativo C4,5 (Figura 4.15). A denominação *BI i*, dessa figura, corresponde ao bloco de número *i*.

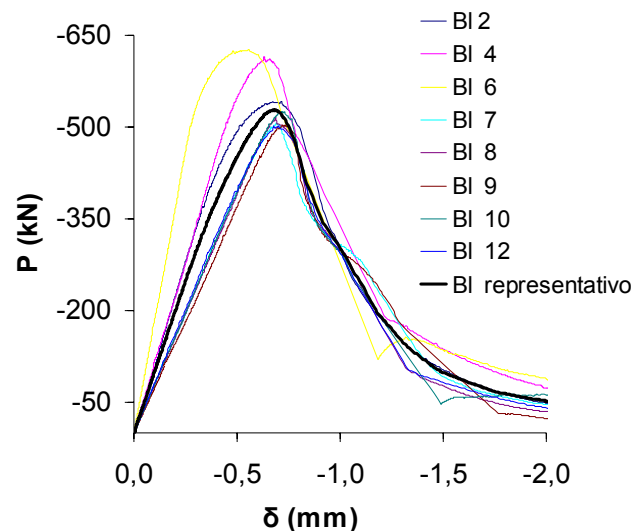


Figura 4.15 - Comportamento do bloco representativo C4,5.

Os parâmetros utilizados na modelagem do bloco representativo C4,5 estão na Tabela 4.9. O ajuste do comportamento numérico ao experimental é visto na Figura 4.16. O tempo de processamento do modelo é de aproximadamente duas horas.

Tabela 4.9 - Parâmetros para o bloco representativo C4,5.

A_c	B_c	C_c	E (N/mm^2)	R_{nl} (mm)
1 100 000	2,8	0,97	6574,8	150

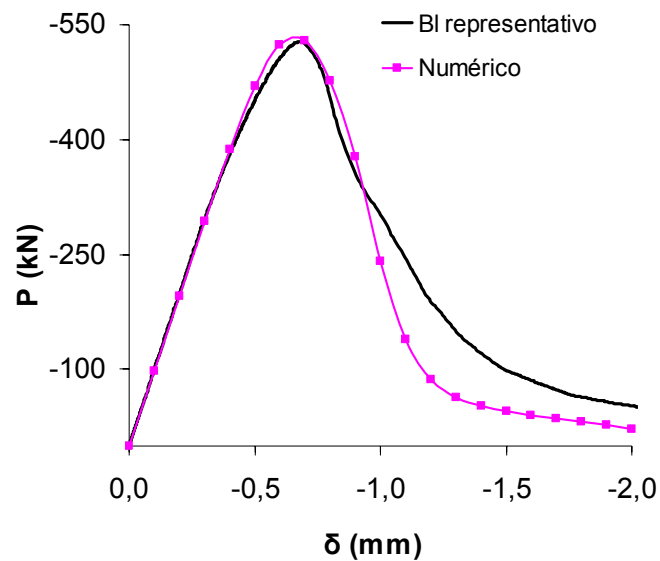


Figura 4.16 - Ajuste do comportamento numérico ao experimental para o bloco representativo C4,5.

4.2.3 BLOCO DE CONCRETO C8

Para o bloco inteiro e meio bloco C8 a geometria e a malha de elementos são as mesmas do bloco C4,5 (Figura 4.13 e Figura 4.14).

Escolhem-se as curvas de seis blocos isolados para obter o bloco representativo C8, Figura 4.17.

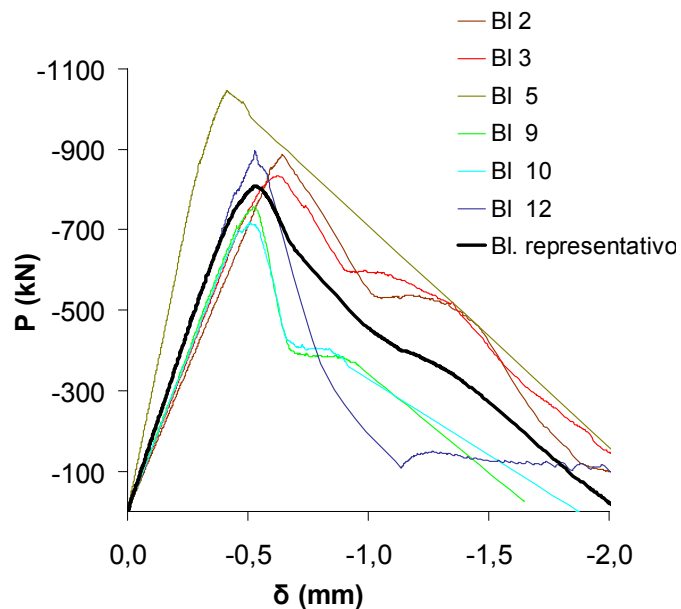


Figura 4.17 - Comportamento do bloco representativo C8.

Os parâmetros utilizados na modelagem do bloco representativo C8 estão na Tabela 4.10. O ajuste do comportamento numérico ao experimental é visto na Figura 4.18. O tempo

de processamento do modelo é de aproximadamente duas horas.

Tabela 4.10 - Parâmetros para o bloco representativo C8.

A_c	B_c	C_c	E (N/mm^2)	R_{nl} (mm)
3 800	1,65	1,30	11861,0	150

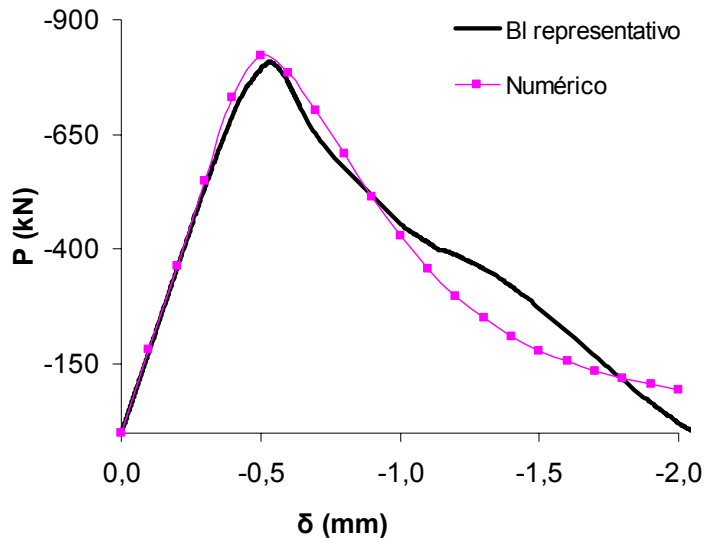


Figura 4.18 - Ajuste do comportamento numérico ao experimental para o bloco representativo C8.

4.2.4 BLOCO CERÂMICO CE6

As dimensões da geometria do bloco CE6 são de 140 x 190 x 390 mm. Consideram-se os furos da geometria real do bloco, com a espessura das paredes externas medindo 10 mm e as internas 8 mm, Figura 4.19. A malha é composta por 928 elementos finitos.

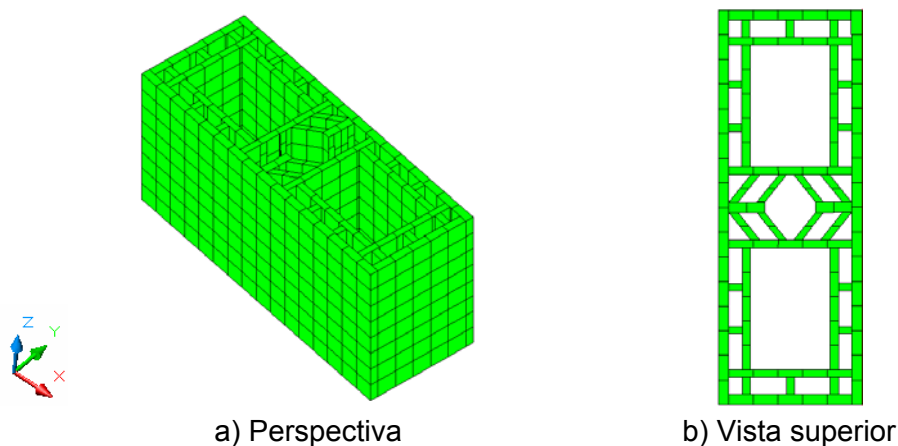


Figura 4.19 - Discretização do bloco cerâmico CE6.

O meio bloco cerâmico possui dimensões de 140 x 190 x 190 mm e malha com 448 elementos finitos, Figura 4.20.

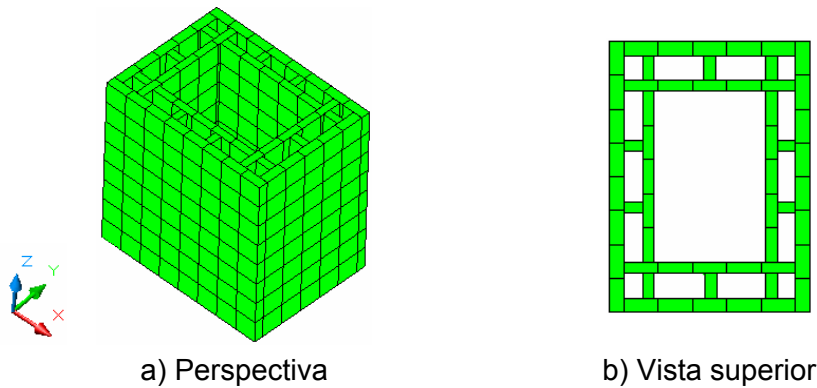


Figura 4.20 - Discretização do meio bloco cerâmico CE6.

Escolhem-se as curvas de nove blocos isolados para obter o bloco representativo CE6, Figura 4.21.

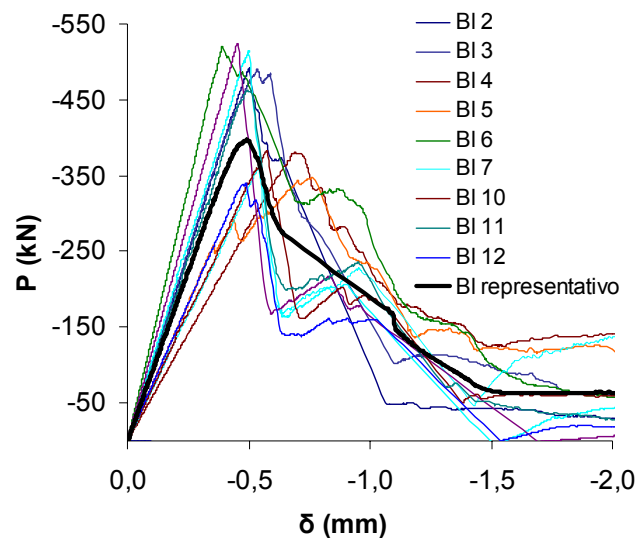


Figura 4.21 - Comportamento do bloco representativo CE6.

Os parâmetros utilizados na modelagem do bloco representativo CE6 estão na Tabela 4.11. O ajuste do comportamento numérico ao experimental é visto na Figura 4.22. O tempo de processamento do modelo é de aproximadamente meia hora.

Tabela 4.11 - Parâmetros para o bloco representativo CE6.

A_c	B_c	C_c	E (N/mm^2)	R_{nl} (mm)
3 500	1,0	9,0	8051,6	50

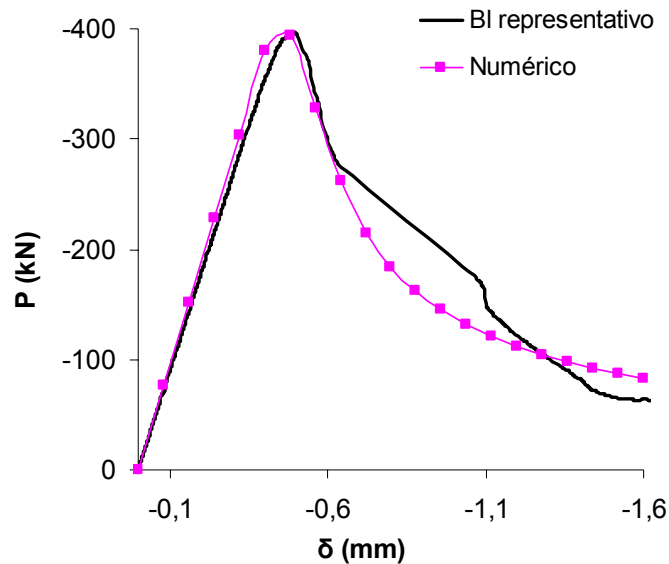


Figura 4.22 - Ajuste do comportamento numérico ao experimental para o bloco representativo CE6.

4.2.5 BLOCO SÍLICO-CALCÁRIO S10

As dimensões da geometria do bloco S10 são de 140 x 113 x 240 mm. Não se consideram as perfurações na geometria do modelo numérico, de tal forma que a malha é composta por 945 elementos finitos, Figura 4.23.

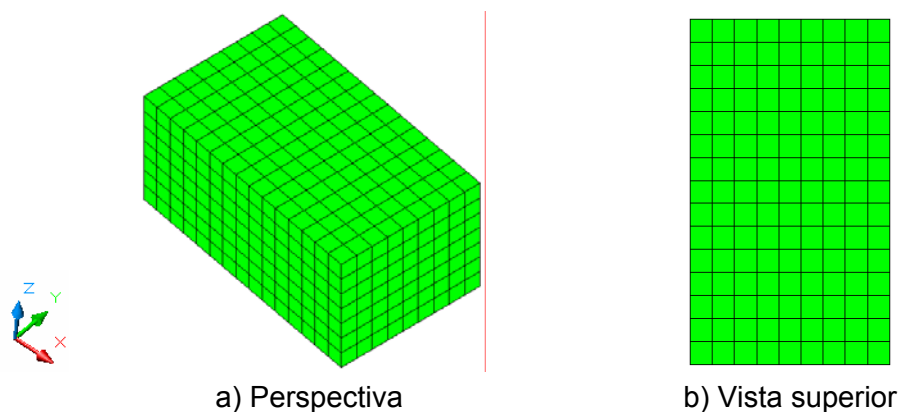


Figura 4.23 - Discretização do bloco sílico-calcário S10.

O meio bloco possui dimensões de 140 x 113 x 115 mm e malha com 441 elementos finitos, Figura 4.24.

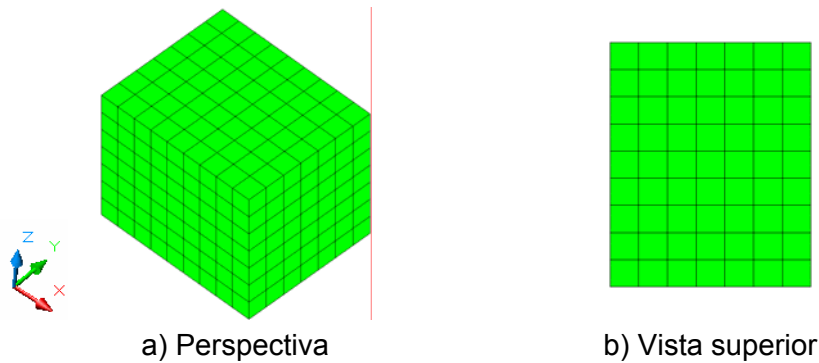


Figura 4.24 - Discretização do meio bloco sílico-calcário S10.

Escolhem-se as curvas de sete blocos isolados para obter o bloco representativo S10, Figura 4.25.

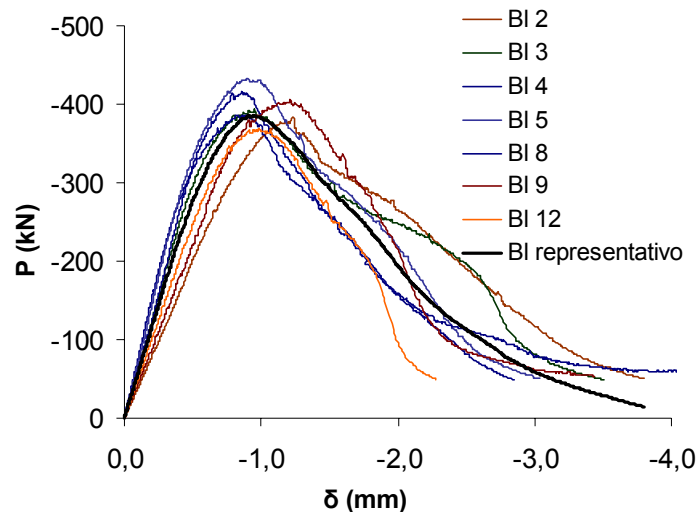


Figura 4.25 - Comportamento do bloco representativo S10.

Os parâmetros utilizados na modelagem do bloco representativo S10 estão na Tabela 4.12. O ajuste do comportamento numérico ao experimental é visto na Figura 4.26. O tempo de processamento do modelo é de aproximadamente meia hora.

Tabela 4.12 - Parâmetros para o bloco representativo S10.

A_c	B_c	C_c	E (N/mm^2)	R_{nl} (mm)
1 250	1,55	1,05	1938,1	40

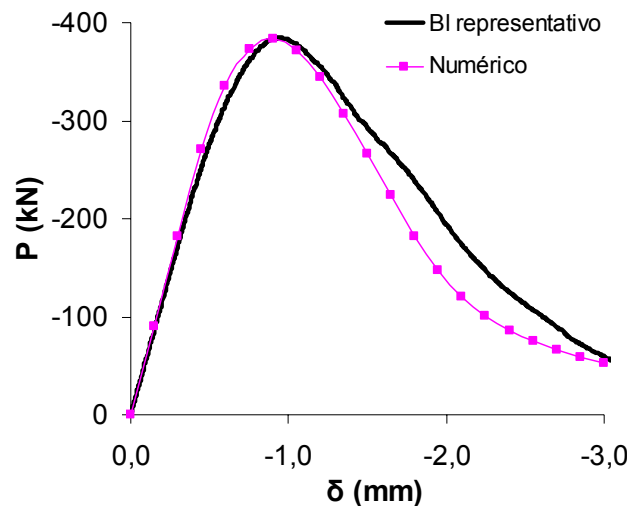


Figura 4.26 - Ajuste do comportamento numérico ao experimental para o bloco representativo S10.

4.3 ELEMENTOS DE ALVENARIA

Após apresentarem-se as características do *FEAP* e da modelagem dos componentes, passa-se a apresentar a modelagem dos elementos de alvenaria, ou seja, prismas de 2 e 3 blocos e miniparedes.

Todos os modelos possuem as dimensões da geometria real. Como condições de contorno consideram-se deslocamentos restritos em todas as direções na base e, no topo, no plano XY. Também se aplica deslocamento no topo (eixo Z - compressão) de forma a se representar o ensaio experimental. Os elementos são compostos por blocos que apresentam a mesma discretização definida para esse componente no item anterior.

Utiliza-se uma micromodelagem detalhada semelhante à utilizada por Lourenço (1996). Usam-se elementos contínuos para blocos e juntas de argamassa, porém, não se utiliza elementos de interface para representar áreas de adesão.

Independente do tipo de bloco (C4,5, C8, CE6, S10) e do traço de argamassa (1 : 0,5 : 4,5 ou 1 : 1 : 6), para cada elemento são atribuídos os parâmetros (A_c , B_c , C_c , E , ν e R_{nl}) estabelecidos para o bloco representativo e os parâmetros do CP de argamassa a ele associado. Um exemplo esquemático para a miniparede é visto na Figura 4.27. Considera-se para todas as unidades os parâmetros do bloco e para todas as juntas os parâmetros do CP de argamassa associado. Esse procedimento é utilizado de forma semelhante para os prismas.

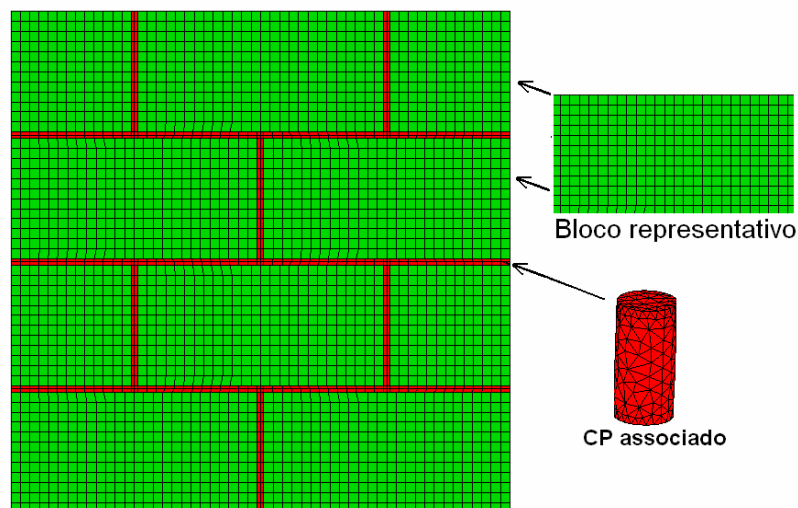


Figura 4.27 – Esquema da modelagem numérica de uma miniparede.

O anexo B apresenta resultados numéricos obtidos para alguns elementos.

4.3.1 ELEMENTOS EXECUTADOS COM BLOCOS DE CONCRETO C4,5 E C8

Da mesma forma que as geometrias dos blocos C4,5 e C8 são iguais, as geometrias dos elementos de alvenaria constituídas por esses componentes também são.

Algumas características para prismas de 2 blocos (Pr-2), prismas de 3 blocos (Pr-3) e miniparedes (Par) podem ser vistas na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 - Características numéricas dos elementos executados com blocos de concreto C4,5 e C8.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Número de elementos finitos</i>	<i>Dimensões (mm)</i> (larg. x alt. x comp.)	<i>Tempo de processamento⁹</i> (horas)
<i>Pr-2</i>	3484	140 x 390 x 390	6
<i>Pr-3</i>	5360	140 x 590 x 390	18
<i>Par</i>	16472	140 x 790 x 790	98

As discretizações dos elementos podem ser vistas em: Figura 4.28, Figura 4.29 e Figura 4.30.

⁹ Os tempos de processamentos apresentados nesse capítulo são obtidos por um microcomputador com processador Pentium 4, frequência de 3 GHz e memória RAM contendo 4 Gb.

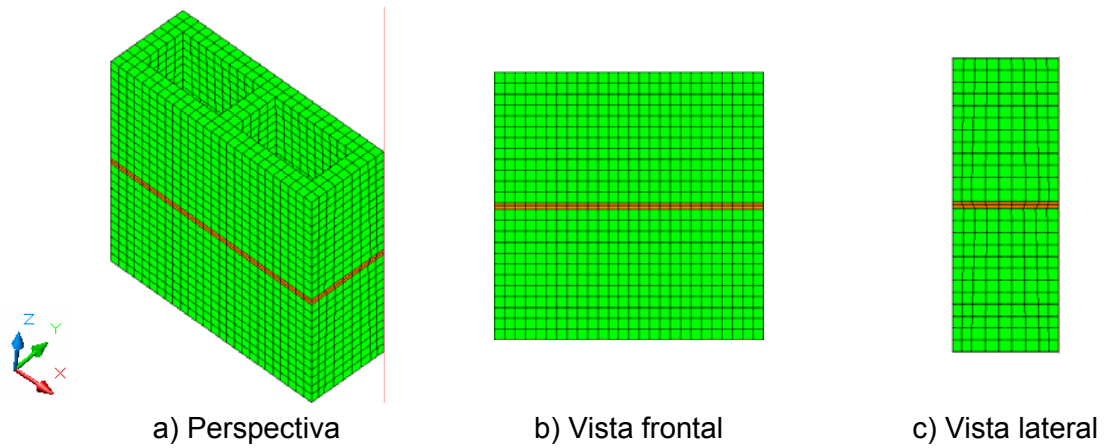


Figura 4.28 - Discretização dos prismas executados com 2 blocos de concreto C4,5 e C8.

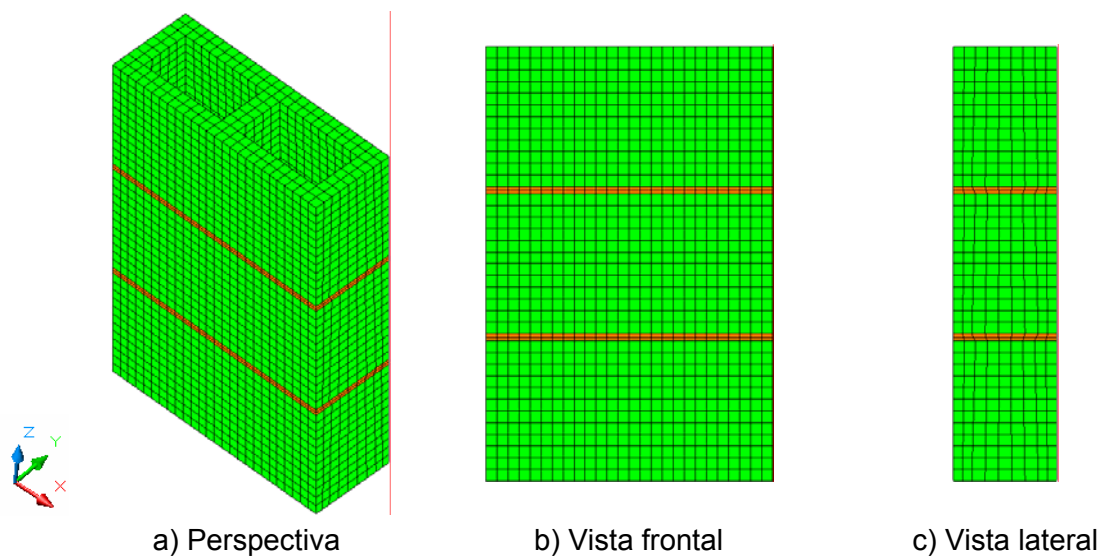


Figura 4.29 - Discretização dos prismas executados com 3 blocos de concreto C4,5 e C8.

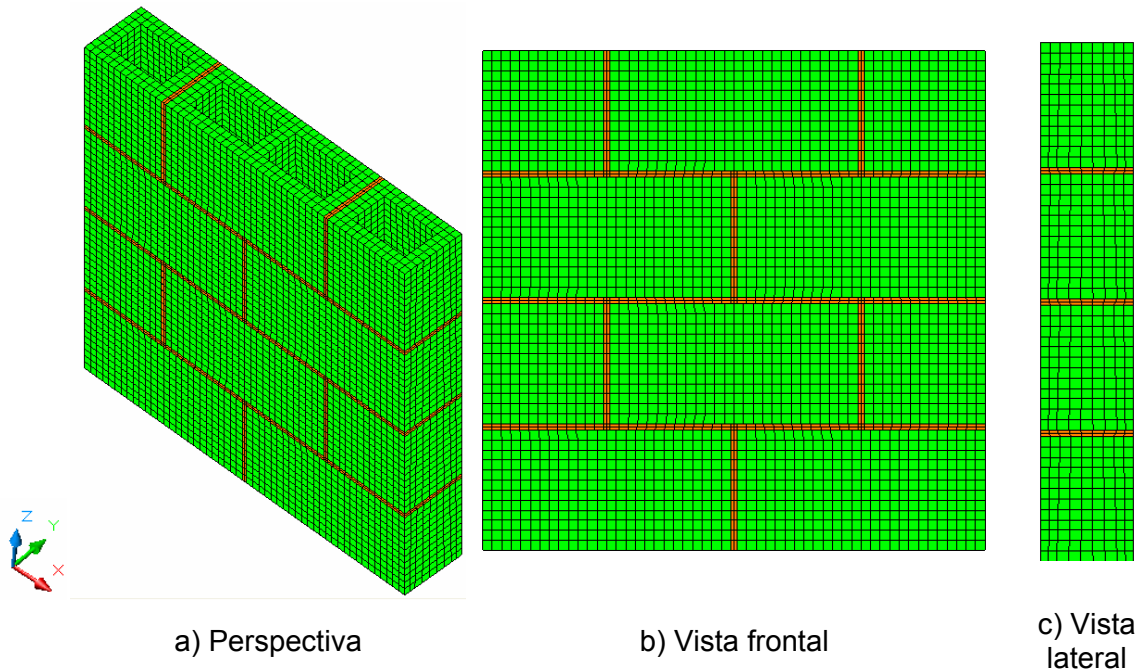


Figura 4.30 - Discretização das miniparedes executadas com blocos de concreto C4,5 e C8.

4.3.2 ELEMENTOS EXECUTADOS COM BLOCOS CERÂMICOS CE6

Algumas características para prismas e miniparedes executadas com unidades cerâmicas podem ser vistas na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Características numéricas dos elementos executados com blocos cerâmicos CE6.

Elemento de alvenaria	Número de elementos finitos	Dimensões (mm) (larg. x alt. x comp.)	Tempo de processamento (horas)
Pr-2	1972	140 x 390 x 390	2
Pr-3	3016	140 x 590 x 390	5
Par	8908	140 x 790 x 790	24

As discretizações dos elementos podem ser vistas em: Figura 4.31, Figura 4.32 e Figura 4.33.

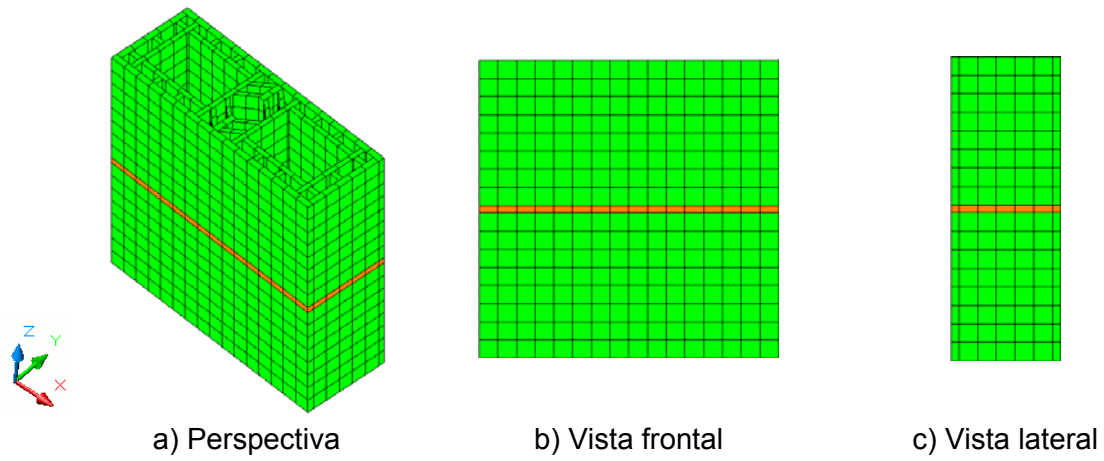


Figura 4.31 - Discretização dos prismas executados com 2 blocos cerâmicos CE6.

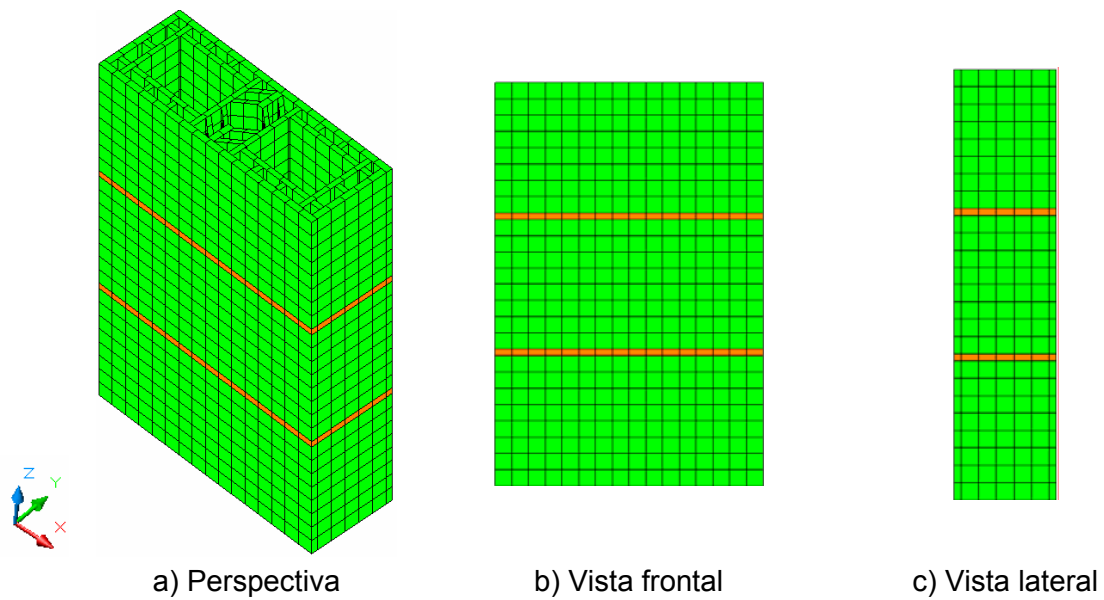


Figura 4.32 - Discretização dos prismas executados com 3 blocos cerâmicos CE6.

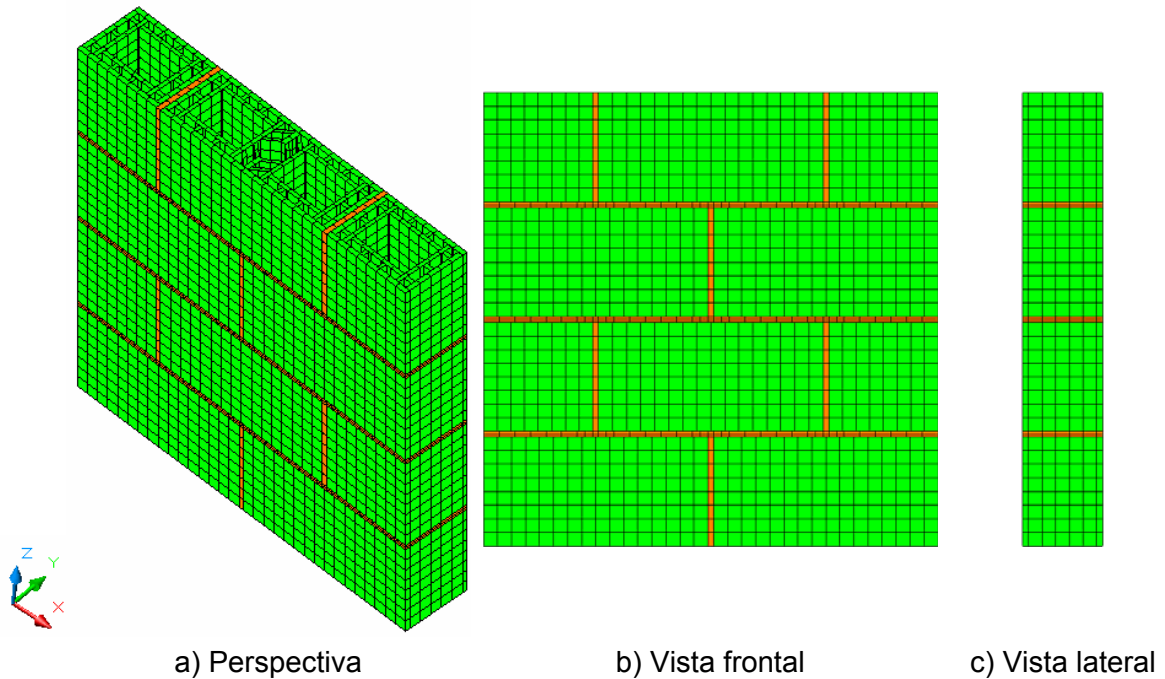


Figura 4.33 - Discretização das miniparedes executadas com blocos cerâmicos CE6.

4.3.3 ELEMENTOS EXECUTADOS COM BLOCOS SÍLICO-CALCÁRIOS S10

Algumas características para prismas e miniparedes executados com blocos sílico-calcários S10 podem ser vistas na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 - Características numéricas dos elementos executados com blocos sílico-calcários S10.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Número de elementos finitos</i>	<i>Dimensões (mm)</i> (larg. x alt. x comp.)	<i>Tempo de processamento (horas)</i>
<i>Pr-2</i>	2025	140 236 x 240	1
<i>Pr-3</i>	3105	140 x 359 x 240	4
<i>Par</i>	8649	140 x 482 x 490	19

As discretizações dos elementos podem ser vistas em: Figura 4.34, Figura 4.35 e Figura 4.36.

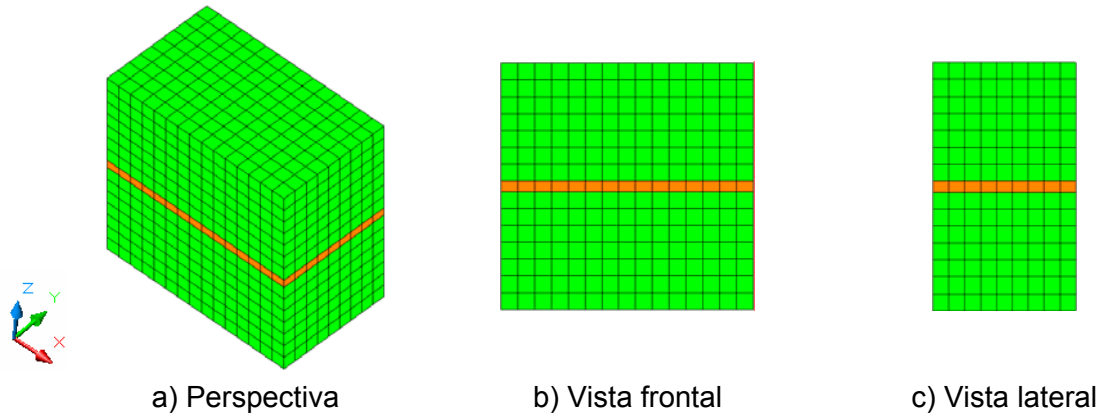


Figura 4.34 - Discretização dos prismas executados com 2 blocos sílico-calcários S10.

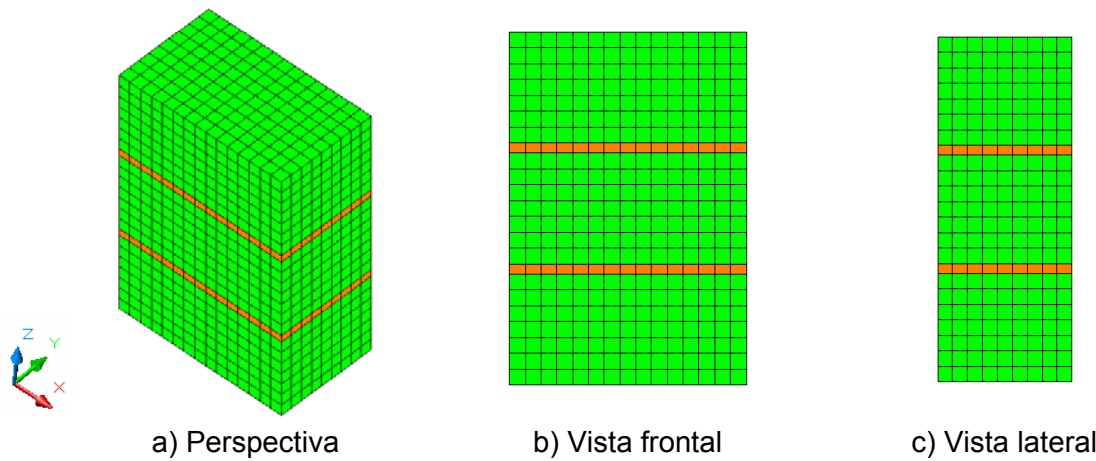


Figura 4.35 - Discretização dos prismas executados com 3 blocos sílico-calcários S10.

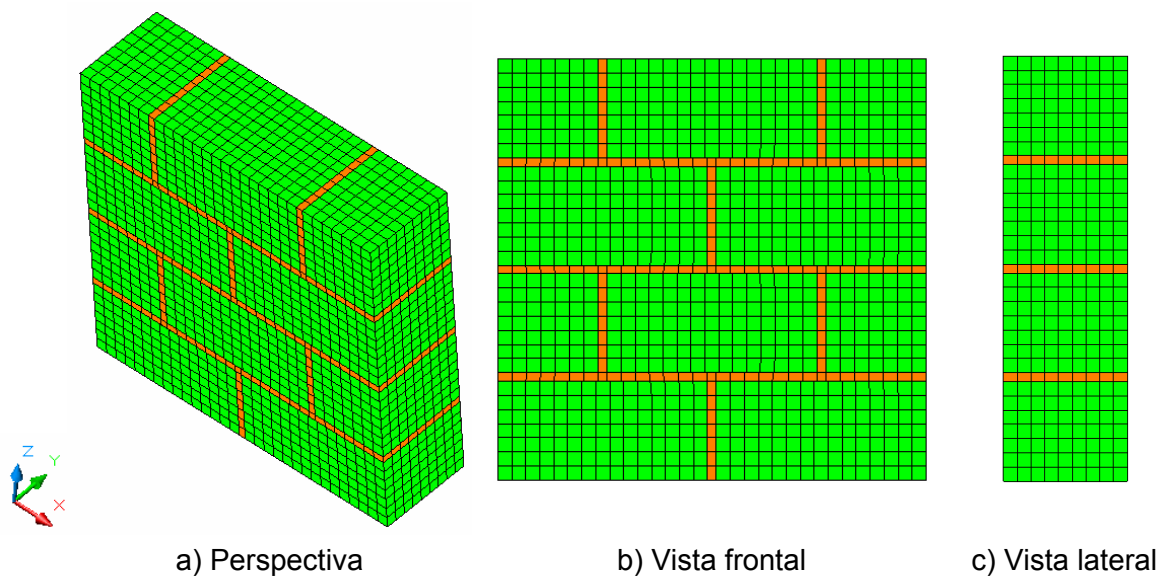


Figura 4.36 - Discretização das miniparedes executadas com blocos sílico-calcários S10.

CAPÍTULO 5 - *Resultados e análises*

Analísam-se elementos de alvenaria considerando valores de força de pico e deslocamento de pico¹⁰. São mostrados tanto os dados experimentais (*Exp.*) e numéricos (*Num.*) quanto a diferença percentual (*Dif. (%)*) entre eles, tendo como referência resultados experimentais. Assim, um valor negativo indica resultado numérico inferior ao de referência.

Curvas *força - deslocamento* experimentais e numéricas são comparadas. Nesses casos, a semelhança na inclinação do trecho de regime elástico-linear e do trecho não-linear, incluindo o '*softening*', indicam comportamentos estruturais similares dos resultados.

Como se tem três exemplares para cada um dos elementos de alvenaria (*Pr-2*, *Pr-3* ou *Par*) pode-se analisar, também, resultados médios.

5.1 ELEMENTOS EXECUTADOS COM BLOCOS DE CONCRETO C4,5

São apresentados resultados numéricos e experimentais de prismas e miniparedes executados com blocos C4,5, separando-os por tipo de argamassa.

5.1.1 ARGAMASSA 1 : 0,5 : 4,5

A Tabela 5.1 identifica resultados numéricos e experimentais de força e deslocamento de pico dos elementos de alvenaria que utilizam argamassa 1 : 0,5 : 4,5. Comparando os resultados, nota-se que a diferença percentual para a força varia entre 3,4%

¹⁰ O deslocamento associado à força de pico será chamado, por simplicidade, de *deslocamento de pico*.

(Pr-3, Série 1) e 32,2% (Pr-3, Série 2). Todos os deslocamentos se apresentam na ordem de milímetros. Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.1 e na Figura 5.2.

Tabela 5.1 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.

Série	Elemento de alvenaria	Força de pico (kN)			Deslocamento de pico (mm)		
		Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
1	Pr-2	434,66	499,55	-13,0	1,0	1,1	-9,1
	Pr-3	429,42	444,44	-3,4	1,8	1,5	20,0
	Par	509,10	676,87	-24,8	2,0	3,1	-35,5
2	Pr-2	369,71	442,26	-16,4	0,9	1,2	-25,0
	Pr-3	413,70	312,85	32,2	1,8	1,2	50,0
	Par	512,40	697,88	-26,6	2,0	2,1	-4,8
3	Pr-2	427,22	371,28	15,1	1,0	1,2	-16,7
	Pr-3	416,79	349,98	19,1	1,6	1,2	33,3
	Par	612,88	585,07	4,8	2,5	2,6	-3,8

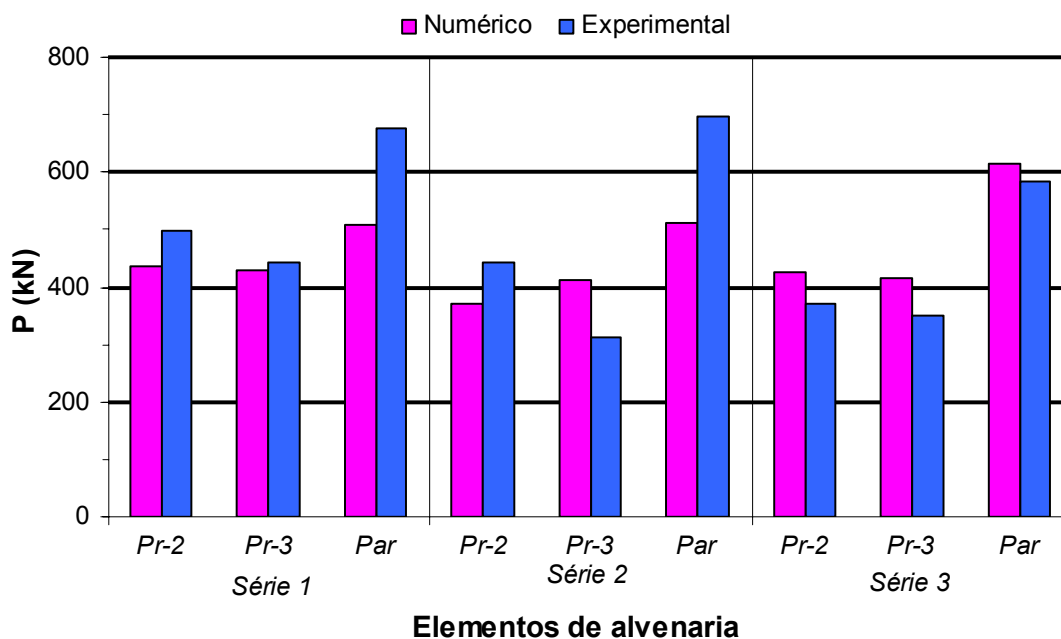


Figura 5.1 - Forças de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.

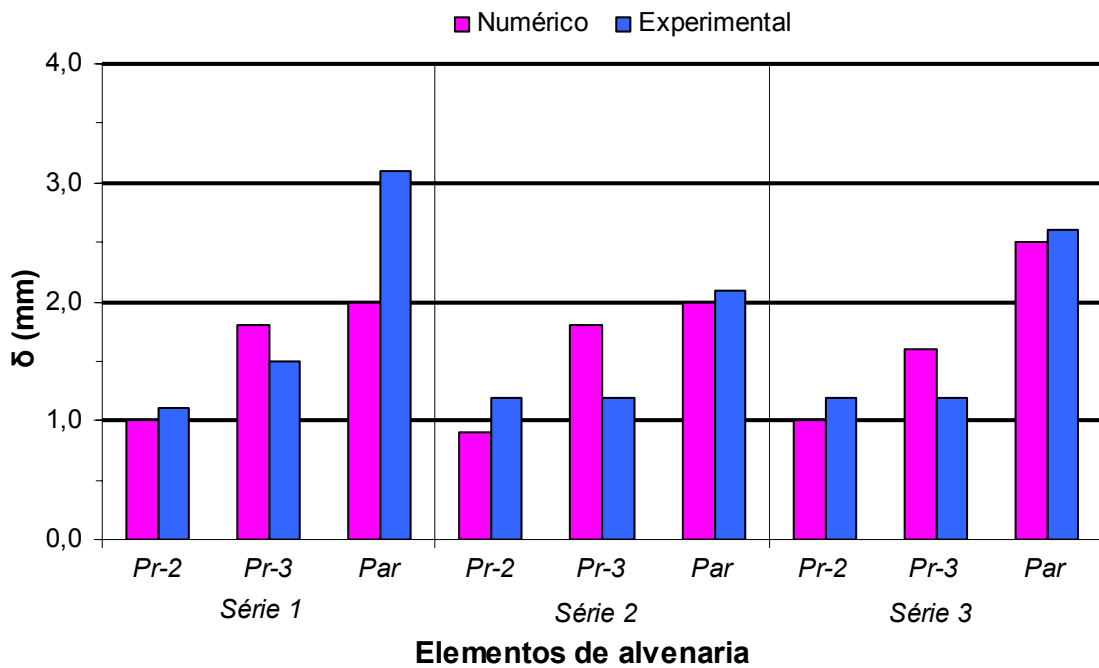


Figura 5.2 – Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.

O comportamento numérico e o experimental (curvas *força - deslocamento*) para elementos executados com blocos C4,5 (séries de 1 a 3) são vistos entre a Figura 5.3 e a Figura 5.8.

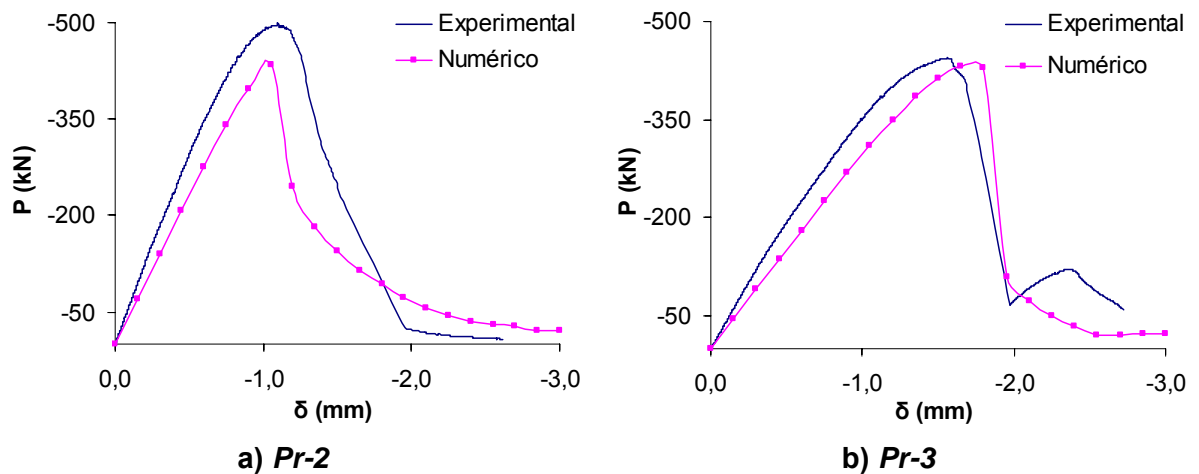


Figura 5.3 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 1.

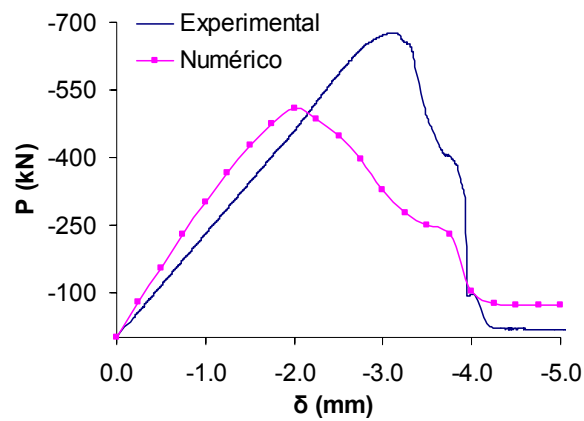


Figura 5.4 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 1.

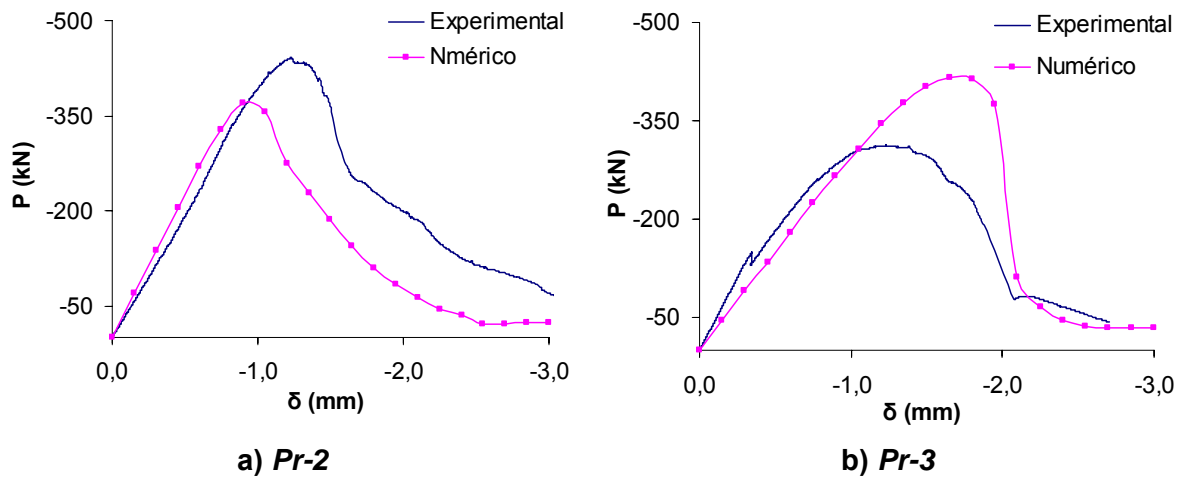


Figura 5.5 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 2.

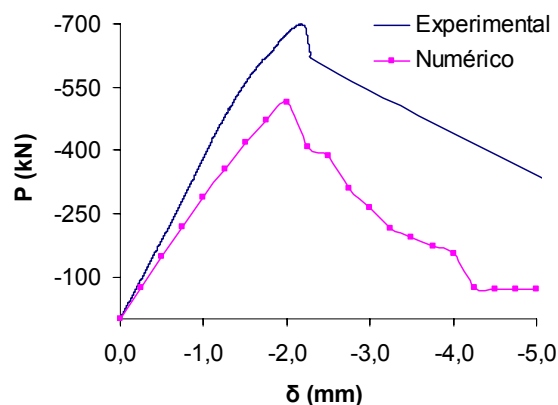


Figura 5.6 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 2.

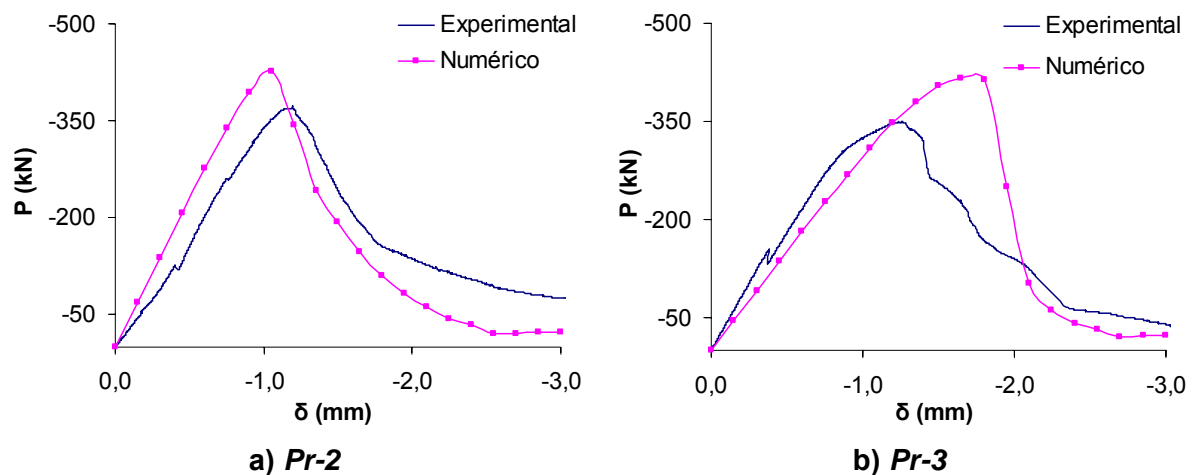


Figura 5.7 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 3.

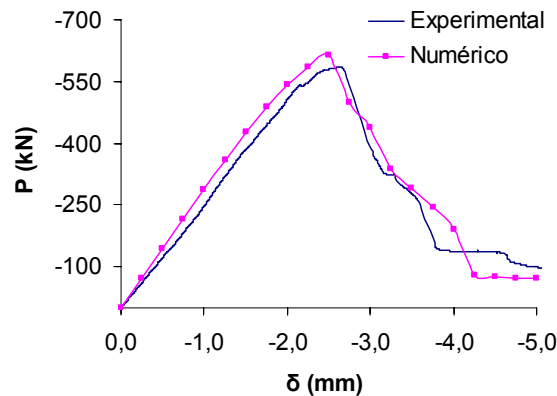


Figura 5.8 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 3.

A Tabela 5.2 mostra a força de pico numérica dos três exemplares de cada elemento e respectivos CPs de argamassa. Percebe-se que em todos os casos apresentados a força de pico para prismas e miniparedes foi proporcional ao valor da força de pico para o CP de argamassa associado, ou seja, quando maior a resistência da argamassa, maior a resistência do elemento e vice-versa.

Tabela 5.2 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos C4,5 e dos CPs de argamassa associados - séries de 1 a 3.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Série</i>	<i>Elemento</i>	<i>CP associado</i>
<i>Pr-2</i>	1	434,66	13,54
	2	369,71	9,39
	3	427,22	12,57
<i>Pr-3</i>	1	429,42	12,80
	2	413,70	10,98
	3	416,79	11,60
<i>Par</i>	1	509,10	10,38
	2	512,40	10,61
	3	612,88	12,69

Os comportamentos médios (numérico e experimental) dos três exemplares de um mesmo elemento são vistos na Figura 5.9 e na Figura 5.10.

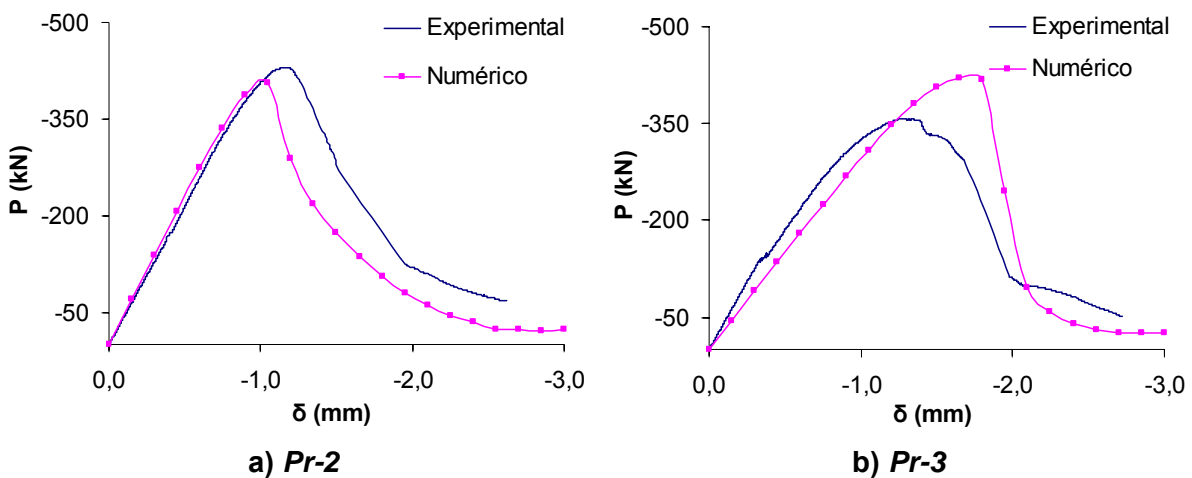


Figura 5.9 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.

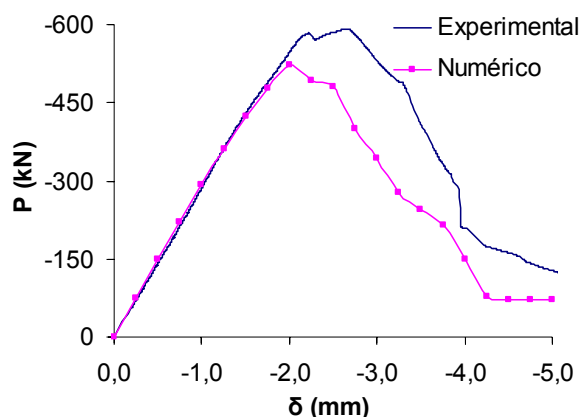


Figura 5.10 - Comportamentos médios da miniparede executada com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.

A Tabela 5.3 mostra os resultados médios de força e deslocamento de pico. Para o prisma de 2 blocos nota-se que a diferença na força é de apenas 5,7% e, no deslocamento, a diferença é de 12%. Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.11.

Tabela 5.3 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.

Elemento de alvenaria	Força média de pico (kN)			Deslocamento médio de pico (mm)		
	Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
<i>Pr-2</i>	405,55	430,00	-5,7	1,0	1,1	-12
<i>Pr-3</i>	421,42	357,86	17,8	1,6	1,2	33
<i>Par</i>	521,21	591,75	-11,9	2,0	2,6	-23

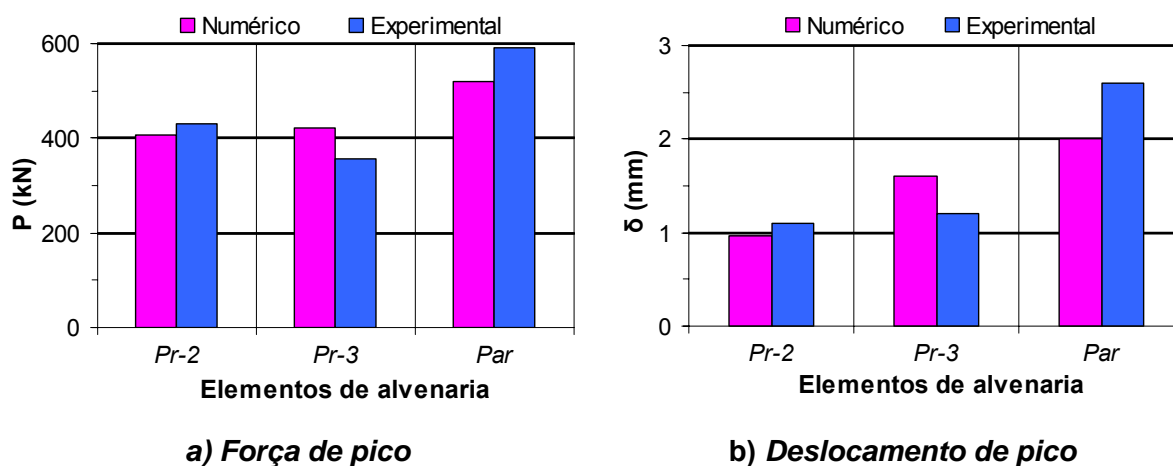


Figura 5.11 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 3.

5.1.2 ARGAMASSA 1 : 1 : 6

A Tabela 5.4 mostra resultados numéricos e experimentais de força e deslocamento de pico para os elementos de alvenaria que utilizam argamassa 1 : 1 : 6. Comparando os resultados, nota-se que a diferença percentual para a força varia entre 3,9% (*Pr-2*, Série 6) e 90% (*Par*, Série 6). Os deslocamentos se apresentam todos na ordem de milímetros. As miniparedes das séries 5 e 6 apresentam resultados experimentais inesperados, refletindo algum problema ocorrido. A miniparede da série 4 apresenta diferença percentual de apenas 7,1% na força de pico, porém, seu deslocamento previsto numericamente é 66,7% maior que o experimental.

Tabela 5.4 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.

Série	Elemento de alvenaria	Força de pico (kN)			Deslocamento de pico (mm)		
		Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
4	<i>Pr-2</i>	372,00	429,702	-13,4	0,9	1,1	-18,2
	<i>Pr-3</i>	411,20	331,968	23,9	1,6	1,6	0,0
	<i>Par</i>	509,23	475,58	7,1	2,0	1,2	66,7
5	<i>Pr-2</i>	339,00	390,39	-13,2	0,9	1,6	-43,8
	<i>Pr-3</i>	337,40	414,414	-18,6	1,4	1,6	-12,5
	<i>Par</i>	441,00	259,91	69,7	1,8	2,5	-28,0
6	<i>Pr-2</i>	420,50	404,586	3,9	1,1	1,4	-21,4
	<i>Pr-3</i>	341,76	289,38	18,1	1,4	1,5	-6,7
	<i>Par</i>	441,35	232,26	90,0	1,8	3,8	-52,6

Os resultados da Tabela 5.4 também podem ser analisados na Figura 5.12 e na Figura 5.13.

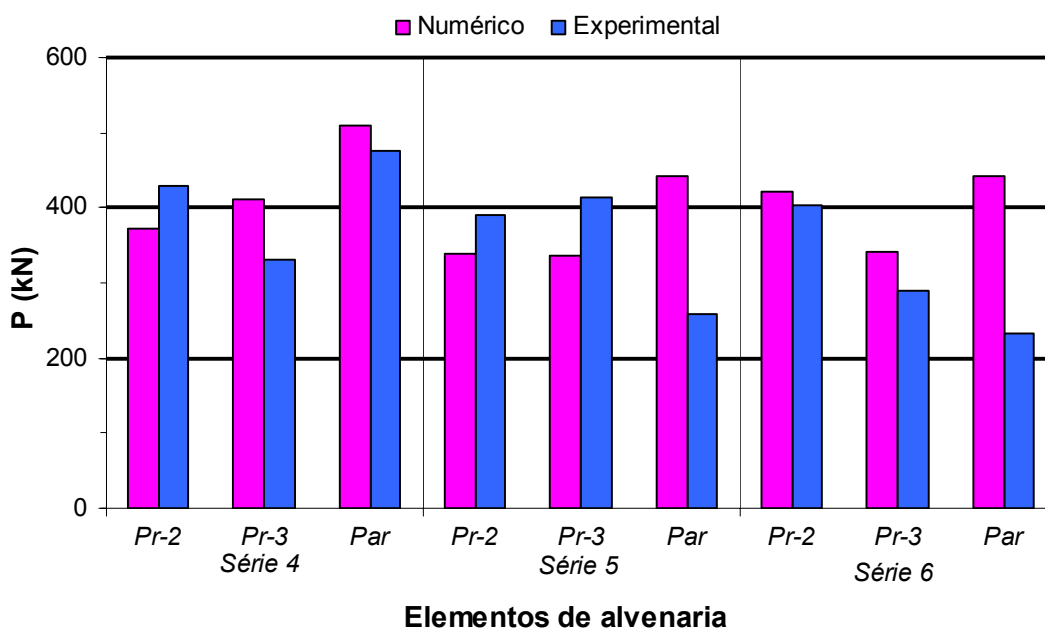


Figura 5.12 - Forças de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.

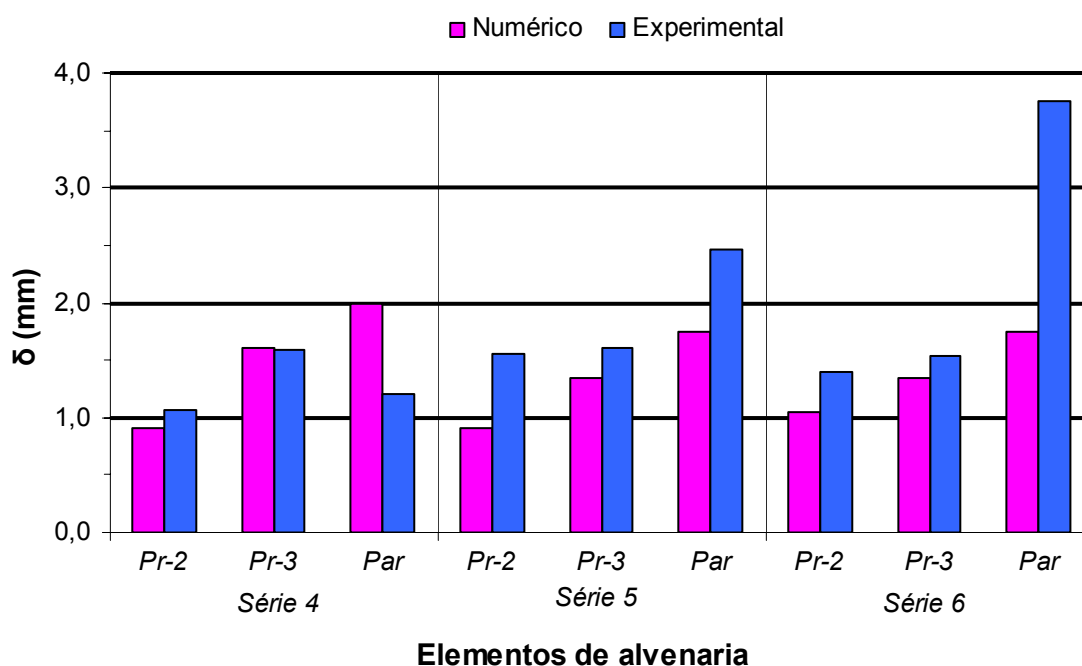


Figura 5.13 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.

O comportamento numérico e o experimental (curvas *força - deslocamento*) para elementos executados com blocos C4,5 (séries de 4 a 6) são vistos entre a Figura 5.14 e a Figura 5.19.

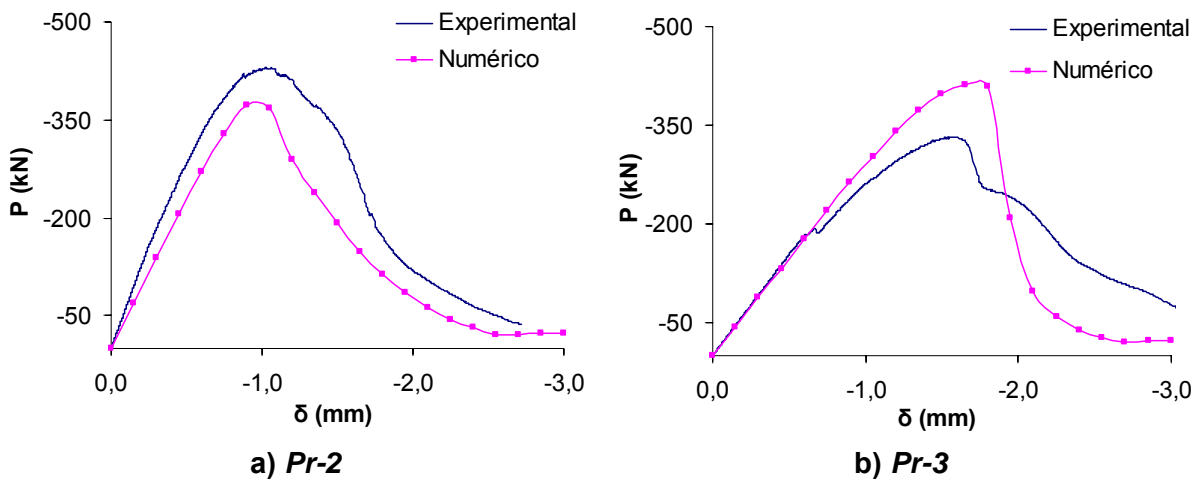


Figura 5.14 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 4.

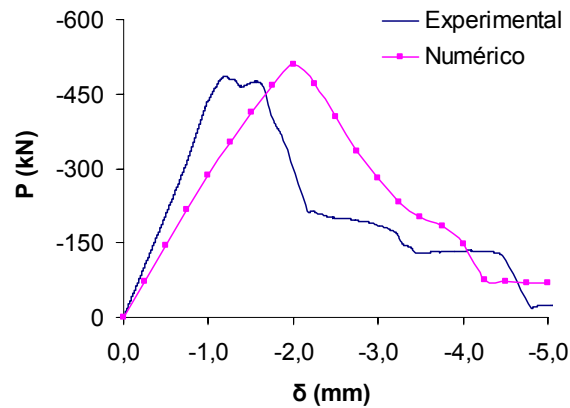


Figura 5.15 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 4.

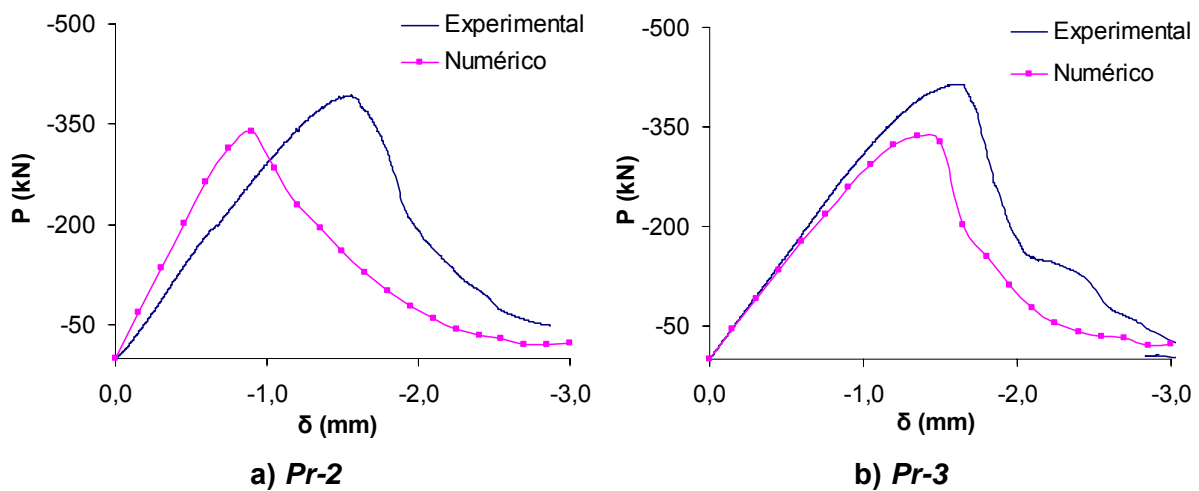


Figura 5.16 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 5.

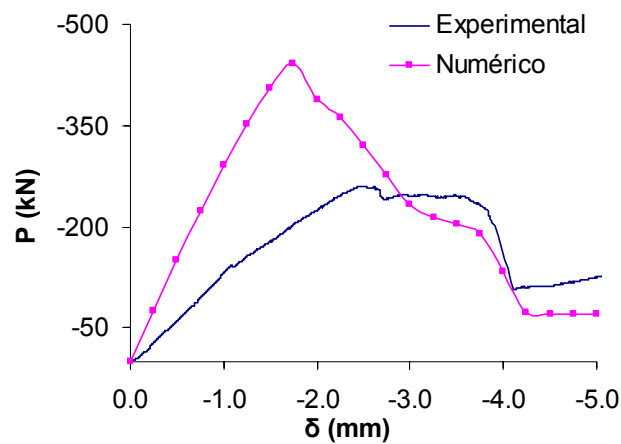


Figura 5.17 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 5.

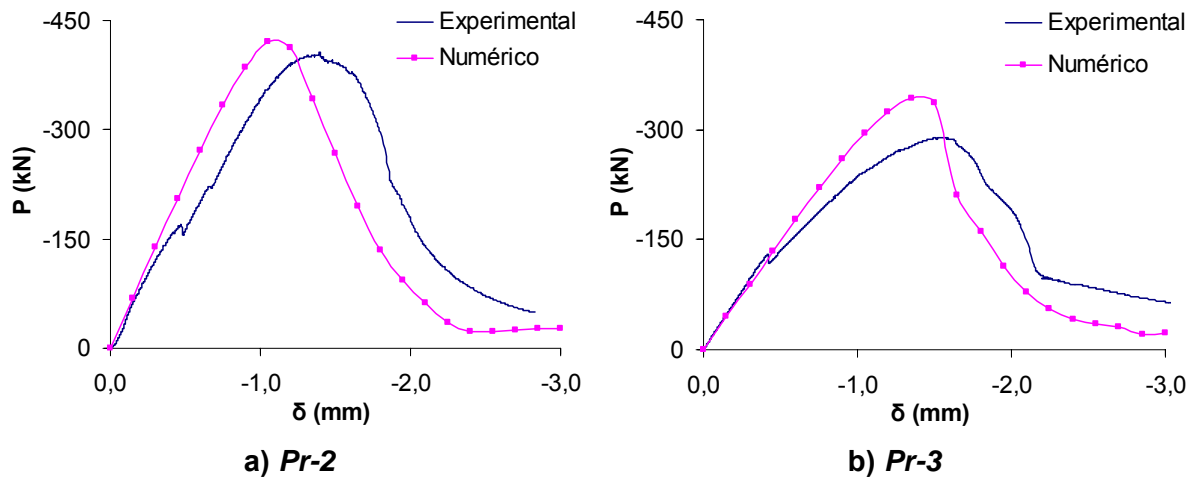


Figura 5.18 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C4,5 - série 6.

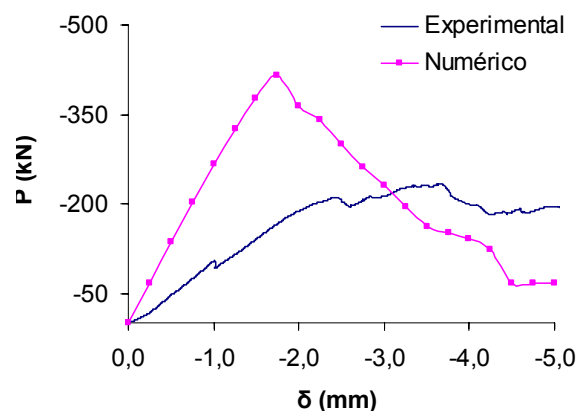


Figura 5.19 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C4,5 - série 6.

A Tabela 5.5 mostra resultados numéricos dos três exemplares de cada elemento e respectivos CPs de argamassa. De uma forma geral, a redução da força de pico do CP é acompanhada pela redução da força de pico do elemento.

Tabela 5.5 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos C4,5 e dos CPs de argamassa associados - séries de 4 a 6.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Série</i>	<i>Elemento</i>	<i>CP associado</i>
<i>Pr-2</i>	4	372,00	9,48
	5	339,00	7,55
	6	420,50	10,75
<i>Pr-3</i>	4	411,20	10,15
	5	337,40	8,06
	6	341,76	8,16
<i>Par</i>	4	509,23	10,18
	5	441,00	8,80
	6	441,35	7,42

Os comportamentos médios dos três exemplares de prismas são vistos na Figura 5.20. Como duas das três miniparedes não apresentam comportamentos experimentais adequados, não se mostram as médias.

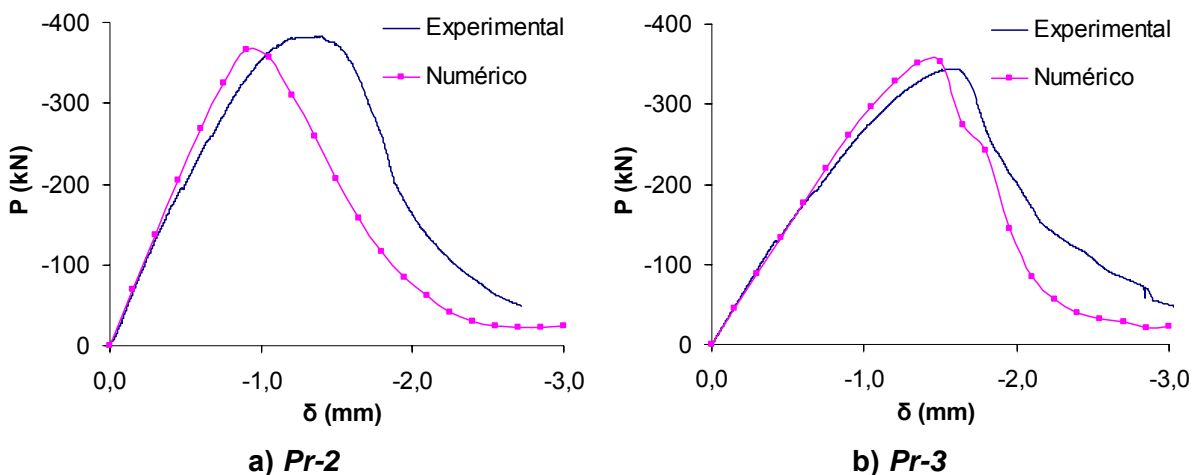


Figura 5.20 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.

A Tabela 5.6 e a Figura 5.21 mostram resultados médios de força e deslocamento de pico. Para o prisma de 3 blocos nota-se que a diferença na força é de apenas 2,8% e no

deslocamento a diferença é de 6%. Para o prisma de 2 blocos a diferença na força também é pequena (4,3%), porém com deslocamento numérico 31% menor que o experimental.

Tabela 5.6 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.

Elemento de alvenaria	Força média de pico (kN)			Deslocamento médio de pico (mm)		
	Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
Pr-2	365,70	382,10	-4,3	0,9	1,3	-31
Pr-3	353,94	344,45	2,8	1,5	1,6	-6

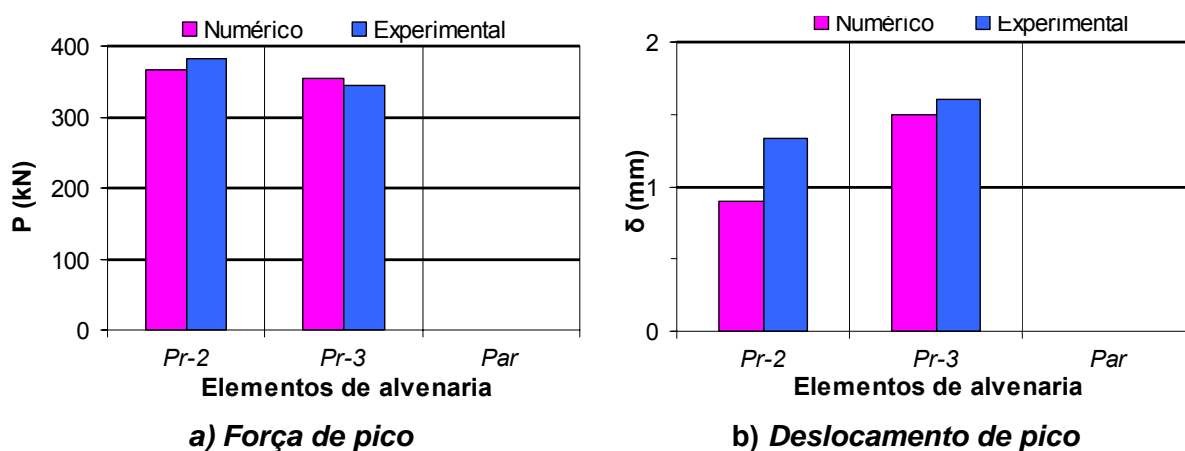


Figura 5.21 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C4,5 - séries de 4 a 6.

Mostra-se na Figura 5.22 e na Figura 5.23 o comportamento numérico conjunto dos elementos.

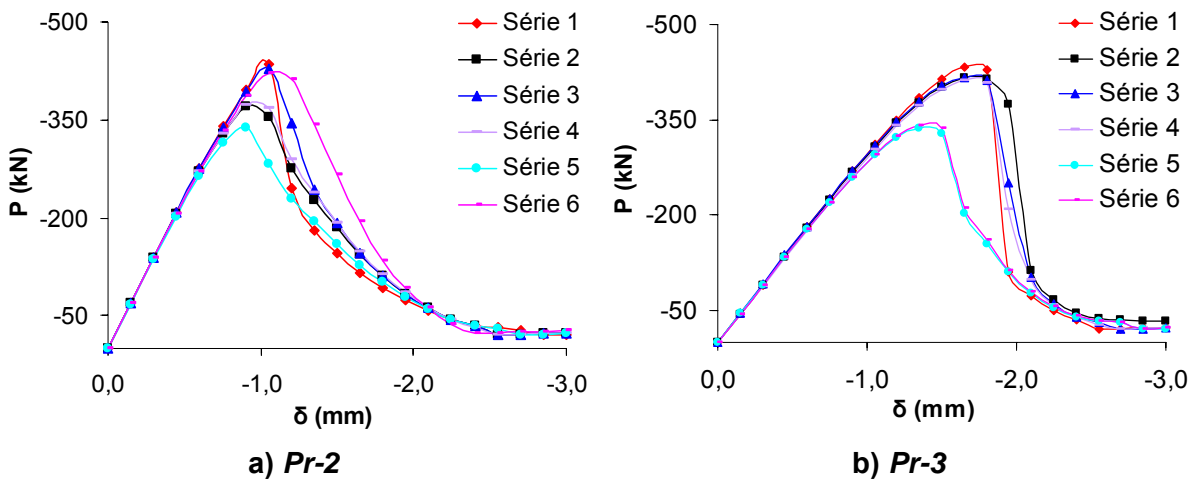


Figura 5.22 - Comportamento numérico dos prismas executados com blocos C4,5 - séries de 1 a 6.

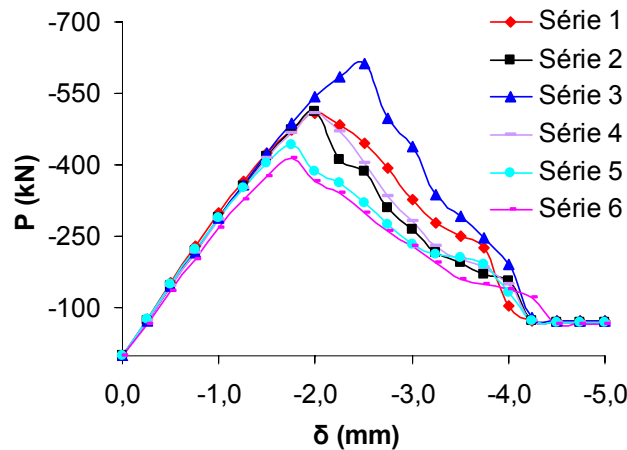


Figura 5.23 - Comportamento numérico das miniparedes executadas com blocos C4,5 - séries de 1 a 6.

Comparando as curvas da Figura 5.22 e da Figura 5.23 verifica-se uma quase coincidência do trecho de regime elástico-linear. Apesar de se utilizar diferentes características de argamassa nas juntas não se nota influência significativa no regime elástico. Tal fato ocorre, possivelmente, pela pequena espessura da junta em relação à altura dos blocos. Entretanto, essa situação não ocorre no trecho não-linear, caracterizado pela danificação do material.

Conseguem-se os comportamentos experimental e numérico (curvas *força - deslocamento*) desde o trecho elástico-linear até a completa perda de resistência de todos os elementos C4,5. Da análise numérica se prevê de forma satisfatória o comportamento experimental dos elementos, principalmente quando se comparam resultados médios. Porém, há de se notar alguns comportamentos experimentais inadequados, prejudicando as

possíveis aproximações de resultados numéricos e experimentais.

5.2 ELEMENTOS EXECUTADOS COM BLOCOS DE CONCRETO C8

São apresentados resultados numéricos e experimentais de prismas e miniparedes executados com blocos C8, separando-os por tipo de argamassa.

5.2.1 ARGAMASSA 1 : 0,5 : 4,5

A Tabela 5.7 identifica resultados numéricos e experimentais de força e deslocamento de pico dos elementos de alvenaria que utilizam argamassa 1 : 0,5 : 4,5. Comparando os resultados, nota-se que a diferença percentual para a força varia entre 2,3% (*Pr-3*, Série 2) e 49,3% (*Pr-3*, Série 1), além disso, todos os deslocamentos numéricos são menores que os experimentais. Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.24 e na Figura 5.25.

Tabela 5.7 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.

Série	Elemento de alvenaria	Força de pico (kN)			Deslocamento de pico (mm)		
		Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
1	<i>Pr-2</i>	499,33	565,11	-11,6	0,8	1,4	-42,9
	<i>Pr-3</i>	560,10	375,10	49,3	1,2	1,9	-36,8
	<i>Par</i>	666,24	773,09	-13,8	1,5	2,6	-42,3
2	<i>Pr-2</i>	606,02	451,54	34,2	0,8	1,4	-42,9
	<i>Pr-3</i>	552,05	565,11	-2,3	1,2	1,4	-14,3
	<i>Par</i>	687,03	590,60	16,3	1,8	2,5	-28,0
3	<i>Pr-2</i>	638,85	488,67	30,7	0,8	1,2	-33,3
	<i>Pr-3</i>	612,76	570,57	7,4	1,4	1,6	-12,5
	<i>Par</i>	859,73	590,60	45,6	2,0	2,5	-20,0

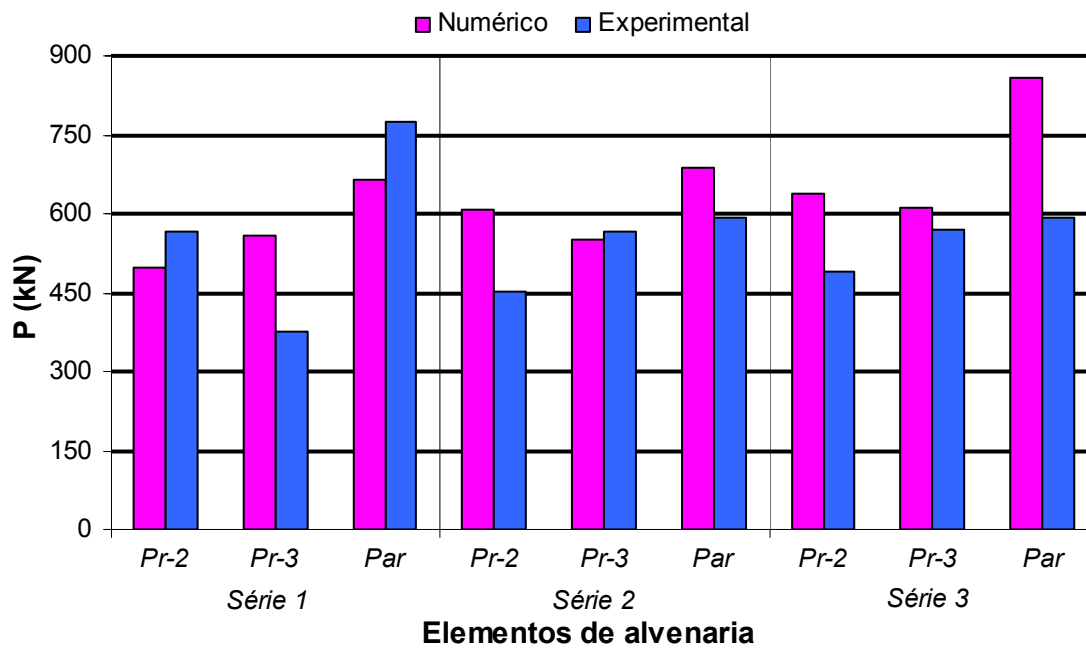


Figura 5.24 - Forças de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.

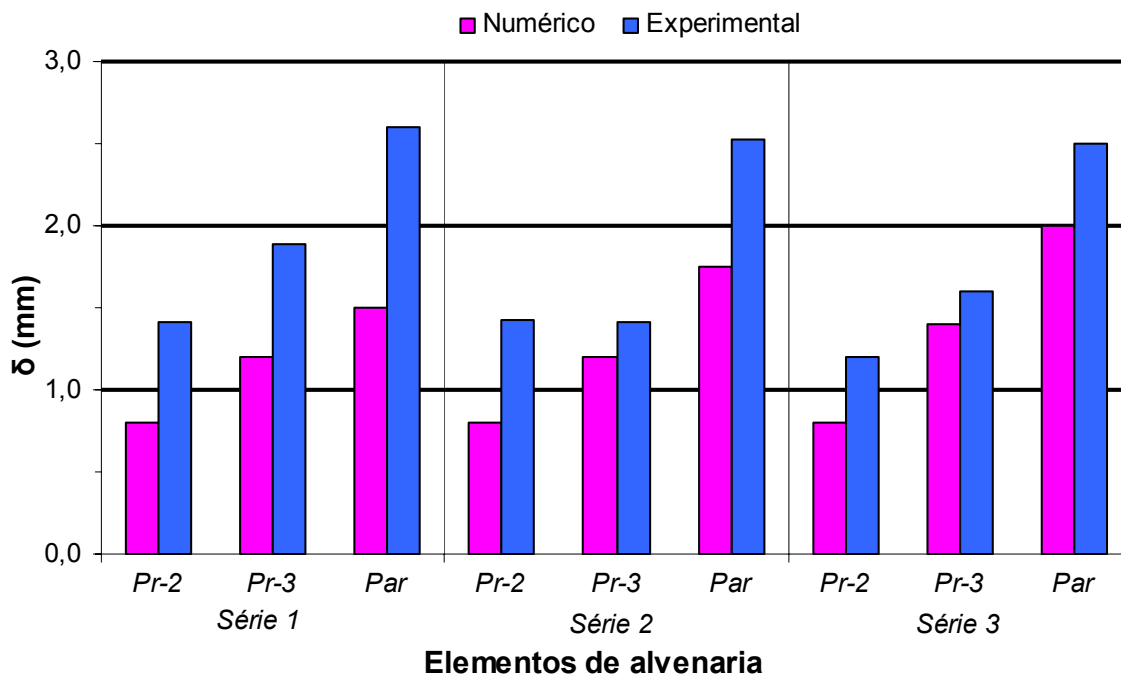


Figura 5.25 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.

O comportamento numérico e o experimental para elementos executados com blocos C8 (séries de 1 a 3) são vistos entre a Figura 5.26 e a Figura 5.31.

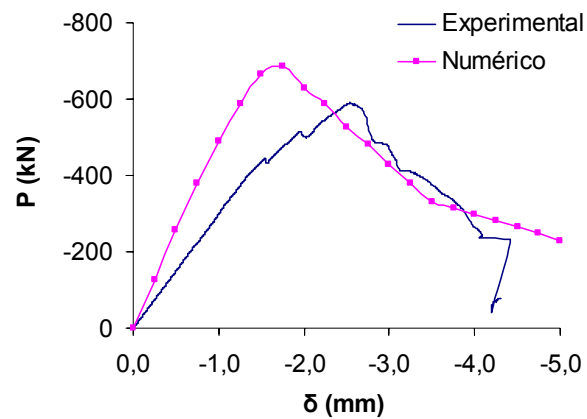


Figura 5.29 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C8 - série 2.

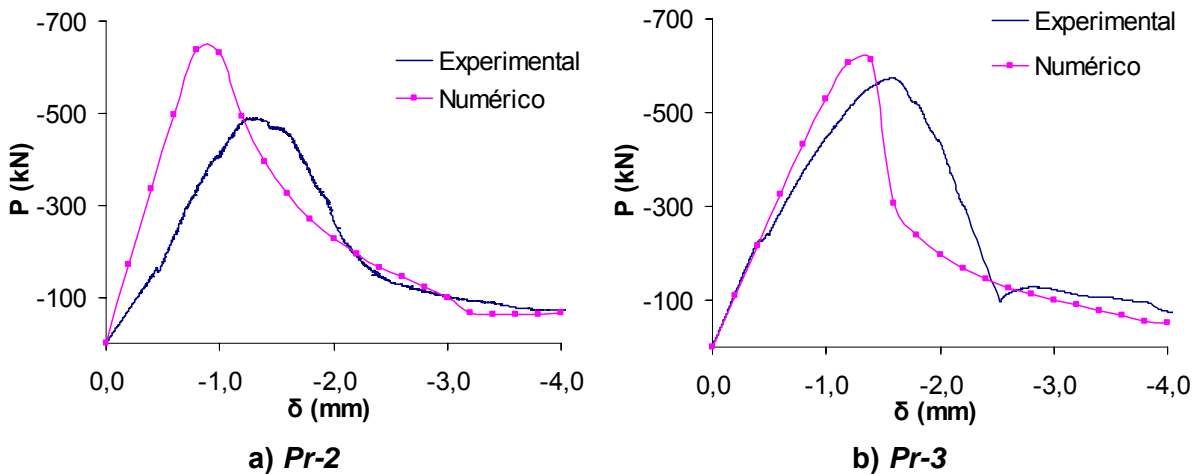


Figura 5.30 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C8 - série 3.

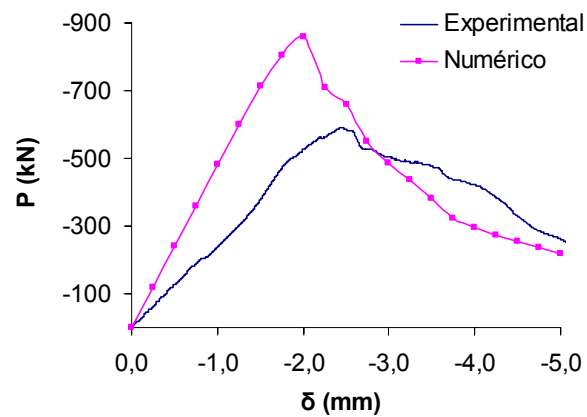


Figura 5.31 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C8 - série 3.

A Tabela 5.8 mostra a força de pico numérica dos elementos e dos respectivos CPs de argamassa. De uma forma geral, nota-se a redução da força para prismas e miniparedes quando resistência do CP associado também diminui.

Tabela 5.8 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos C8 e dos CPs de argamassa associados - séries de 1 a 3.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Série</i>	<i>Elemento</i>	<i>CP associado</i>
<i>Pr-2</i>	1	499,33	11,64
	2	606,02	13,31
	3	638,85	15,49
<i>Pr-3</i>	1	560,10	12,68
	2	552,05	11,34
	3	612,76	14,83
<i>Par</i>	1	666,24	11,68
	2	687,03	11,51
	3	859,73	16,09

Os comportamentos médios dos três exemplares de um mesmo elemento são vistos na Figura 5.32 e na Figura 5.33.

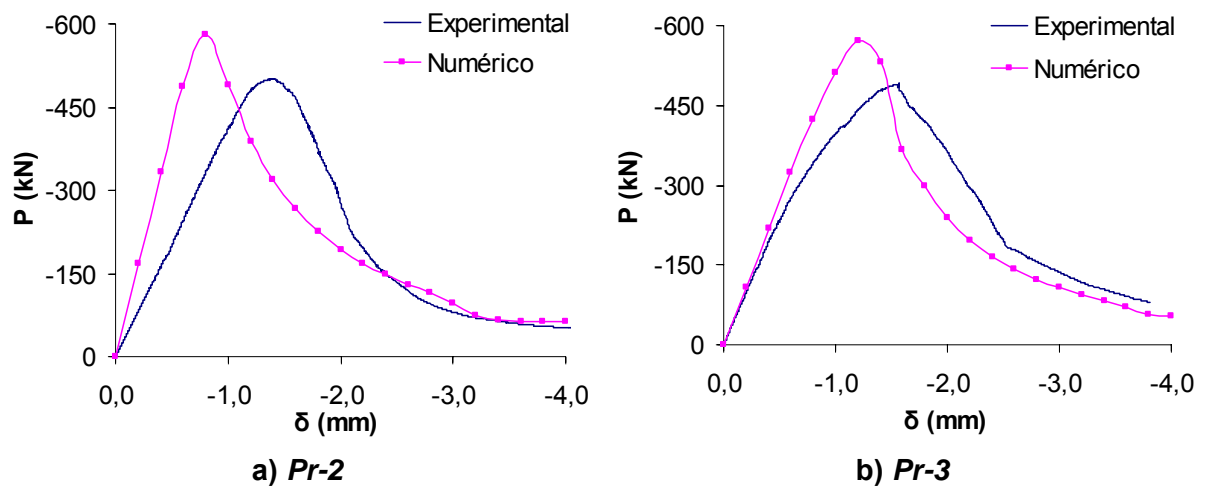


Figura 5.32 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.

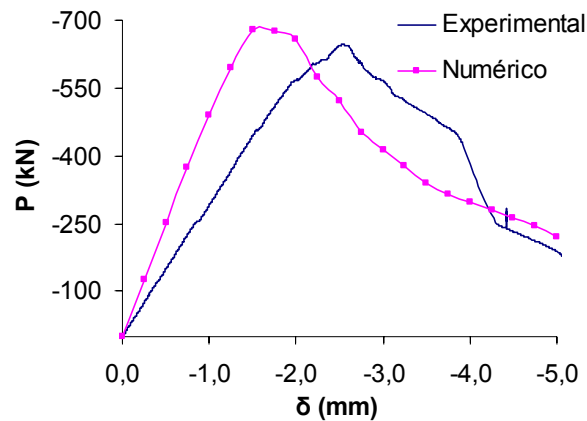


Figura 5.33 - Comportamentos médios da miniparede executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.

A Tabela 5.9 mostra resultados médios de força e deslocamento de pico. Para a miniparede a diferença na força é de apenas 5,2% e no deslocamento é de 40%. Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.34.

Tabela 5.9 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.

Elemento de alvenaria	Força média de pico (kN)			Deslocamento médio de pico (mm)		
	Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
<i>Pr-2</i>	581,00	501,02	16,0	0,8	1,4	-43
<i>Pr-3</i>	572,83	490,60	16,8	1,2	1,5	-20
<i>Par</i>	680,38	646,72	5,2	1,5	2,5	-40

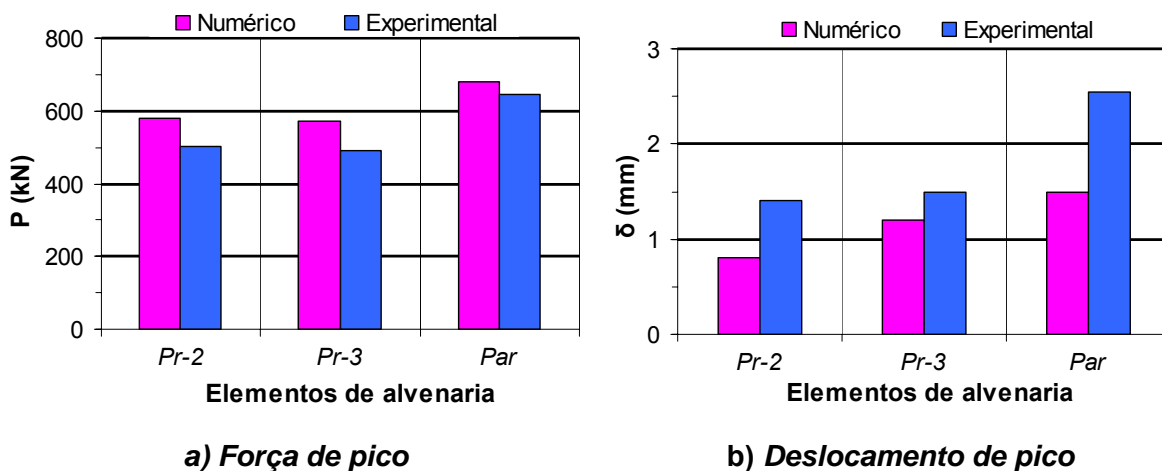


Figura 5.34 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C8 - séries de 1 a 3.

5.2.2 ARGAMASSA 1 : 1 : 6

A Tabela 5.10 mostra resultados numéricos e experimentais de força e deslocamento de pico dos elementos de alvenaria que utilizam argamassa 1 : 1 : 6. Comparando os resultados, nota-se que a diferença percentual para a força varia entre 6,6% (*Par*, Série 4) e 45,5% (*Par*, Série 6) além disso, todos os deslocamentos numéricos são menores que os experimentais. Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.35 e na Figura 5.36.

Tabela 5.10 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.

Série	Elemento de alvenaria	Força de pico (kN)			Deslocamento de pico (mm)		
		Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
4	<i>Pr-2</i>	535,32	370,73	44,4	0,8	1,8	-55,6
	<i>Pr-3</i>	512,02	380,56	34,5	1,2	2,2	-45,5
	<i>Par</i>	602,35	644,79	-6,6	1,5	2,6	-42,3
5	<i>Pr-2</i>	416,95	496,86	-16,1	0,6	1,8	-66,7
	<i>Pr-3</i>	402,40	484,30	-16,9	1,0	2,5	-60,0
	<i>Par</i>	475,17	698,99	-32,0	1,3	3,9	-66,7
6	<i>Pr-2</i>	451,28	614,25	-26,5	0,6	1,3	-53,8
	<i>Pr-3</i>	363,08	453,18	-19,9	1,0	1,6	-37,5
	<i>Par</i>	444,97	816,22	-45,5	1,3	3,4	-61,8

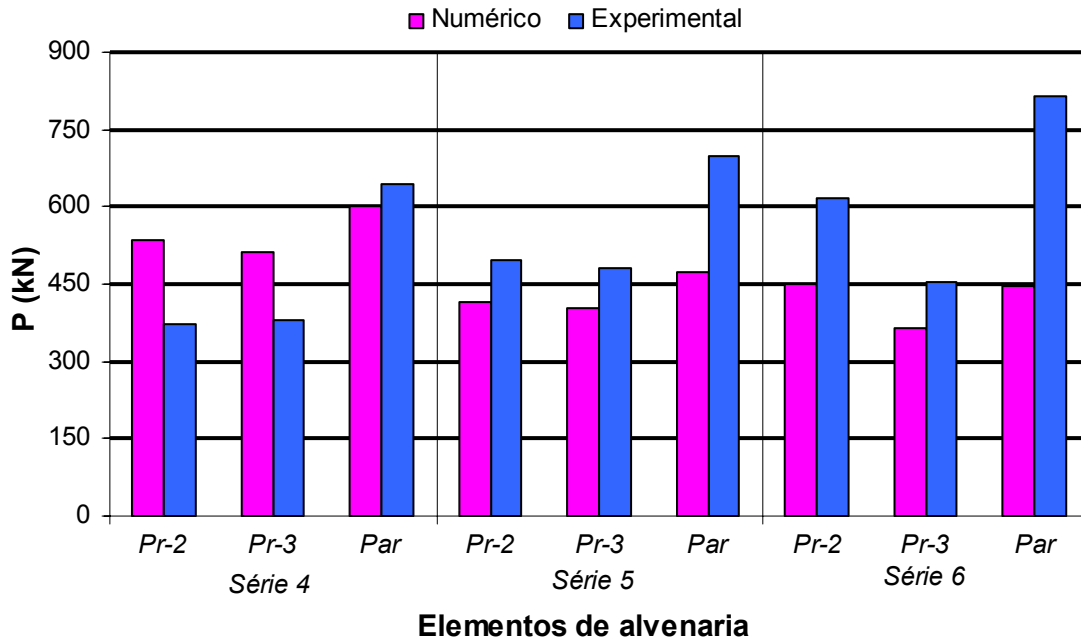


Figura 5.35 - Forças de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.

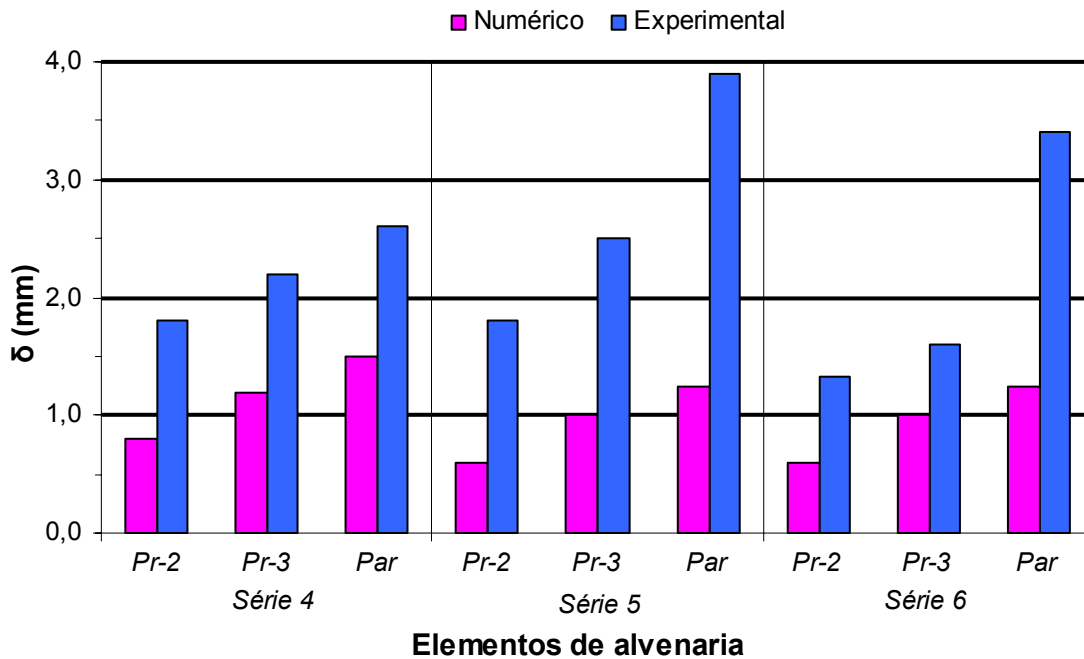


Figura 5.36 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.

O comportamento numérico e o experimental para elementos executados com blocos C8 (séries de 4 a 6) são vistos entre a Figura 5.37 e a Figura 5.42.

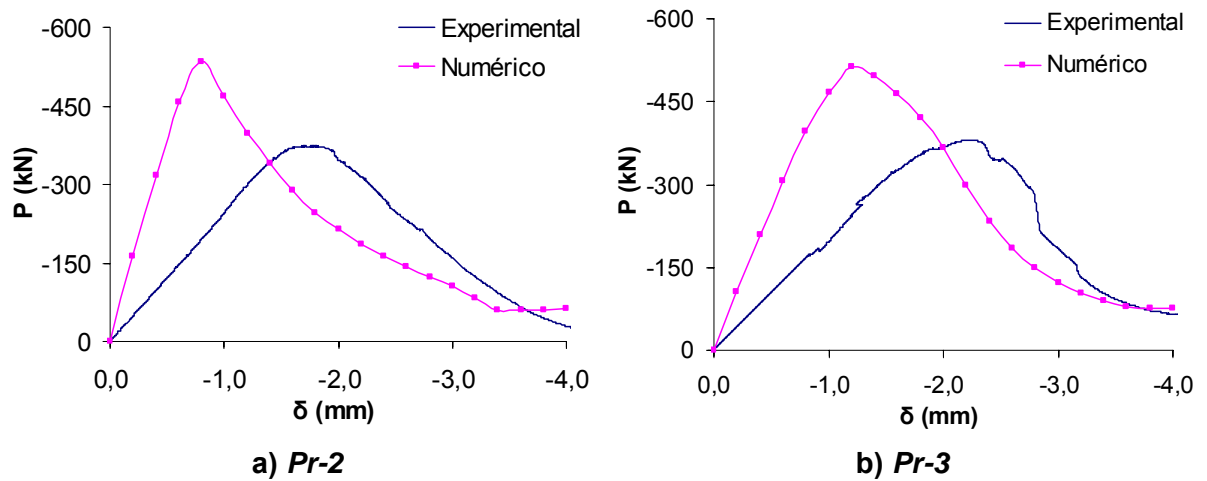


Figura 5.37 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C8 - série 4.

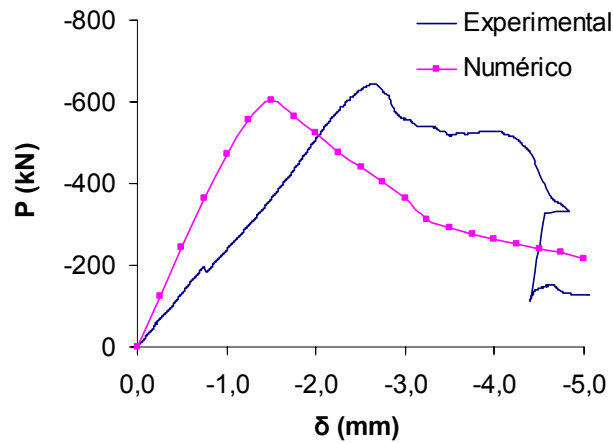


Figura 5.38 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C8 - série 4.

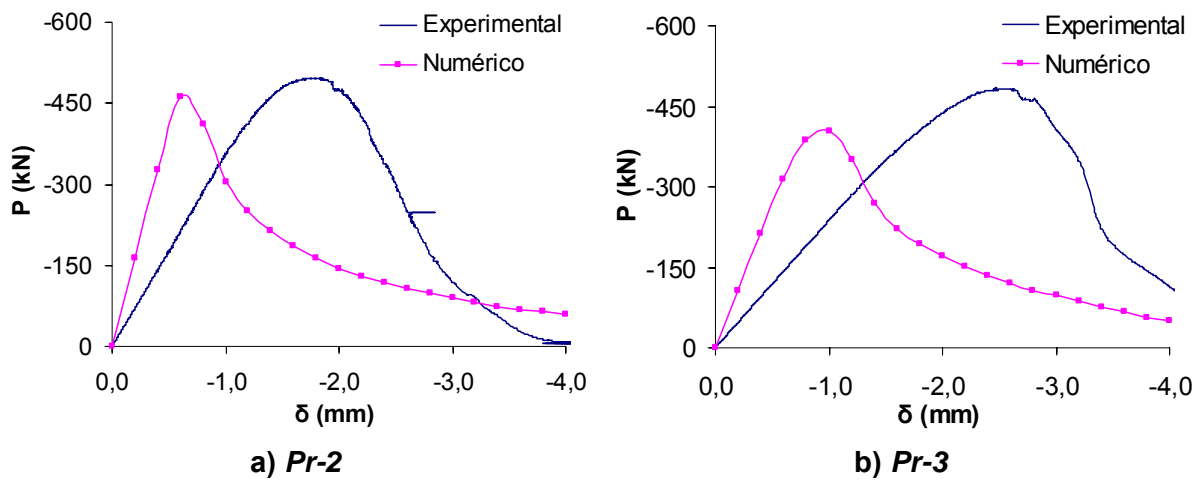


Figura 5.39 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C8 - série 5.

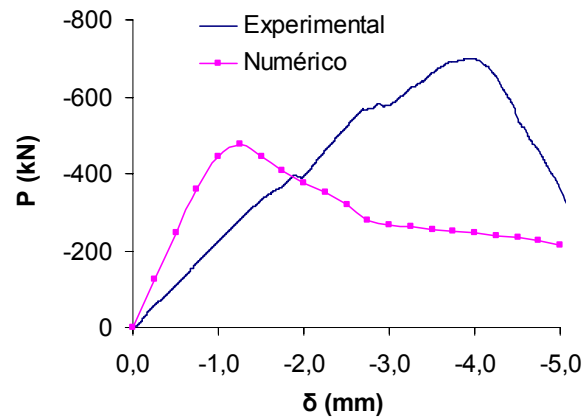


Figura 5.40 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C8 - série 5.

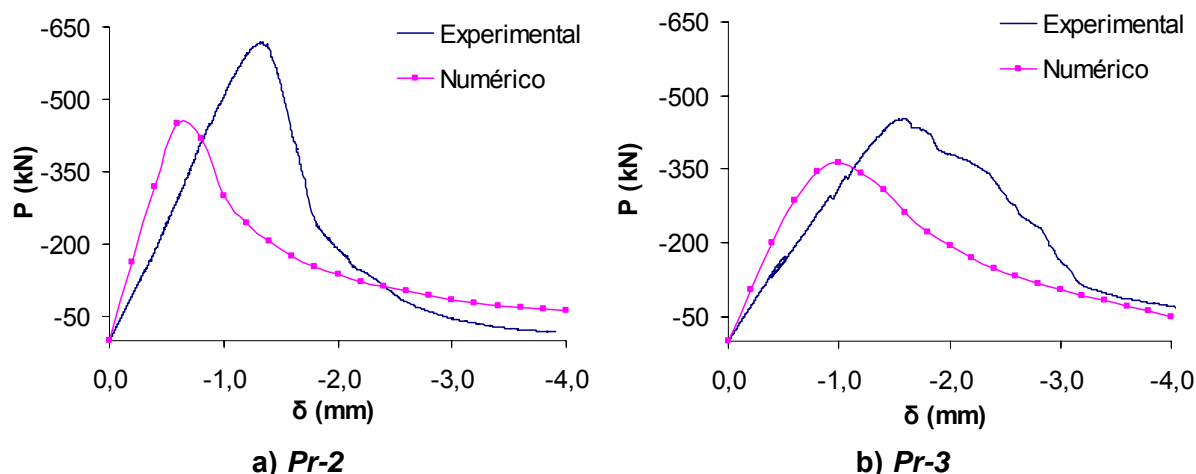


Figura 5.41 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos C8 - série 6.

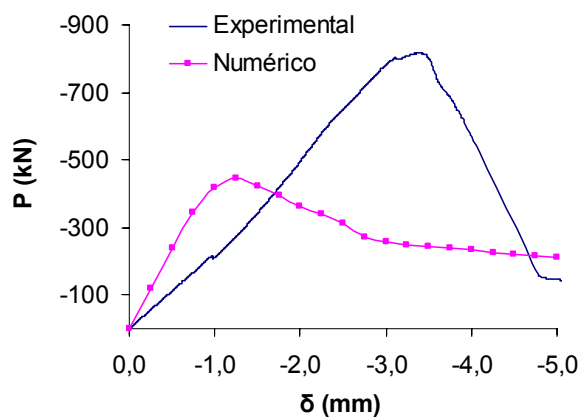


Figura 5.42 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos C8 - série 6.

A Tabela 5.11 mostra resultados numéricos de força de pico dos elementos e dos respectivos CPs de argamassa. Ocorre redução da força de pico dos prismas de 3 blocos e das miniparedes quando a força de pico do respectivo CP também diminui. Para os prismas de 2 blocos essa situação não ocorre.

Tabela 5.11 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos C8 e dos CPs de argamassa associados - séries de 4 a 6.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Série</i>	<i>Elemento</i>	<i>CP associado</i>
<i>Pr-2</i>	4	535,32	10,04
	5	416,95	10,09
	6	451,28	9,36
<i>Pr-3</i>	4	512,02	10,07
	5	402,4	8,58
	6	363,08	6,41
<i>Par</i>	4	602,35	10,04
	5	475,17	7,81
	6	444,97	6,75

Os comportamentos médios dos três exemplares de um mesmo elemento são vistos na Figura 5.43 e na Figura 5.44.

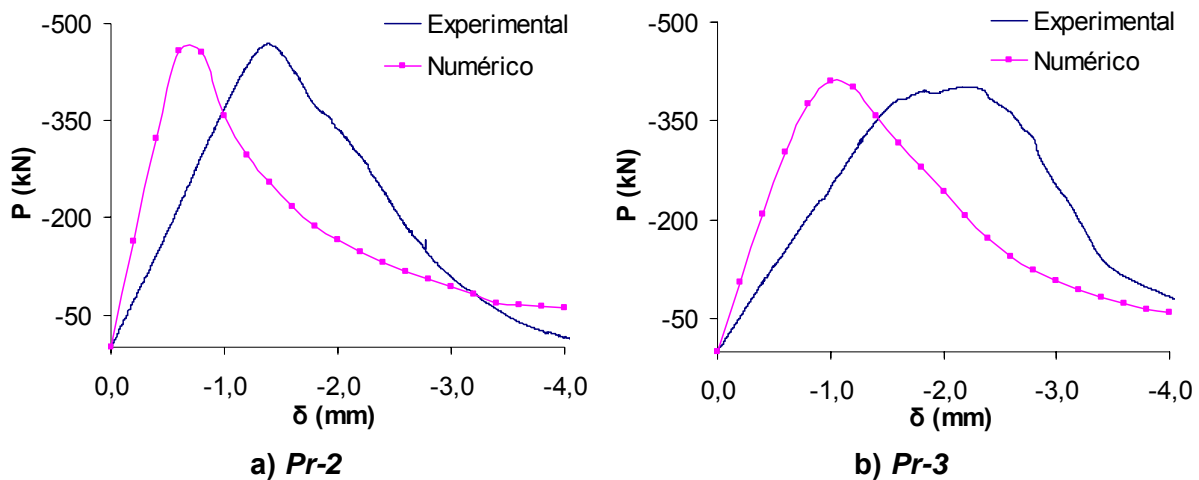


Figura 5.43 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.

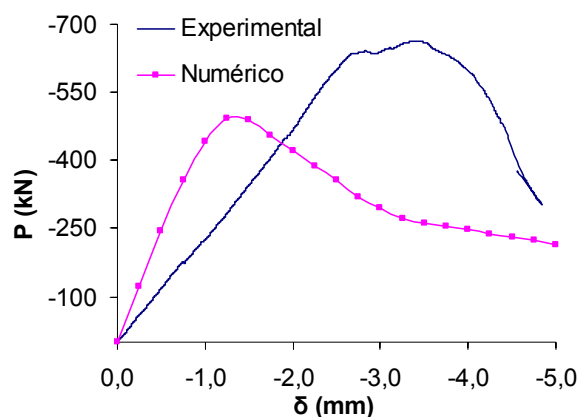


Figura 5.44 - Comportamentos médios da miniparede executada com blocos C8 - séries de 4 a 6.

A Tabela 5.12 e a Figura 5.45 mostram resultados médios de força e deslocamento de pico para cada elemento de alvenaria. Nos prismas de 2 e 3 blocos as diferenças médias para a força de pico são de 2,8% e 2,2%, respectivamente. A miniparede apresenta diferença mais considerável na força de pico (26%). Já os deslocamentos numéricos para esses elementos ficam de 50% a 56% menores que os experimentais.

Tabela 5.12 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Força média de pico (kN)</i>			<i>Deslocamento médio de pico (mm)</i>		
	<i>Num.</i>	<i>Exp.</i>	<i>Dif. (%)</i>	<i>Num.</i>	<i>Exp.</i>	<i>Dif. (%)</i>
<i>Pr-2</i>	456,70	470,00	-2,8	0,6	1,3	-54
<i>Pr-3</i>	411,20	402,18	2,2	1,0	2,0	-50
<i>Par</i>	491,40	663,76	-26,0	1,5	3,4	-56

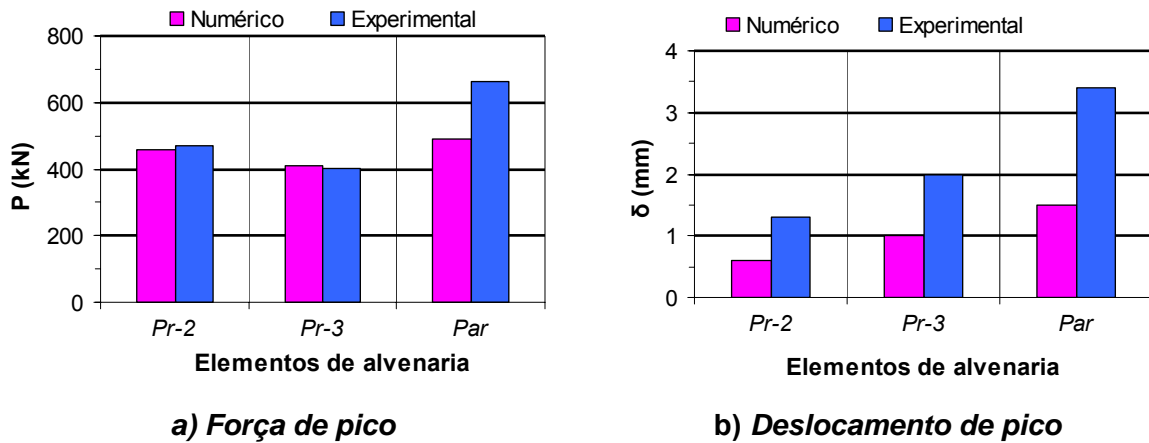


Figura 5.45 - Resultados médios dos elementos executados com blocos C8 - séries de 4 a 6.

Mostra-se na Figura 5.46 e na Figura 5.47 o comportamento numérico conjunto dos elementos.

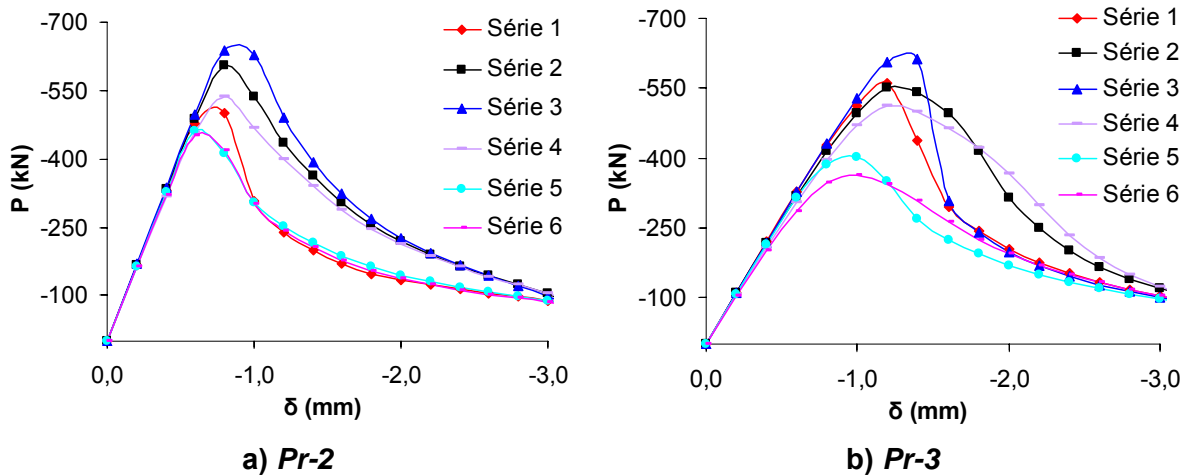


Figura 5.46 - Comportamento numérico dos prismas executados com blocos C8 - séries de 1 a 6.

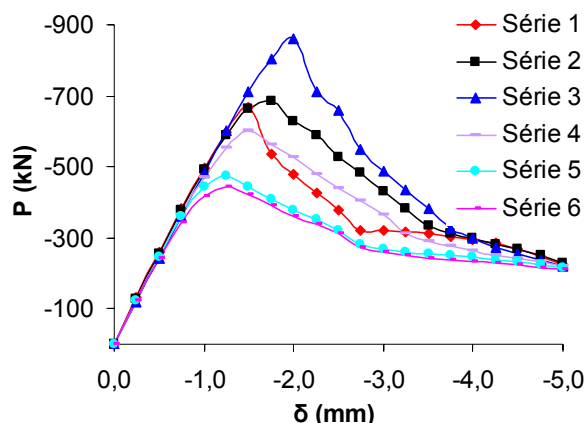


Figura 5.47 - Comportamento numérico das miniparedes executada com blocos C8 - séries de 1 a 6.

O trecho elástico-linear numérico dos elementos não é alterado pelas diferentes características de argamassa na junta, Figura 5.46 e Figura 5.47.

Conseguem-se os comportamentos experimental e numérico (curvas *força - deslocamento*) de todos os elementos C8 desde o trecho elástico-linear até a completa perda de resistência. Da análise numérica se prevê o trecho elástico-linear com maior inclinação (mais rígido) comparado ao experimental para a maioria dos elementos. Em algumas situações, a força de pico numérica se aproxima bastante da experimental. No entanto, verifica-se que algumas miniparedes apresentam diferenças consideráveis entre resultados numéricos e experimentais.

5.3 ELEMENTOS EXECUTADOS COM BLOCOS CERÂMICOS CE6

São apresentados os resultados numéricos e experimentais de prismas e miniparedes executados com blocos CE6, separando-os por tipo de argamassa.

5.3.1 ARGAMASSA 1 : 0,5 : 4,5

A Tabela 5.13 identifica resultados numéricos e experimentais de força e deslocamento na situação de pico para os elementos de alvenaria que utilizam argamassa 1 : 0,5 : 4,5. A diferença percentual para a força de pico varia entre 3,7% (*Par*, Série 3) e 67,6% (*Pr-2*, Série 3). Todos os deslocamentos estão na ordem de milímetros. Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.48 e na Figura 5.49.

Tabela 5.13 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.

Série	Elemento de alvenaria	Força de pico (kN)			Deslocamento de pico (mm)		
		Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
1	Pr-2	269,94	252,25	7,0	0,60	0,70	-14,3
	Pr-3	288,63	214,03	34,9	1,00	1,00	0,0
	Par	411,05	380,46	8,0	1,60	1,80	-11,1
2	Pr-2	266,87	191,1	39,6	0,60	0,90	-33,3
	Pr-3	344,89	215,12	60,3	1,20	1,00	20,0
	Par	411,72	314,10	31,1	1,60	1,70	-5,9
3	Pr-2	268,11	159,97	67,6	0,60	0,95	-36,8
	Pr-3	346,08	208,57	65,9	1,20	1,10	9,1
	Par	424,38	409,22	3,7	1,60	1,70	-5,9

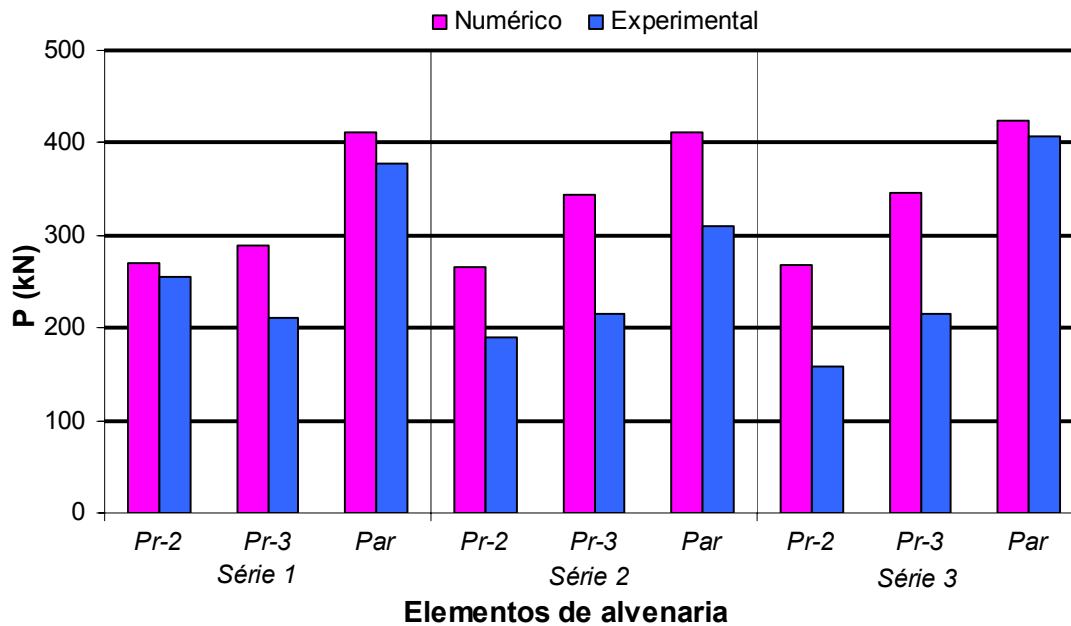


Figura 5.48 - Forças de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.

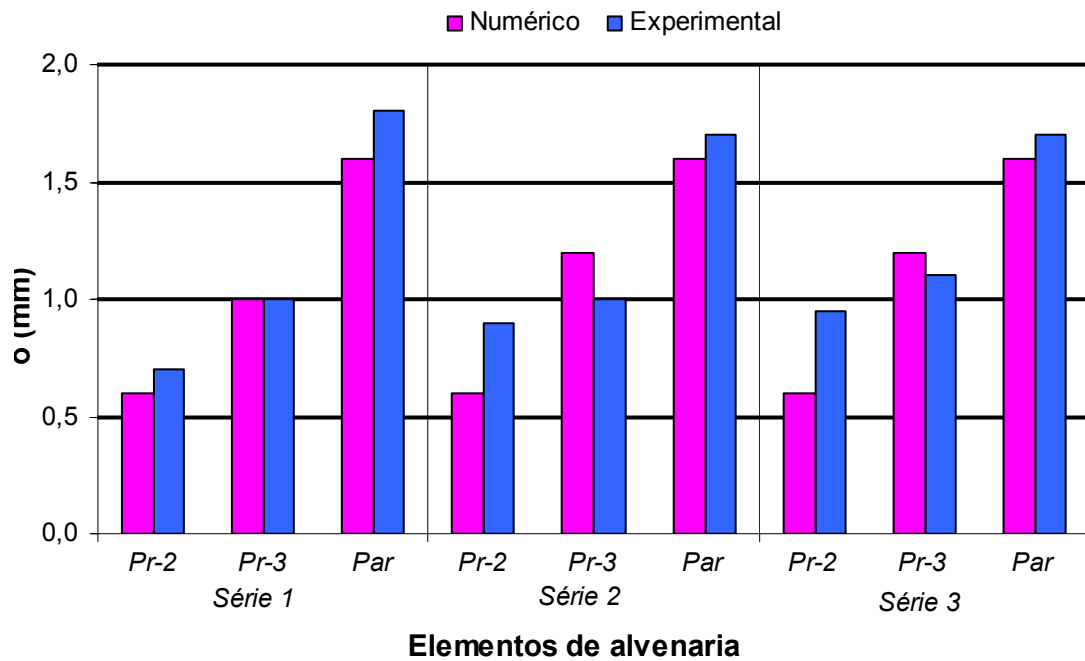


Figura 5.49 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.

O comportamento numérico e o experimental para elementos executados com blocos CE6 são vistos entre a Figura 5.50 e a Figura 5.55.

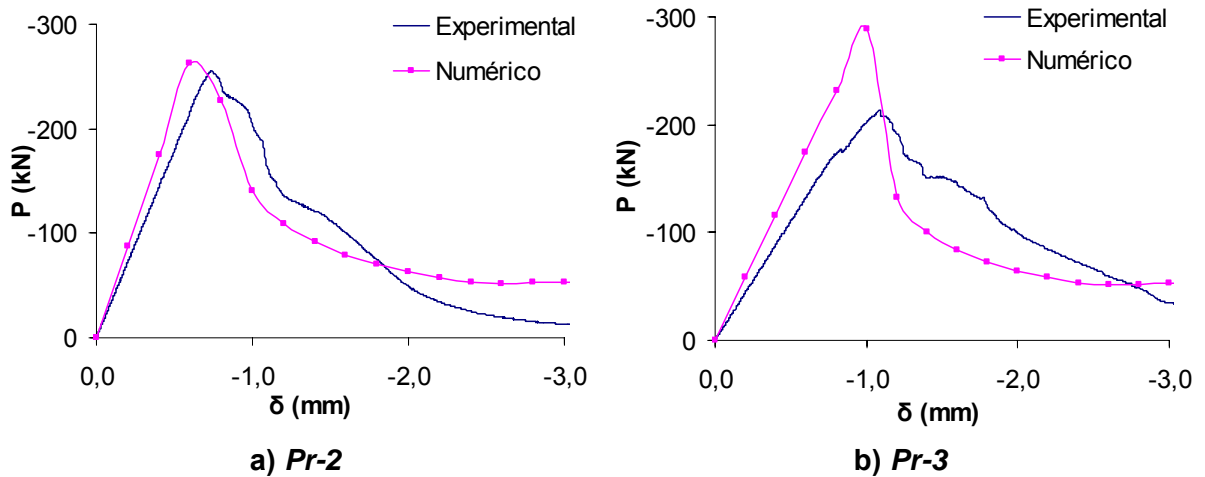


Figura 5.50 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 1.

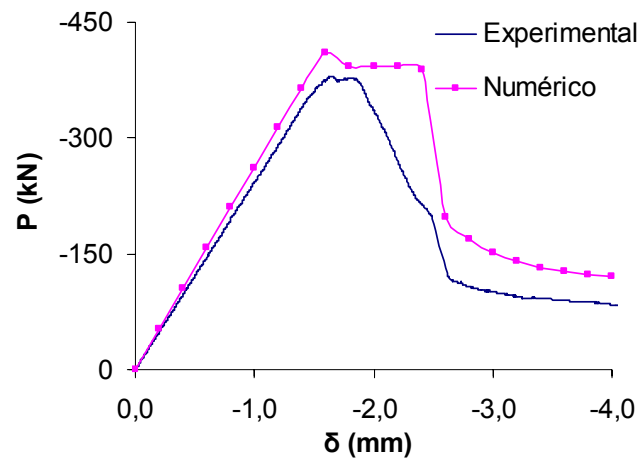


Figura 5.51 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 1.

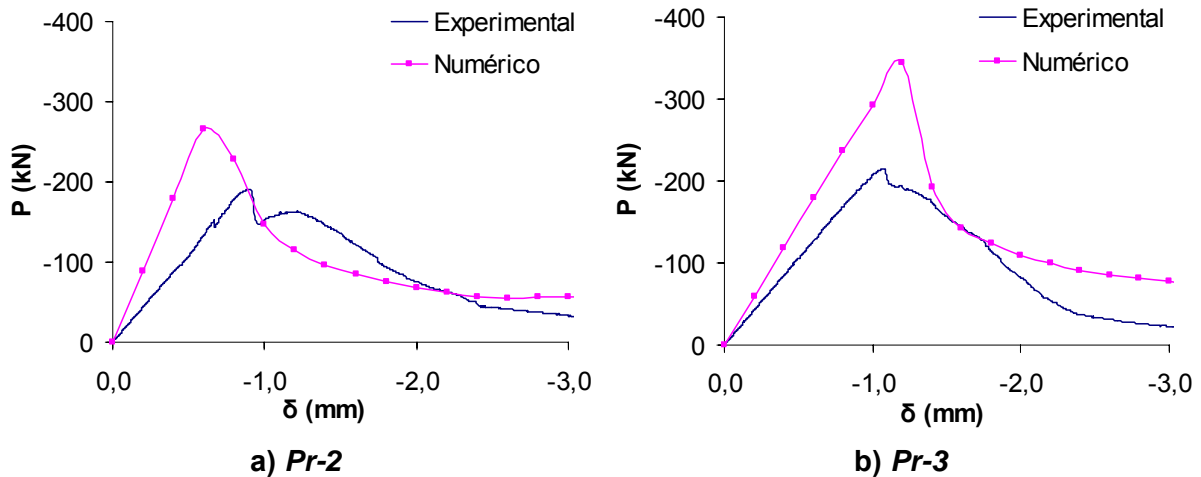


Figura 5.52 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 2.

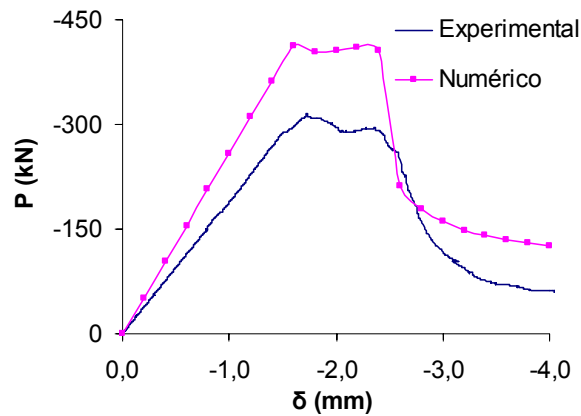


Figura 5.53 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 2.

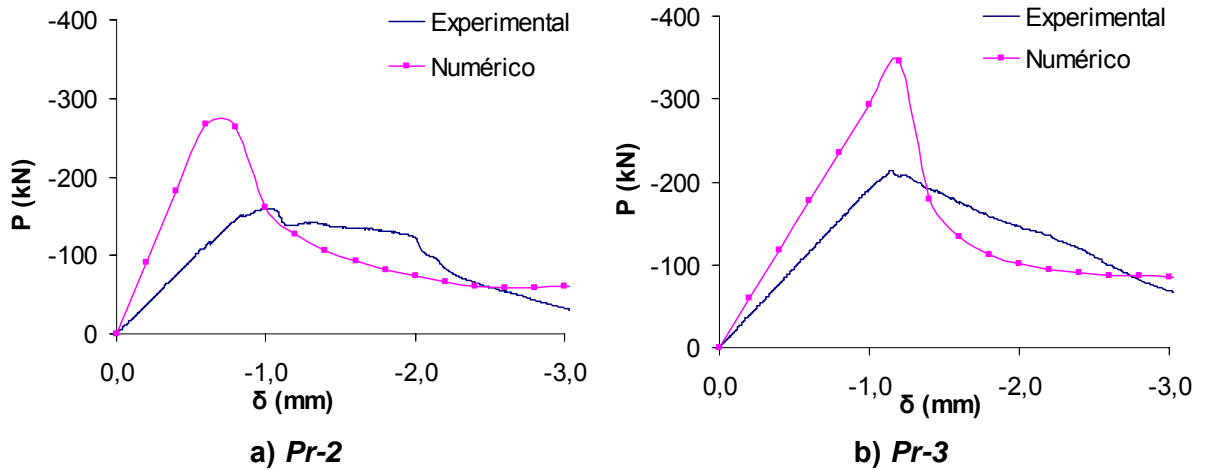


Figura 5.54 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 3.

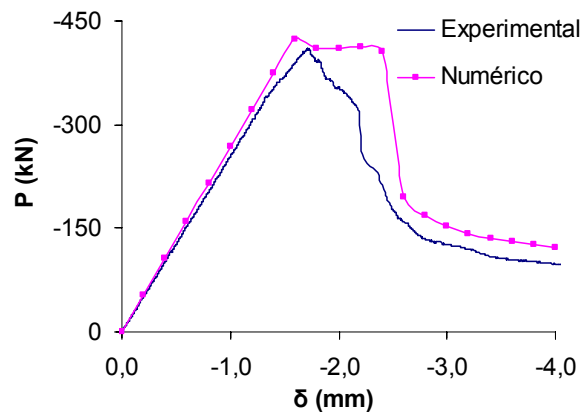


Figura 5.55 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 3.

A Tabela 5.14 mostra a força de pico numérica dos elementos e dos respectivos CPs de argamassa. De maneira geral, a diminuição da força no CP é acompanhada pela diminuição da força no respectivo elemento.

Tabela 5.14 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos CE6 e dos CPs de argamassa associados - séries de 1 a 3.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Série</i>	<i>Elemento</i>	<i>CP associado</i>
<i>Pr-2</i>	1	269,94	13,84
	2	266,87	13,02
	3	268,11	13,94
<i>Pr-3</i>	1	288,63	13,38
	2	344,89	15,86
	3	346,08	15,66
<i>Par</i>	1	411,05	13,26
	2	411,72	15,66
	3	424,38	16,71

Os comportamentos médios dos três exemplares de um mesmo elemento são vistos na Figura 5.56 e na Figura 5.57.

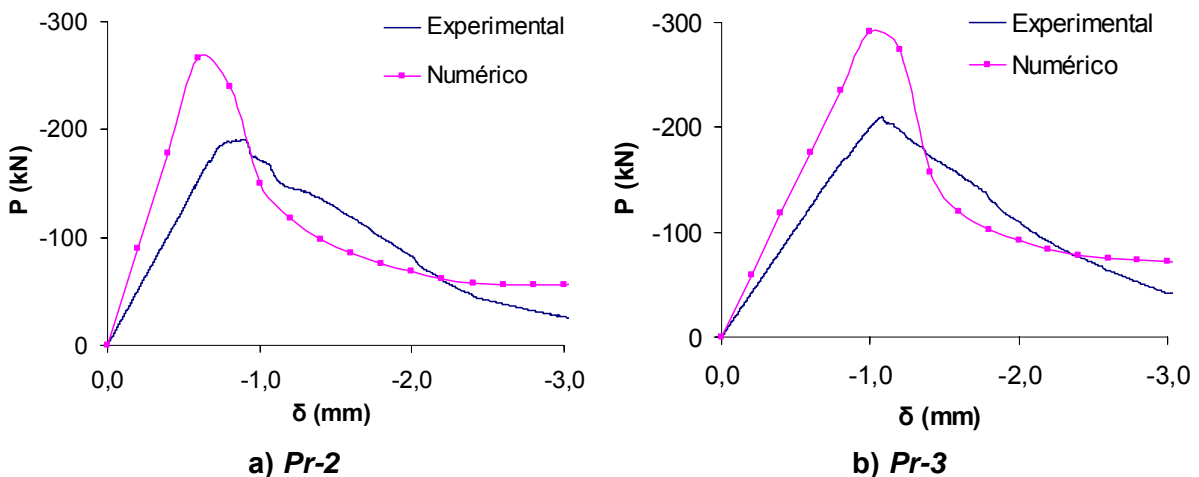


Figura 5.56 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.

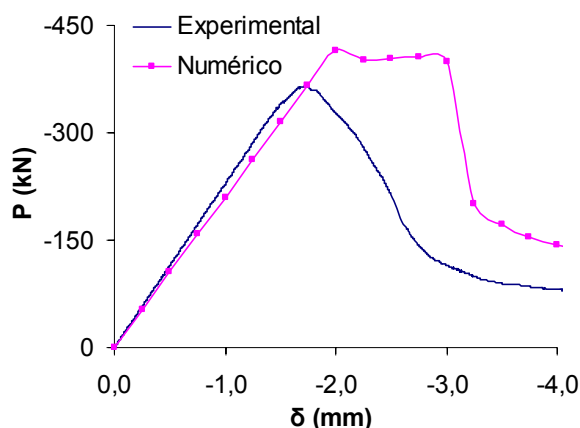


Figura 5.57 - Comportamentos médios da miniparede CE6 - séries de 1 a 3.

A Tabela 5.15 mostra resultados médios de força e deslocamento de pico dos elementos. A miniparede apresenta diferença média na força de 13,6% e, no deslocamento, a diferença é de 18%. Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.58.

Tabela 5.15 - Resultados médios dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.

Elemento de alvenaria	Força média de pico (kN)			Deslocamento médio de pico (mm)		
	Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
<i>Pr-2</i>	265,97	190,46	39,6	0,6	0,9	-33
<i>Pr-3</i>	291,25	209,76	38,8	1,0	1,0	0
<i>Par</i>	415,72	365,99	13,6	2,0	1,7	18

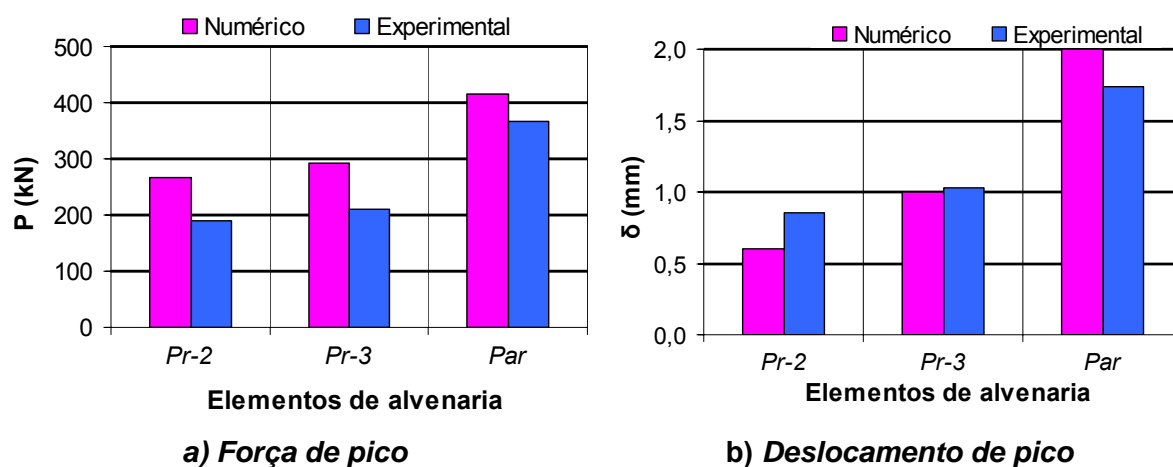


Figura 5.58 - Resultados médios dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 1 a 3.

5.3.2 ARGAMASSA 1 : 1 : 6

A Tabela 5.16 mostra resultados numéricos e experimentais de força e deslocamento de pico para os elementos de alvenaria que utilizam argamassa 1 : 1 : 6. A diferença percentual para a força de pico varia entre 4,9% (*Par*, Série 4) e 60,8% (*Pr-3*, Série 6). Todos os deslocamentos estão na ordem de milímetros. Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.59 e na Figura 5.60.

Tabela 5.16 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.

Série	Elemento de alvenaria	Força de pico (kN)			Deslocamento de pico (mm)		
		Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
4	<i>Pr-2</i>	259,30	173,08	49,8	0,6	1,2	-50,0
	<i>Pr-3</i>	217,15	198,74	9,3	0,8	0,7	14,3
	<i>Par</i>	335,20	319,63	4,9	1,4	2,2	-36,4
5	<i>Pr-2</i>	258,74	192,73	34,2	0,6	1,0	-40,0
	<i>Pr-3</i>	278,87	227,13	22,8	1,0	1,0	0,0
	<i>Par</i>	337,35	358,34	-5,9	1,4	1,6	-12,5
6	<i>Pr-2</i>	255,58	232,59	9,9	0,6	0,6	0,0
	<i>Pr-3</i>	257,17	159,97	60,8	1,0	1,1	-9,1
	<i>Par</i>	355,17	316,31	12,3	2,0	1,5	33,3

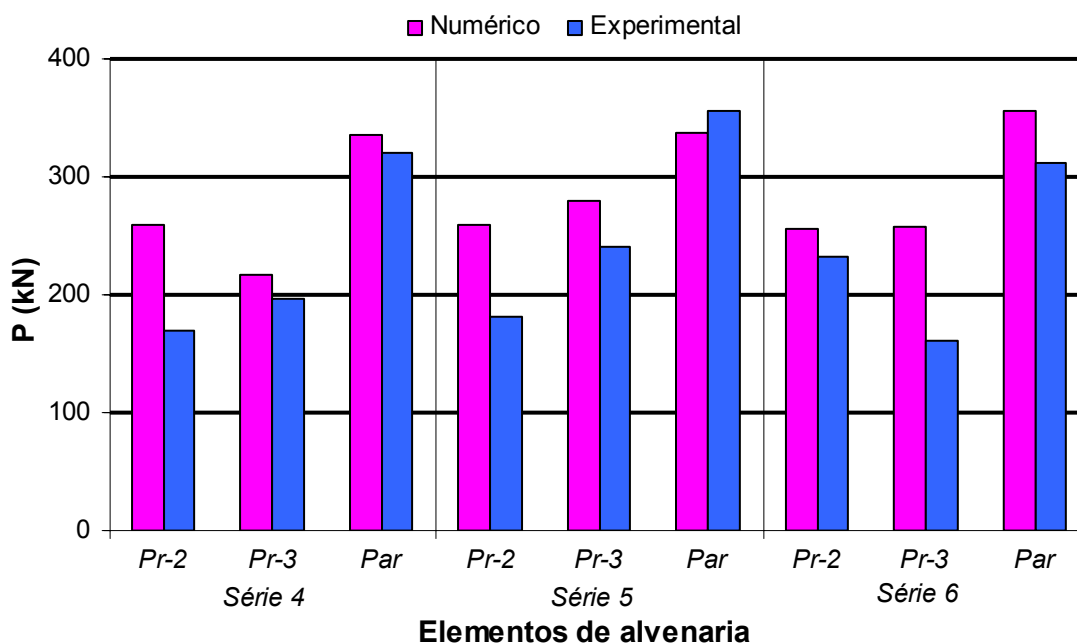


Figura 5.59 - Forças de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.

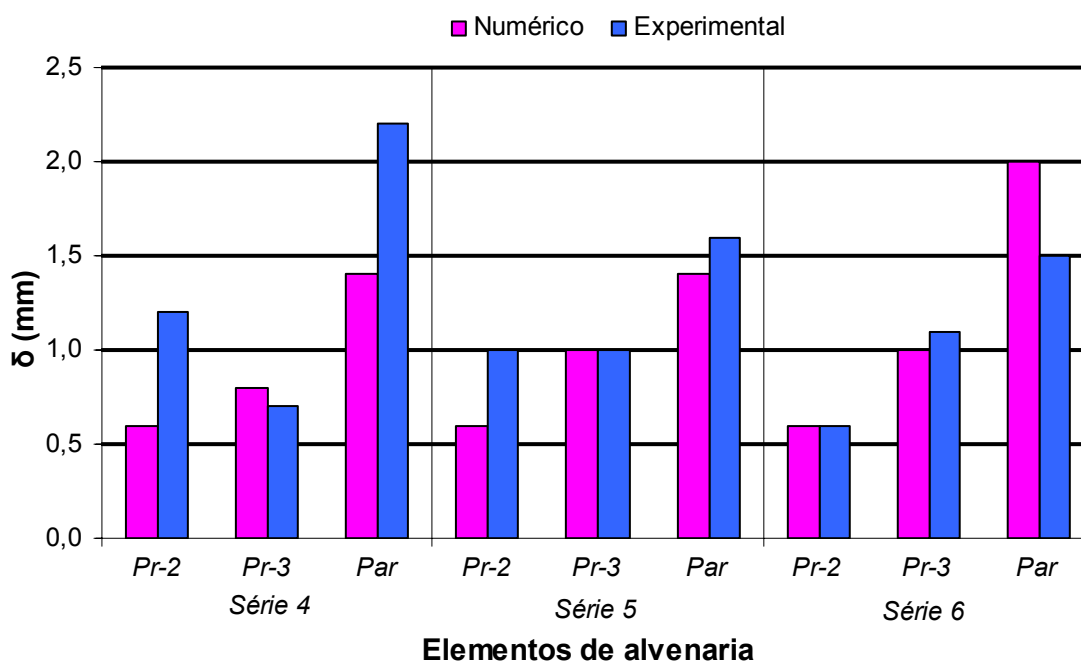


Figura 5.60 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.

O comportamento numérico e o experimental para cada elemento de alvenaria CE6 são vistos entre a Figura 5.61 e Figura 5.66.

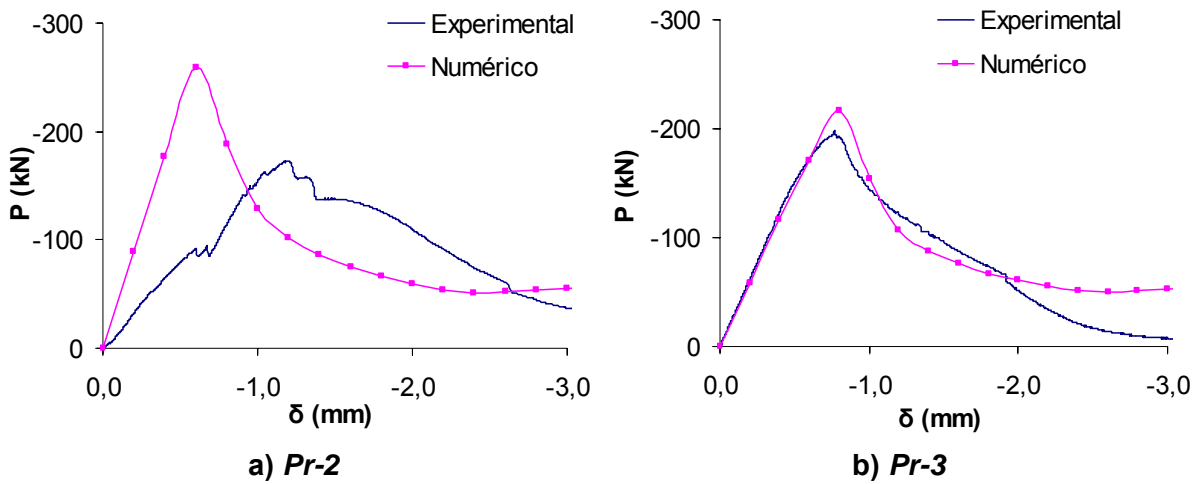


Figura 5.61 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 4.

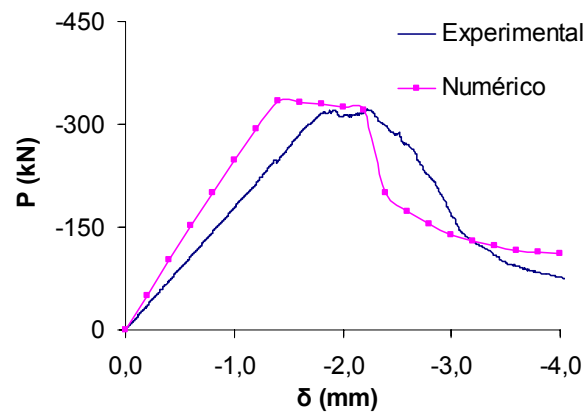


Figura 5.62 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 4.

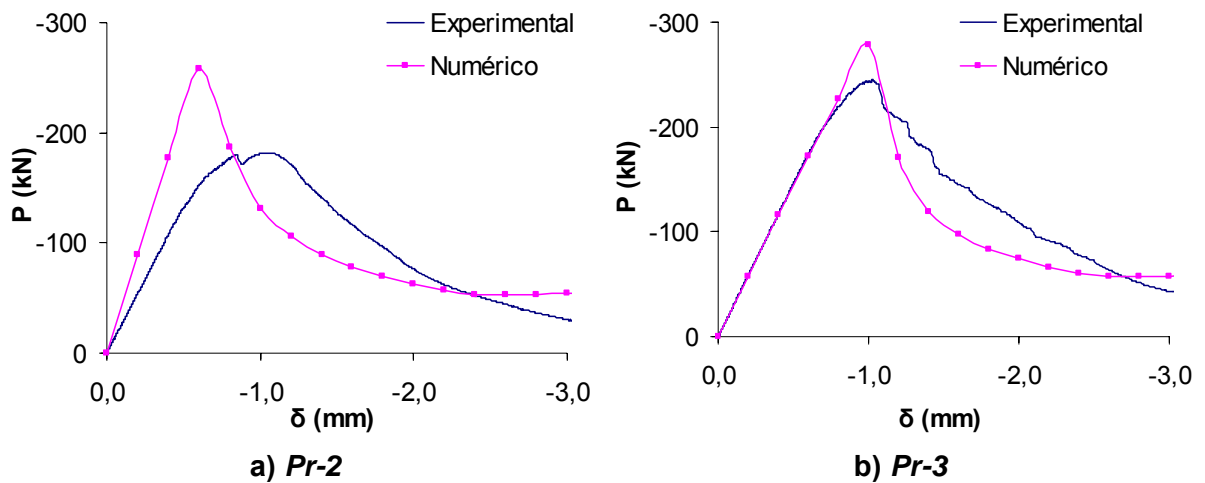


Figura 5.63 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 5.

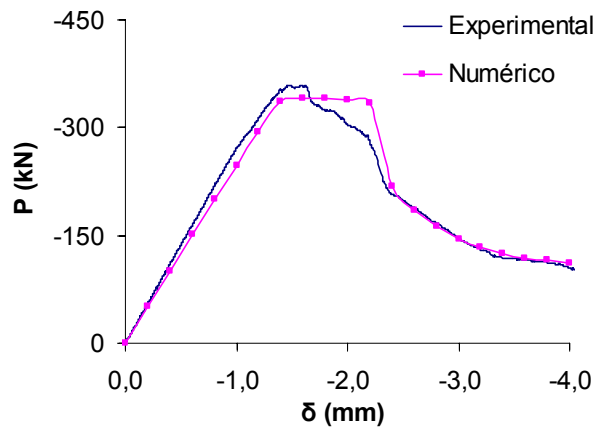


Figura 5.64 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 5.

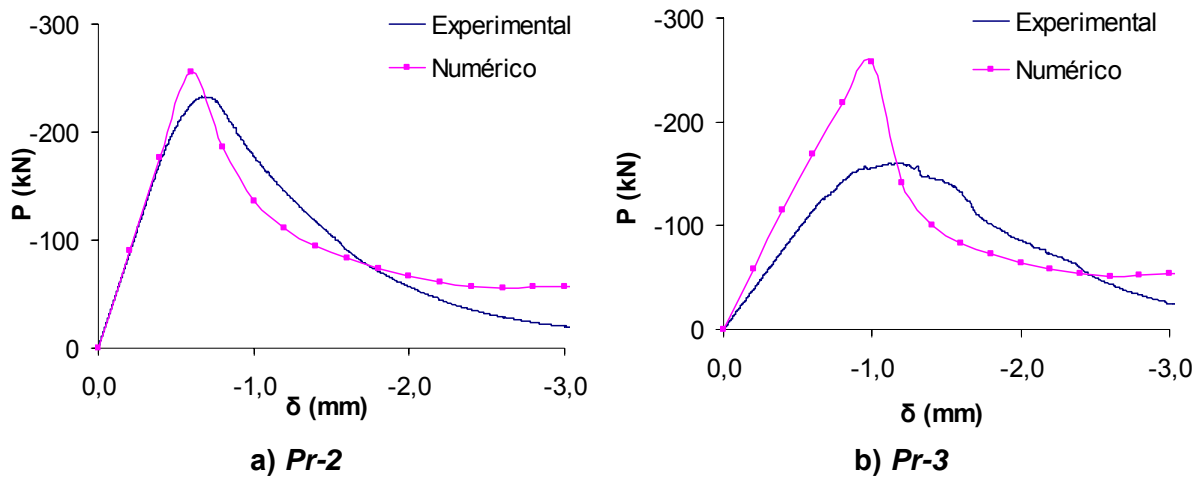


Figura 5.65 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos CE6 - série 6.

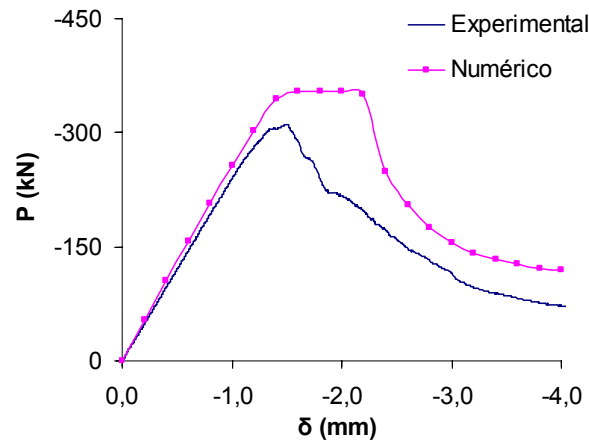


Figura 5.66 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos CE6 - série 6.

A Tabela 5.17 mostra resultados numéricos de força de pico dos elementos e respectivos CPs de argamassa. De uma forma geral, nota-se a redução da força de pico dos elementos quando a força de pico do CP também diminui.

Tabela 5.17 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos CE6 e dos CPs de argamassa associados - séries de 4 a 6.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Série</i>	<i>Elemento</i>	<i>CP associado</i>
<i>Pr-2</i>	4	259,30	10,35
	5	258,74	10,07
	6	255,58	9,24
<i>Pr-3</i>	4	217,15	7,52
	5	278,87	11,56
	6	257,17	7,99
<i>Par</i>	4	335,20	9,01
	5	337,35	9,49
	6	355,17	9,30

Os comportamentos médios dos três exemplares de um mesmo elemento são vistos na Figura 5.67 e na Figura 5.68.

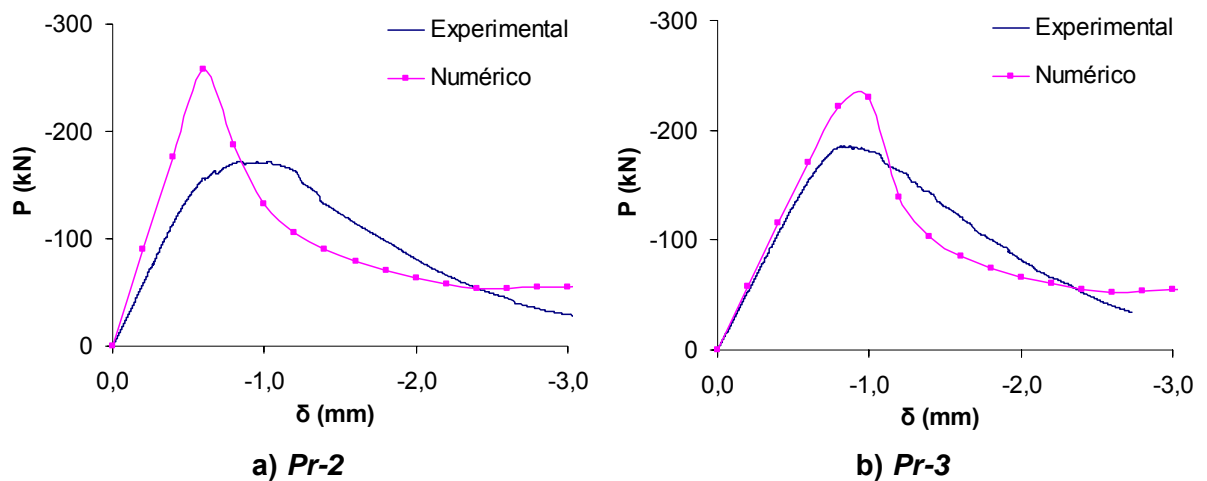


Figura 5.67 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.

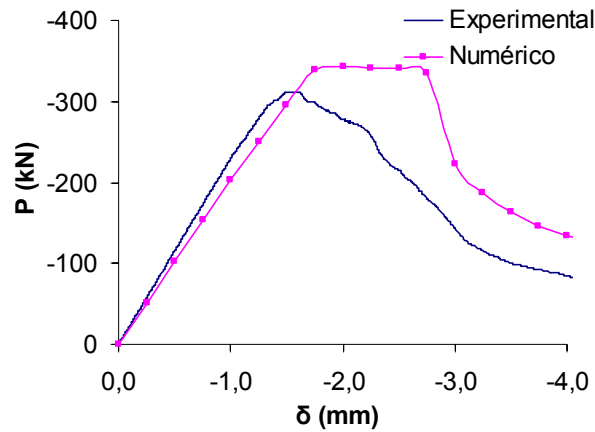
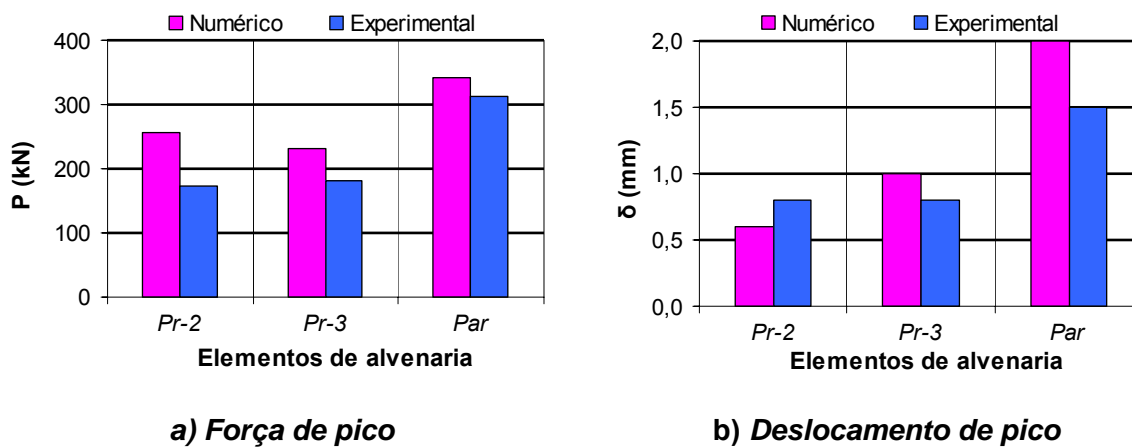


Figura 5.68 - Comportamentos médios da miniparede executada com blocos CE6 - séries de 4 a 6.

A Tabela 5.18 e a Figura 5.69 mostram os resultados médios de força e deslocamento de pico para cada elemento de alvenaria. A diferença na força da miniparede é de 8,7% e, no deslocamento, a diferença é de 13%.

Tabela 5.18 - Resultados médios dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.

Elemento de alvenaria	Força média de pico (kN)			Deslocamento médio de pico (mm)		
	Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
<i>Pr-2</i>	257,19	172,19	49,4	0,6	0,8	-25
<i>Pr-3</i>	230,25	180,38	27,6	1,0	0,8	25
<i>Par</i>	339,03	311,65	8,7	1,7	1,5	13



a) Força de pico

b) Deslocamento de pico

Figura 5.69 - Resultados médios dos elementos executados com blocos CE6 - séries de 4 a 6.

Mostra-se na Figura 5.70 e na Figura 5.71 o comportamento numérico conjunto dos elementos.

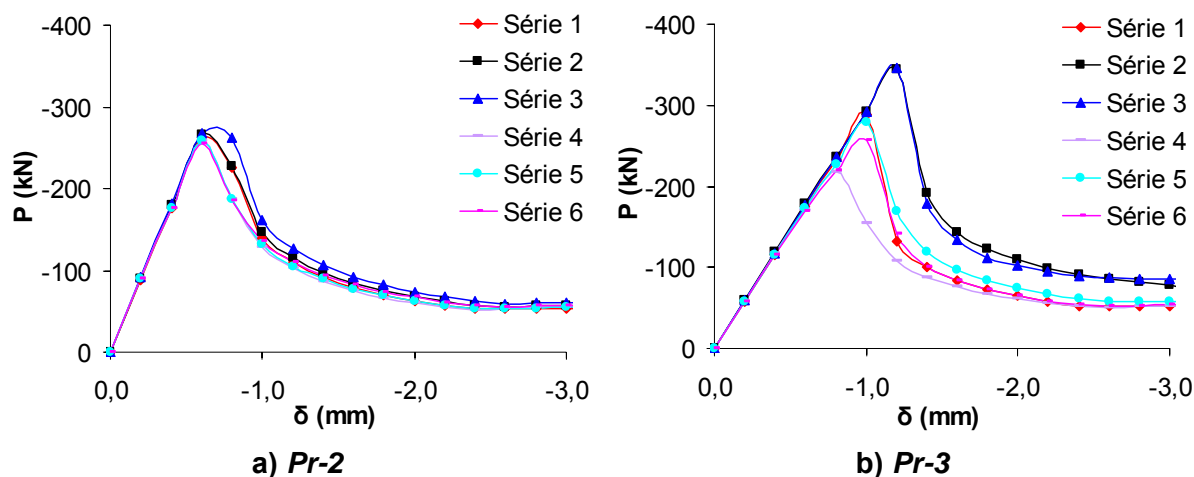


Figura 5.70 - Comportamento numérico dos prismas executados com blocos CE6 - séries de 1 a 6.

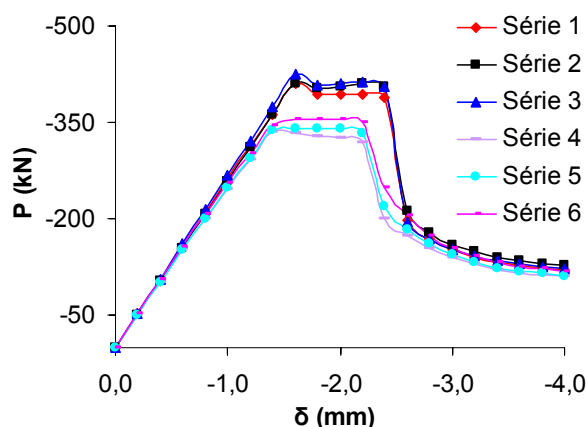


Figura 5.71 - Comportamento numérico das miniparedes executadas com blocos CE6 - séries de 1 a 6.

Novamente se nota que o trecho elástico-linear numérico dos elementos CE6 não é afetado pelas diferentes características da argamassa na junta, Figura 5.70 e Figura 5.71. Para os prismas de 2 blocos todas as seis curvas são bastante parecidas.

Conseguem-se os comportamentos experimental e numérico (curvas *força - deslocamento*) desde o trecho elástico-linear até a completa perda de resistência de todos os elementos executados com blocos CE6. Da análise numérica se prevê de forma satisfatória o comportamento experimental dos elementos. Porém, há de se notar alguns comportamentos experimentais inadequados, prejudicando as possíveis aproximações entre resultados numéricos e experimentais.

Nota-se que nas curvas numéricas das miniparedes a força é praticamente constante próxima à de pico, aspecto apresentado experimentalmente pelas miniparedes das séries 1, 2 e 4.

5.4 ELEMENTOS EXECUTADOS COM BLOCOS SÍLICO-CALCÁRIOS S10

São apresentados resultados numéricos e experimentais de prismas e miniparedes executados com blocos S10, separando-os por tipo de argamassa.

5.4.1 ARGAMASSA 1 : 0,5 : 4,5

A Tabela 5.19 identifica resultados numéricos e experimentais de força e deslocamento de pico para os elementos de alvenaria que utilizam argamassa 1 : 0,5 : 4,5. A diferença percentual para a força de pico varia entre 0,0% (*Pr-3*, Séries 1) e 35,5% (*Par*, Série 3). Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.72 e na Figura 5.73.

Tabela 5.19 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.

Série	Elemento de alvenaria	Força de pico (kN)			Deslocamento de pico (mm)		
		Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
1	<i>Pr-2</i>	310,38	323,56	-4,1	1,4	1,7	-17,6
	<i>Pr-3</i>	330,91	330,96	0,0	2,2	1,9	15,8
	<i>Par</i>	375,16	559,09	-32,9	2,7	4,0	-32,5
2	<i>Pr-2</i>	313,44	322,56	-2,8	1,4	2,7	-48,1
	<i>Pr-3</i>	324,00	325,24	-0,4	2,1	2,0	5,0
	<i>Par</i>	355,15	511,07	-30,5	2,7	3,0	-10,0
3	<i>Pr-2</i>	329,30	366,24	-10,1	1,4	1,6	-12,5
	<i>Pr-3</i>	341,17	322,56	5,8	2,4	2,1	14,3
	<i>Par</i>	392,15	607,796	-35,5	2,7	4,2	-35,7

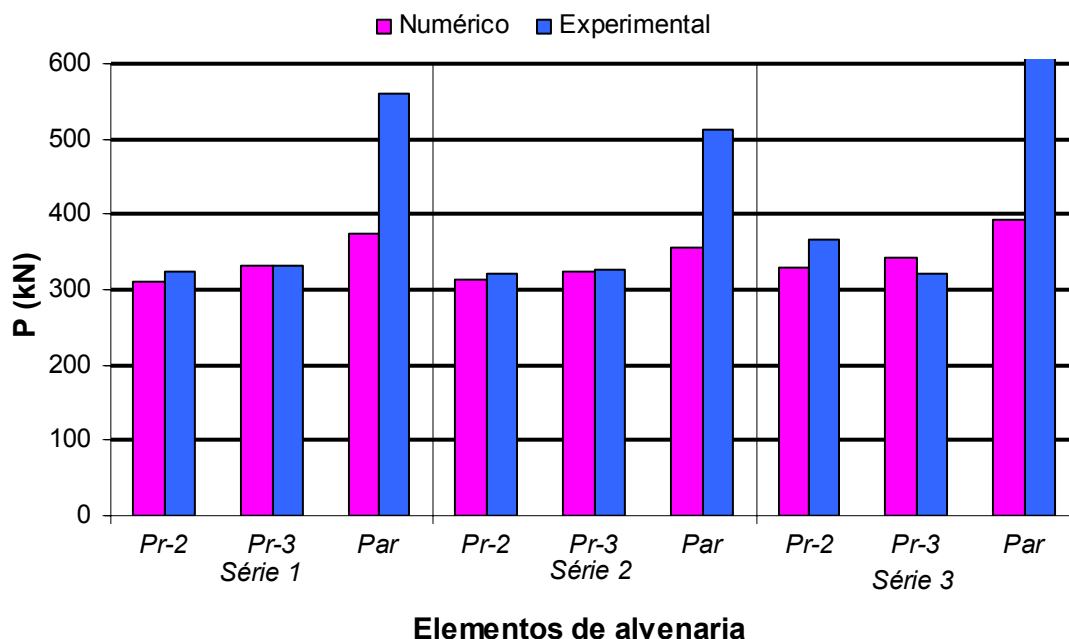


Figura 5.72 - Forças de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.

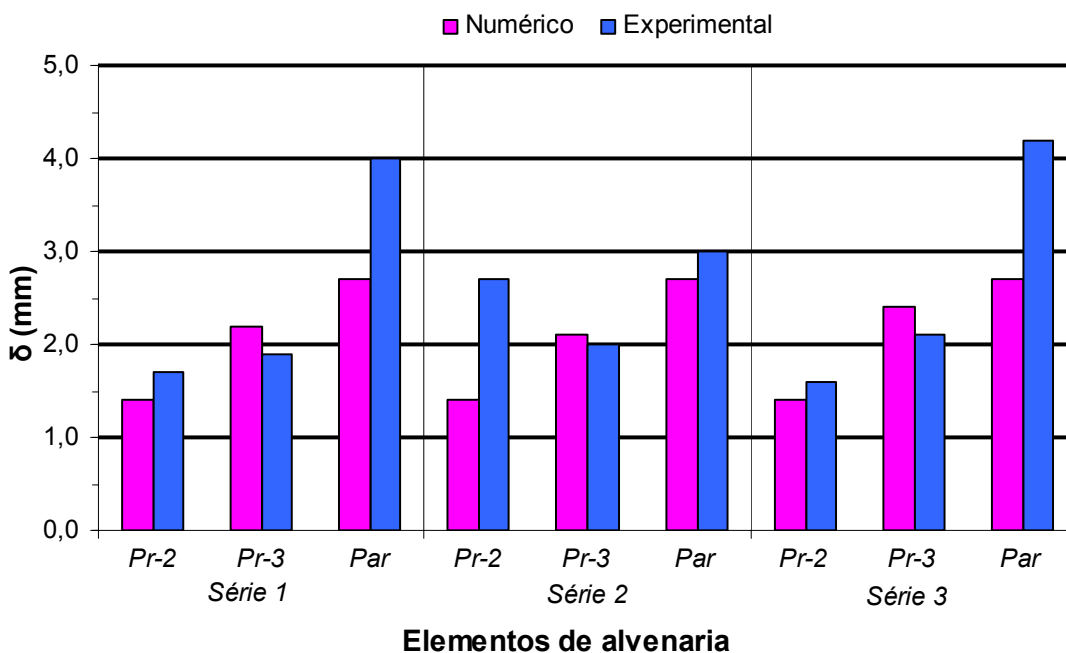


Figura 5.73 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.

O comportamento numérico e o experimental para elementos executados com blocos CE6 (séries de 1 a 3) são vistos entre a Figura 5.74 e a Figura 5.79.

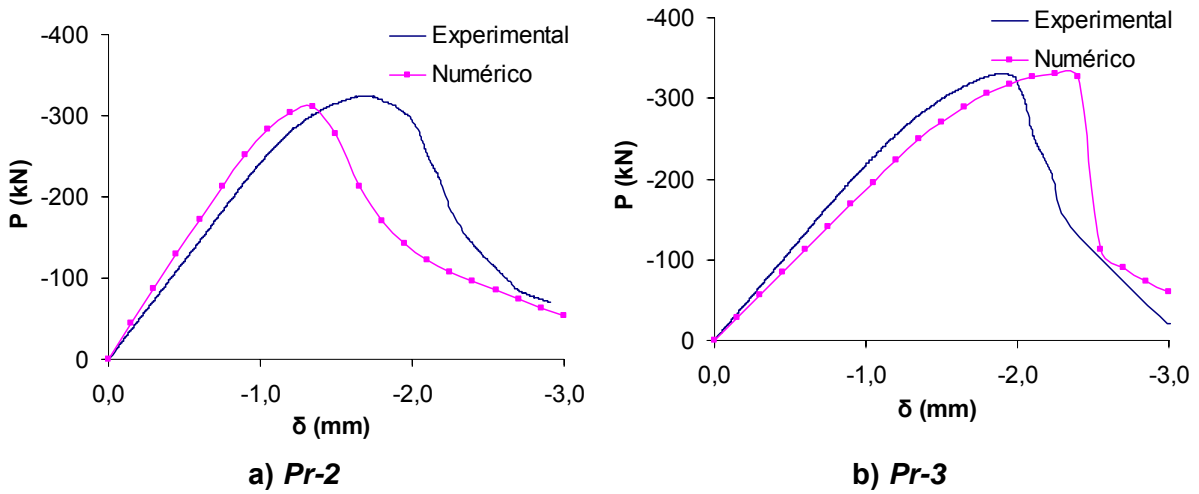


Figura 5.74 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos S10 - série 1.

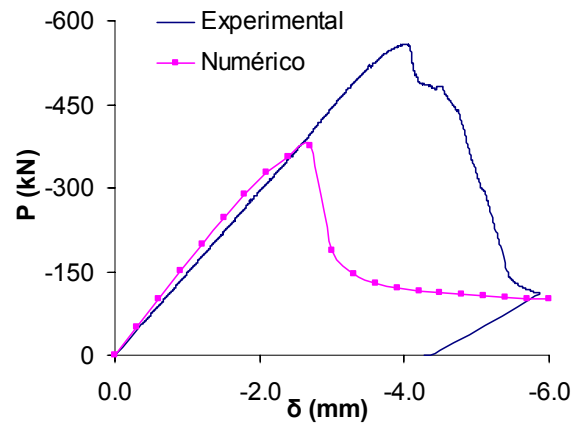


Figura 5.75 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos S10 - série 1.

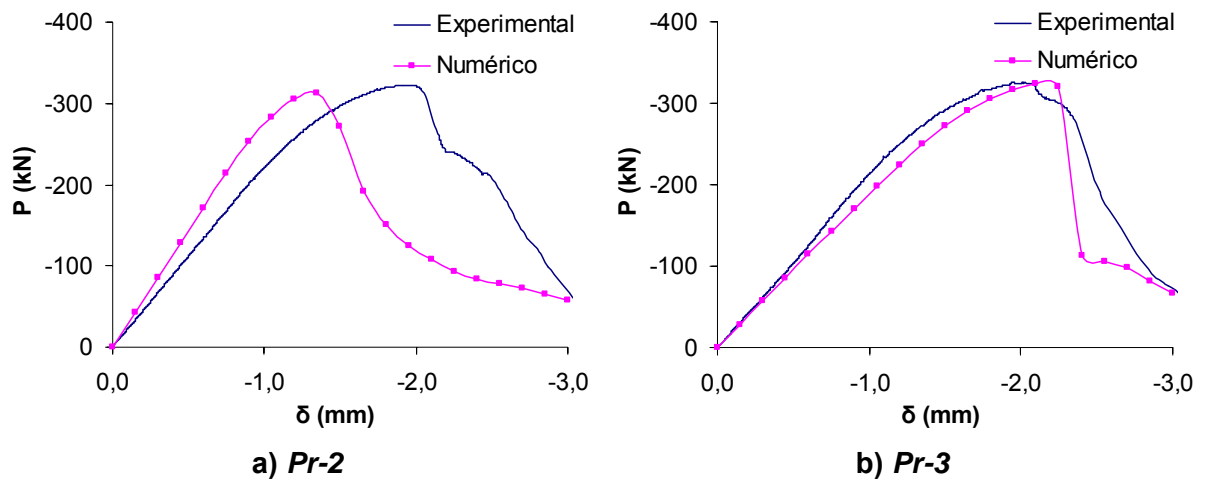


Figura 5.76 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos S10 - série 2.

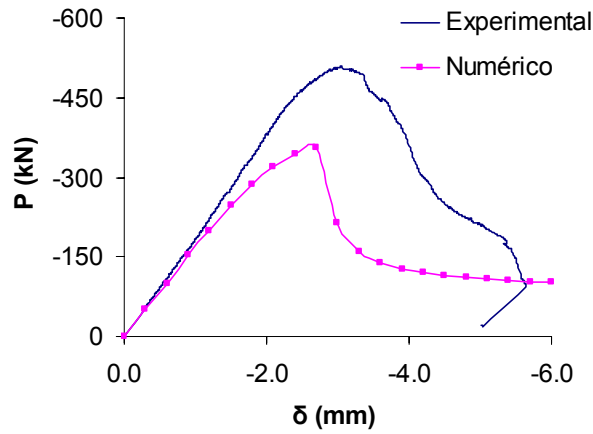


Figura 5.77 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos S10 - série 2.

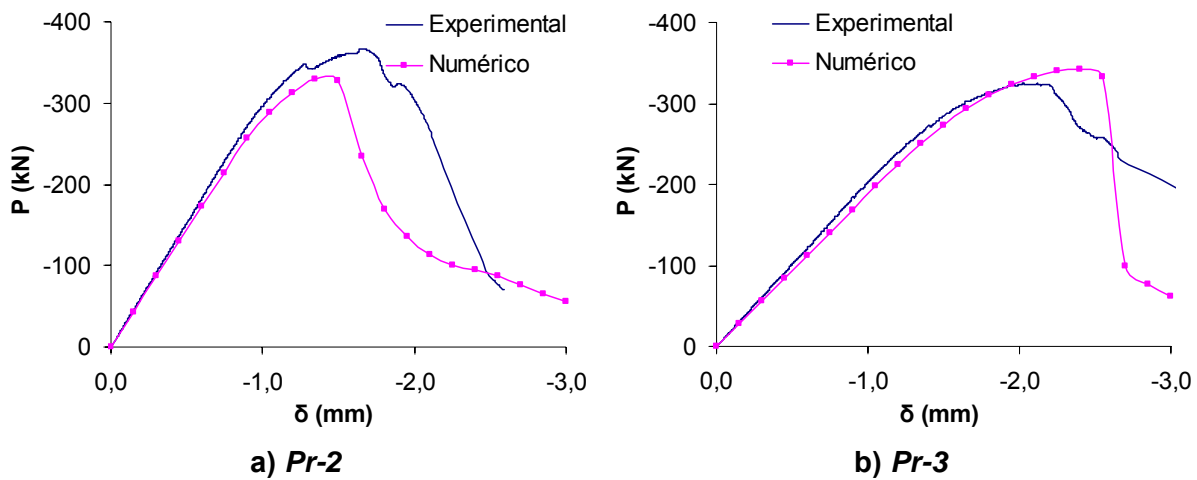


Figura 5.78 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos S10 - série 3.

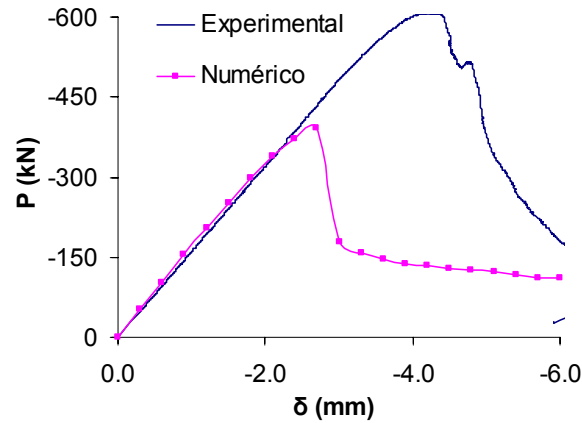


Figura 5.79 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos S10 - série 3.

A Tabela 5.20 mostra a força de pico numérica dos elementos e dos respectivos CPs de argamassa. Da mesma forma que nas análises anteriores, ocorre a diminuição da força de pico dos elementos quando ocorre essa diminuição no CP associado.

Tabela 5.20 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos S10 e dos CPs de argamassa associados - séries de 1 a 3.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Série</i>	<i>Elemento</i>	<i>CP associado</i>
<i>Pr-2</i>	1	310,38	13,84
	2	313,44	13,39
	3	329,30	16,25
<i>Pr-3</i>	1	330,91	14,15
	2	324,00	15,49
	3	341,17	16,30
<i>Par</i>	1	375,16	13,18
	2	355,15	8,55
	3	392,15	15,68

Os comportamentos médios dos três exemplares de um mesmo elemento são vistos na Figura 5.80 e na Figura 5.81.

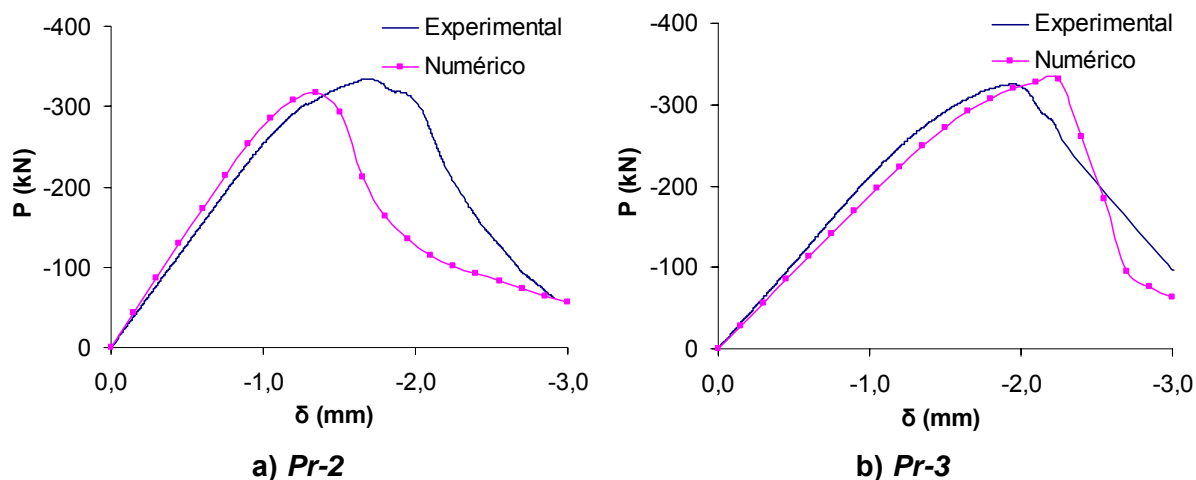


Figura 5.80 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.

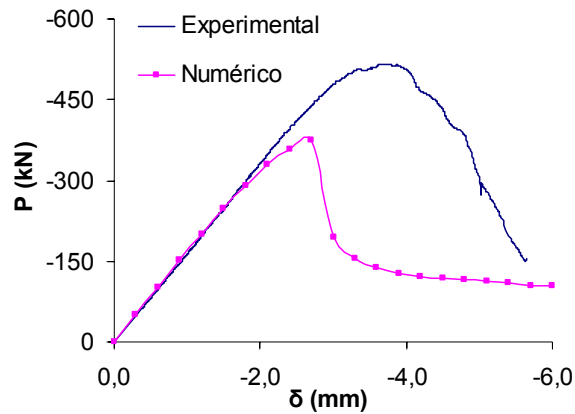


Figura 5.81 - Comportamentos médios da miniparede executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.

A Tabela 5.21 mostra resultados médios de força e deslocamento de pico para cada elemento de alvenaria. A diferença na força para o prisma de 3 blocos é de apenas 1,4% e para o prisma de 2 blocos a diferença vale 4,9%. No deslocamento a maior diferença é para a miniparede com 28%. Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.82.

Tabela 5.21 - Resultados médios dos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Força média de pico (kN)</i>			<i>Deslocamento médio de pico (mm)</i>		
	<i>Num.</i>	<i>Exp.</i>	<i>Dif. (%)</i>	<i>Num.</i>	<i>Exp.</i>	<i>Dif. (%)</i>
<i>Pr-2</i>	317,71	334,25	-4,9	1,3	1,6	-19
<i>Pr-3</i>	330,37	325,90	1,4	2,2	1,9	18
<i>Par</i>	374,32	516,80	-27,6	2,7	3,7	-28

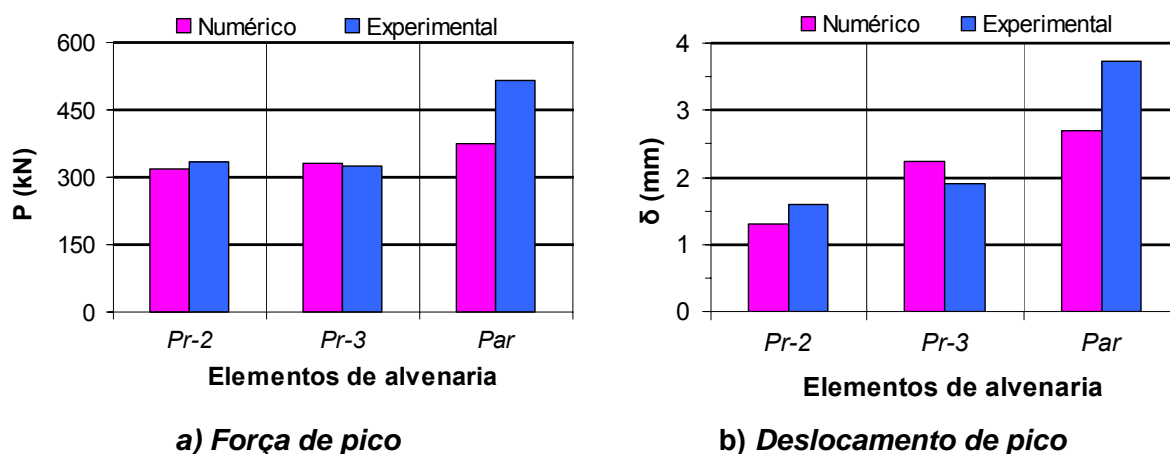


Figura 5.82 - Resultados médios dos elementos executados com blocos S10 - séries de 1 a 3.

5.4.2 ARGAMASSA 1 : 1 : 6

A Tabela 5.22 mostra resultados numéricos e experimentais de força e deslocamento de pico para os elementos de alvenaria que utilizam argamassa 1 : 1 : 6. A diferença percentual para a força de pico varia entre 3,3% (*Pr-2*, Série 4) e 47,1% (*Par*, Série 4). Todos os deslocamentos se apresentam na ordem de milímetros. Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.83 e na Figura 5.84.

Tabela 5.22 - Força e deslocamento de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.

Série	Elemento de alvenaria	Força de pico (kN)			Deslocamento de pico (mm)		
		Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
4	<i>Pr-2</i>	309,13	319,53	-3,3	1,4	1,5	-6,7
	<i>Pr-3</i>	300,46	253,00	18,8	1,8	2,1	4,8
	<i>Par</i>	292,63	552,91	-47,1	2,4	2,7	-11,1
5	<i>Pr-2</i>	252,71	285,93	-11,6	1,1	2,7	-59,3
	<i>Pr-3</i>	265,63	323,23	-17,8	1,8	1,6	12,5
	<i>Par</i>	312,09	531,65	-41,3	2,7	3,5	-22,9
6	<i>Pr-2</i>	282,69	325,58	-13,2	1,2	1,6	-25,0
	<i>Pr-3</i>	284,05	297,69	-4,6	1,9	1,6	18,8
	<i>Par</i>	299,71	450,70	-33,5	2,7	3,0	-10,0

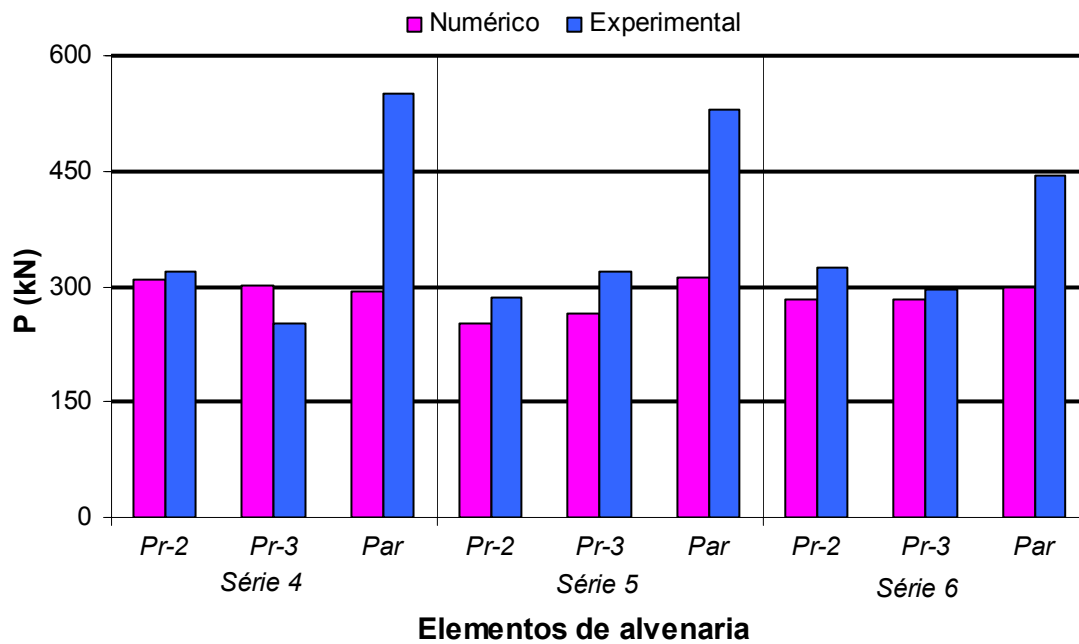


Figura 5.83 - Forças de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.

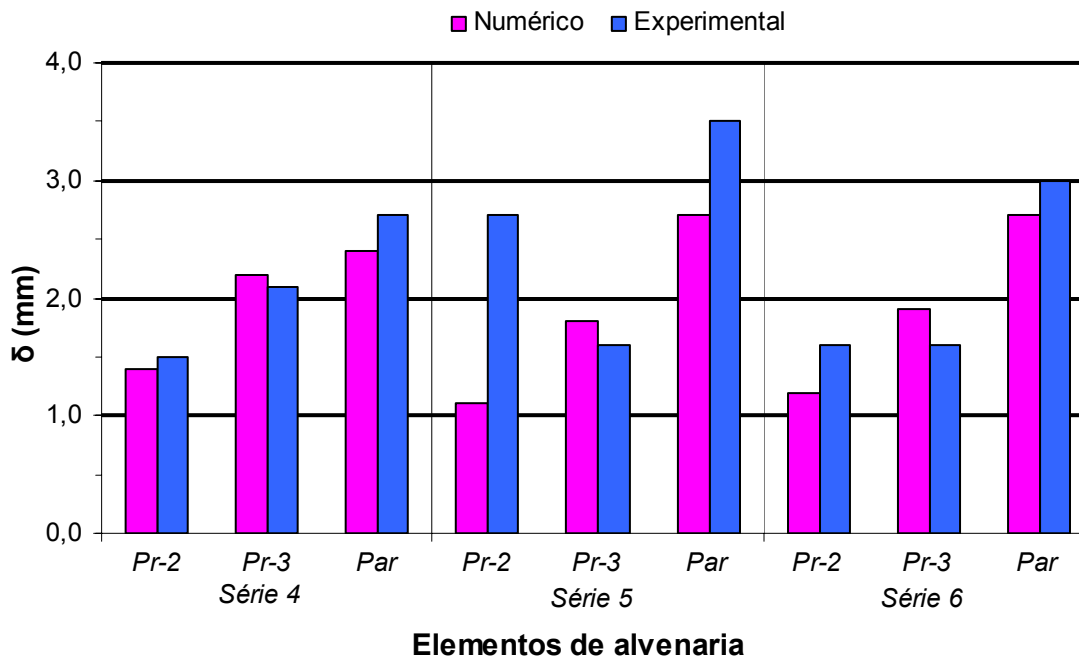


Figura 5.84 - Deslocamentos de pico dos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.

O comportamento numérico e o experimental para elementos executados com blocos S10 são vistos entre a Figura 5.85 e a Figura 5.90.

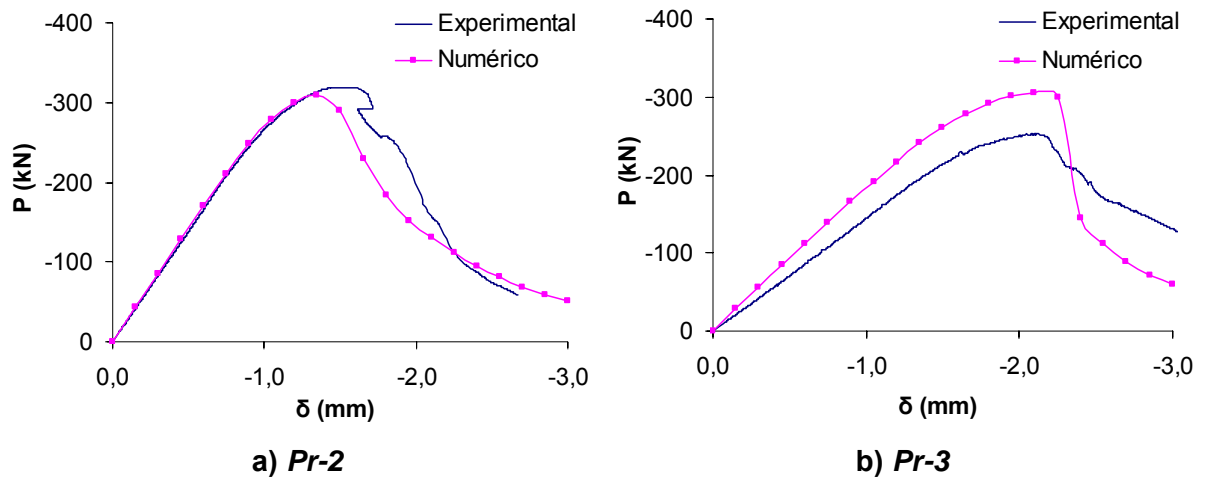


Figura 5.85 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos S10 - série 4.

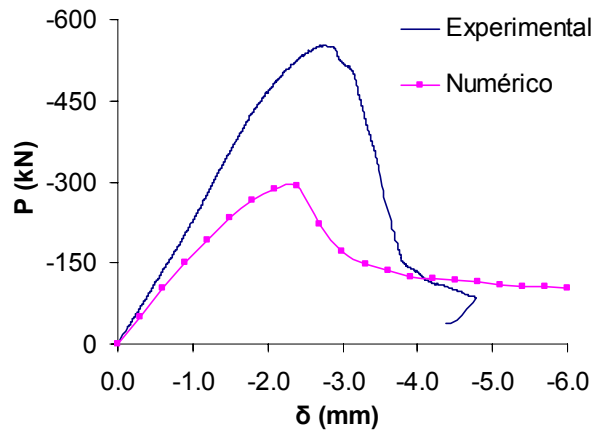


Figura 5.86 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executada com blocos S10 - série 4.

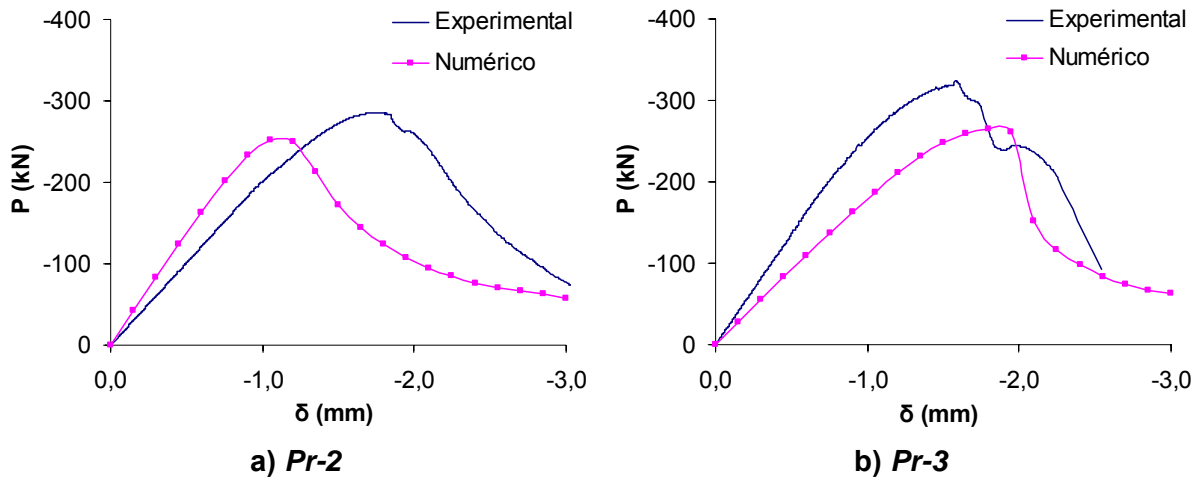


Figura 5.87 - Comportamento numérico e experimental dos prismas executados com blocos S10 - série 5.

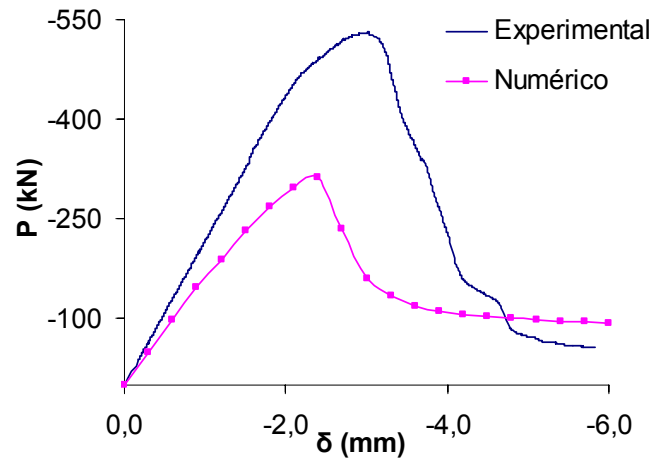


Figura 5.88 - Comportamento numérico e experimental da miniparede executados com blocos S10 - série 5.

Tabela 5.23 - Força de pico numérica (kN) dos elementos executados com blocos S10 e dos CPs de argamassa associados - séries de 4 a 6.

<i>Elemento de alvenaria</i>	<i>Série</i>	<i>Elemento</i>	<i>CP associado</i>
<i>Pr-2</i>	4	309,13	10,66
	5	252,71	6,35
	6	282,69	8,55
<i>Pr-3</i>	4	300,46	9,82
	5	265,63	7,41
	6	284,05	8,27
<i>Par</i>	4	292,63	8,15
	5	312,09	7,85
	6	299,71	7,56

Os comportamentos médios dos três exemplares de um mesmo elemento são vistos na Figura 5.91 e na Figura 5.92.

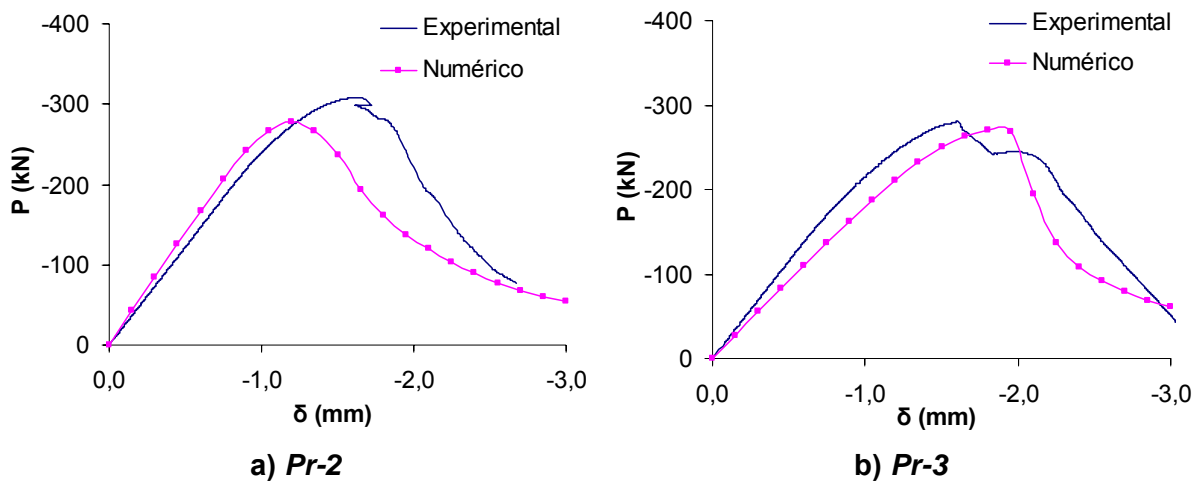


Figura 5.91 - Comportamentos médios dos prismas executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.

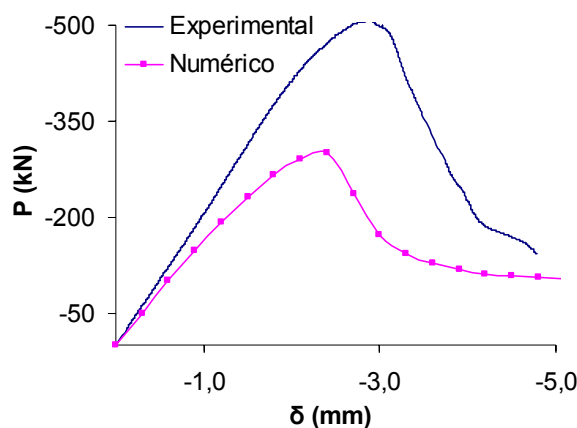
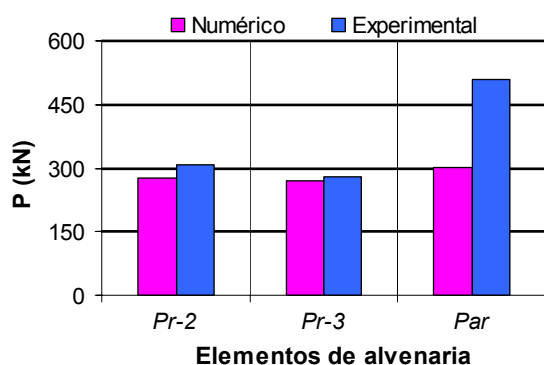


Figura 5.92 - Comportamentos médios da miniparede executada com blocos S10 - séries de 4 a 6.

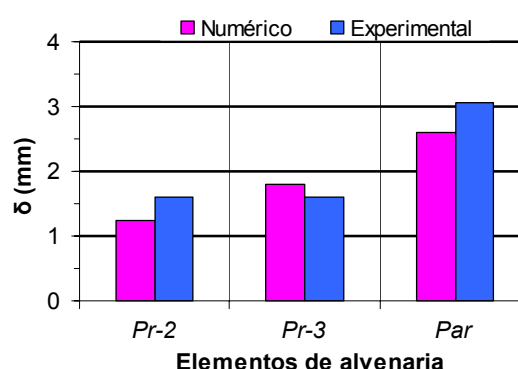
A Tabela 5.24 mostra resultados médios de força e deslocamento de pico para cada elemento de alvenaria. Para o prisma de 3 blocos a diferença na força é de apenas 3,6% e, no deslocamento, a diferença é de 13%. Esses resultados também podem ser analisados na Figura 5.93.

Tabela 5.24 - Resultados médios dos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.

Elemento de alvenaria	Força média de pico (kN)			Deslocamento médio de pico (mm)		
	Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
<i>Pr-2</i>	277,70	308,15	-9,9	1,2	1,6	-25
<i>Pr-3</i>	270,17	280,22	-3,6	1,8	1,6	13
<i>Par</i>	301,48	507,49	-40,6	2,6	3,1	-16



a) Força de pico



b) Deslocamento de pico

Figura 5.93 - Resultados médios dos elementos executados com blocos S10 - séries de 4 a 6.

Mostra-se na Figura 5.94 e na Figura 5.95 o comportamento numérico conjunto dos elementos.

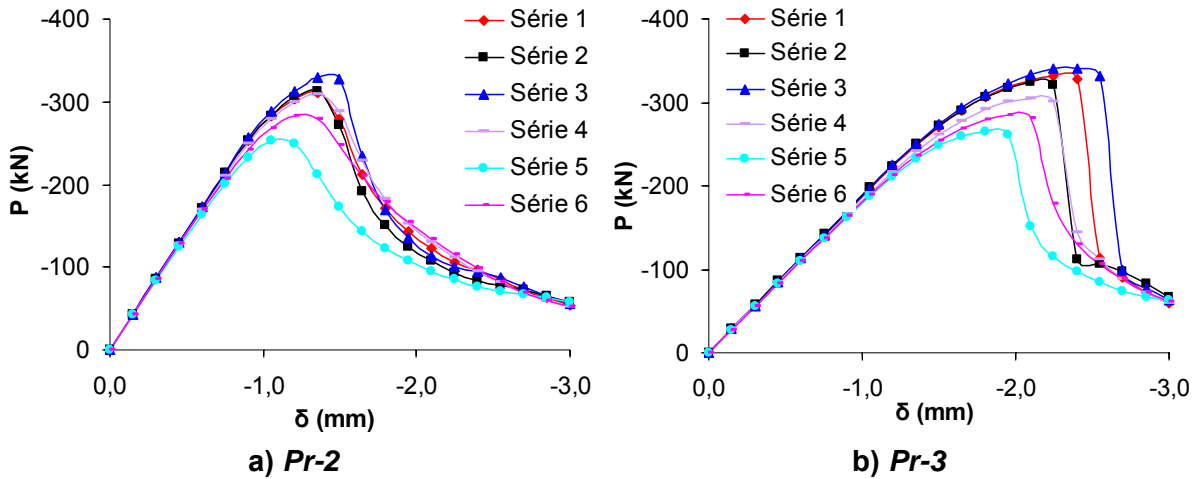


Figura 5.94 - Comportamento numérico dos prismas executados com blocos S10 - séries de 1 a 6.

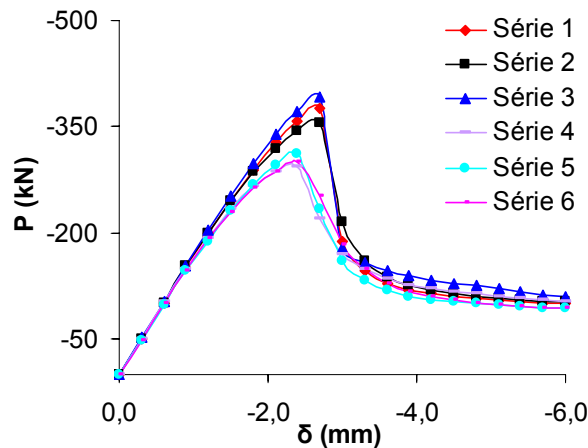


Figura 5.95 - Comportamento numérico das miniparedes executadas com blocos S10 - séries de 1 a 6.

Como ocorre em todas as análises anteriores relacionadas ao comportamento numérico de cada exemplar de um mesmo elemento (prisma ou miniparede), característica comum é o fato da rigidez inicial (trecho elástico-linear) não se alterar significativamente com diferentes argamassas na junta, Figura 5.94 e Figura 5.95. Isso mostra o predomínio do comportamento da unidade nesse trecho. Entretanto, após o trecho linear as características da argamassa é que se mostram dominantes, principalmente na definição da resistência alcançada pelo exemplar. Da mesma forma essa influência é notada nos resultados experimentais.

Conseguem-se os comportamentos experimental e numérico (curvas *força - deslocamento*) desde o regime elástico-linear até a completa perda de resistência de todos os elementos S10. Da análise numérica se prevê de forma bastante satisfatória o comportamento experimental dos prismas. Porém, com relação às miniparedes isso não ocorre na previsão da força e do deslocamento de pico, com valores numéricos bastante inferiores aos experimentais.

5.5 ANÁLISES DE RESULTADOS POR ELEMENTOS DE ALVENARIA

São analisados os resultados médios de força e deslocamento de pico agrupando-os por elementos de alvenaria (prismas ou miniparedes).

5.5.1 PRISMAS DE 2 BLOCOS

Os resultados médios (numéricos e experimentais) de pico para todos os prismas de 2 blocos podem ser vistos na Tabela 5.25. As diferenças das forças numéricas variam de 2,8% a 49% das respectivas forças experimentais. Para os deslocamentos, notam-se valores numéricos inferiores aos experimentais.

Tabela 5.25 - Resultados médios para os prismas de 2 blocos.

Tipo de argamassa	Tipo de bloco	Força média de pico (kN)			Deslocamento médio de pico (mm)		
		Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
1 : 0,5 : 4,5 (A1)	C4,5	405,55	430,00	-5,7	1,0	1,1	-12
	C8	581,00	501,02	16,0	0,8	1,4	-43
	CE6	265,97	190,46	39,6	0,6	0,9	-33
	S10	317,71	334,25	-4,9	1,3	1,6	-19
1 : 1 : 6 (A2)	C4,5	365,70	382,10	-4,3	0,9	1,3	-31
	C8	456,70	470,00	-2,8	0,6	1,3	-54
	CE6	257,19	172,19	49,4	0,6	0,8	-25
	S10	277,70	308,15	-9,9	1,2	1,6	-25

A Figura 5.96 e a Figura 5.97 mostram as forças médias de pico para os prismas de 2 blocos agrupadas por tipo de bloco e tipo de argamassa, respectivamente. Como era de se esperar, entre os elementos executados com blocos de concreto, aqueles do tipo C8 apresentam forças de pico (numérica e experimental) maiores que as forças dos elementos do tipo C4,5, Figura 5.96. Nessa análise ainda, verifica-se que as forças de pico (numérica e experimental) para os elementos executados com blocos S10 são maiores que as forças dos elementos executados com blocos CE6.

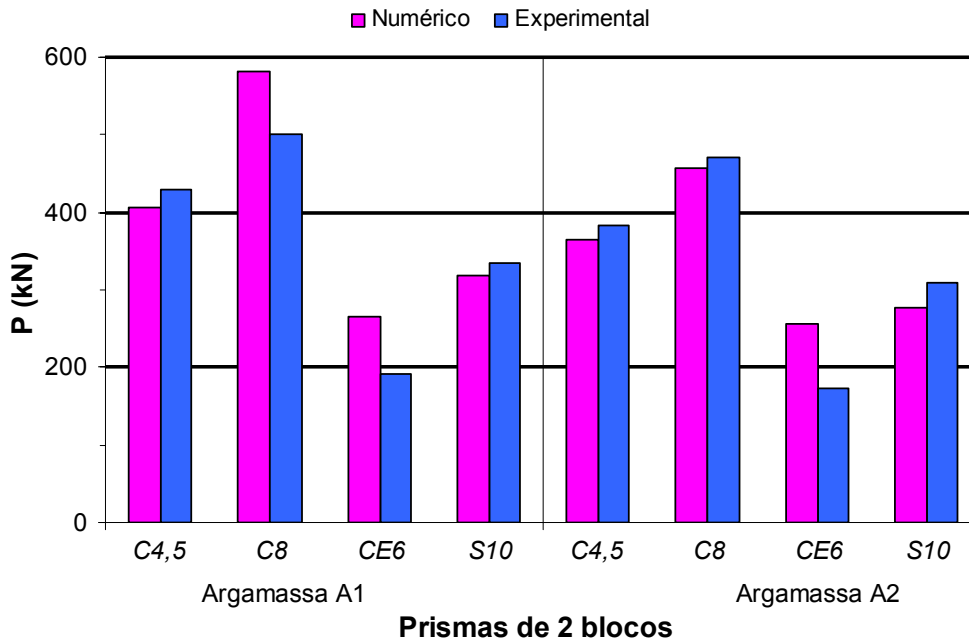


Figura 5.96 - Forças médias de pico para os prismas de 2 blocos – agrupadas por tipo de bloco.

Como pode ser notado na Figura 5.97, as maiores diferenças nas forças ocorrem para os elementos executados com blocos CE6 e as menores diferenças ocorrem para os elementos executados com blocos C4,5. A argamassa menos resistente (A2) proporciona a diminuição da força de pico do elemento quando comparada com a força do respectivo elemento que utiliza argamassa A1, isso ocorre tanto para valores experimentais como para valores numéricos.

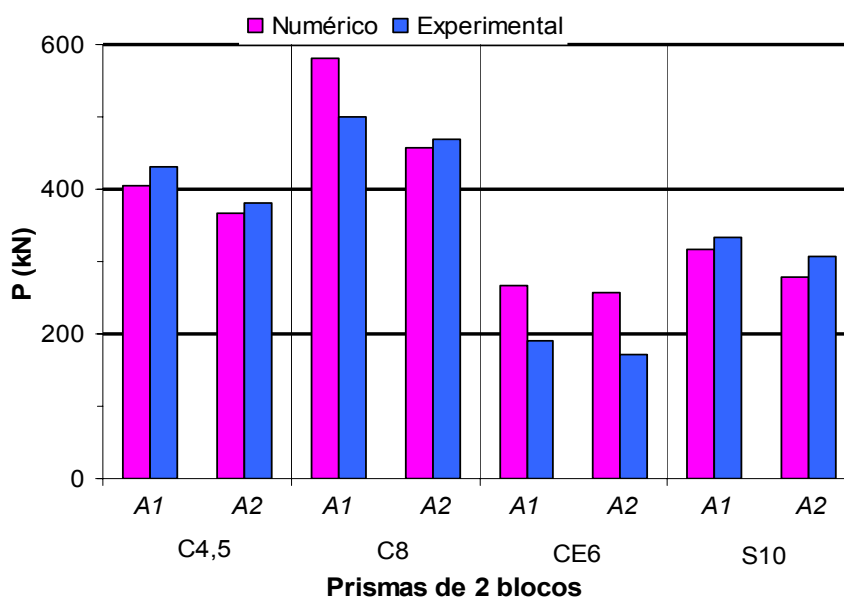


Figura 5.97 - Forças médias de pico para os prismas de 2 blocos – agrupadas por tipo de argamassa.

A Figura 5.98 e a Figura 5.99 mostram os deslocamentos médios para os prismas de 2 blocos agrupados por tipo de bloco e tipo de argamassa, respectivamente. Há de se verificar, novamente, que os deslocamentos numéricos estão abaixo dos experimentais.

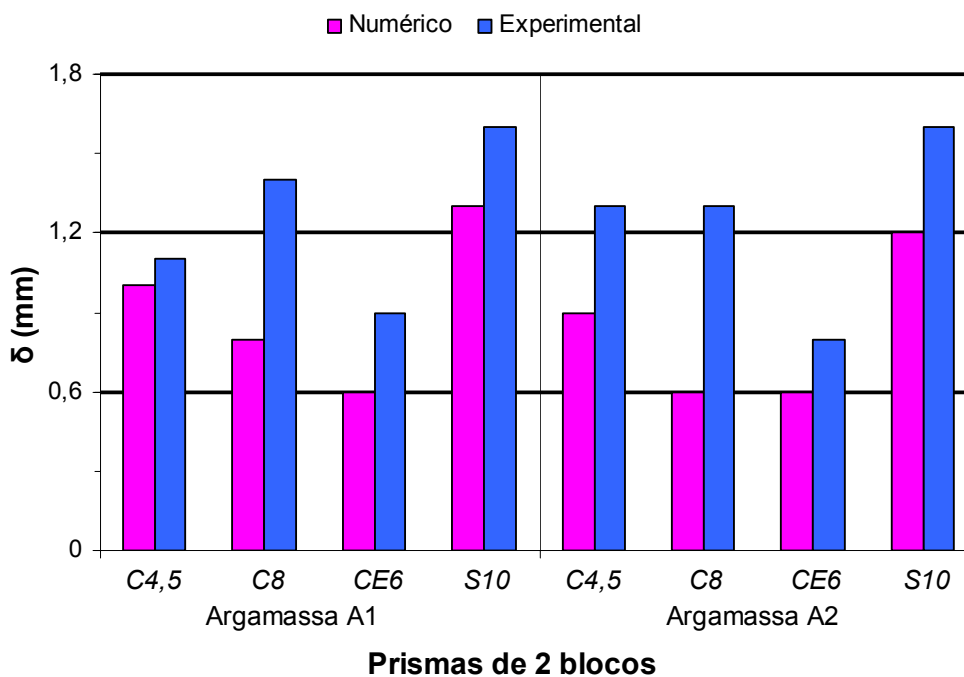


Figura 5.98 - Deslocamentos médios de pico para os prismas de 2 blocos – agrupados por tipo de bloco.

Percebe-se pela Figura 5.99 que as maiores diferenças entre os deslocamentos numéricos e experimentais ocorrem para os elementos executados com blocos C8.

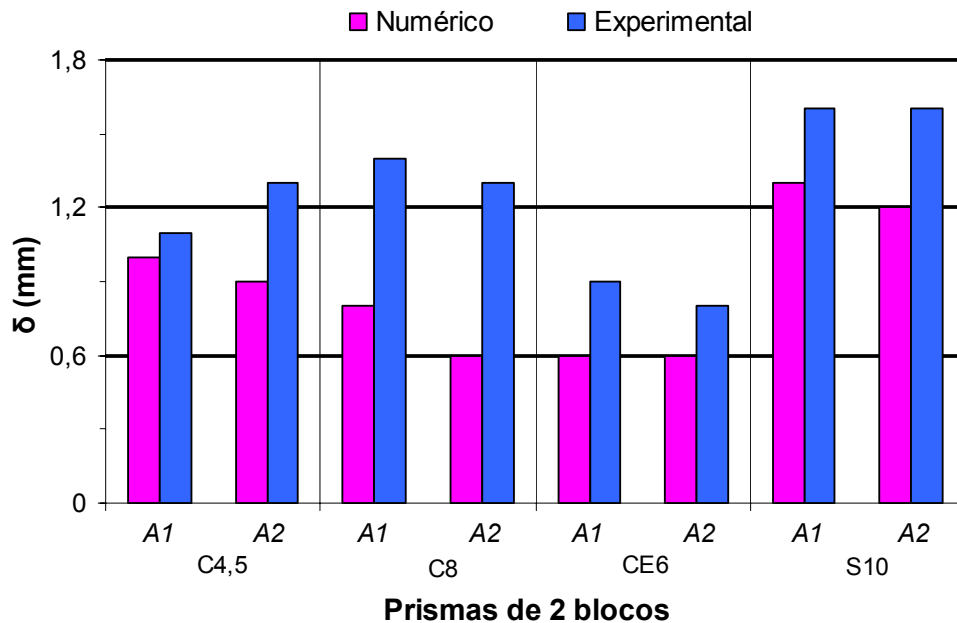


Figura 5.99 - Deslocamentos médios de pico para os prismas de 2 blocos – agrupados por tipo de argamassa.

O procedimento numérico se mostra satisfatório na previsão da força e respectivo deslocamento de pico dos prismas de 2 blocos. Percebe-se que as diferenças percentuais entre resultados numéricos e experimentais para forças médias são menores do que aquelas observadas para os deslocamentos médios.

5.5.2 PRISMAS DE 3 BLOCOS

Os resultados médios (numéricos e experimentais) de pico para todos os prismas de 3 blocos podem ser vistos na Tabela 5.26. As diferenças das forças numéricas variam de 2,2% a 38,8% das respectivas forças experimentais.

Tabela 5.26 - Resultados médios para os prismas de 3 blocos.

Tipo de argamassa	Tipo de bloco	Força média de pico (kN)			Deslocamento médio de pico (mm)		
		Num.	Exp.	Dif. (%)	Num.	Exp.	Dif. (%)
1 : 0,5 : 4,5 (A1)	C4,5	421,42	357,86	17,8	1,6	1,2	33
	C8	572,83	490,60	16,8	1,2	1,5	-20
	CE6	291,25	209,76	38,8	1,0	1,0	0
	S10	330,37	325,90	1,4	2,2	1,9	18
1 : 1 : 6 (A2)	C4,5	353,94	344,45	2,8	1,5	1,6	-6
	C8	411,20	402,18	2,2	1,0	2,0	-50
	CE6	230,25	180,38	27,6	1,0	0,8	25
	S10	270,17	280,22	-3,6	1,8	1,6	13

A Figura 5.100 e a Figura 5.101 mostram as forças médias de pico para os prismas de 3 blocos agrupadas por tipo de bloco e tipo de argamassa, respectivamente. Como era de se esperar, entre os elementos executados com blocos de concreto, aqueles do tipo C8 apresentam forças de pico (numérica e experimental) maiores que as forças dos elementos do tipo C4,5, Figura 5.100. Nessa análise ainda, verifica-se que as forças de pico (numérica e experimental) para os elementos executados com blocos S10 são maiores que as forças dos elementos executados com blocos CE6.

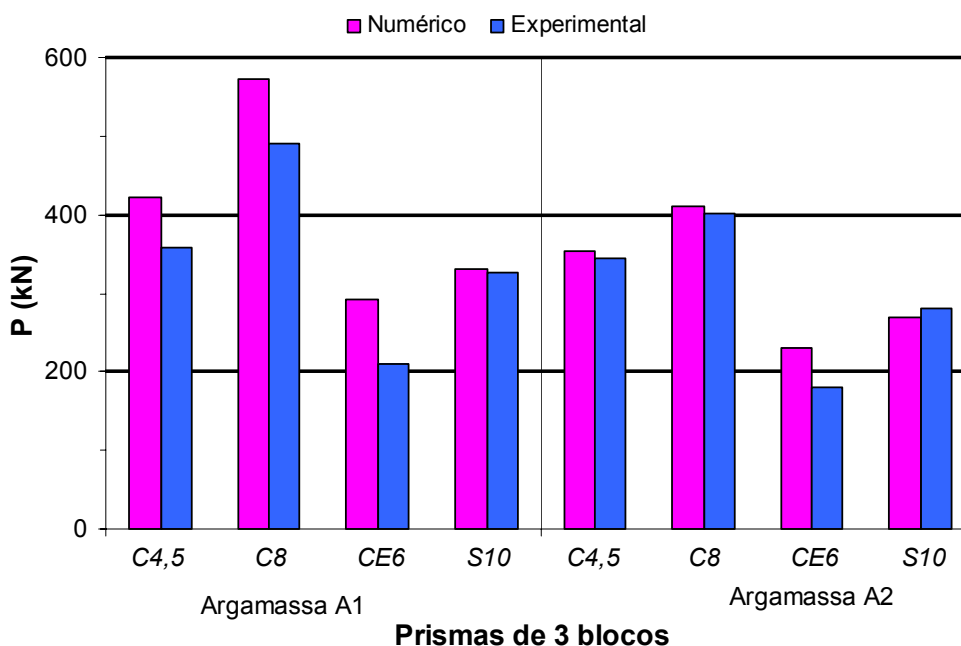


Figura 5.100 - Forças médias de pico para os prismas de 3 blocos – agrupadas por tipo de bloco.

Como pode ser notado na Figura 5.101, as maiores diferenças nas forças ocorrem

para os elementos executados com blocos CE6 e as menores diferenças ocorrem para os elementos executados com blocos S10. Da mesma forma, a argamassa menos resistente (A2) proporciona a diminuição da força de pico do elemento quando comparada com o respectivo elemento que utiliza argamassa A1, tanto para valores experimentais como para valores numéricos.

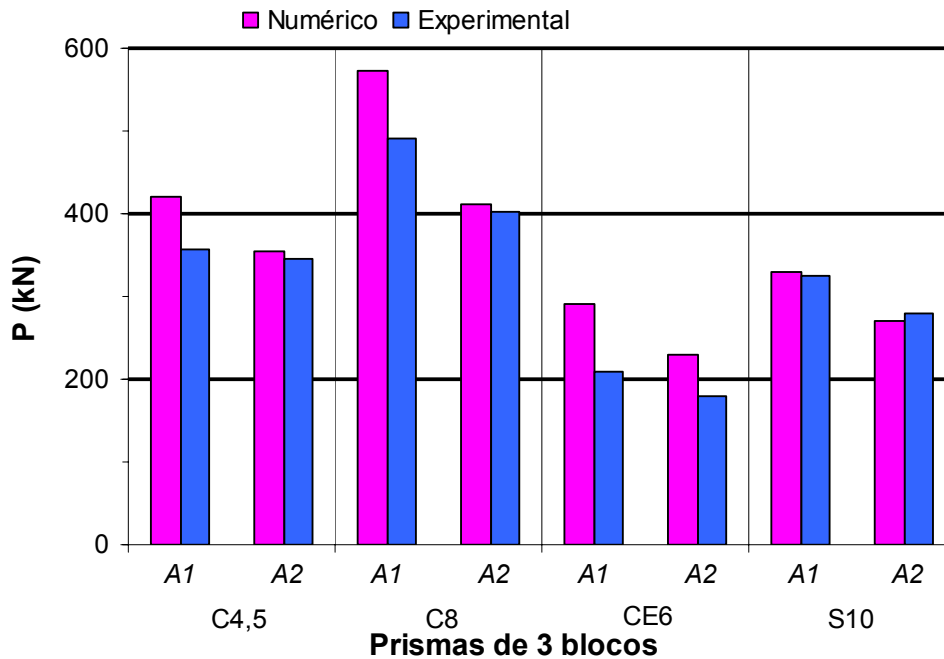


Figura 5.101 - Forças médias de pico para os prismas de 3 blocos – agrupadas por tipo argamassa.

A Figura 5.102 e a Figura 5.103 mostram os deslocamentos médios para os prismas de 3 blocos agrupados por tipo de bloco e tipo de argamassa, respectivamente. Percebe-se pela Figura 5.103 que as maiores diferenças nos deslocamentos ocorrem para os elementos executados com blocos C8 e as menores diferenças ocorrem para os elementos executados com blocos CE6.

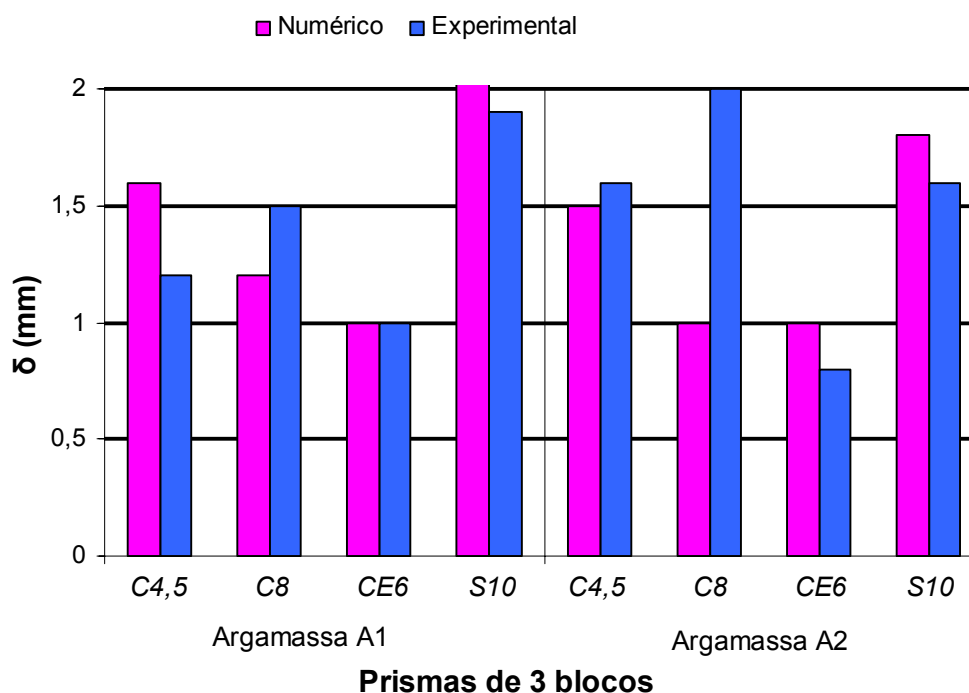


Figura 5.102 - Deslocamentos médios de pico para os prismas de 3 blocos – agrupados por tipo de bloco.

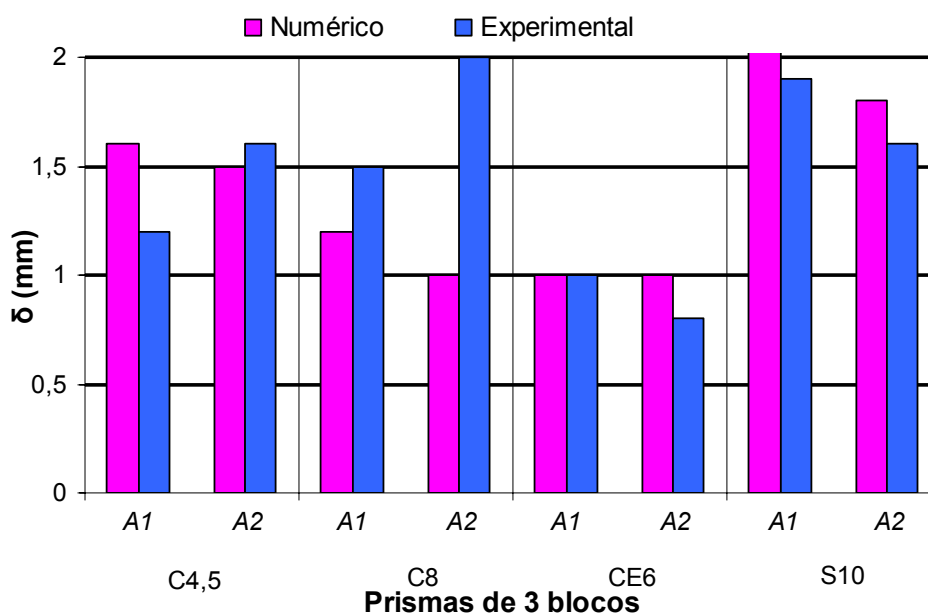


Figura 5.103 - Deslocamentos médios de pico para os prismas de 3 blocos – agrupados por tipo de argamassa.

O procedimento numérico se mostra satisfatório na previsão da força e respectivo deslocamento de pico dos prismas de 3 blocos. Percebem-se, em alguns casos, diferenças pequenas entre resultados numéricos e experimentais.

5.5.3 MINIPAREDES

Os resultados médios (numéricos e experimentais) de pico para todas as miniparedes podem ser vistos na Tabela 5.27. As diferenças das forças numéricas variam de 5,2% a 40,6% das respectivas forças experimentais. Para as miniparedes executadas com blocos C4,5 e argamassa A2 não se apresentam resultados médios pois esses elementos tiveram resultados insatisfatórios obtidos durante o procedimento experimental.

Tabela 5.27 - Resultados médios para as miniparedes.

<i>Tipo de argamassa</i>	<i>Tipo de bloco</i>	<i>Força média de pico (kN)</i>			<i>Deslocamento médio de pico (mm)</i>		
		<i>Num.</i>	<i>Exp.</i>	<i>Dif. (%)</i>	<i>Num.</i>	<i>Exp.</i>	<i>Dif. (%)</i>
1 : 0,5 : 4,5 (A1)	C4,5	521,21	591,75	-11,9	2,0	2,6	-23
	C8	680,38	646,72	5,2	1,5	2,5	-40
	CE6	415,72	365,99	13,6	2,0	1,7	18
	S10	374,32	516,80	-27,6	2,7	3,7	-28
1 : 1 : 6 (A2)	C4,5	-	-	-	-	-	-
	C8	491,40	663,76	-26,0	1,5	3,4	-56
	CE6	339,03	311,65	8,7	1,7	1,5	33
	S10	301,48	507,49	-40,6	2,6	3,1	-16

A Figura 5.104 e a Figura 5.105 mostram as forças médias de pico para as miniparedes agrupadas por tipo de bloco e tipo de argamassa, respectivamente. Como era de se esperar, entre os elementos executados com blocos de concreto, aqueles do tipo C8 apresentam forças de pico (numérica e experimental) maiores que as forças dos elementos do tipo C4,5, Figura 5.104.

Pela Figura 5.104 verifica-se, também, que os valores experimentais de força de pico dos elementos executados com blocos S10 são maiores que as forças dos elementos executados com blocos CE6. Para valores numéricos essa situação não ocorre.

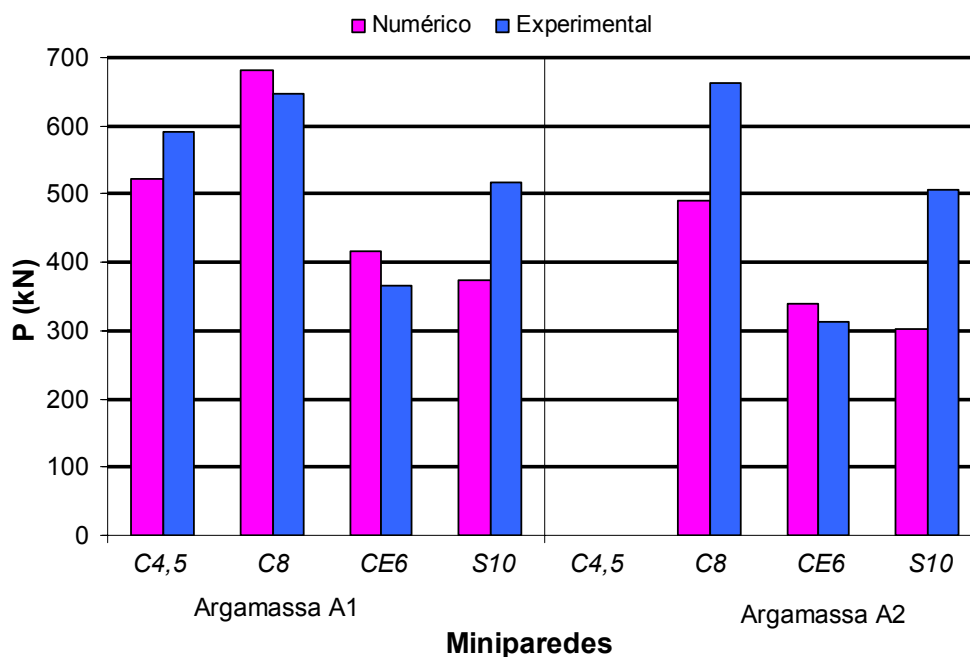


Figura 5.104 - Forças médias de pico para as miniparedes – agrupadas por tipo de bloco.

Como pode ser notado na Figura 5.105, as maiores diferenças nas forças ocorrem para os elementos executados com blocos S10 e as menores diferenças ocorrem para os elementos executados com blocos CE6. A argamassa menos resistente (A2) proporciona a diminuição da força de pico do elemento executado com blocos CE6 quando comparada com o respectivo elemento de argamassa A1. Nos demais casos a influência da argamassa A2 na resistência dos elementos se apresenta apenas numericamente.

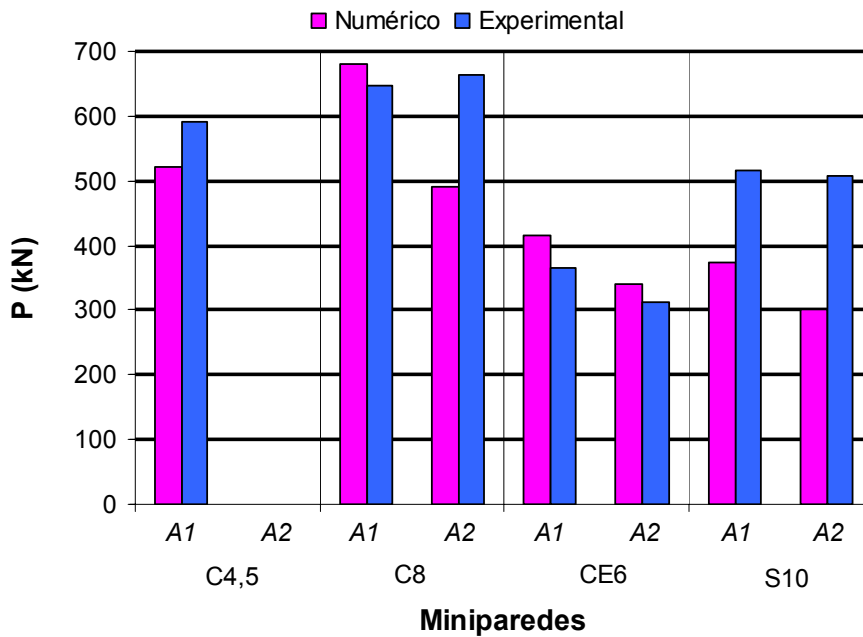


Figura 5.105 - Forças médias de pico para as miniparedes – agrupadas por tipo argamassa.

A Figura 5.106 e a Figura 5.107 mostram os deslocamentos médios para as miniparedes agrupadas por tipo de bloco e tipo de argamassa, respectivamente. São observadas diferenças consideráveis entre os resultados numéricos e experimentais para os deslocamentos das miniparedes executadas com blocos C8 e S10.

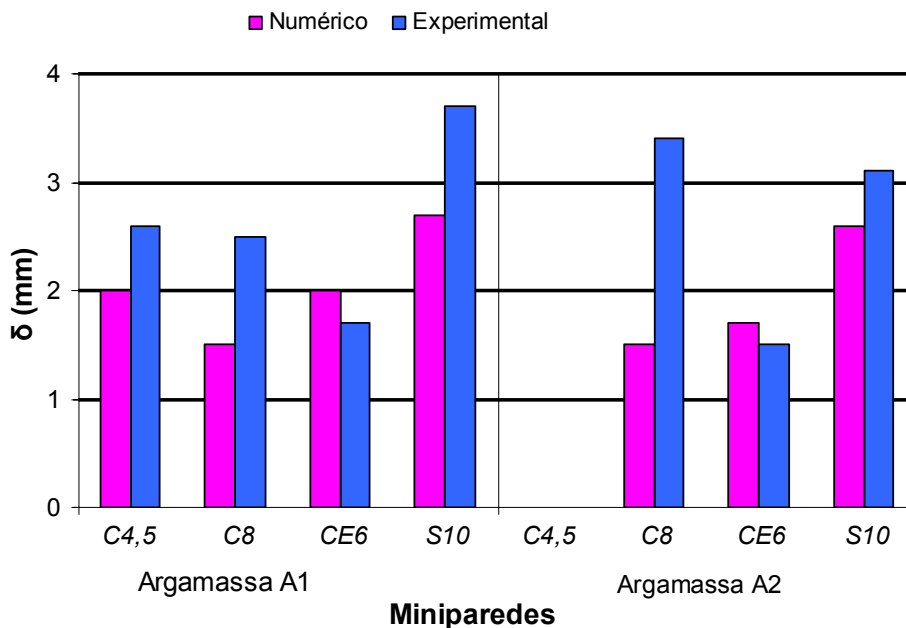


Figura 5.106 - Deslocamentos médios de pico para as miniparedes – agrupados por tipo de bloco.

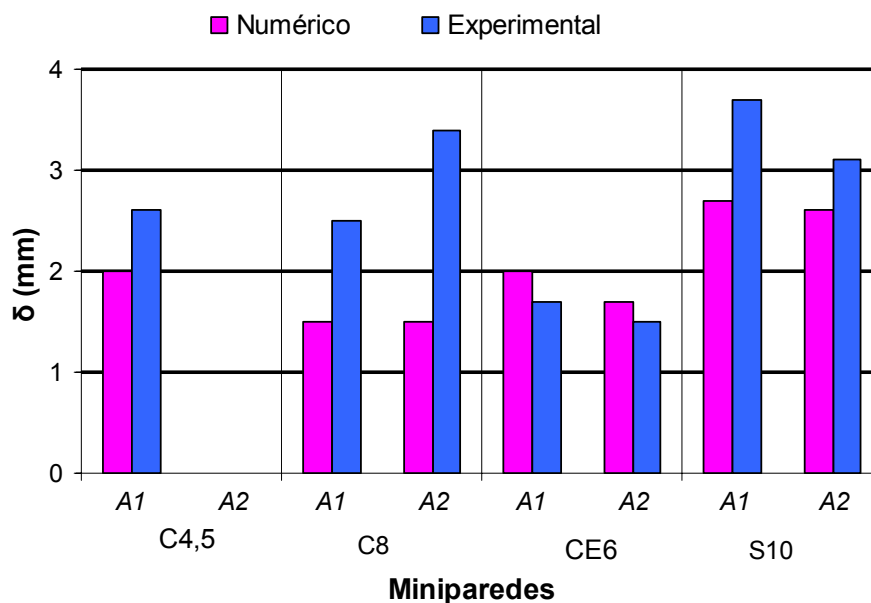


Figura 5.107 - Deslocamentos médios de pico para as miniparedes – agrupados por tipo de argamassa.

Os resultados numéricos das miniparedes ficam, algumas vezes, distantes daqueles observados experimentalmente, principalmente para elementos executados com blocos de concreto e sílico-calcários. Porém, percebe-se em outras situações uma aproximação satisfatória dos resultados, como para os elementos executados com blocos CE6.

5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pelos resultados apresentados neste trabalho, podem-se fazer alguns comentários.

Deve-se destacar, inicialmente, a influência da variabilidade dos resultados de um trabalho experimental quando da sua comparação com os resultados numéricos. Assim como ocorre neste trabalho, tal situação não inviabiliza a etapa de análise e, nesse caso, pode-se até mesmo utilizar dos valores numéricos para prever o possível comportamento do elemento de alvenaria.

Outro aspecto importante refere-se às condições de contorno adotadas na análise numérica para componentes (blocos e CPs de argamassa) e a situação observada no ensaio do elemento (prisma ou miniparede). Inicialmente adotam-se condições de contorno para componentes compatíveis com os ensaios experimentais. Porém, tais condições de contorno numéricas (para componentes) não refletem o que é observado para esses componentes pertencentes ao elemento (prisma ou miniparede). Dessa forma, essa situação também causa diferenças entre resultados numéricos e experimentais obtidos.

Após tais considerações, podem-se analisar os resultados para prismas e

miniparedes.

Para os prismas de 2 e 3 blocos notam-se resultados numéricos e experimentais que se ajustam satisfatoriamente, apontando para comportamentos estruturais similares. Essa similaridade é notada principalmente para elementos executados com blocos C4,5 e S10, com boa aproximação dos resultados médios numéricos e experimentais de força e deslocamento de pico. Para alguns prismas, no entanto, comportamentos experimentais inesperados afetam os possíveis ajustes entre resultados.

Com relação às miniparedes, de uma forma geral, verifica-se que resultados numéricos e experimentais não se ajustam tão bem, com aproximações piores do que as observadas para prismas. Tal situação justifica-se, em alguns casos, por problemas ocorridos durante o procedimento experimental na obtenção do comportamento das miniparedes, o que de certo modo inviabilizou uma melhor correlação entre os resultados. Porém, para algumas miniparedes como as executadas com blocos CE6 já se percebem boas aproximações entre resultados numéricos e experimentais.

Finalmente, as curvas numéricas obtidas para os elementos (prismas e miniparedes) executados com blocos de concreto C8 apresentam trechos do regime elástico-linear mais inclinados, ou seja, mais rígidos do que os experimentais. Tal situação acaba por influenciar nas diferenças entre os deslocamentos de pico (numérico e experimental). Apesar disso, as diferenças nas forças de pico, algumas vezes, são bastante pequenas.

CAPÍTULO 6 - Síntese do conteúdo e conclusões

O uso da alvenaria estrutural visando economia e segurança pode ser alcançado, dentre outras formas, com o desenvolvimento das pesquisas. Essas, por sua vez, utilizam em grande parte procedimentos numéricos aliados a um trabalho experimental específico. O campo investigativo assim definido é conduzido, geralmente, com duas finalidades: alimentar modelos numéricos e validar resultados obtidos.

Com a evolução dos equipamentos laboratoriais torna-se factível a caracterização completa dos materiais frágeis até o trecho de '*softening*'. Essa situação acaba promovendo uma avaliação mais adequada, aproveitando toda a potencialidade estrutural do material.

A combinação entre trabalho experimental e análise numérica é utilizada na presente pesquisa. Para tanto, caracterizam-se componentes (blocos e corpos-de-prova de argamassa) e elementos de alvenaria (prismas e miniparedes) em ensaios de compressão axial com o controle de deslocamento. Dos ensaios se obtém convenientemente o comportamento experimental - trecho elástico-linear e o não-linear incluído o trecho de '*softening*' - até a completa perda de resistência de todos os componentes e elementos de alvenaria. Baseando-se no comportamento de componentes calibram-se parâmetros (elásticos e de danificação) do modelo de dano para materiais frágeis. Posteriormente, tais parâmetros são utilizados na modelagem de prismas e miniparedes para a obtenção de curvas teóricas *força - deslocamento*.

De uma forma geral, os resultados da modelagem numérica prevêm satisfatoriamente a resposta experimental para prismas, porém, para miniparedes, os resultados numéricos não se ajustam de forma tão satisfatória para a maioria dos

exemplares. Em outros casos, no entanto, valores numéricos e experimentais de força e deslocamento de pico estão bem próximos, com diferenças abaixo de 10%.

A seguir faz-se uma síntese do trabalho experimental e da análise numérica realizados, assim como as principais conclusões e sugestão para trabalhos futuros.

6.1 TRABALHO EXPERIMENTAL

O trabalho experimental caracteriza-se por utilizar quatro tipos de blocos (C4,5, C8, CE6, S10), dois traços de argamassa (1 : 0,5 : 4,5 e 1 : 1 : 6), prismas e miniparedes. Foram realizados ensaios de compressão axial em vinte e quatro prismas de 2 blocos, vinte e quatro prismas de 3 blocos, vinte e quatro miniparedes, setenta e dois corpos-de-prova de argamassa e quarenta e oito blocos isolados. Utiliza-se a Máquina Universal de Ensaio mecânica servo-controlada e computadorizada do Laboratório de Estruturas da EESC. Conseguiu-se implementar um controle suficientemente preciso nos deslocamentos aplicados pela máquina, aspecto importante para a obtenção do comportamento incluindo o trecho de '*softening*'.

Além do controle da própria máquina de ensaios, quatro transdutores registraram dados em uma base de medida compreendida entre a placa de ensaio e a mesa da máquina. Os instrumentos captaram, também, a influência das folgas, sendo compensadas posteriormente no tratamento dos dados. Dessa forma, foram obtidas as curvas *força - deslocamento* necessárias às análises para se atingir os objetivos do trabalho.

A ruptura da maioria dos componentes (blocos e CPs de argamassa) e elementos (prismas e miniparedes) se mostra coerente com o observado na literatura. Porém, percebem-se alguns resultados prejudicados por problemas ocorridos durante o procedimento experimental. Principalmente para algumas miniparedes, o capeamento com pasta de cimento se apresentou com nivelamento insatisfatório, causado possivelmente pelo processo de secagem e retração da pasta.

Aspecto que deve ser notado se refere à dispersão nos resultados de resistência dos blocos. As maiores dispersões ocorreram para os blocos capeados com pasta de cimento, especialmente para os de concreto C8. Já as menores dispersões ocorreram para os blocos sílico-calcários (S10), especialmente para os capeados com enxofre. Para a argamassa mais fraca (A2), a eficiência argamassa/bloco ficou abaixo de 50% para os blocos de concreto (C8) e sílico-calcário (S10).

Finalmente, com um estudo composto por diversos tipos de blocos, traços de argamassa e elementos de alvenaria conseguiu-se uma abrangência significativa nos resultados experimentais obtidos, o que também era um dos principais objetivos deste

estudo.

6.2 ANÁLISE NUMÉRICA

A modelagem numérica para ser confiável deve possuir uma estratégia de solução adequada e modelos de materiais que possam representar o comportamento estrutural com bom nível de aproximação. Modelos numéricos para a alvenaria submetida a esforços de tração e compressão se mostram em constante evolução, principalmente quando se trata da previsão da ruptura e do comportamento de '*softening*'.

O fenômeno dissipativo de energia nos materiais frágeis é certamente caracterizado pela microfissuração e degradação não simétrica e progressiva das propriedades mecânicas do material. No caso da alvenaria, no qual a fissuração difusa é responsável de modo dominante pela resposta não-linear, a mecânica do dano é capaz de formular modelos bastante representativos. Para esse material, o estudo criterioso da ação combinada entre unidade, seja ele bloco maciço ou vazado, junta de argamassa e área de adesão só pode ser feito pela micromodelagem detalhada com a utilização de elementos contínuos e de interface. No entanto, essa técnica é bastante exigente em termos computacionais, tornando-a limitada a estruturas de pequeno porte.

É nesse contexto que se adota o programa em elementos finitos *FEAP*. Nesse programa o fenômeno de dano é considerado por um tensor de segunda ordem atuando em um sólido inicialmente isotrópico. O tensor é composto por autovalores e autovetores cujas direções principais são mutuamente perpendiculares. O modelo é caracterizado por ser ortotrópico no caso geral, não incorporar as deformações permanentes (plásticas) e descrever a evolução do processo de danificação em elementos submetidos a esforços de tração e compressão. Nas análises aqui realizadas são usados, além dos parâmetros elásticos, os parâmetros de danificação ligados aos esforços de compressão (A_c , B_c e C_c). Isso se justifica pelo estado de carregamento dos ensaios cuja solitação predominante é justamente a compressão. O *FEAP* utiliza ainda um procedimento não-local de dano cuja técnica de regularização é a do tipo integral. Assim, evitam-se características indesejadas como a dependência da malha e a localização das deformações apresentadas pelo modelo clássico de dano.

Com relação à modelagem numérica de componentes e elementos, aspecto que merece atenção se refere às condições de contorno adotadas na análise numérica para componentes (blocos e CPs de argamassa) e a situação observada no ensaio do elemento (prisma ou miniparede). Inicialmente adotam-se condições de contorno para componentes compatíveis com os ensaios experimentais. Porém, tais condições de contorno numéricas

(para componentes) não refletem o que é observado para esses componentes pertencentes ao elemento (prisma ou miniparede).

6.3 RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS

A presente pesquisa contribui no campo que trata da previsão numérica da resposta estrutural de prismas e miniparedes submetidos à compressão axial. Nesse contexto, as principais conclusões são expostas a seguir.

Duas situações principais contribuem para as diferenças obtidas entre resultados numéricos e experimentais. Primeiramente a dispersão de resultados obtida nos ensaios de alguns tipos de blocos isolados e, finalmente, as diferentes condições de contorno verificadas entre os ensaios em componentes isolados (blocos e CPs de argamassa) e as condições em que esses componentes ficam submetidos no elemento (prisma ou miniparede).

Para os prismas de 2 e 3 blocos notam-se resultados numéricos e experimentais semelhantes, apontando para comportamentos estruturais similares. Esta similaridade é notada principalmente para elementos executados com blocos C4,5 e S10, cujos resultados médios numéricos e experimentais de força e deslocamento de pico se aproximam satisfatoriamente. Para alguns prismas se observam comportamentos experimentais inesperados que afetam os possíveis ajustes entre resultados.

Com relação a algumas miniparedes verifica-se que resultados numéricos e experimentais não se ajustam tão bem como os que foram observados para os prismas. Tal situação justifica-se, dentre outros fatores, por problemas ocorridos durante o procedimento experimental na obtenção do comportamento desses elementos, prejudicando o ajuste esperado entre resultados. Porém, para as miniparedes executadas com blocos cerâmicos já se percebem boas aproximações entre resultados numéricos e experimentais.

De uma forma geral os resultados aqui discutidos apontam para a validade do procedimento em prever curvas teóricas *força - deslocamento* para a alvenaria. Para a maioria dos prismas e algumas miniparedes, principalmente os trechos do regime elástico-linear e do não-linear até a força e o deslocamento de pico são previstos satisfatoriamente. Finalmente, pode-se dizer que os resultados numéricos são bons o suficiente para definir tanto a resistência quanto os parâmetros elásticos do material alvenaria.

6.4 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Com uma análise numérica semelhante à realizada nesta pesquisa podem-se vislumbrar outras aplicações para a alvenaria.

Pode-se propor, por exemplo, o desenvolvimento de um programa experimental voltado ao estudo estatístico e probabilístico. Assim, viabiliza-se, também, uma análise mecânico-probabilística para os elementos estruturais e a possibilidade de utilização dos conceitos da confiabilidade estrutural. Ou seja, pode-se tentar avaliar as incertezas nas variáveis de projeto e suas influências na segurança estrutural. Nesse sentido, quando se trata de estruturas em alvenaria a variável usualmente considerada é a resistência de prismas de 2 blocos. Como existem incertezas associadas a essa variável, pode ocorrer uma determinada situação que resulte em uma condição de falha. Por conta disso, a confiabilidade estrutural auxiliada pelo procedimento numérico aqui utilizado se tornam oportunos para a adequada avaliação da segurança estrutural.

Referências Bibliográficas

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (1997). **ASTM C-67**: initial Rate of Absorption.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (1990). *Manual técnico de alvenaria*. São Paulo, ABCI / Projeto / PW.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). **NBR 5738**: concreto - procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro.

_____. (1996). **NBR 7215**: cimento Portland - determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro.

_____. (1983). **NBR 8215**: prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural - preparo e ensaio à compressão. Rio de Janeiro.

_____. (1985). **NBR 8798**: execução e controle de obras de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto - procedimento. Rio de Janeiro.

_____. (2005). **NBR 9778**: argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão - índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro.

_____. (1989). **NBR 10837**: cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro.

_____. (2007). **NBR 12118**: bloco vazado de concreto simples para alvenaria - método de ensaio. Rio de Janeiro.

ÁLVARES, M.S. (1999). **Contribuição ao estudo e emprego de modelos simplificados de dano e plasticidade para a análise de estruturas de barras em concreto armado**. 123 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

ANZANI, A.; BINDA, L.; RAMALHO, M. A.; TALIERCIO, A. (2005). A. Historic multi-leaf Masonry walls: experimental and numerical research. Masonry International. **Journal of the British Masonry Society**, v. 18, n. 3.

ATKINSON, R.H.; NOLAND, J.L.; ABRAMS, D.P. (1985). A deformation failure theory for stack bond prisms in compression, **Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference**, Melbourne 577–592.

BARBOSA, C. S.; OLIVEIRA, F. L.; HANAI, J. B. (2003). **Influência da variação geométrica dos blocos de concreto no comportamento dos prismas submetidos à compressão axial**. In: **Simpósio Epusp sobre Estruturas de Concreto**, 5, 2003, São Paulo. Anais. 1 CD-ROM.

BARBOSA, C. S. (2004). **Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto e suas correlações com as propriedades mecânicas do material constituinte**. 152 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2004.

BAŽANT, Z. P.; Lin, F.B. (1988). Nonlocal smeared cracking model for concrete fracture. *Journal of Engineering Mechanics*, **ASCE** v. 114, p. 2493-2510.

BAŽANT, Z.P. (1991). Why continuum damage is nonlocal: micromechanics arguments. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 117, n. 5, p. 1070-1087.

BOTTA, A.S. (1998). **Cálculo de esforços e deslocamentos em estruturas reticuladas considerando-se a mecânica do dano para a modelagem do concreto armado**. 98 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

BOTTA, A.S. (2003). **Método dos elementos de contorno para a análise de corpos danificados com ênfase no fenômeno da localização de deformações**. 166 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (1992). **BS 5628: pat1**. Code of practice for use of masonry - Structural use of unreinforced masonry. London.

_____. (1976). **BS 1200**: sands for mortar for plain and reinforced brickwork, blockwork, blockwalling and masonry. London.

BUTTLER, A. M. (2007). **Uso de agregados reciclados de concreto em blocos de alvenaria estrutural**. 499 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

CARASEK, H (1996). **Aderência de argamassa a base de cimento Portland a substratos porosos – avaliação dos fatores intervenientes e contribuição ao estudo do mecanismo de ligação**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1996.

CASALI, J. M. (2003). **Estudo comparativo do comportamento de diferentes tipos de argamassas de assentamento para alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 184 p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2003.

CALÇADA, L. M. L. (1998). **Avaliação do comportamento de prismas grauteados e não grauteados de blocos de concreto**. 167 p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 1998.

CEDOLIN, L.; DEI POLI, S.; IORI, I. (1987). Tensile behavior of concrete **J. Eng. Mech., ASCE**, v.113, n.3, p. 431-449.

CHEEMA, T. S., KLINGNER, R. E. (1986). *Compressive strength of concrete masonry prisms*. **ACI Journal**, Jan. - Feb. 1986. v. 83, p. 88–97.

COMI, C. (1997). A gradient damage model for dynamic localization problems, *Rend. Sc.*

Instituto Lombardo.

COMI, C. (2001). A non-local model with tension and compression damage mechanisms. **European Journal of Mechanics, A/Solids**, n. 20, p. 1-22.

COMI, C., PEREGO, U. (2000). A bi-dissipative damage model for concrete with applications to dam engineering. **Proc. ECCOMAS 2000**, 11-14 Setembro, Barcelona, Espanha.

CROCI, G. (1998). *The conservation and structural restoration of the architectural heritage*. **Computational Mechanics Publications**, Southampton, UK.

DAVEY, N. A. (1961). *A history of building materials*. Phoenix House, London, UK., 1961.

DE BORST, R.; HEERES, O.M.; BENALLAL, A. (1995). A gradient enhanced damage model: theory and computation. In: **Computational Plasticity: Fundamentals and applications**, D.R.J.Owen, E.Onate, E.Hinton (eds.), Complas IV, Pineridge - Press, Barcelona, v. 1, p. 975-986.

DE BORST, R. (1991). Simulation of strain localization: A reappraisal of the Cosserat continuum. **Eng. Comput.**, v.8, p. 317-332.

DRIEMEIER, L. (1999). **Contribuição ao estudo da localização de deformações com modelos constitutivos de dano e plasticidade**. 101 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

DRYSDALE, R.G.; HAMID, A.A.; BAKER, L.R., (1994). *Masonry structures: Behavior and design*. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A.; BAKER, L. R. (1999). *Masonry structures. Behavior and design*. **The Masonry Society**, Boulder, Colorado, USA.

ERINGEN, A. C. (1966). A unified theory of thermo mechanical materials. **International Journal of Engineering Science**, v. 4, p.179-202.

ELLIOT, C. D. (1992). *Techniques and architecture: The development of materials and systems of buildings*, v. 78. The MIT Press, Cambridge, Massachusetts, USA, 1992.

FAHMY, E. H.; GHONEIM, T. G. M. (1995). *Behavior of concrete block masonry prisms under axial compression*. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 22, n. 5, outubro 1995.

FRANCO, L. S. (1987). **Desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria empregado na alvenaria estrutural não armada, quando submetido a esforços de compressão..** 136 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1987.

GANJU, T. N. (1977). Nonlinear finite element analysis of clay brick masonry. Proc. 6th **Australian Conference of Structures and Materials**, p. 59 - 65.

GARCIA, P. D. (2000). **Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos.** 173 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2000.

GOMES, N. S. (1983). **A resistência das paredes de alvenaria.** 190 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1983.

GOMES, I. R. (2001). **Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface.** 160 p. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2001.

HENDRY, A.W. (1998). **Structural Masonry**. 2.ed. Hong Kong : Macmillan Press Ltd.

HORDIJK, D. A. (1991) - **Local approach to fatigue of concrete.** Dissertation, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 1991.

HUERTA A.; PIJAUDIER-CABOT G. (1994). Discretization influence on regularization by two localization limiters", **Journal of Engineering Mechanics Division**, v. 120, p. 1198-1218.

JIRÁSEK M.; (1998). Nonlocal models for damage and fracture: comparison of approaches, **International Journal of Solids and Structures**, v. 35, p. 4133-4145.

JIRÁSEK M.; MARFIA S. (2005). Non-local damage based on displacement averaging. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**. v. 63, p. 77-102.

- JUSTE, A. E. (2001). **Estudo da resistência e da deformabilidade da alvenaria de blocos de concreto submetida a esforços de compressão**. 126 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2001.
- KACHANOV, L.M. (1958). Time of rupture process under creep conditions. **Izvestia Akademii Nauk, USSR**, n 8, p. 26-31.
- KHALAF, F. M.; HENDRY, A. W.; FAIRBRAIN, D. R. (1994). Mechanical properties of strength of blockwork masonry. In: **ACI Journal**, v. 91. Detroit, julho-agosto. 1994.
- KLEEMAN, P. W.; PAGE, A. W. (1990). *The in-situ properties of packing materials used in compression tests*. **Masonry International**, London, v.4, n.2, p.68-74.
- KRÖNER, E. (1968). Elasticity theory of materials with long-range cohesive forces. **International Journal at Solids and Structures**, v. 3, p. 731-742.
- LA BORDERIE, C.; MAZARS, J.; PIJAUDIER-CABOT, G (1991). Response of plain and reinforced concrete structures under cyclic loadings. Cachan, França, **Laboratoire de Mécanique et Technologie**, Rapport Interne, n. 123.
- LA ROVERE, H. L.; RODRIGUES, R M. (1997). Análise do comportamento mecânico de prismas de alvenaria de blocos de concreto pelo MEF. In: **Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural**, 28, 1997, São Carlos. Anais. p. 179-88.
- LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J.L. (1974). A non-linear model of creep-fatigue damage cumulation and interaction. In: **IUTAM Symp. of Mechanics of Viscoelastic Media and Bodies**, Gothenburg. Proc. Springer.
- LEMAITRE, J. (1984). How to use damage mechanics. **Nucl. Eng. Des.**, v. 80, p. 233.
- LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J.L. (1985). Mécanique des matériaux solides. **Dunod**, Paris.
- LEMAITRE, J. (1992). **A course on damage mechanics**. Springer-Verlag, Berlin.
- LOURENÇO, P. B. (1996). **Computational strategies for masonry structures**. Tese (Doutorado), Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 1996.
-

MACHADO JR., E. F. ;TAKEYA, T.(1998) *Ensaio de compressão simples em paredes de alvenaria de blocos cerâmicos. Relatório técnico: Cerâmica Maristela. São Carlos, 1998.*

MACHADO JR., E. F.; TAKEYA, T.; VAREDA, L. (1999). *Ensaio de compressão simples em paredes de alvenaria de blocos cerâmicos. Relatório técnico: Cerâmica Selecta. São Carlos, 1999.*

MAURENBRECHER, A. H. P. (1978). Use of the prism test to determinate compressive strength prism. In: **North American Masonry Conference**, 1, 1978, Bolger. Proceedings. Bolder: The masonry society.

MAURENBRECHER, A. H. P. (1980). Effect of test procedures in compressive strength of masonry prisms. In: **Canadian Masonry Symposium**, 2., 1980, Ottawa. Proceedings. Ottawa: Carleton University. p. 119-132.

MAURÍCIO, R. M. (2003). **Investigação experimental da influência do capeamento na resistência de blocos de concreto para alvenaria estrutural**. 52 p. Relatório Final de Iniciação Científica apresentado à FAPESP - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira. 2003.

MARIGO, J. J. (1985). Modeling of brittle and fatigue damage for elastic material by growth of microvoid. **Eng. Fract. Mech.**, v. 21, p. 861.

MAZARS, J. (1984). **Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non lineaire et à la rupture du béton de structure**. Tese (Doutorado), Universidade de Paris, Paris, 1984.

MEDEIROS, J. S. (1993). **Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto**. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1993.

MENDES, R. J. K. (1998). **Resistência à compressão de alvenaria de blocos cerâmicos estruturais**. 184 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 1998.

MOHAMAD, G. (1998). **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto**. Florianópolis. 117 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa

Catarina, 1998.

MÜLLER, M. S. K. (1989). **Estudo das correlações entre resistências à compressão de paredes e prismas de alvenaria estrutural cerâmica não armada submetidos a esforços de compressão axial**. 269 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1989.

OLIVEIRA JR. (1992). **Recomendações para projeto de edifícios em alvenaria estrutural. São Carlos**. 266 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1992.

OLIVEIRA, R. A. (2000). **Análise da resistência de prismas de blocos de concreto fabricados no Estado de Goiás submetidos à compressão simples**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Goiás, Goiânia. 2000.

OLIVEIRA L. O (2001). **Reabilitação de paredes de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada**. 266 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2001.

OLIVEIRA, D. V. C. (2003). **Análise experimental e numérica de estruturas de alvenaria de blocos sob ações cíclicas**. 211 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia, Universidade do Minho, 2003.

PAGE, A. W.; DANASEKAR, M.; KLEEMAN, P. W. (1984). A finite element model for the in-plane behavior of brick masonry. **Proc. 9th Australian Conference on Mechanics of Structures**, p. 262 - 267.

PAPA, E. (1990). **Sulla meccanica del danneggiamento con particolare riferimento alle marature**. Tese (Doutorado), Politecnico di Milano, Milão, Itália, 1990.

PAPA, E; TALIERCIO, A. (2005a). A visco-damage model for brittle materials under non-proportional monotonic and sustained stresses. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 29(3). p.287-310.

PAPA, E; TALIERCIO, A. (2005b). A non-rotating anisotropic damage model for brittle materials. **Proc. VIII International Conference on Computational Plasticity - Fundamentals applications (COMPLAS VIII)**.

PEERLINGS, R.H.J.; DE BORST, R.; BREKELMANS, W.A.M.; DE VREE, J.H.P. (1995). Computational modeling of gradient-enhanced damage for fracture and fatigue problems. In: **Computational Plasticity: Fundamentals and applications**, D.R.J.Owen, E.Onate, E.Hinton (eds.), Complas IV, Pineridge-Press, Barcelona, v. 1, p. 975-986.

PELETEIRO, S. C. (2002). **Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural**. 143 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2002.

PIJAUDIER-CABOT, G.; BAŽANT, Z. P. (1987). Nonlocal damage theory. **Journal Engineering Mechanics, ASCE** v. 113, p. 1512-1533.

PIJAUDIER-CABOT, G.; BAŽANT, Z. P. (1988). Nonlocal continuum damage, localization instability and convergence, **J. Appl. Mech.** v.55, p. 287-293.

PRENSIL (2005). Prensil S/A. Disponível em: < <http://www.prensil.com.br> >. Acesso em: 29 abril 2005.

PRIESTLEY, M. J. N.; YUK, C. (1984). Prediction of masonry compressive strength Pat I. In: **New Zealand Concrete Construction**. p. 21-24, abril, 1984.

PITUBA, J. J. C. (1998). **Estudo e aplicação de modelos constitutivos para o concreto fundamentados na mecânica do dano contínuo**. 130 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1998.

PROENÇA, S. P. B.; VENTURINI, W. S. (2000). Applications of damage mechanics to reinforced concrete structures. In: **Continuous Damage and Fracture** (Edited by A. Benallal), p. 233-242. Elsevier, Paris.

RABOTNOV, Y. N. (1969). Creep problems in structural members. Amsterdam, North-Holland.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. (2003). *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. 1.ed. São Paulo, Pini, 2003.

RAMALHO, M.A.; PAPA, E.; TALIERCIO, A.; BINDA, L. (2005). A numerical model for multi-

leaf stone masonry. **11th International Conference of Fracture**, Turim, Itália.

RAMALHO, M.A.; PAPA, E.; TALIERCIO, A.; BINDA, L. (2007). A Numerical model for the description of the nonlinear behavior of multi-Leaf masonry walls. **Advances in Engineering Software**, v.on-line, n. 56.

RAMAMURTHY, K.; GANASEAN, T. P. (1992). Behavior of concrete hollow block masonry prism under axial compression. **ASCE Journal of Structural Engineering**, march, 1992, v. 112, p. 605 - 613.

RIBÓ, R.; PASENAU, M. R.; ESCOLANO, E.; RONDA, P. S. J.; GONZALES, L. F.; ROSA, E. G. (2002). The universal, adaptive and user friendly pre and post processing system for computer analysis in science and engineering. GID Reference Manual. Version 7. **International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE)**, 2002.

RIZZATTI, E. (2003). **Influência da geometria do bloco cerâmico no desempenho mecânico da alvenaria estrutural sob compressão**. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2003.

RODRIGUÉZ-FERRAN, A.; MORATA, I.; HUERTA, A. (2005). A new damage model based on non-local displacements. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 29, p. 473-493.

SABBATINI, F. H. (1984). **O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcária**. 298 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1984.

SABBATINI, F. H. (1986). *Argamassa de assentamento para paredes de alvenaria resistente*. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, n. 02, 26 p., 1986.

SHAH, S. P.; SWARTZ, S. E.; OUYANG, C. (1995). **Fracture mechanics of concrete: applications of fracture mechanics to concrete rock and other quasi-brittle materials**. John Wiley & Sons, New York (1995).

SHRIVE, N. G. (1982). The failure mechanism of face-shell bedded (ungrouted and unreinforced) masonry. **International Journal of Masonry Construction**, 1982. v. 2, n. 3, p. 115–127.

SOLÓRZANO, M. G. P. (1994). **Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 203 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1994.

STEIL, R.O.; PRUDÊNCIO JÚNIOR, L.R. (2002). Influência da geometria dos blocos no fator de eficiência das alvenarias estruturais de blocos de concreto. In: **International Seminar On Structural Masonry For Developing Countries**, 7, 2002, Belo Horizonte. Proceedings. p. 411-419.

SUDANO, A. L. (2005). **Influência da forma da seção transversal no confinamento de pilares de concreto armado encamisados com PRFC (Polímero reforçado com fibras de carbono)**. 147 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

TANGO, C. E. S. (1981). *Ensaio de controle de alvenaria estrutural de blocos de concreto*. Seminário sobre Inspeção de Concreto. Publicação I.11. Instituto Brasileiro de Concreto.

TATU (2005). Tatu Pré-moldados. Disponível em: < <http://www.tatu.com.br> >. Acesso em: 29 abril 2005.

TAYLOR, R. L. (2002). *FEAP - A Finite Element Analysis Program*. Version 7.4. User Manuals. Department of Civil and Environmental Engineering. University of Califórnia. Berkeley, 2002.

VONK, R.A. (1992). **Softening of concrete loaded in compression**. Dissertação (Mestrado), Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands, 1992.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. (2005). **The Finite Element Method**. v.1 e 2, ed. 6., Elsevier, Oxford.

Bibliografia complementar

BATHE, K. (1996). *Finite Element Procedures*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1996.

BAŽANT, Z. P. (1984). Imbricate continuum and its variational derivation. **Journal of Engineering Mechanics Division** v. 110, p. 1593-1712.

BAŽANT, Z. P.; OZBOLT, J. (1990). Nonlocal microplane model for fracture, damage, and size effect in structures. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE** 116, p. 2485-2505.

BEER, G. (1985). An isoparametric joint/interface element for finite element analysis, Int. **Journal for Numerical Methods in Engineering**, v. 21, p. 585 - 600.

CARASEK, H. (1996). **Aderência de argamassa à base de cimento Portland a substratos porosos - avaliação dos fatores intervenientes e contribuição ao estudo do mecanismo de ligação**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1996.

CHEN, W. F., HAN, D. J. (1958). *Plasticity for Structural Engineers*. Springer-Verlag, New York, USA, 1988.

COMI, C. (2001) A non-local model with tension and compression damage mechanics. **European Journal of Mechanics - A/Solids**, v. 20 p. 1-22.

DANASEKAR, M.; PAGE, A. W.; KLEEMAN, P. W. (1984). A finite element model for the in-plane behavior of brick masonry, **Proc. 9th Australian Conference on Mechanics of Structures**, p. 262 - 267.

DE BORST, R.; MÜHLHAUS, B. (1991). Continuum models for discontinuous media, In: **Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics**, van Mier, J.G.M.; Rots, J.G.; Bakker, A. (eds.), p. 601-618.

FRANCO, L. S. (1988). Bloco Sílico-calcário. **Jornal da Cal**, São Paulo, v. 13, n. 44, p. 4-5.

GIAMBANCO, G.; DI GATI, L. (1997). *A cohesive interface model for the structural mechanics of block masonry*. **Mech. Res. Commun.** 24 (5), p. 503 - 512.

GOODMAN, R. L.; TAYLOR, R. L.; BREKKE (1968). A model for mechanics of jointed rock. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div. (ASCE)**. v. 94. No SM3. p. 637 - 659.

GOODMAN, R. E.; DUBOIS, J. J. (1972). Duplication of dilatancy in analysis of jointed rocks. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE**, v. 98, No SM4, p. 399 - 422.

HEGEMIER, G. A. (1978). On the behavior of joints in concrete masonry, **Proc. North American Conference**, Masonry Society, EUA, p. 1 - 21.

HILL, R. (1950). *Plasticity*. Oxford University Press, London, 1950.

HISDORF, A. W. (1969). Investigation into the failure mechanics of brick masonry loaded in axial compression, in: **Designing, engineering and construction whit masonry products**, eds. F.H. Johnson, Gulf Publishing Company, Houston, Texas, USA, p. 34-41, 1969.

HUGHES, T. J. R. (1987). *The Finite Element Method*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1987.

IODACHE, M. M.; WILLAM, K. (1998). Localization properties of 'non-symmetric. Cosserat formulations. In: **Computational mechanics: new trends and applications**, Idelsohn, S.; Onate, E., Dvorkin, E. (eds.), CIMNE, Barcelona.

KACHANOV, L. M. (1974). Fundamentals of the Theory of Plasticity. **Mir Publishers**, Moscow, 1974.

KACHANOV L. M. (1987). Elastic solids with many cracks: a simple method of analysis. **International Journal of Solids Structures**, v. 23, p. 23-43.

KUO, J. (1982). Joint opening nonlinear mechanics: interface smeared crack model. **EERC**. Report No. 82/10, University of California, Berkeley, California.

LA BORDERIE C.; BERTHAUD Y.; PIJAUDIER-CABOT G. (1990). Crack closure effect in continuum damage mechanics: numerical implementation. **Proceedings of the 2nd International Conference on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures**, Zell am See (A), p. 975–986.

LOFTI H. R.; SHING P. B. (1994). Interface model applied to fracture of masonry structures. **(ASCE) Journal of Structural Engineering**.120 (1), p. 63-80.

LOURENÇO, P. B.; ROTS, J. G. (1997). Multisurface interface model for analysis of masonry structures, **J. Eng Mech (ASCE)**124 (7), p. 660-668.

MAHTAB, M. A.; GOODMAN, R. E. (1970). Three-dimensional finite element analysis of jointed rock slopes, **Proc., Second Congress of the International Society of Rock Mechanics**, Belgrado, v.3, p. 353 - 360.

MIER V.; VAN J. G. M. (1984). **Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions**. Dissertação (Mestrado), Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands, 1984.

OLIVER, J. (1989). A consistent characteristic length for smeared cracking models, **Int. J. Num. Meth. Eng.**, v. 28.

PAGE, A. W. (1978). Finite element model for masonry. **Journal Str. Div., Proc. ASCE**, v. 104, n. ST8, p. 1267 - 1285.

PIJAUDIER-CABOT G.; BAŽANT Z.P, (1989). Measurement of the characteristic length of nonlocal continuum. **Journal of Engineering Mechanics**. v. 115 p. 755–767.

PIJAUDIER-CABOT. G.; BENALLAL (1993). A strain localization and bifurcation in nonlocal continuum. **International Journal of Solids and Structures** 30, p. 1761-1715.

PLUIJM, R. VAN DER (1992). Material properties of masonry and its components under tension and shear. In: **Proc. 6th Canadian Masonry Symposium**, eds. Neis, Saskatoon, Saskatchewan, Canada, p. 675-686.

RODRIGUÉZ-FERRAN A.; MORATA I.; HUERTA, A. (2004). Efficient and reliable nonlocal damage models. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**. v.3, p. 3431 - 3455.

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

SMITH, B. S.; CARTER, C.; CHOWDHURY, J. R. (1970). The diagonal tensile strength of brickwork. **The Structural Engineer**, v. 48 , n. 4, p. 219 - 225.

SMITH, B. S.; RAHMAN, K. M. K. (1972). Variation of stress in vertically loaded brickwork walls, **Proc. Inst. of Civil Engineers**, v. 43, p. 689 - 700.

STANKOWISKI T.; RUNESSON K.; STURE S. (1993). Fracture and slip of interfaces in cementations composites. **J. Eng. Mech. (ASCE)** 119 (2). p. 292 - 314.

STEINMANN, P.; STEIN, E. (1994). Finite element localization analysis of micropolar strength degrading materials. In: **Computer modeling of concrete structures**. p. 435-444.

VAN DILLEN, D. E.; EWING, R. D. (1981). BMINES: A finite element code for rock mechanics applications, **Proc. of the 22nd Symposium on Rock Mechanics**, MIT Publishing, Cambridge, Mass., p. 353 - 358.

VARGAS-LOLI, L. M.; FENVERS, G. L. (1989). Effects of concrete cracking on the earthquake response of gravity dams. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 18, p. 575 - 592.

XIURUN, G. (1981). Non-linear analyses of a joint element and its application in rock engineering. Int. **Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, John Wiley and Sons, Nova Yorque, v. 5, p. 229-245.

ZIENKIEWICZ, O. C.; PANDE, G. N. (1977). Time dependent multi-laminate model of rock

masses - A numerical study of deformation and failure of rock masses. **International Journal of Numerical Analytical Methods in Geomechanics**, v. 1, p. 219 - 247.

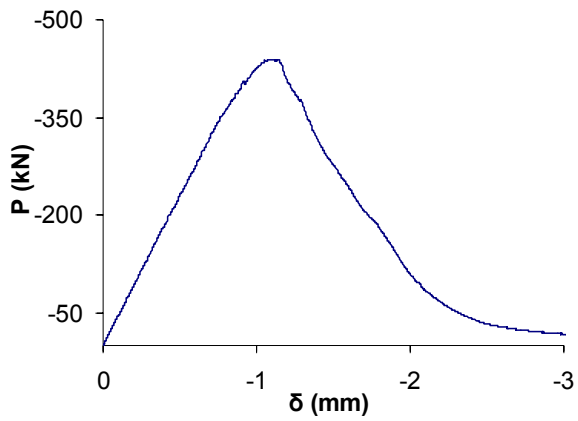
ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L. (1989). The Finite Element Method (4th Ed.). v. 1, Basic Formulation and Linear Problems. McGraw-Hill, Berkshire, England, UK., 1989.

Anexo A

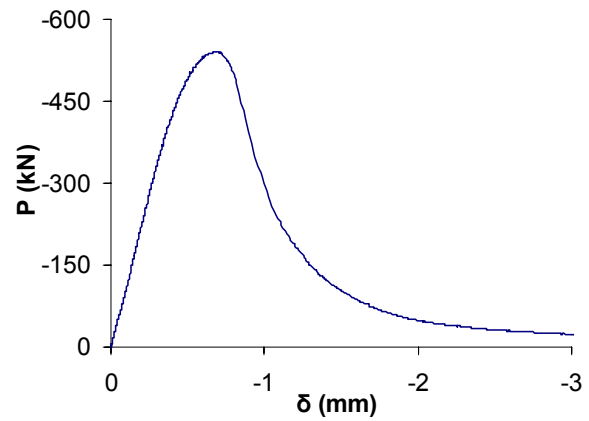
Apresentam-se os comportamentos experimentais (curvas *força - deslocamento*) dos blocos isolados (C4,5, C8, CE6 e S10) nos ensaios de compressão axial. Também são mostrados os comportamentos numéricos e experimentais dos corpos-de-prova de argamassa.

Comportamento dos blocos C4,5 e dos CPs de argamassa associados.

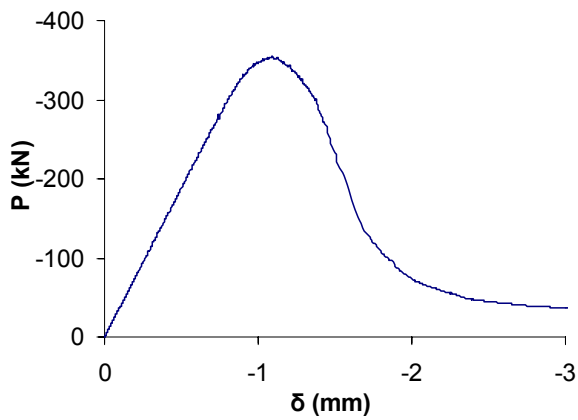
Comportamento experimental dos blocos C4,5



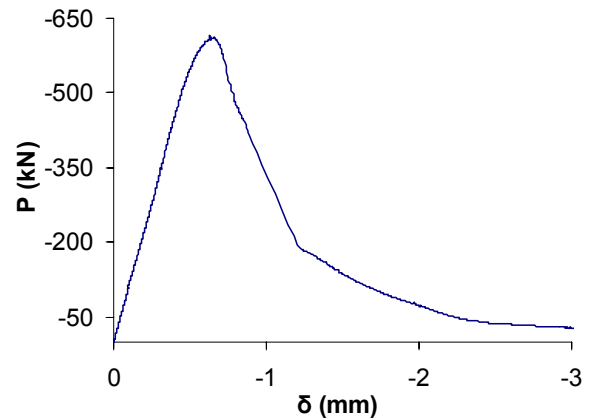
Bloco 1



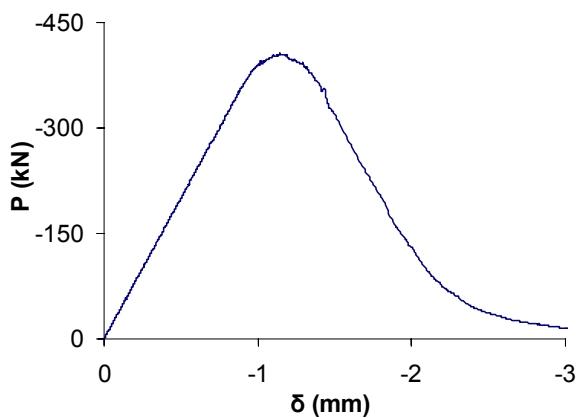
Bloco 2



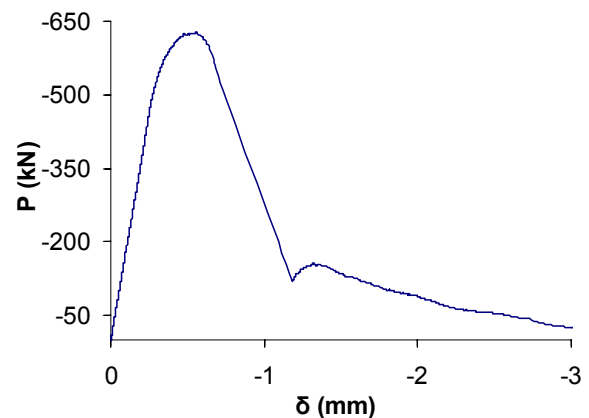
Bloco 3



Bloco 4

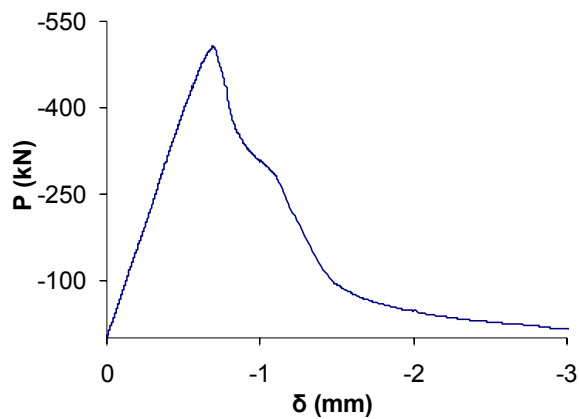


Bloco 5

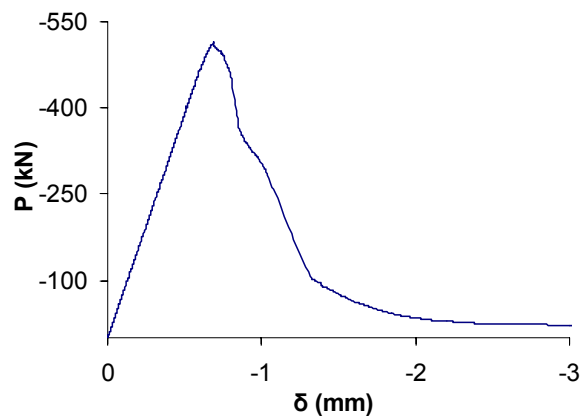


Bloco 6

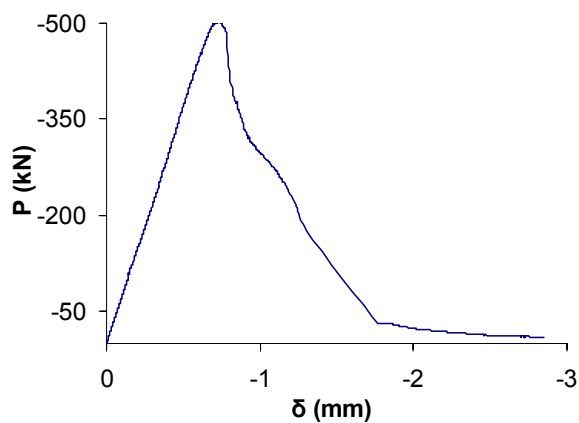
Comportamento experimental dos blocos C4,5



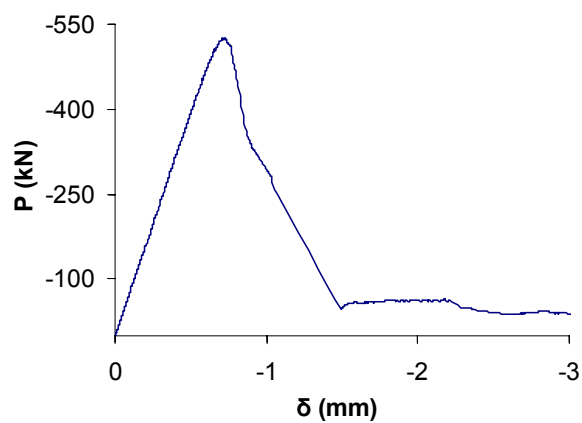
Bloco 7



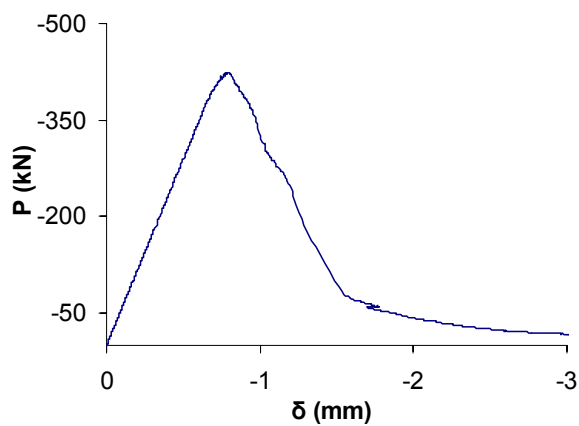
Bloco 8



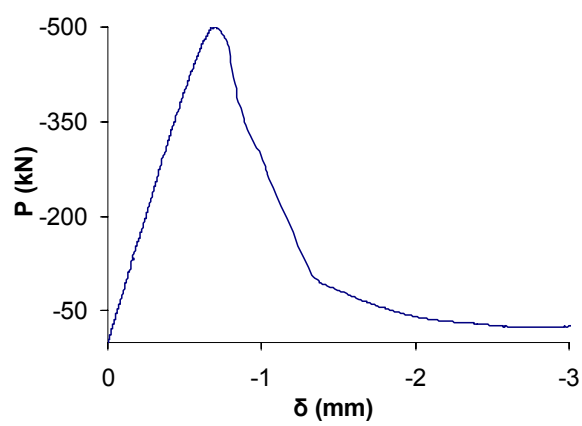
Bloco 9



Bloco 10



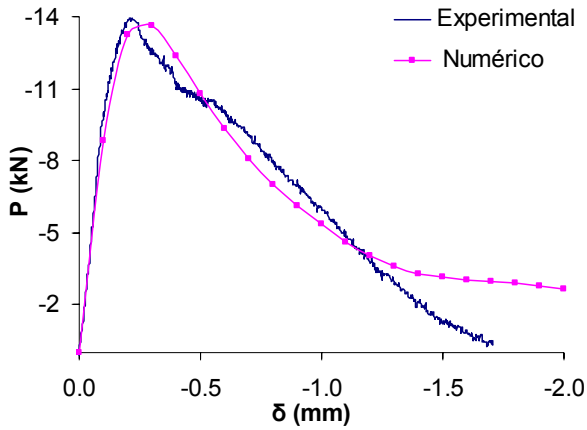
Bloco 11



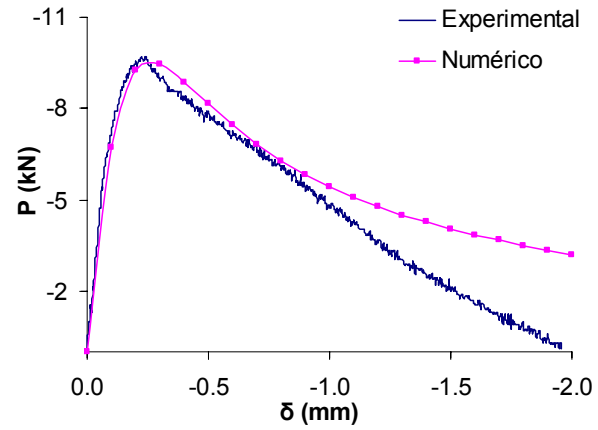
Bloco 12

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos C4,5

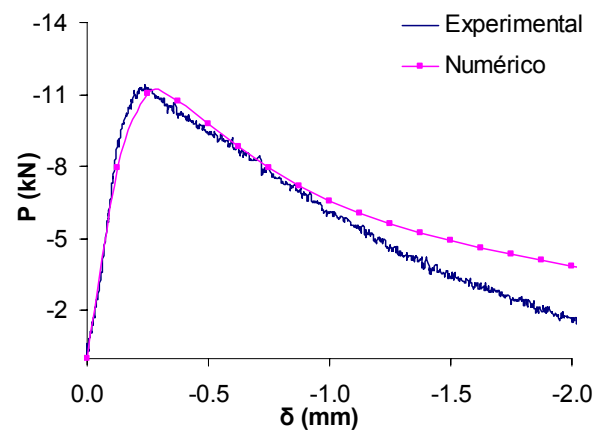
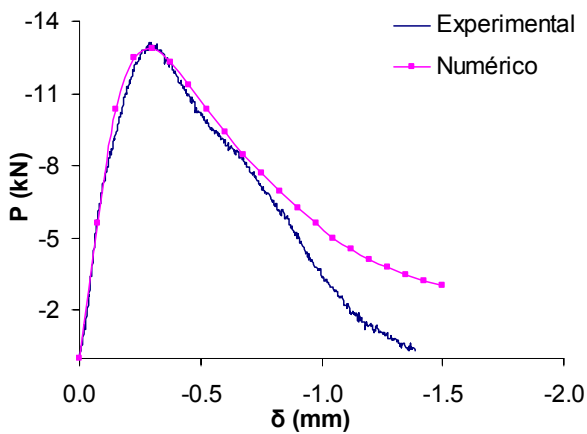
Série 1



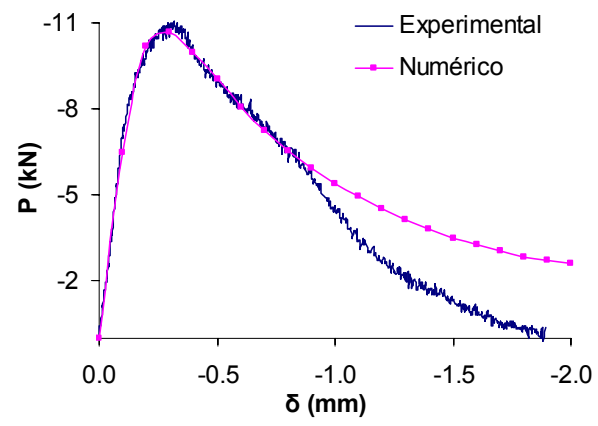
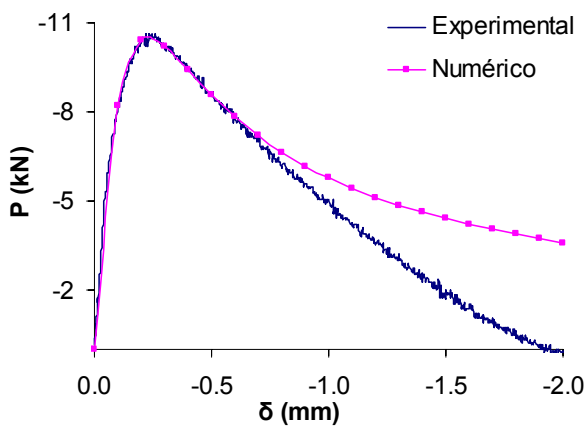
Série 2



Prismas de 2 blocos



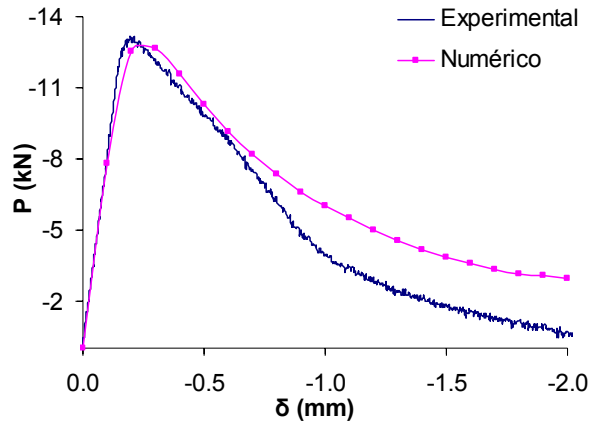
Prismas de 3 blocos



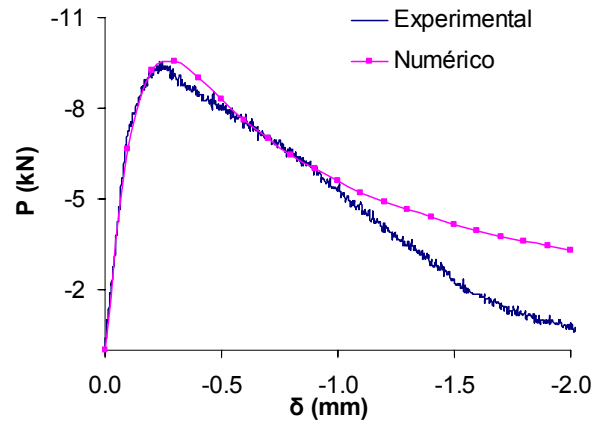
Miniparedes

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos C4,5

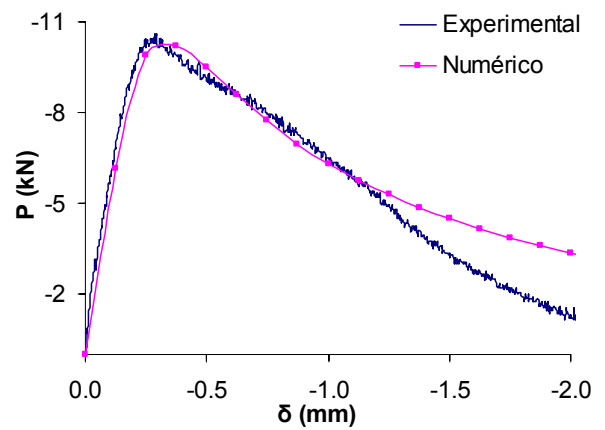
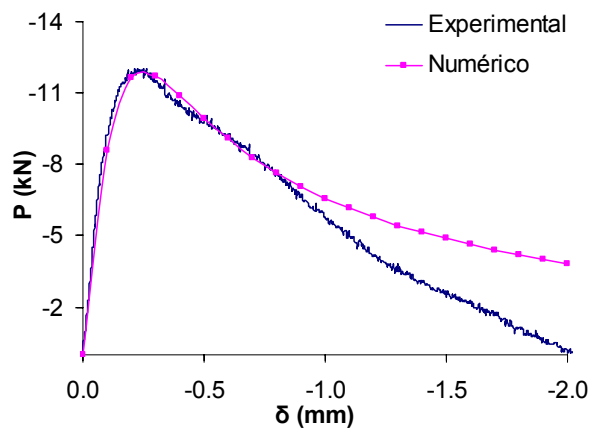
Série 3



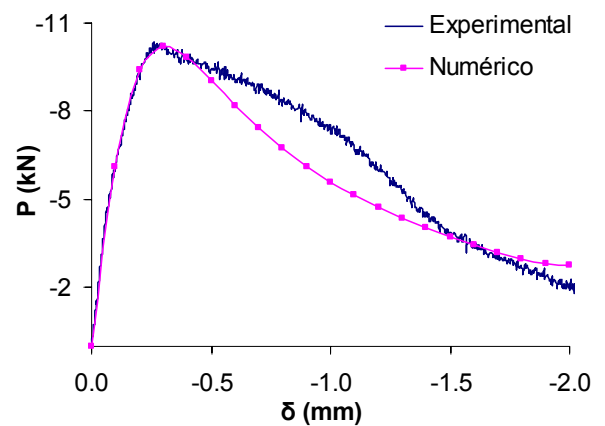
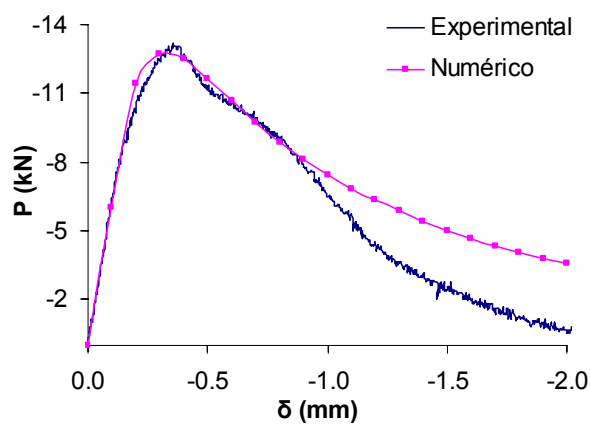
Série 4



Prismas de 2 blocos



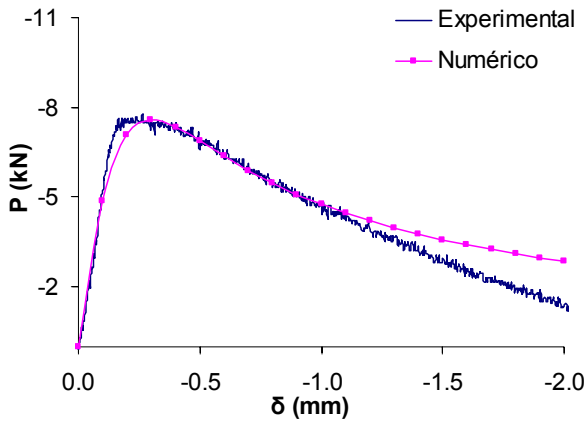
Prismas de 3 blocos



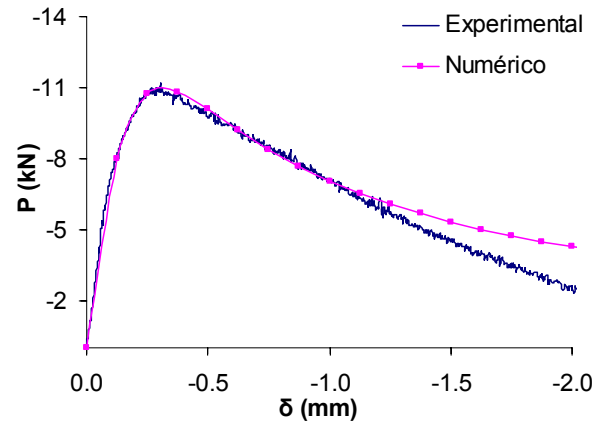
Miniparedes

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos C4,5

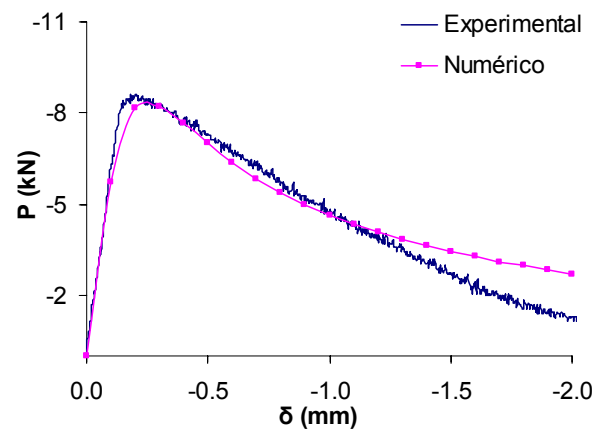
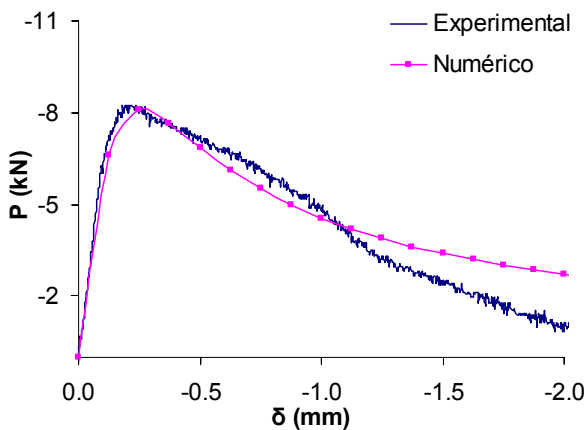
Série 5



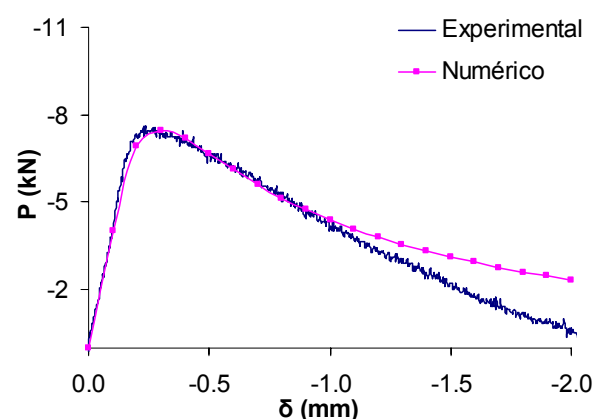
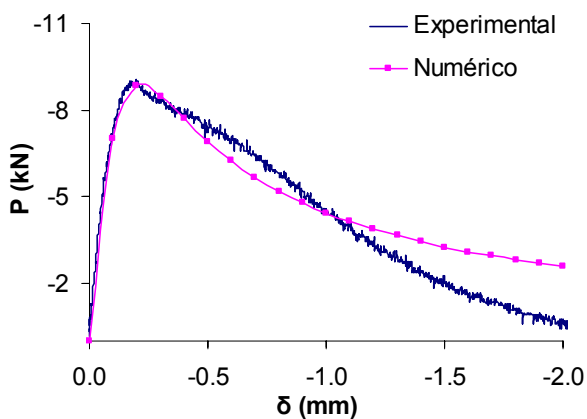
Série 6



Prismas de 2 blocos



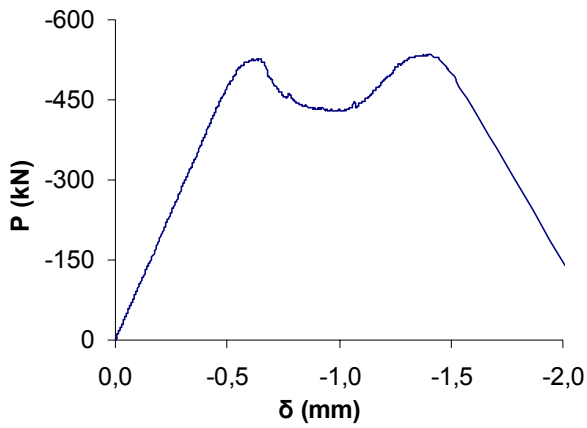
Prismas de 3 blocos



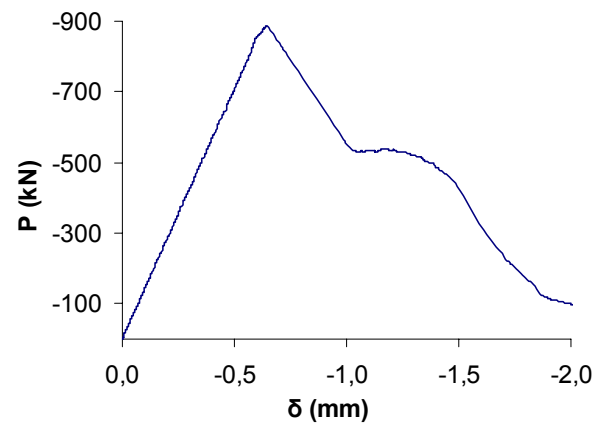
Miniparedes

Comportamento dos blocos C8 e dos CPs de argamassa associados.

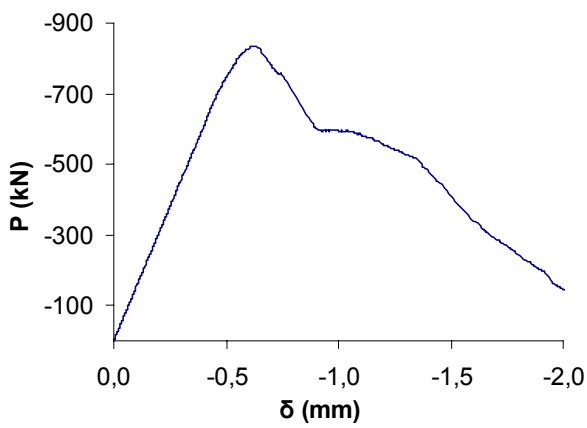
Comportamento experimental dos blocos C8



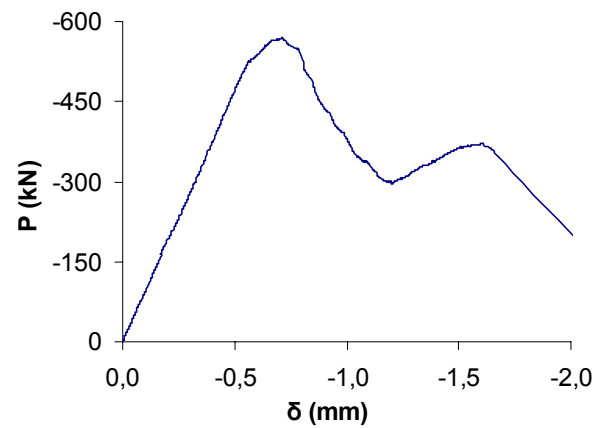
Bloco 1



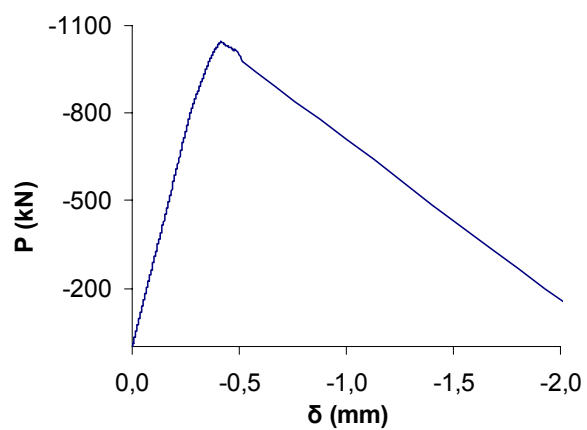
Bloco 2



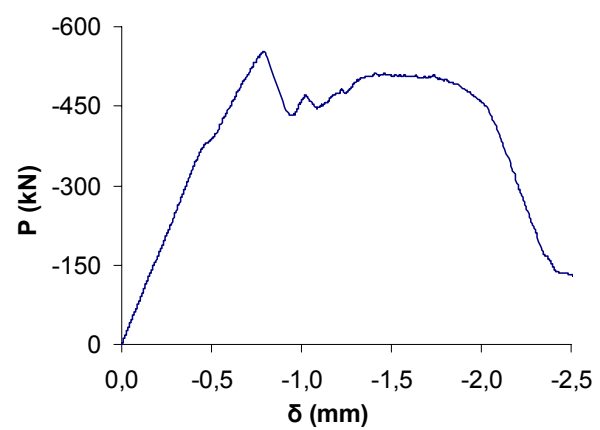
Bloco 3



Bloco 4

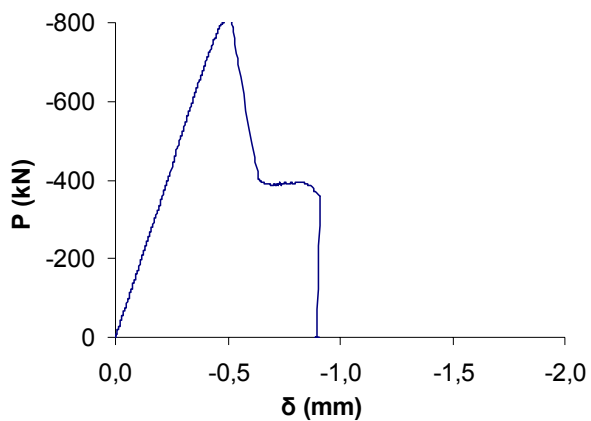


Bloco 5

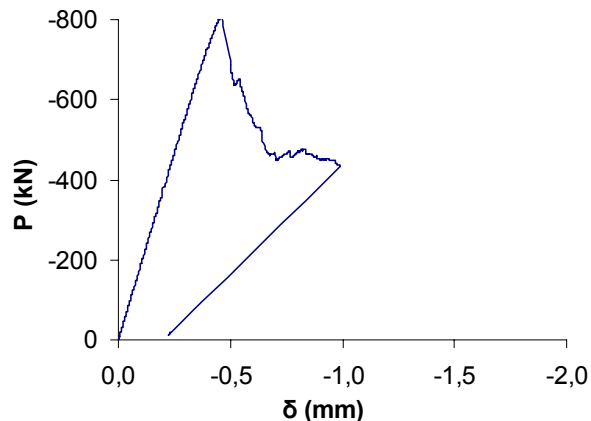


Bloco 6

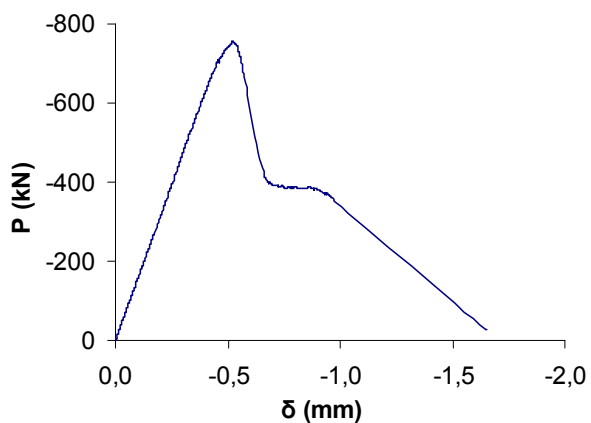
Comportamento experimental dos blocos C8



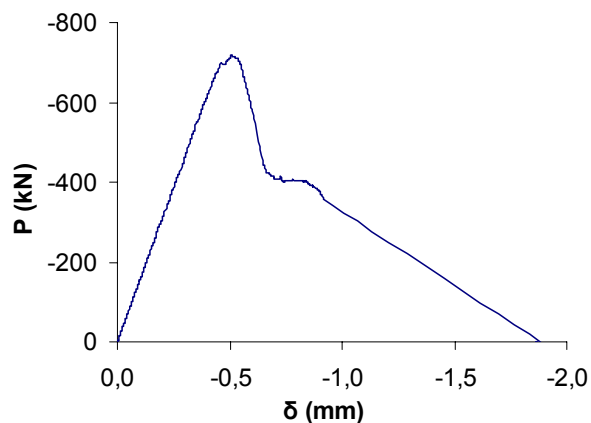
Bloco 7



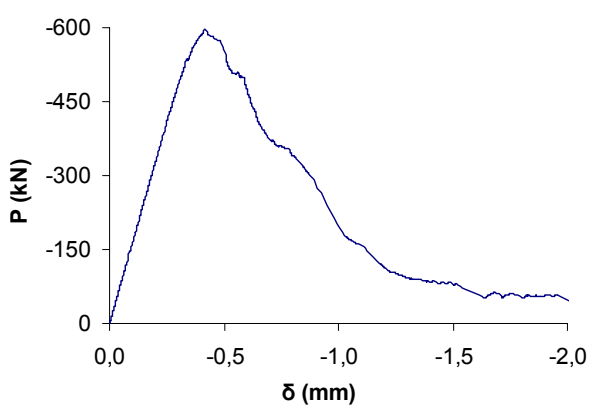
Bloco 8



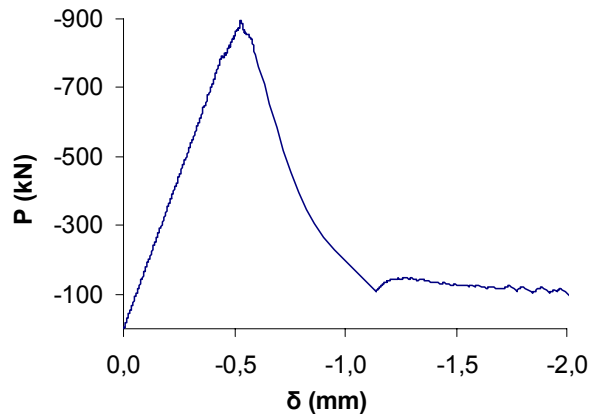
Bloco 9



Bloco 10



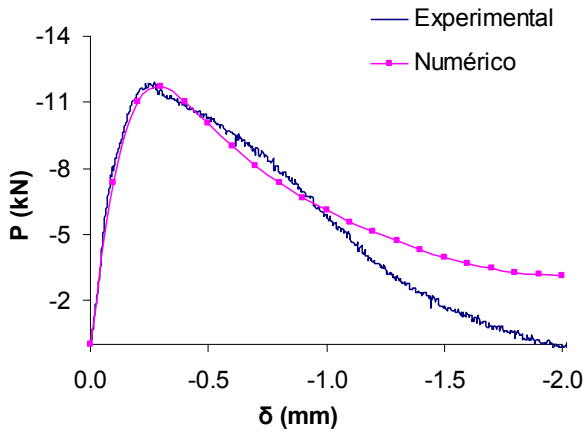
Bloco 11



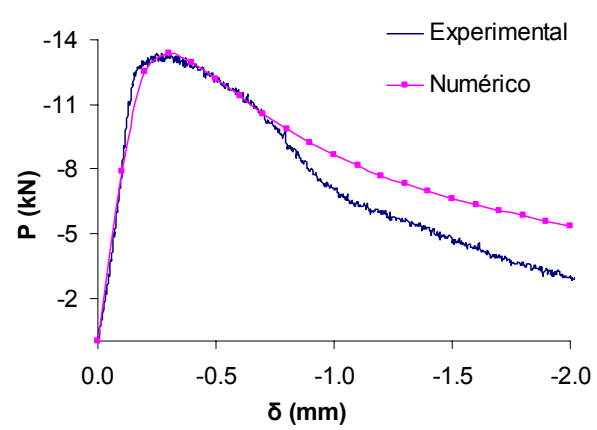
Bloco 12

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos C8

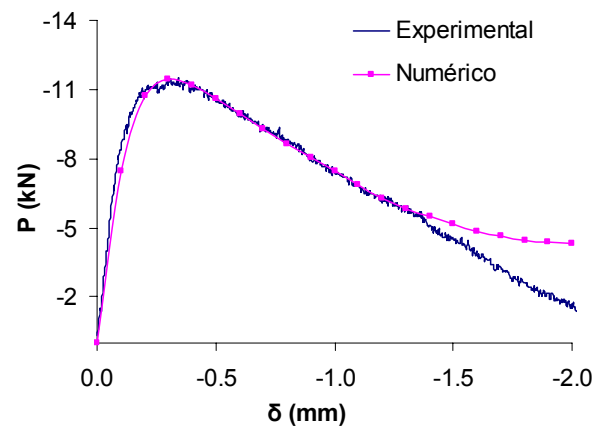
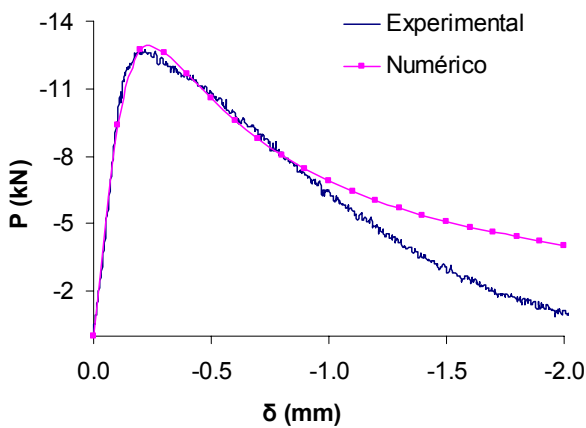
Série 1



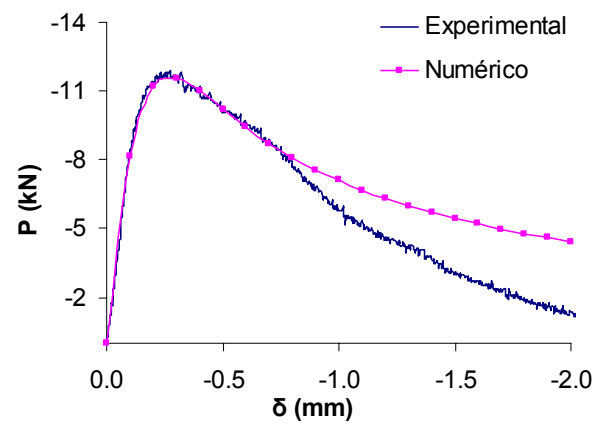
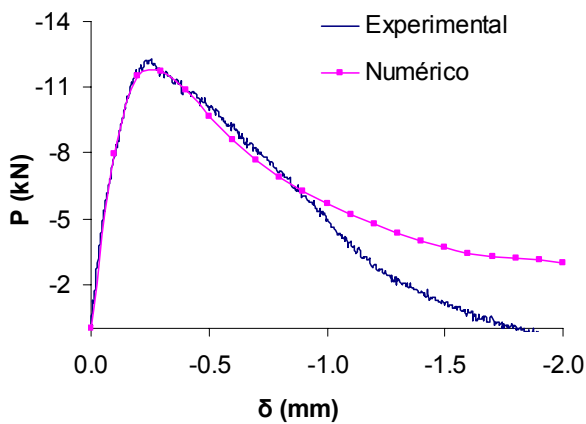
Série 2



Prismas de 2 blocos



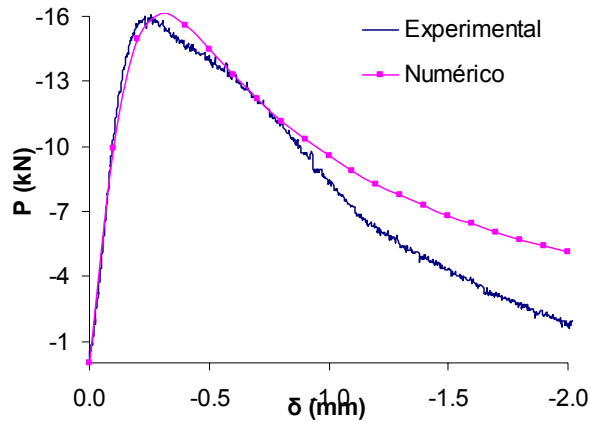
Prismas de 3 blocos



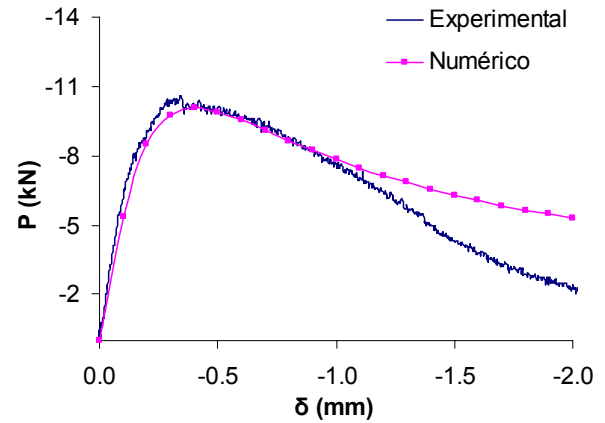
Miniparedes

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos C8

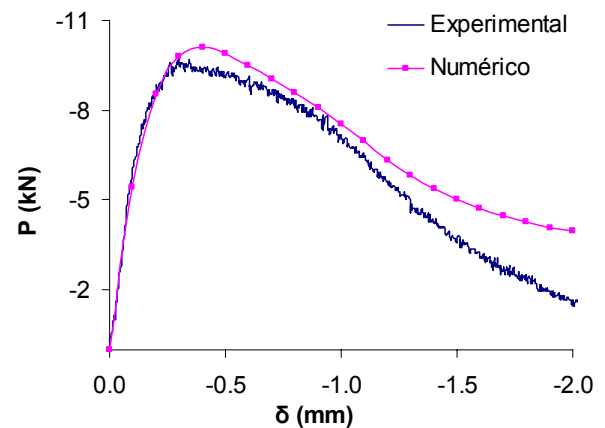
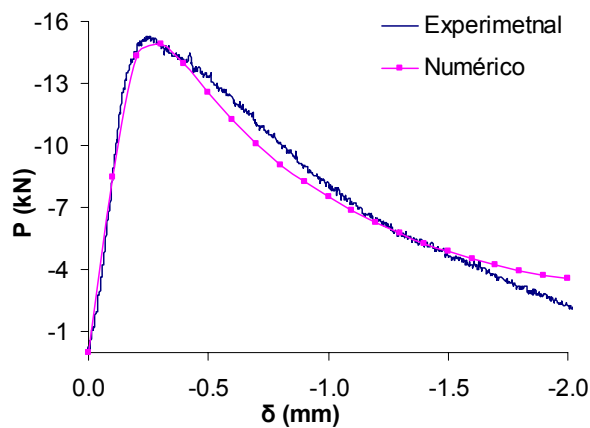
Série 3



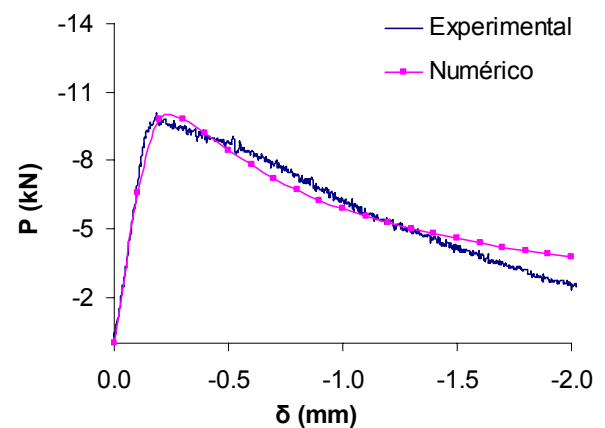
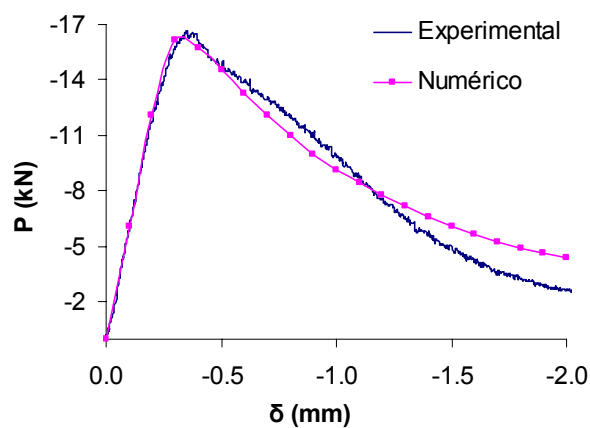
Série 4



Prismas de 2 blocos



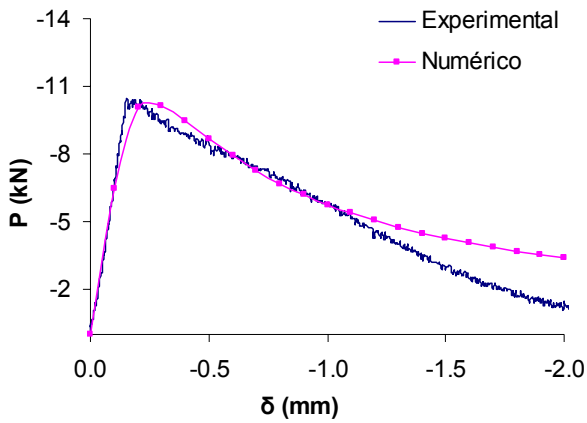
Prismas de 3 blocos



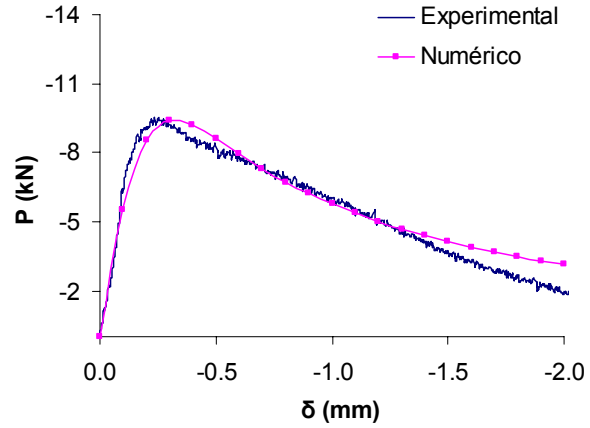
Miniparedes

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos C8

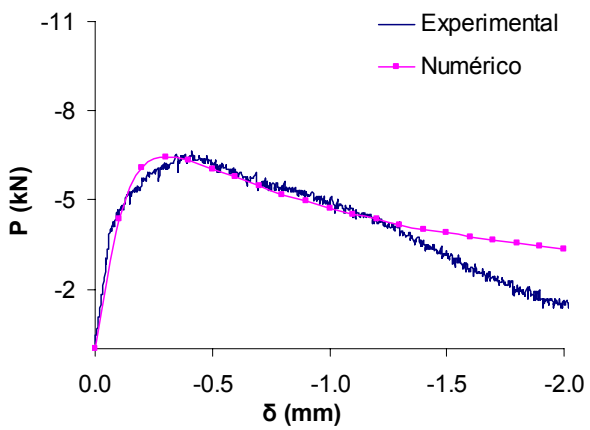
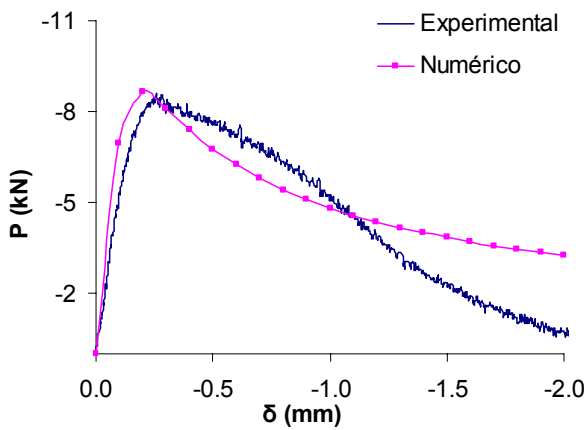
Série 5



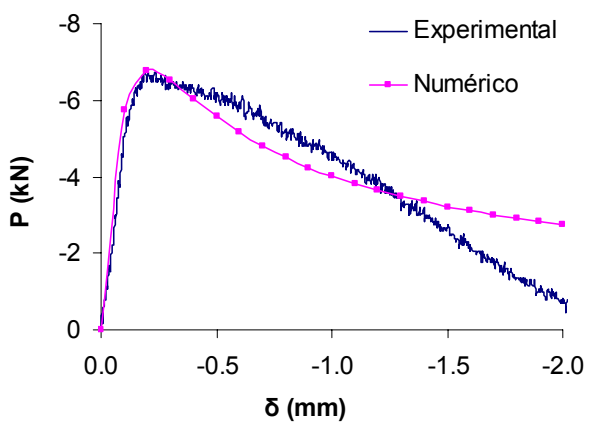
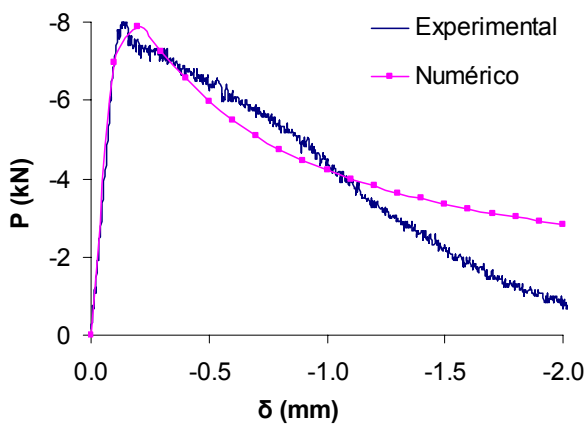
Série 6



Prismas de 2 blocos



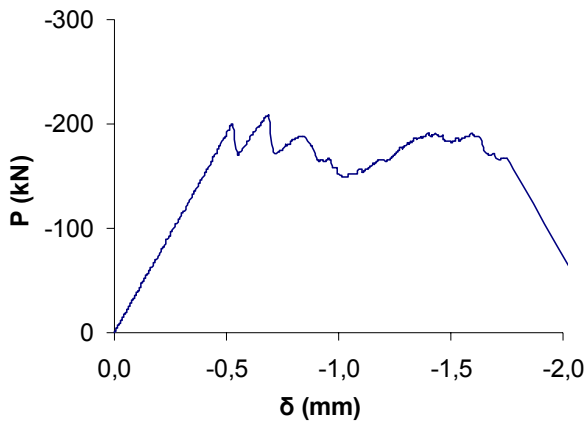
Prismas de 3 blocos



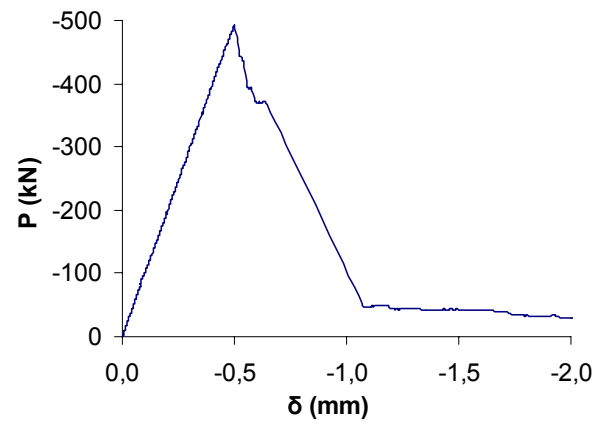
Miniparedes

Comportamento dos blocos CE6 e dos CPs de argamassa associados.

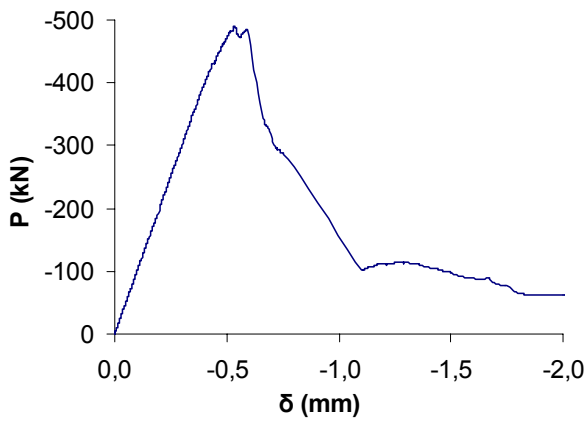
Comportamento experimental dos blocos CE6



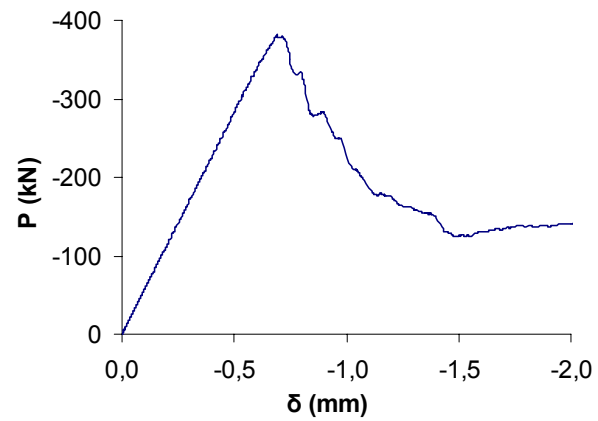
Bloco 1



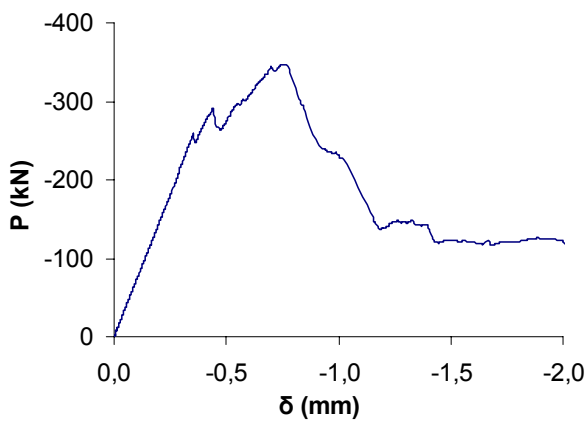
Bloco 2



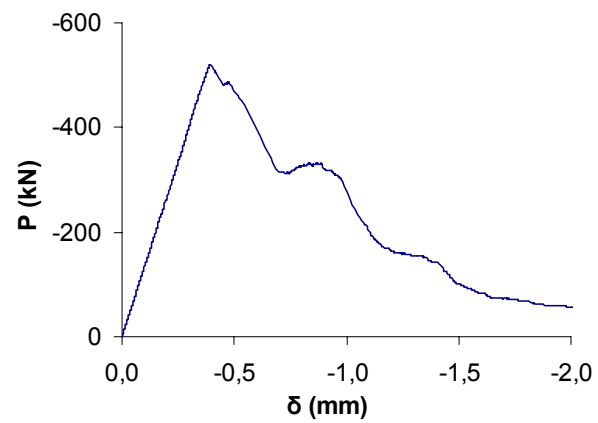
Bloco 3



Bloco 4

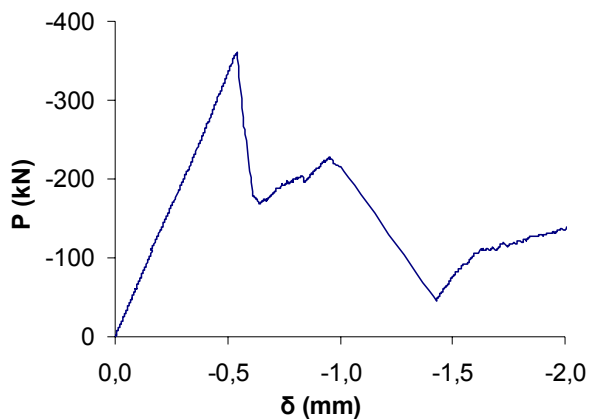


Bloco 5

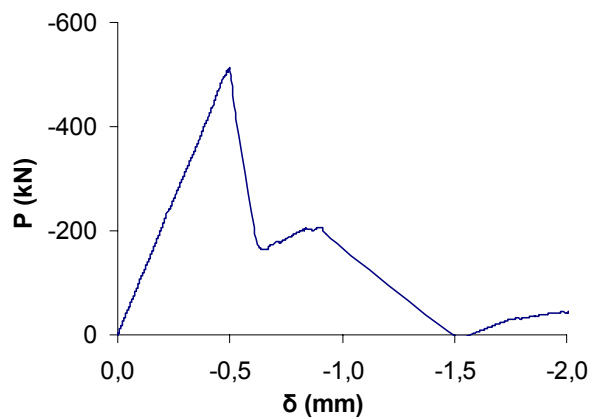


Bloco 6

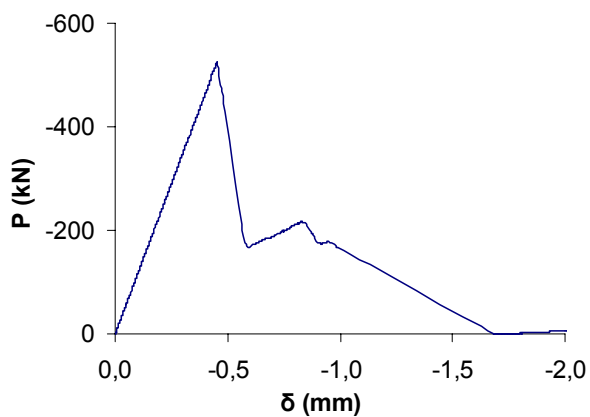
Comportamento experimental dos blocos CE6



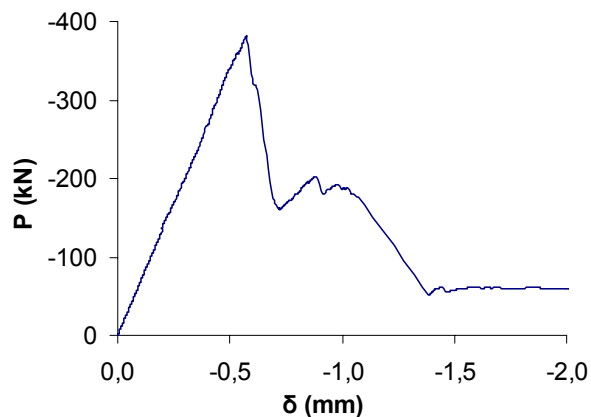
Bloco 7



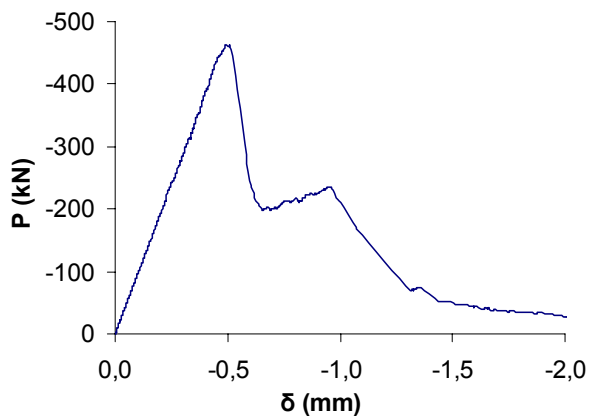
Bloco 8



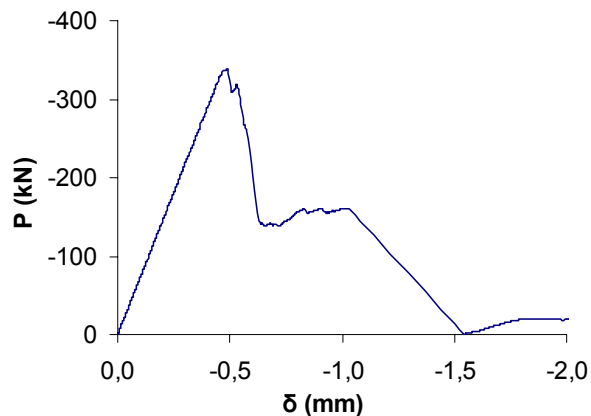
Bloco 9



Bloco 10



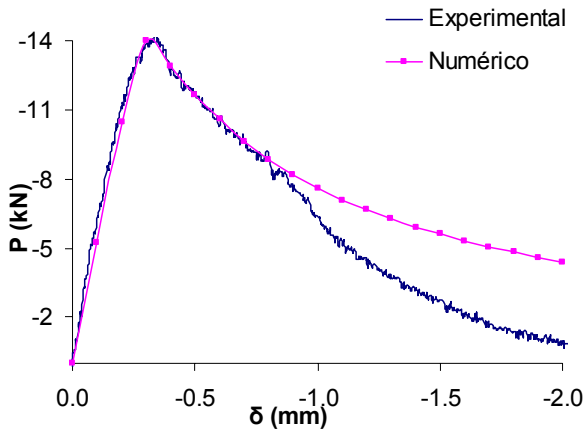
Bloco 11



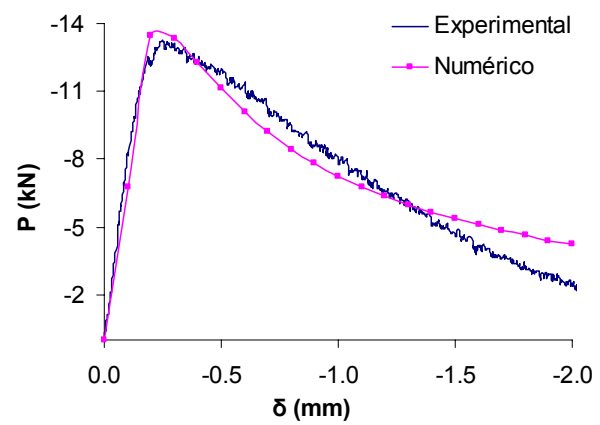
Bloco 12

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos CE6

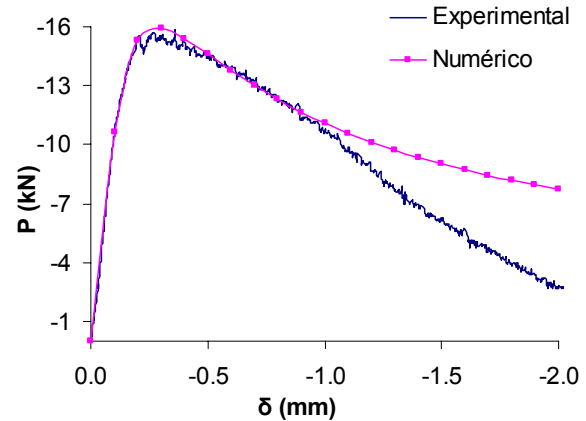
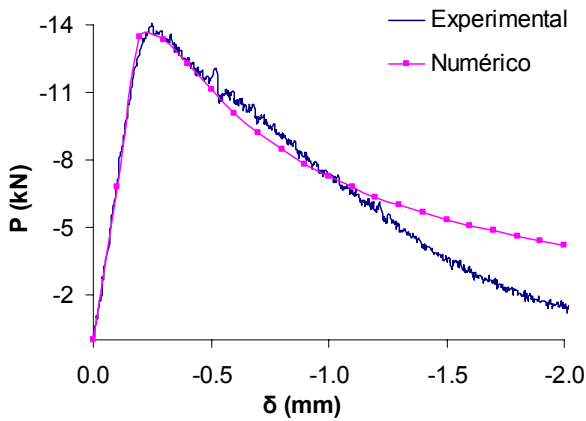
Série 1



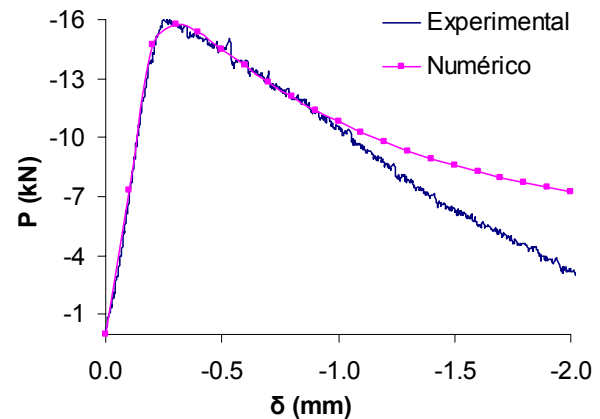
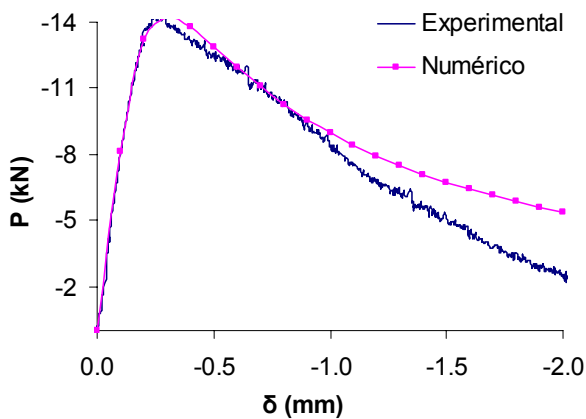
Série 2



Prismas de 2 blocos



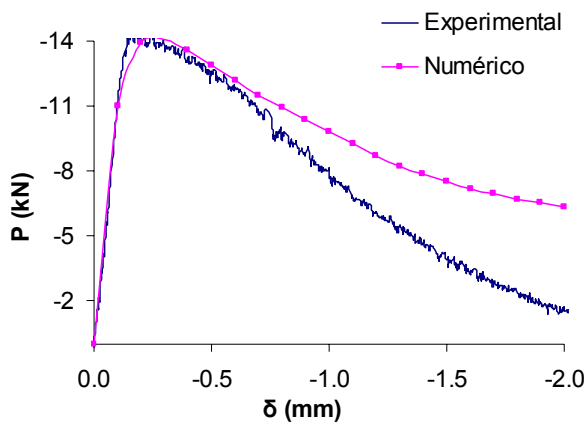
Prismas de 3 blocos



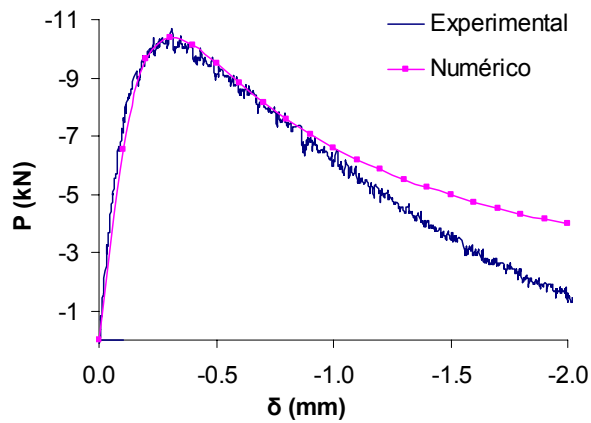
Miniparedes

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos CE6

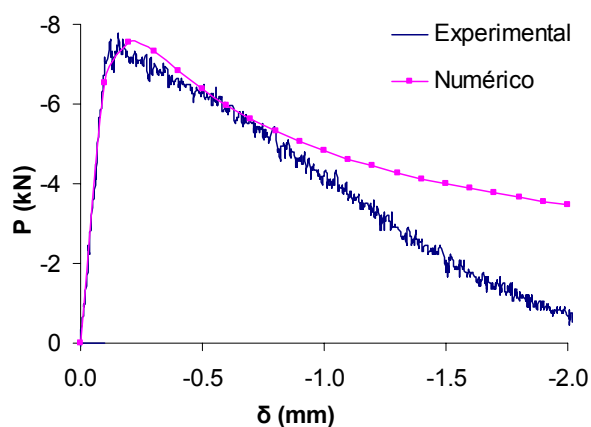
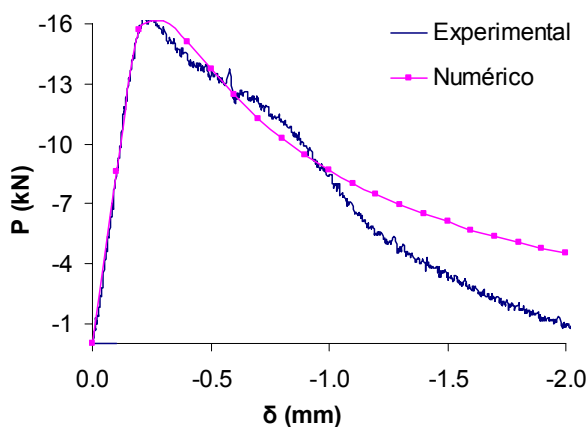
Série 3



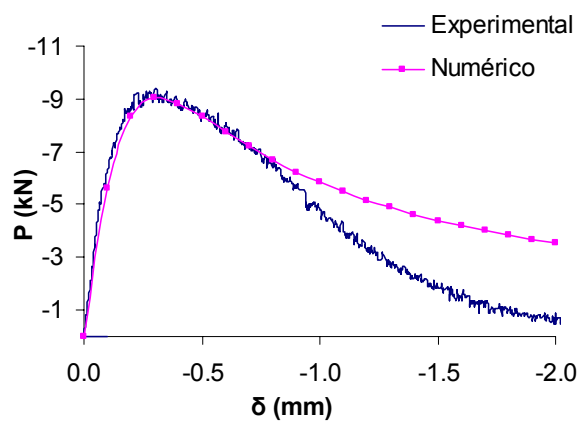
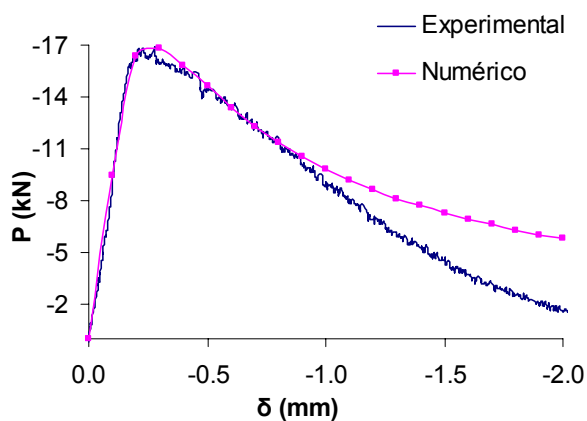
Série 4



Prismas de 2 blocos



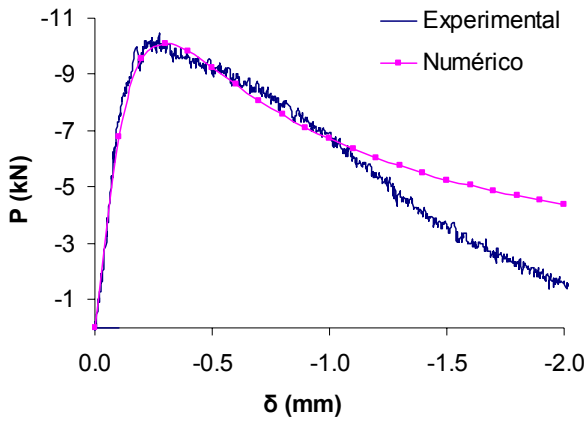
Prismas de 3 blocos



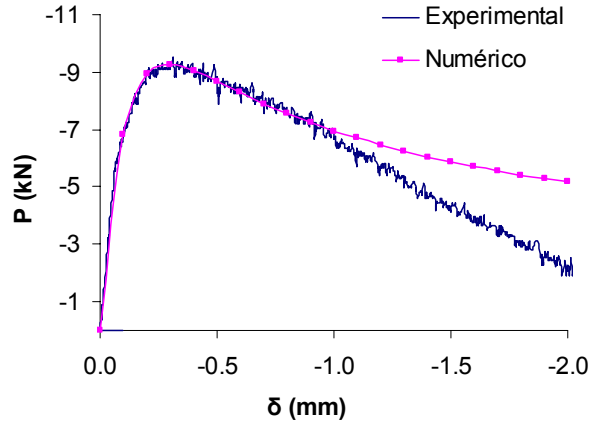
Miniparedes

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos CE6

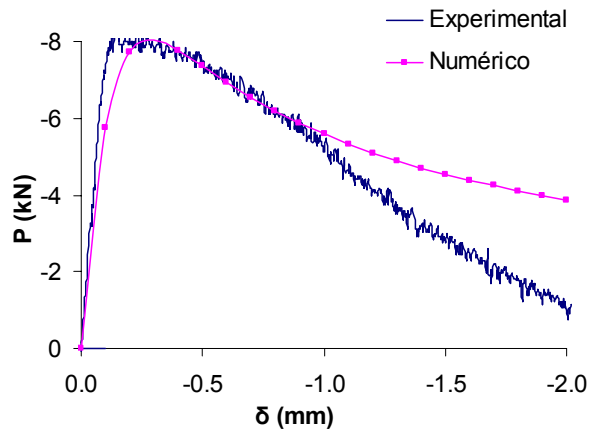
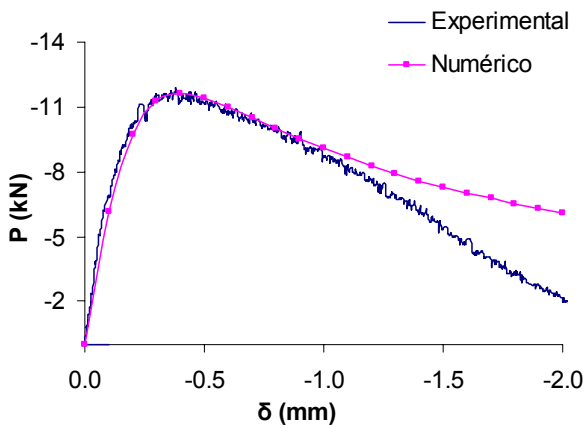
Série 5



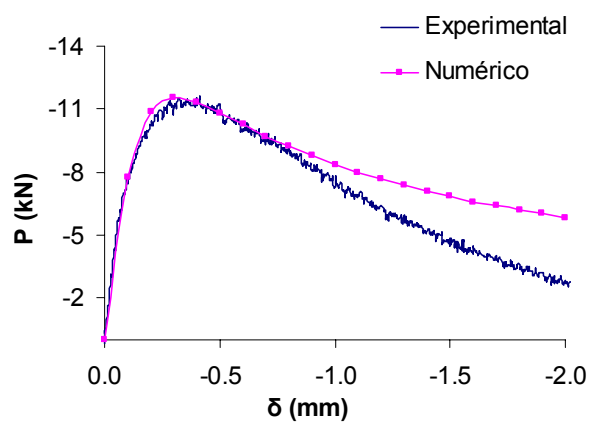
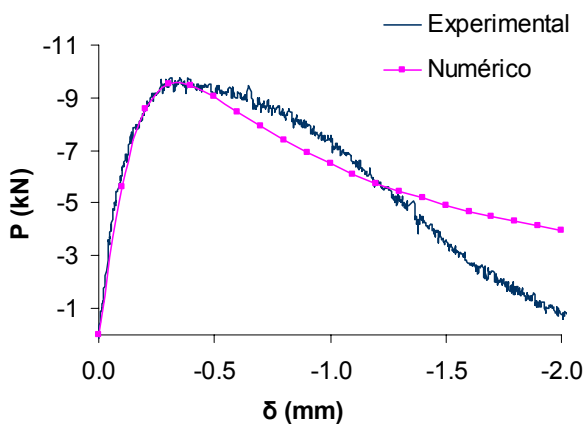
Série 6



Prismas de 2 blocos



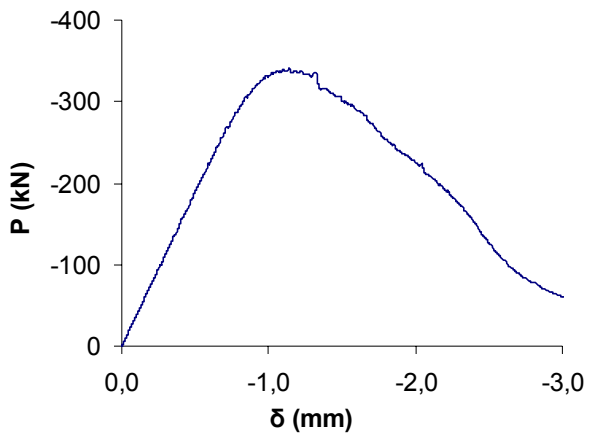
Prismas de 3 blocos



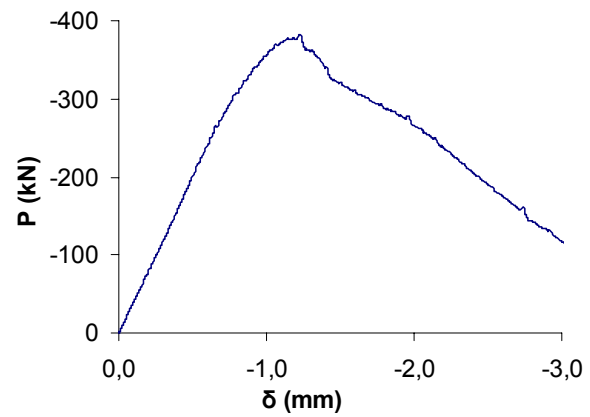
Miniparedes

Comportamento dos blocos S10 e dos CPs de argamassa associados.

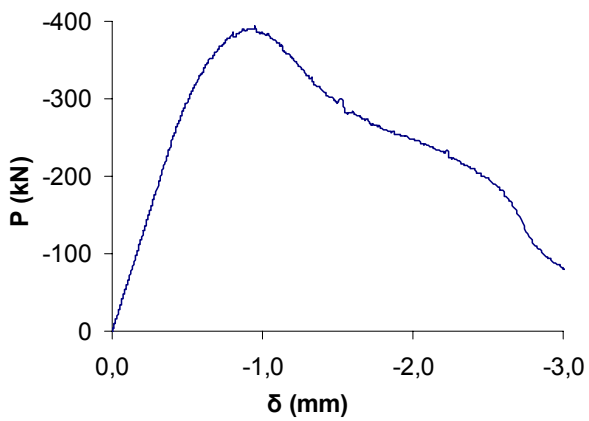
Comportamento experimental dos blocos S10



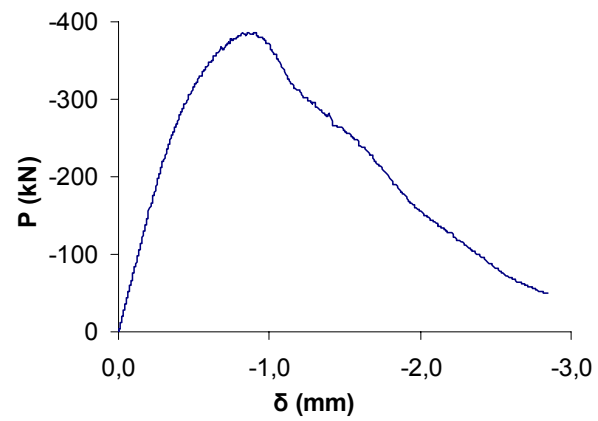
Bloco 1



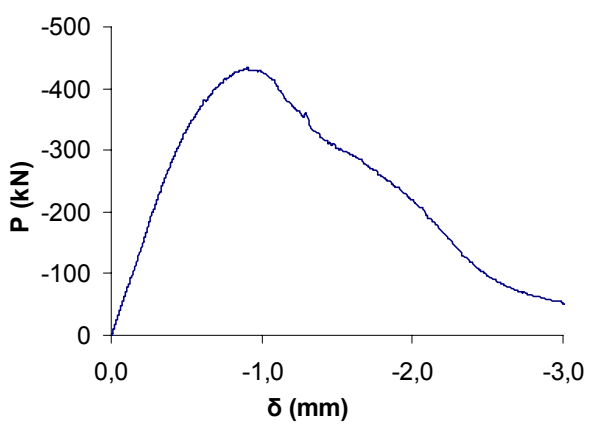
Bloco 2



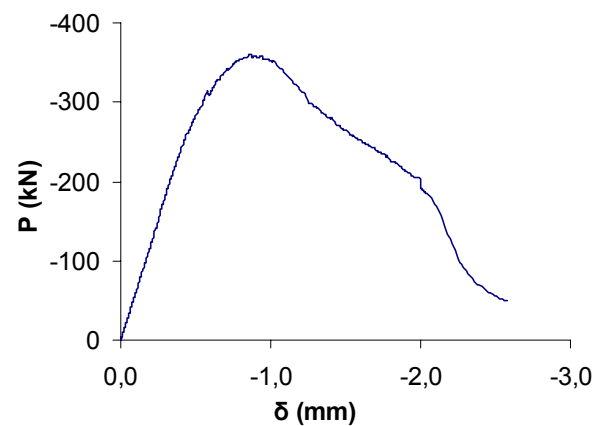
Bloco 3



Bloco 4

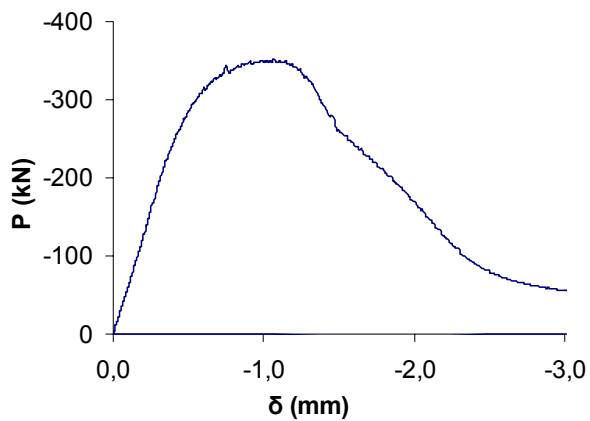


Bloco 5

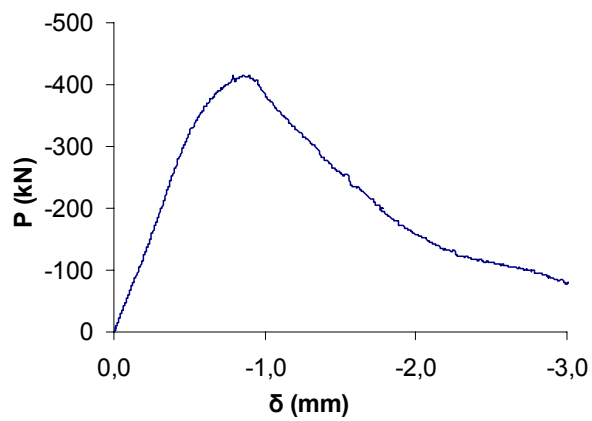


Bloco 6

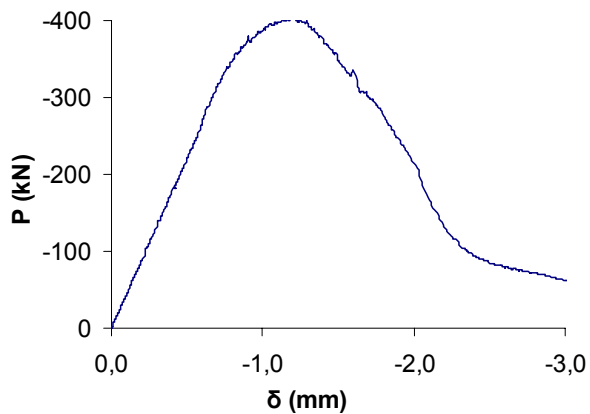
Comportamento experimental dos blocos S10



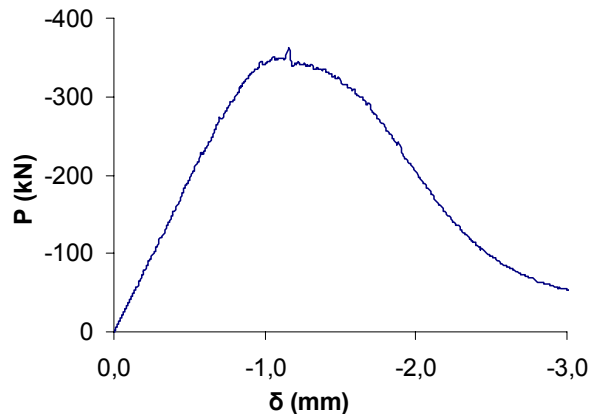
Bloco 7



Bloco 8



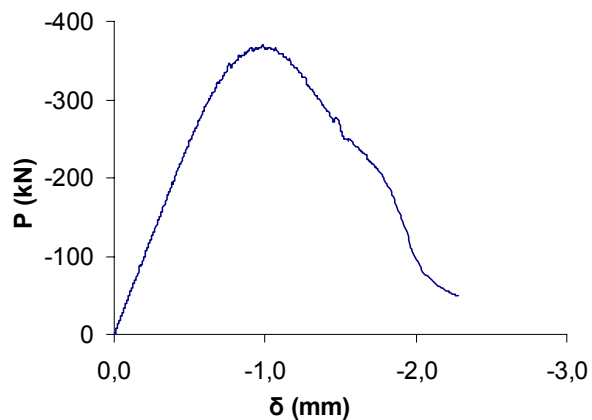
Bloco 9



Bloco 10

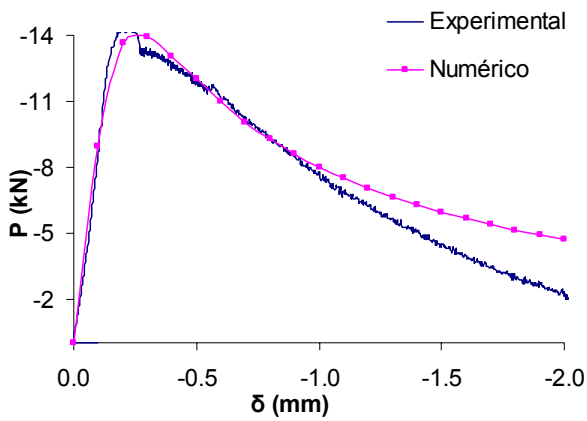
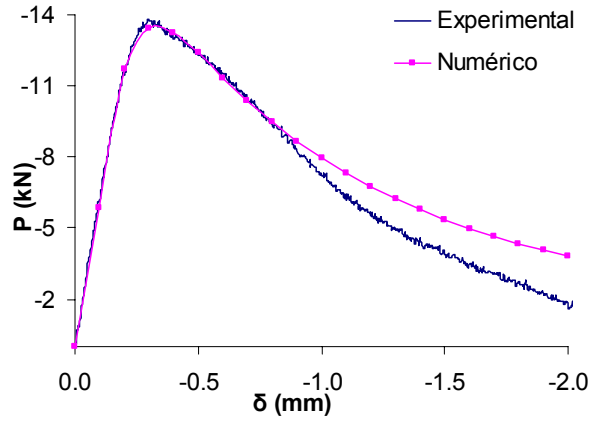
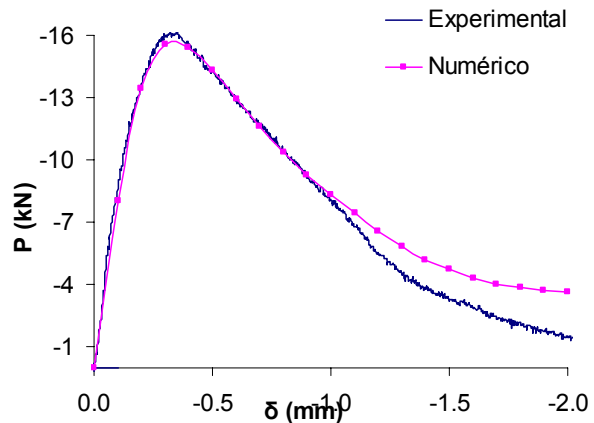
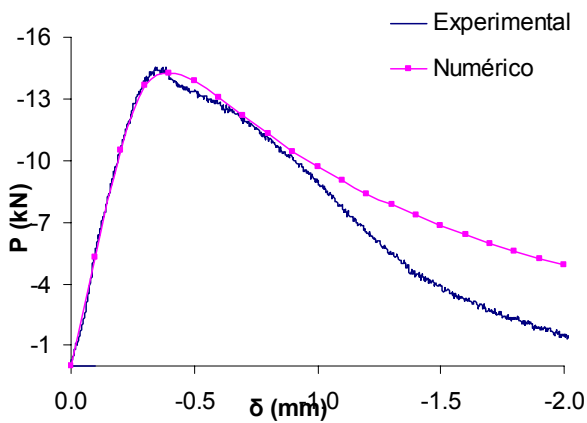
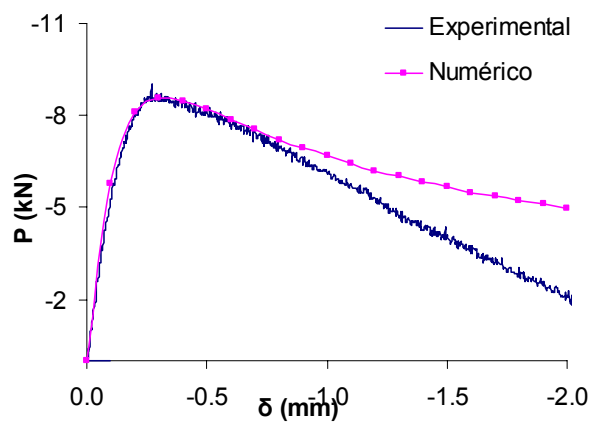
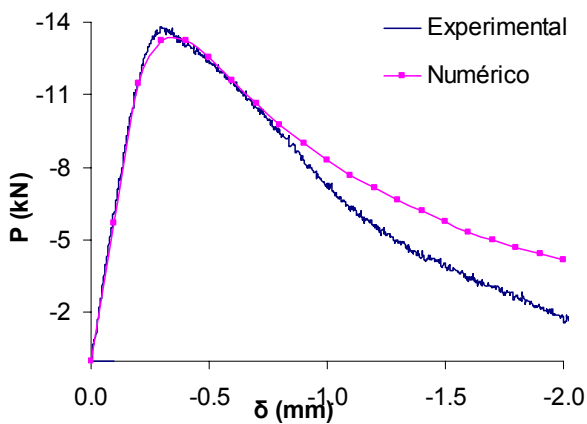
Não há.

Bloco 11



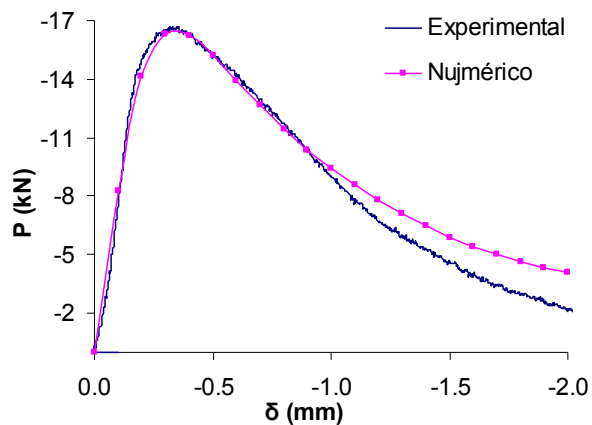
Bloco 12

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos S10

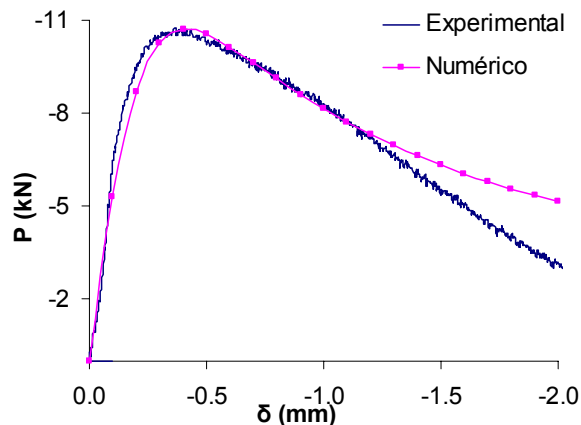
Série 1**Série 2****Prismas de 2 blocos****Prismas de 3 blocos****Miniparedes**

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos S10

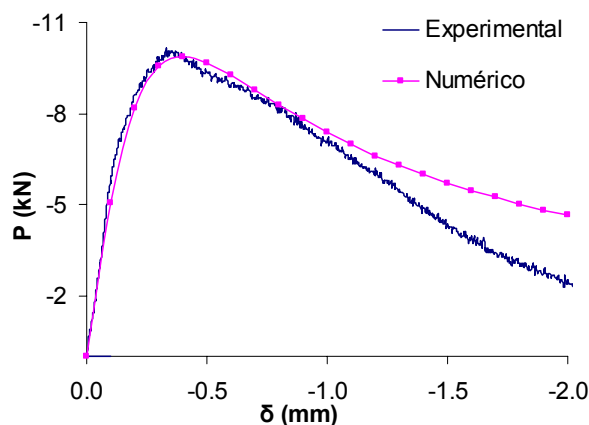
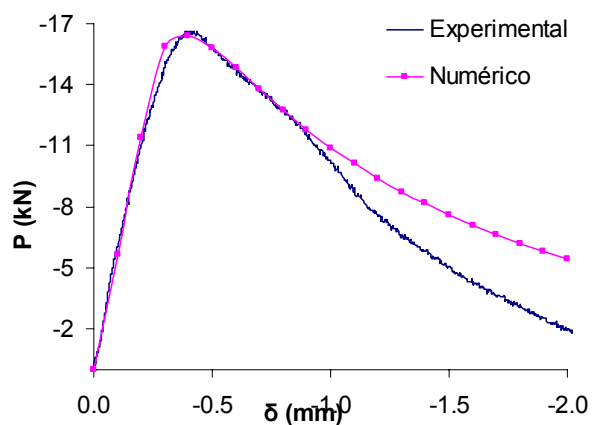
Série 3



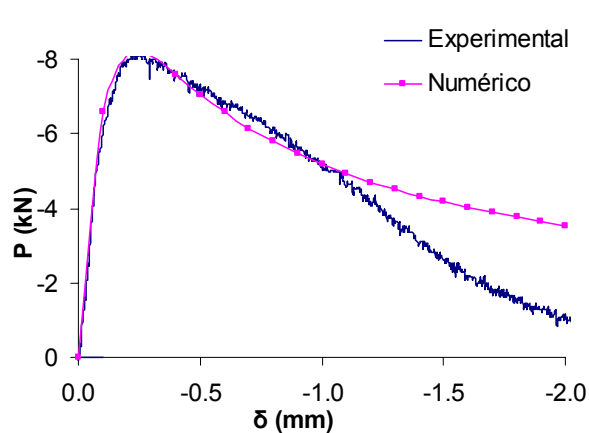
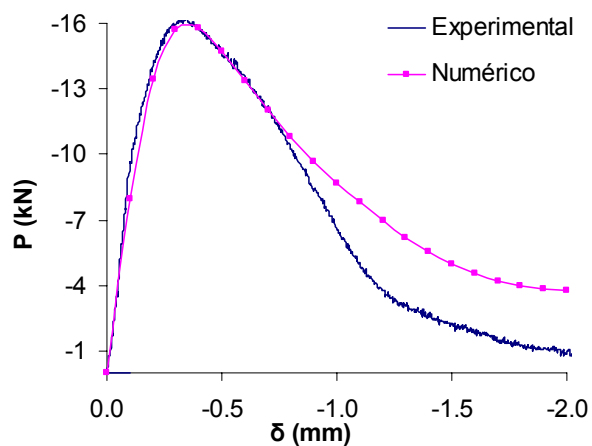
Série 4



Prismas de 2 blocos



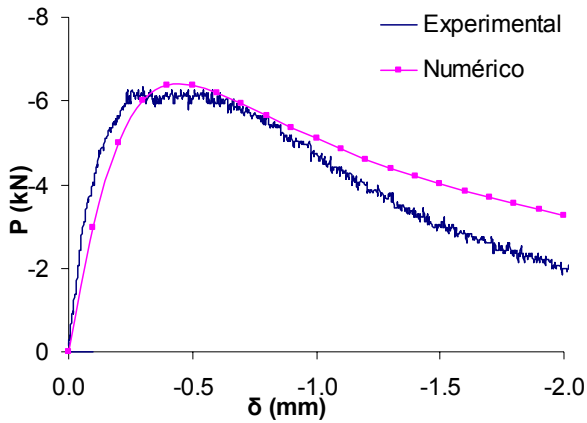
Prismas de 3 blocos



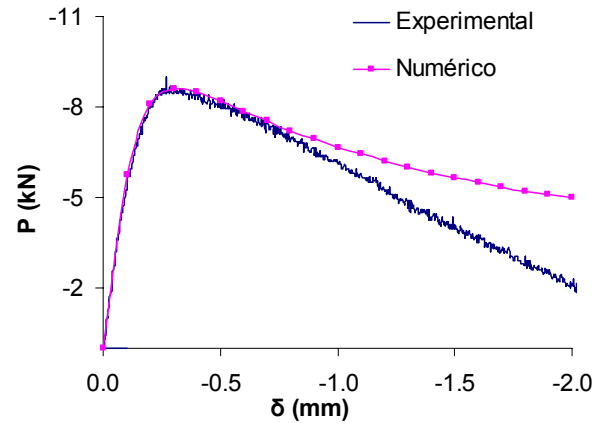
Miniparedes

Corpos-de-prova de argamassa associados aos elementos de alvenaria executados com blocos S10

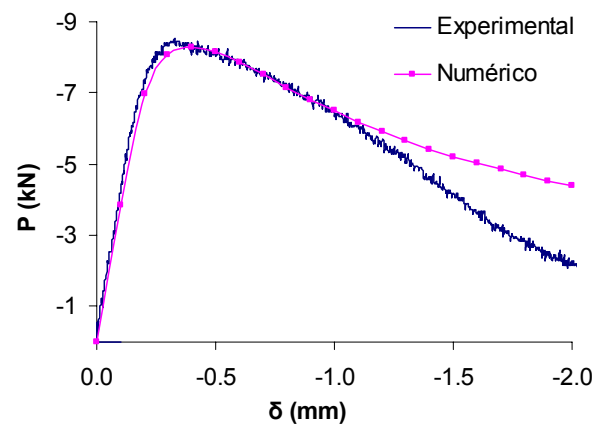
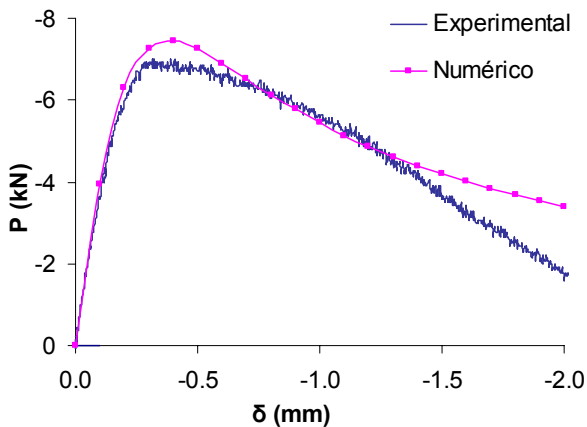
Série 5



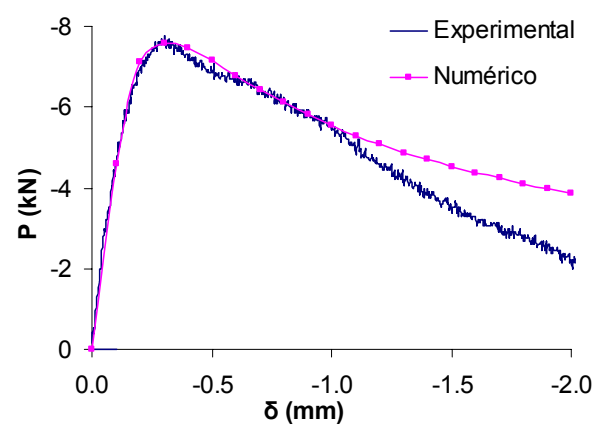
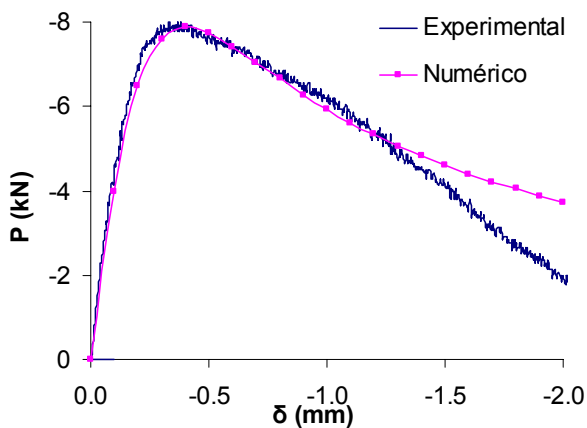
Série 6



Prismas de 2 blocos



Prismas de 3 blocos



Miniparedes

Anexo B

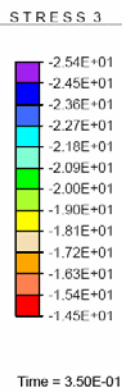
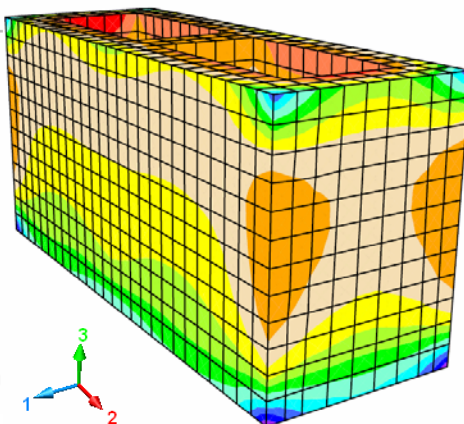
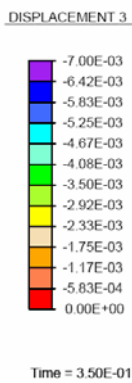
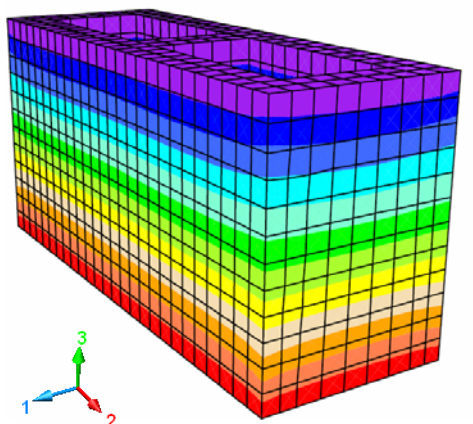
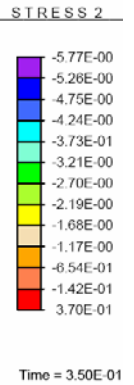
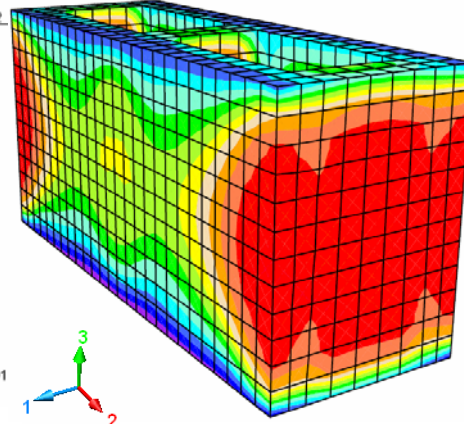
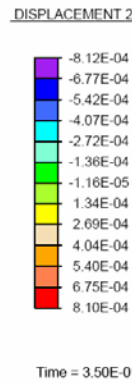
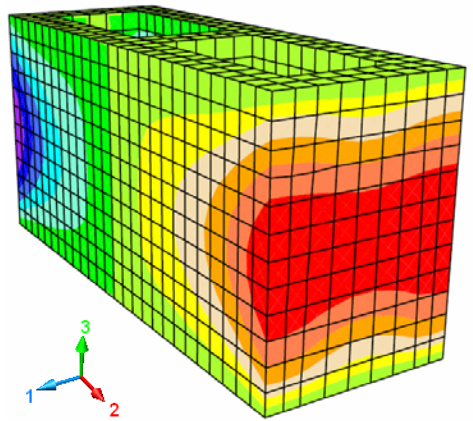
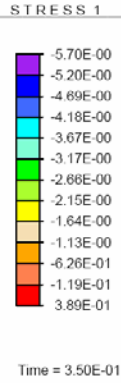
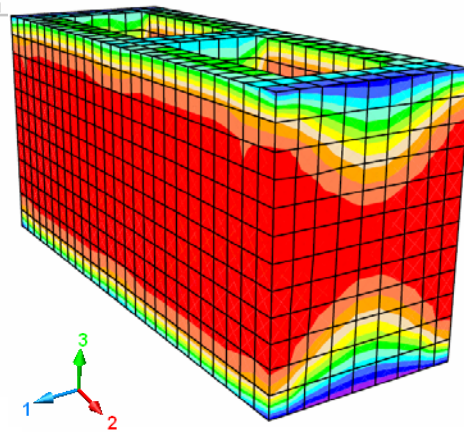
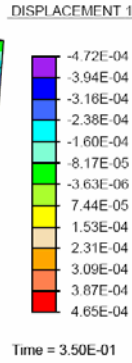
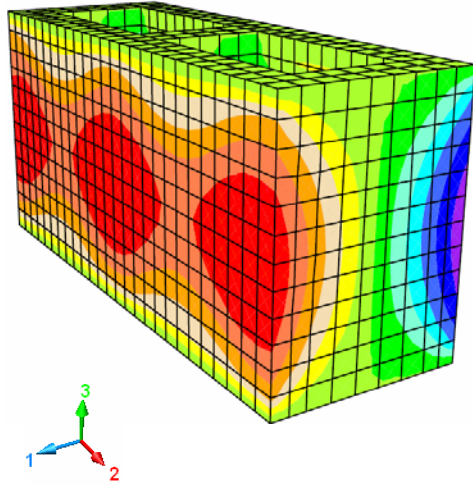
Apresentam-se visualizações gráficas dos níveis de tensão e deslocamento numéricos de componentes e elementos na força de pico. São mostrados os resultados para um único CP, para os blocos representativos e para um exemplar de cada elemento. Nos demais exemplares em que esses níveis não são mostrados verificam-se resultados semelhantes. Em seguida, mostra-se o cenário pós-ruptura (experimental) do componente ou do elemento em análise.

***Elementos de alvenaria executados
com blocos de concreto C4,5.***

Bloco representativo C4,5

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



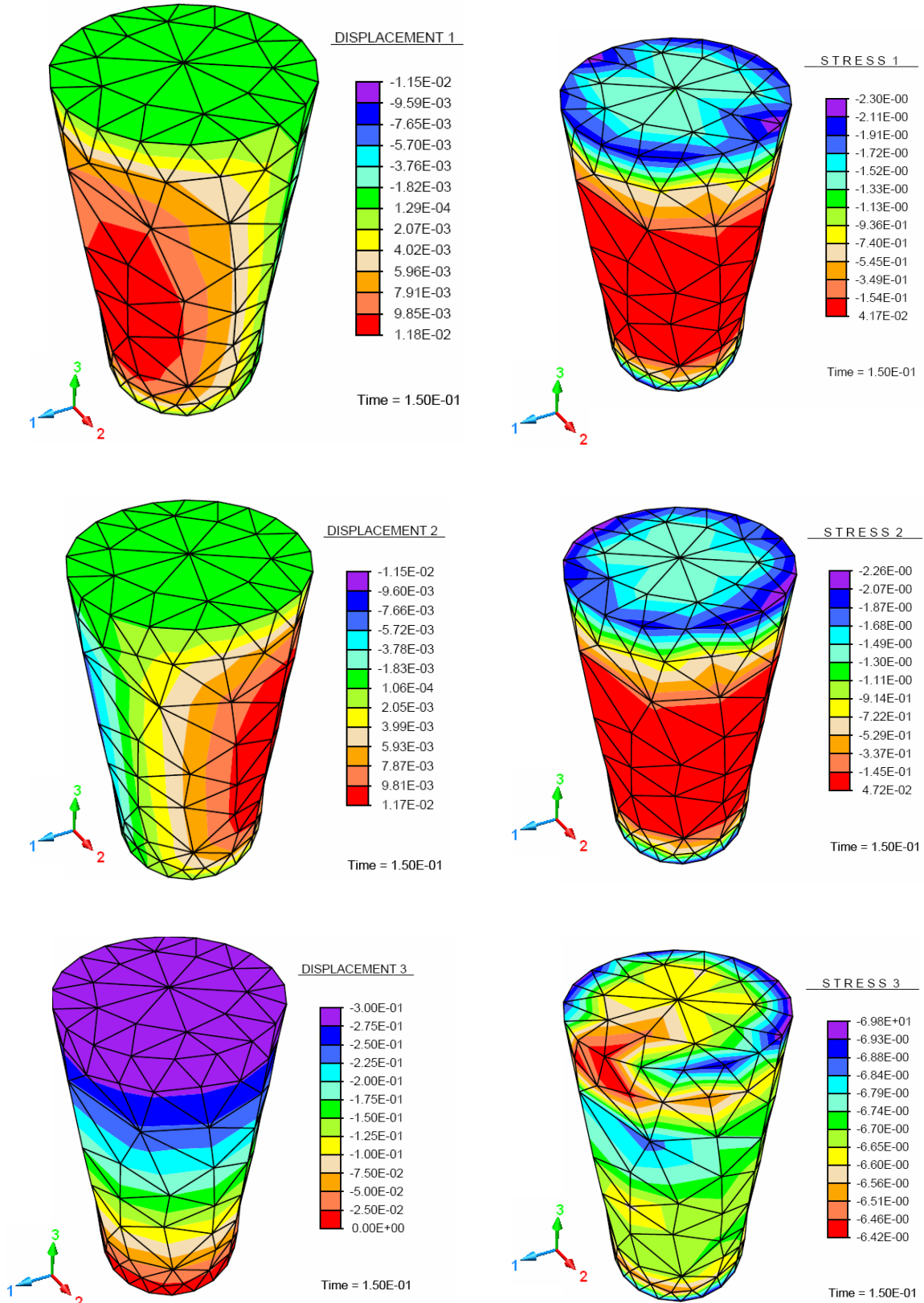
Cenário pós-ruptura do bloco 1 - C4,5



CP de argamassa associado ao prisma de 2 blocos C4,5 – Serie 3

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



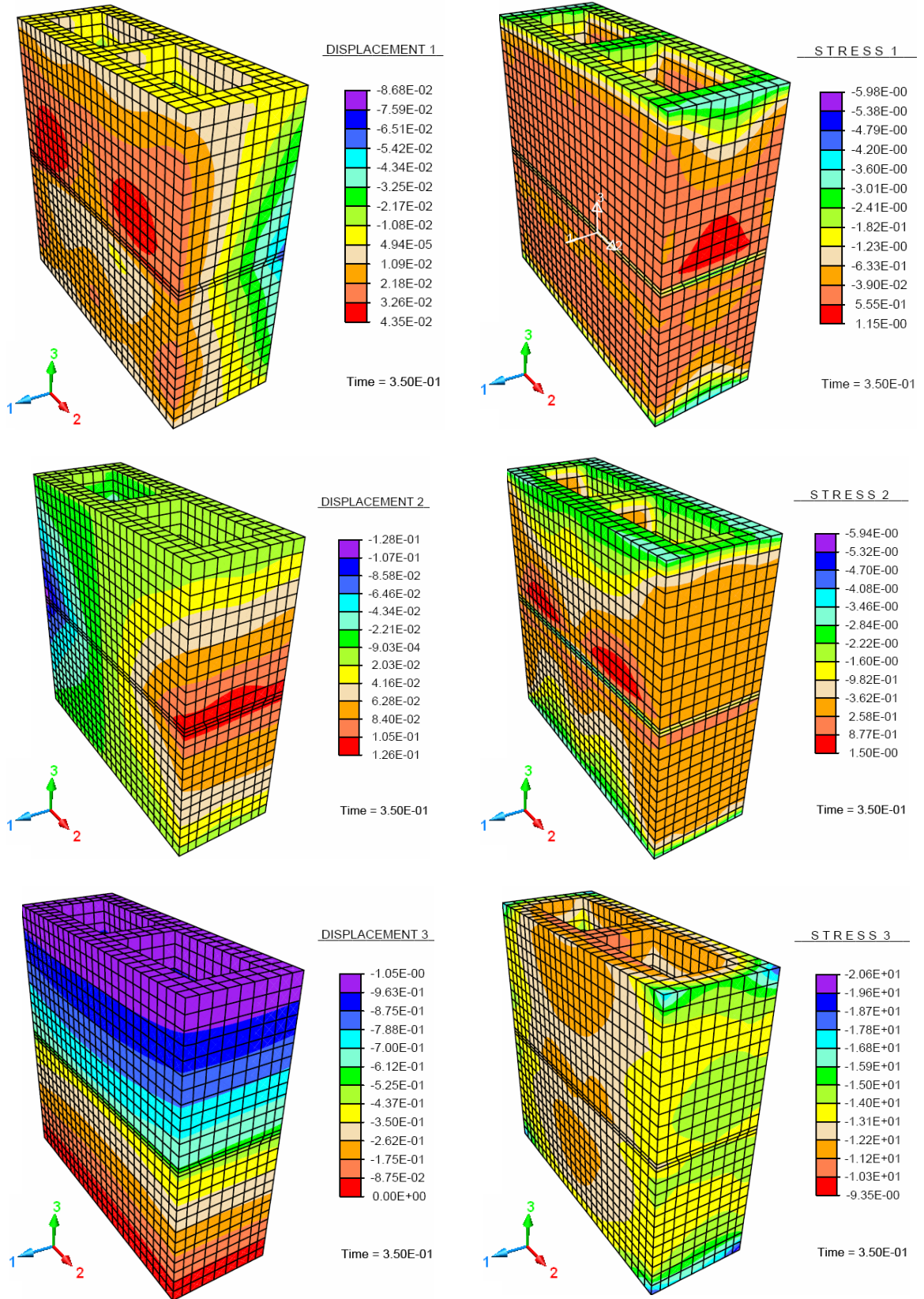
Cenário pós-ruptura do CP de argamassa associado ao prisma de 2 blocos C4,5 - Série 3



Prisma de 2 blocos C4,5 - Série 3

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



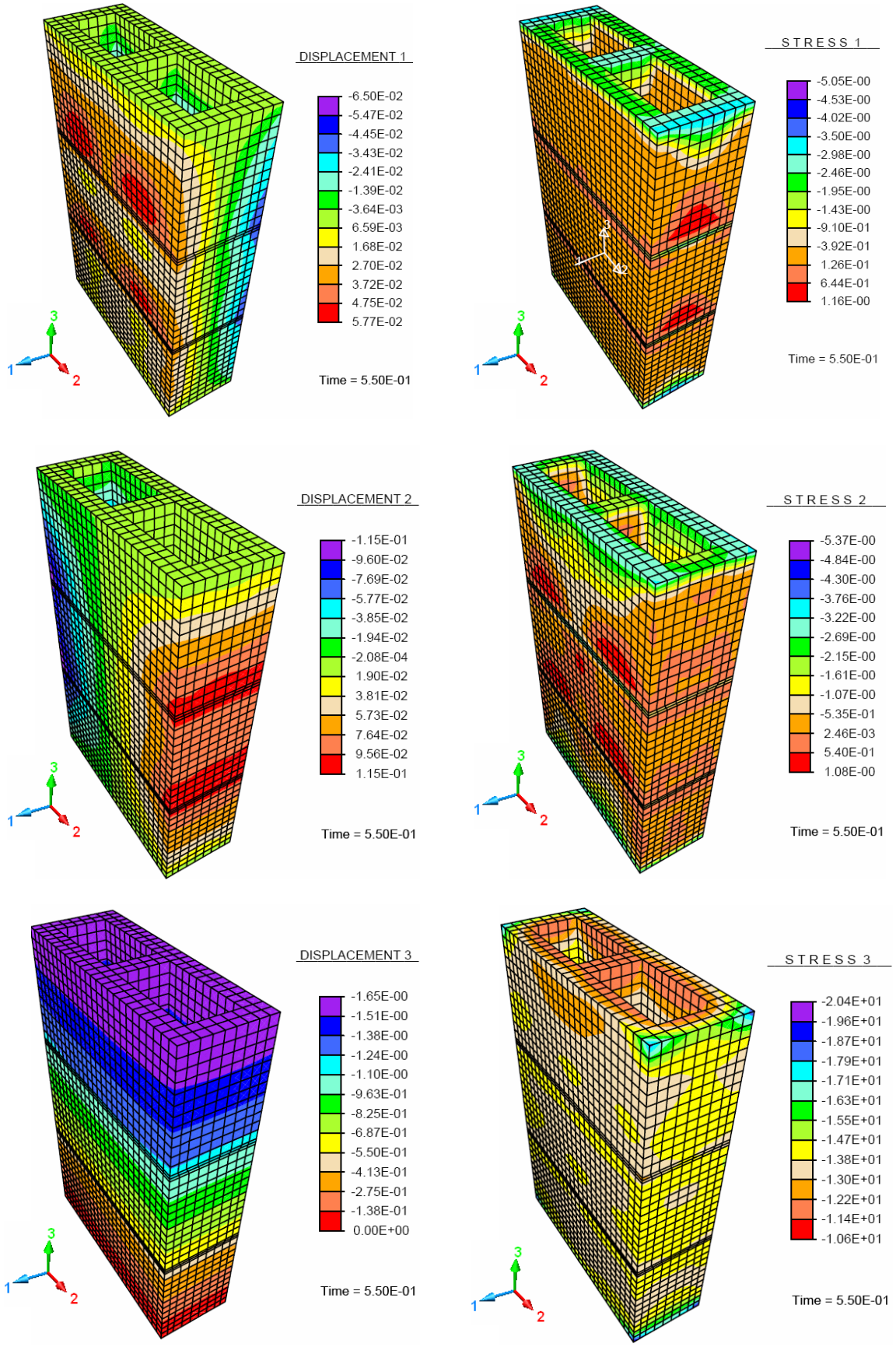
Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos C4,5 - Série 3



Prisma de 3 blocos C4,5 - Série 3

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



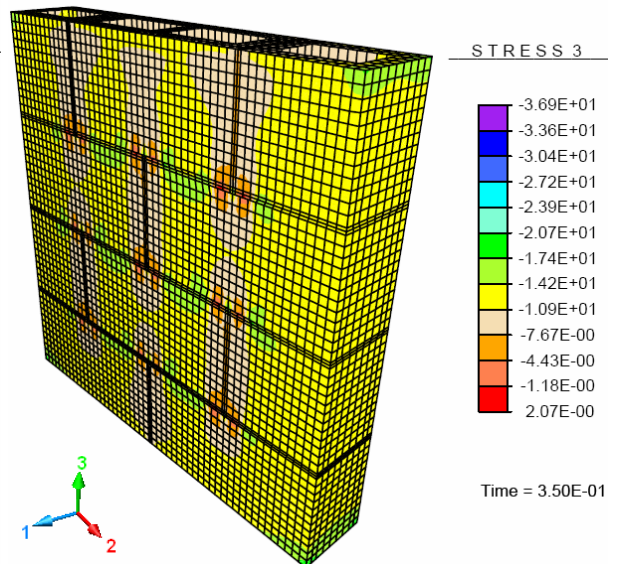
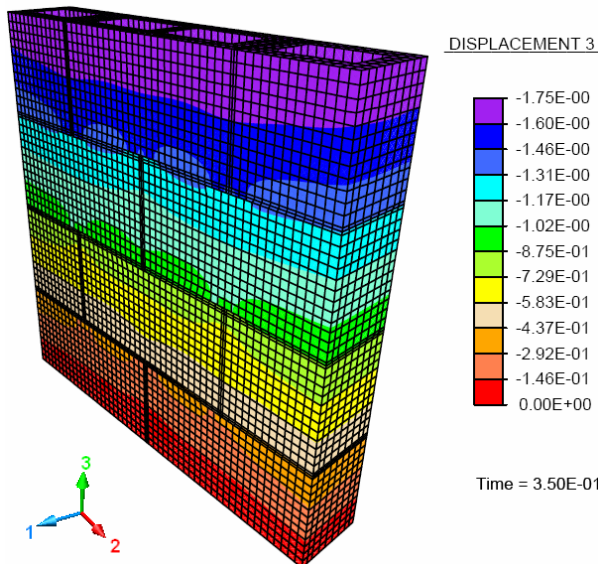
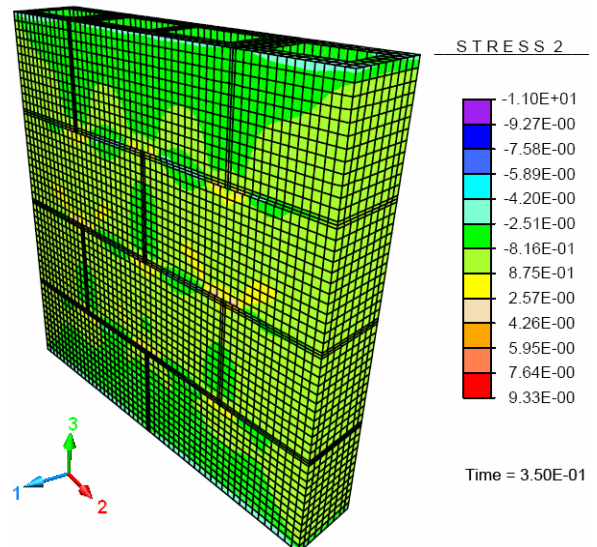
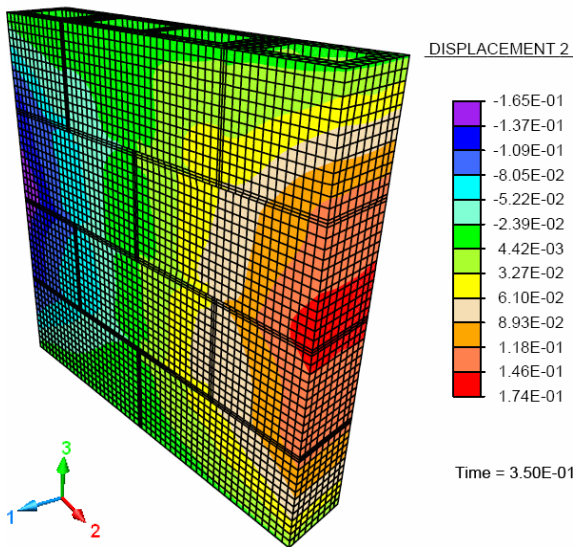
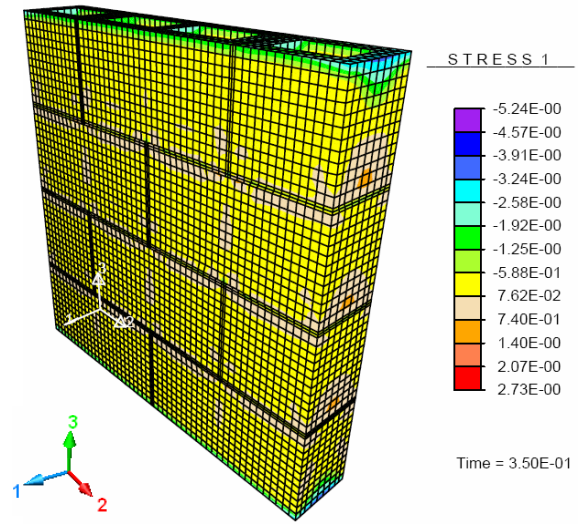
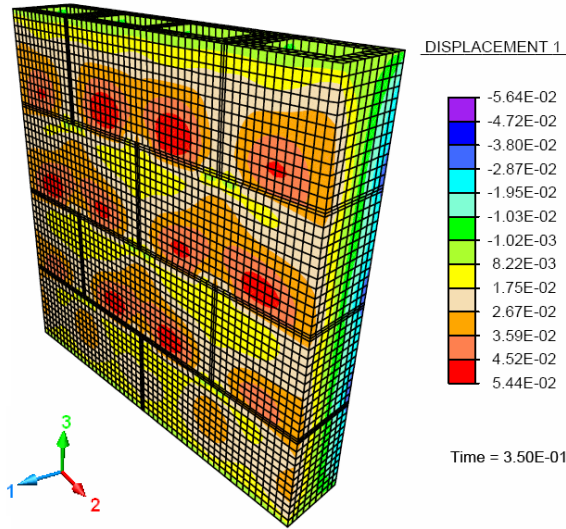
Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos C4,5 - Série 3



Miniparede C4,5 - Série 3

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



Cenário pós-ruptura da miniparede C4,5 - Série 3

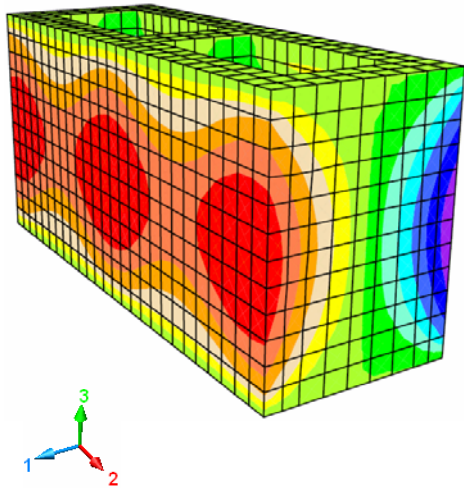


***Elementos de alvenaria executados
com blocos de concreto C8.***

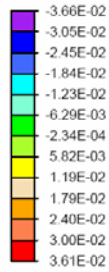
Bloco representativo C8

DESLOCAMENTO (mm)

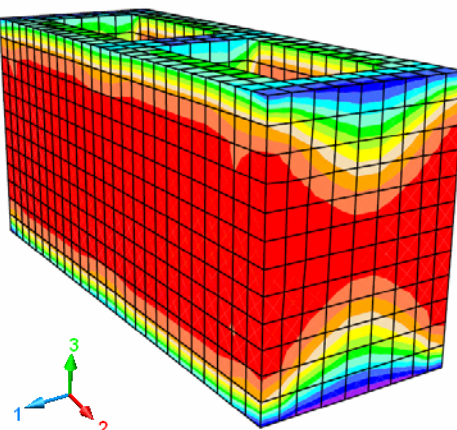
TENSÃO (N/mm²)



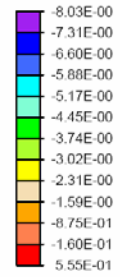
DISPLACEMENT 1



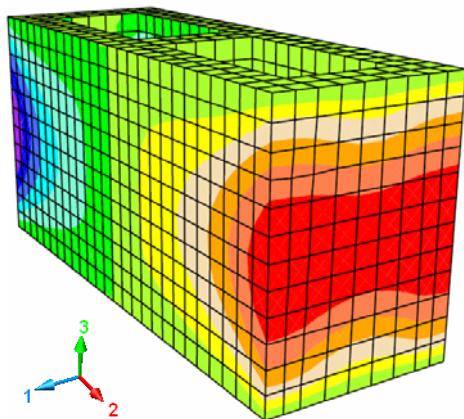
Time = 2.50E-01



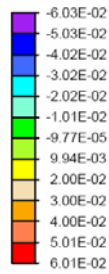
STRESS 1



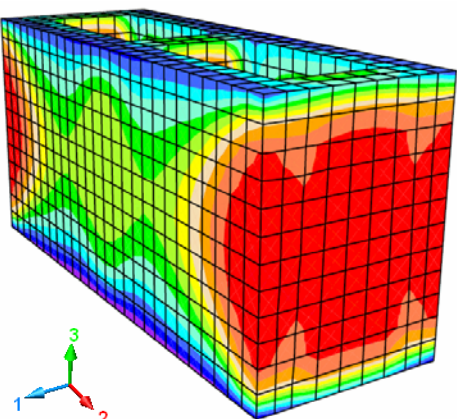
Time = 2.50E-01



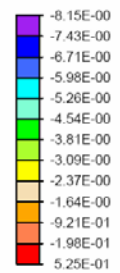
DISPLACEMENT 2



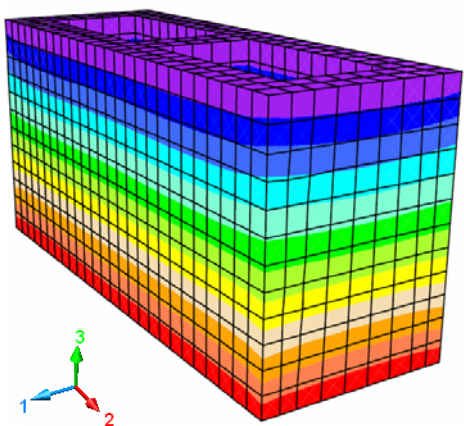
Time = 2.50E-01



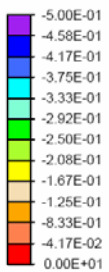
STRESS 2



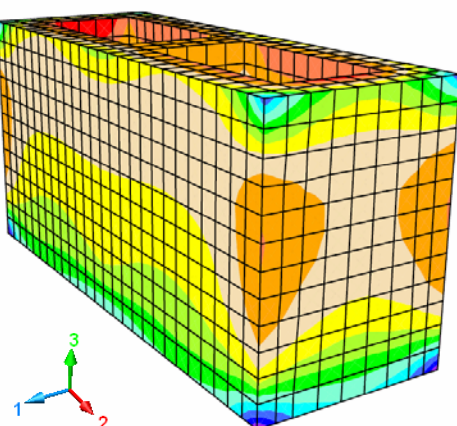
Time = 2.50E-01



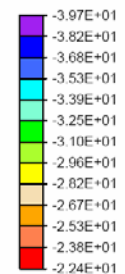
DISPLACEMENT 3



Time = 2.50E-01



STRESS 3



Time = 2.50E-01

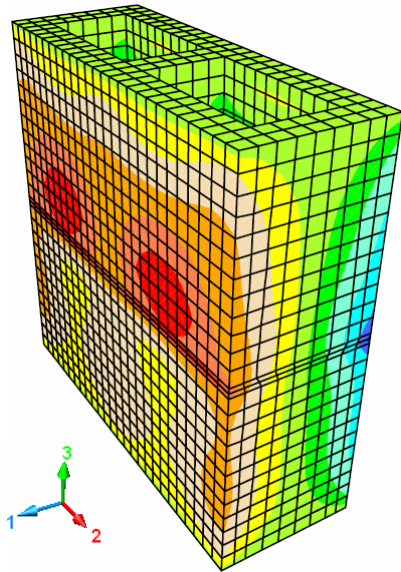
Cenário pós-ruptura do bloco 7 – C8



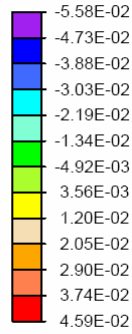
Prisma de 2 blocos C8 - Série 2

DESLOCAMENTO (mm)

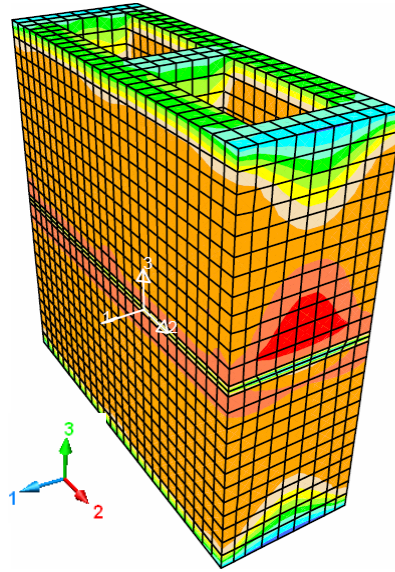
TENSÃO (N/mm²)



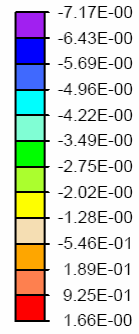
DISPLACEMENT 1



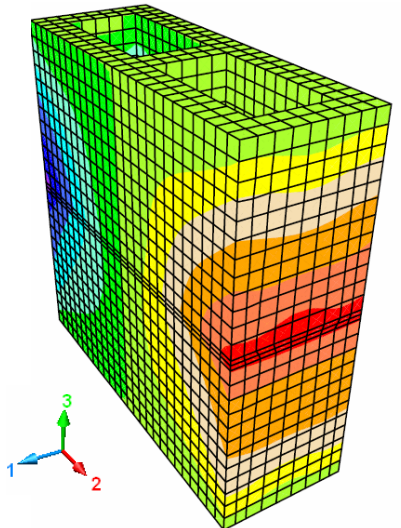
Time = 2.00E-01



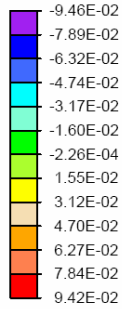
STRESS 1



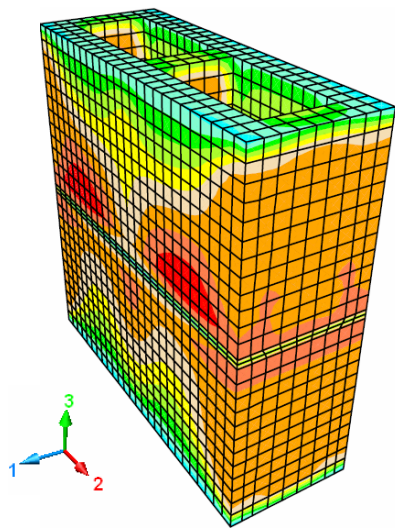
Time = 2.00E-01



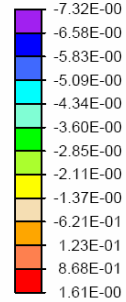
DISPLACEMENT 2



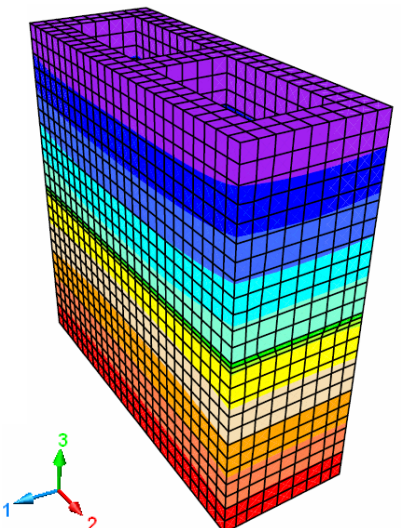
Time = 2.00E-01



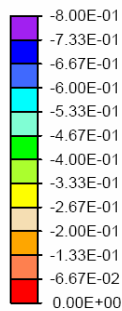
STRESS 2



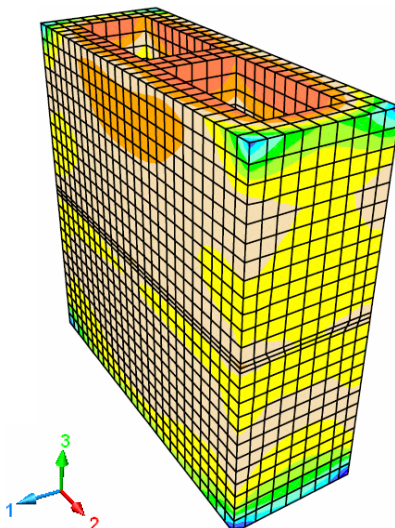
Time = 2.00E-01



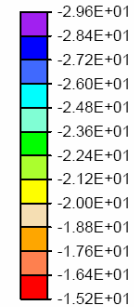
DISPLACEMENT 3



Time = 2.00E-01



STRESS 3



Time = 2.00E-01

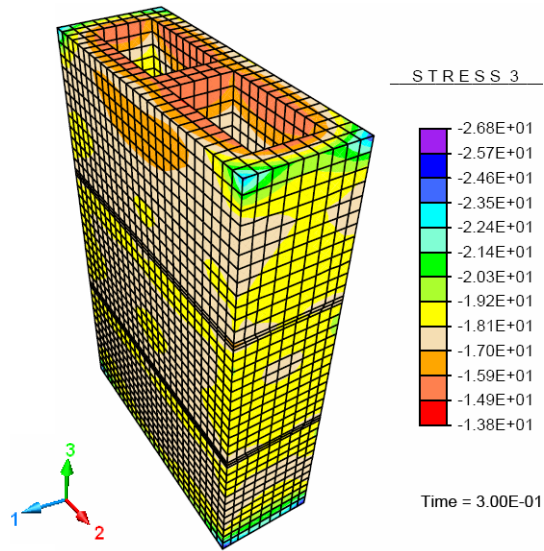
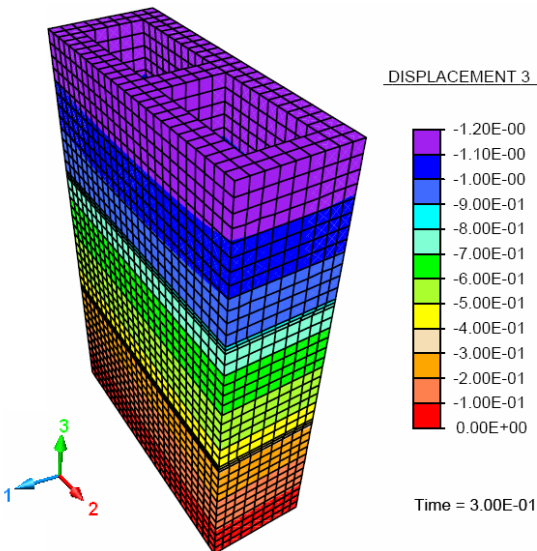
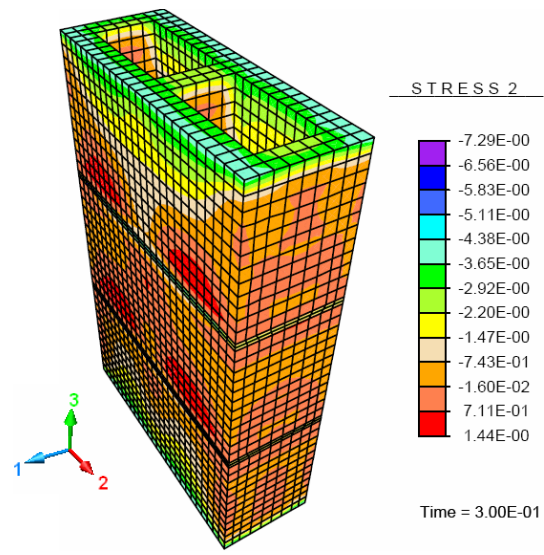
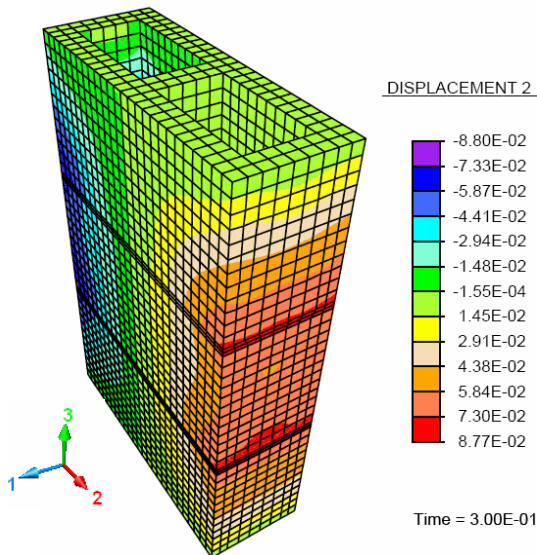
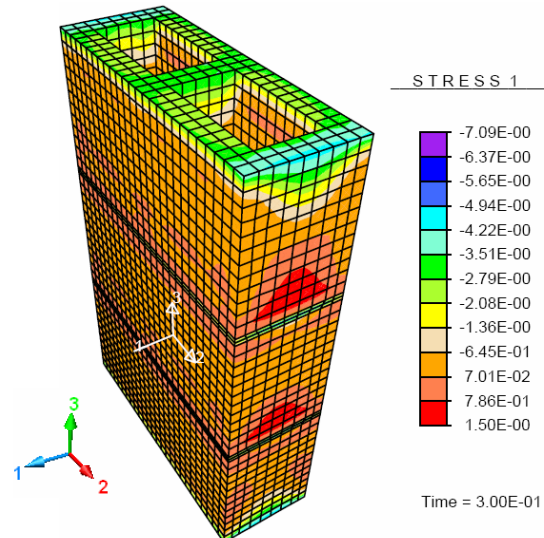
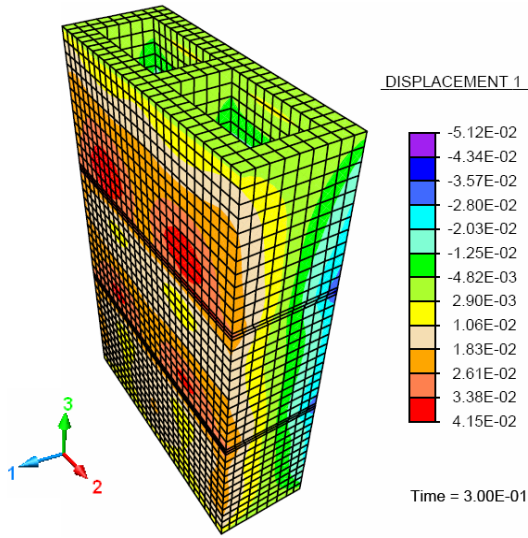
Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos C8 - Série 2



Prisma de 3 blocos C8 - Série 2

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



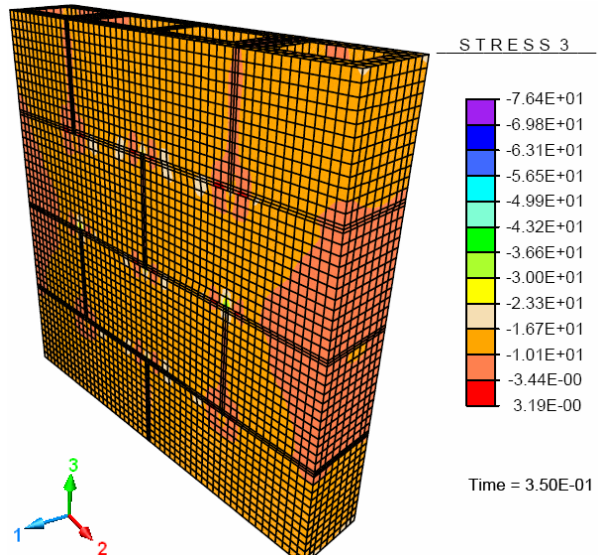
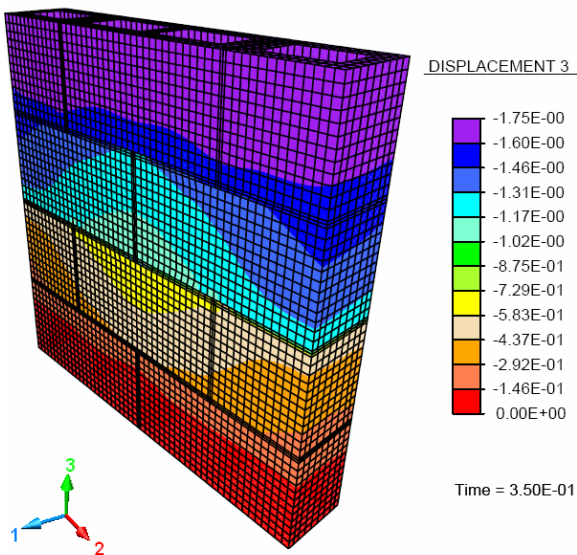
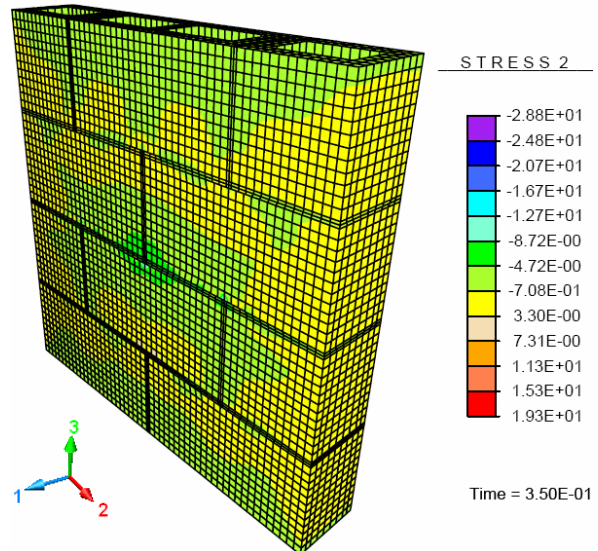
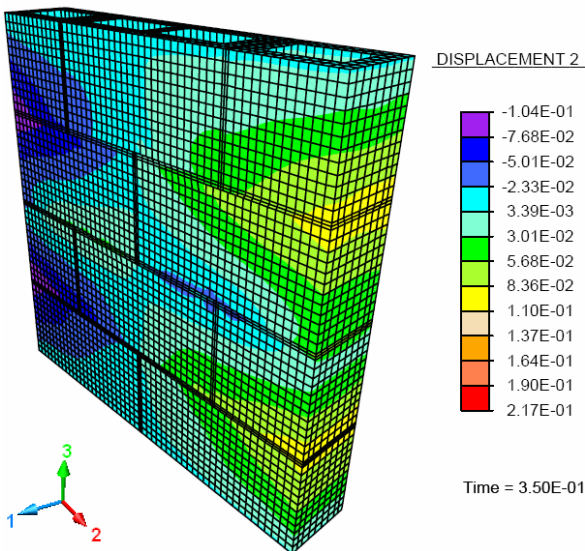
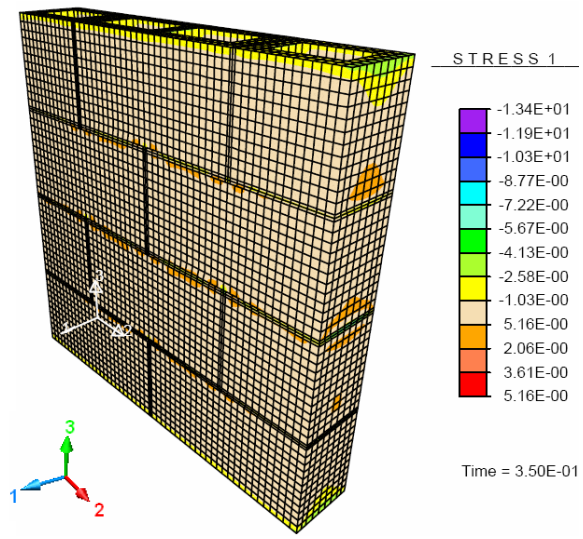
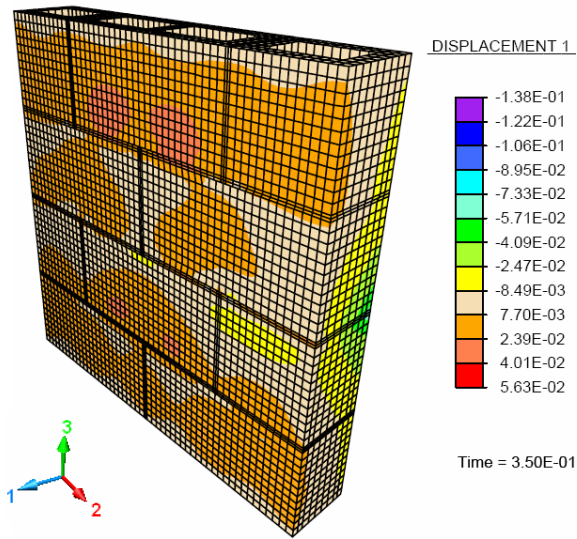
Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos C8 - Série 2



Miniparede executada com blocos C8 - Série 2

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



Cenário pós-ruptura da miniparede executada com blocos C8 - Série 2

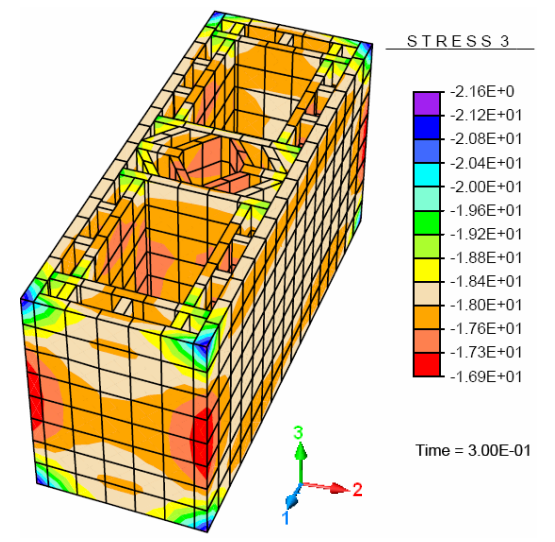
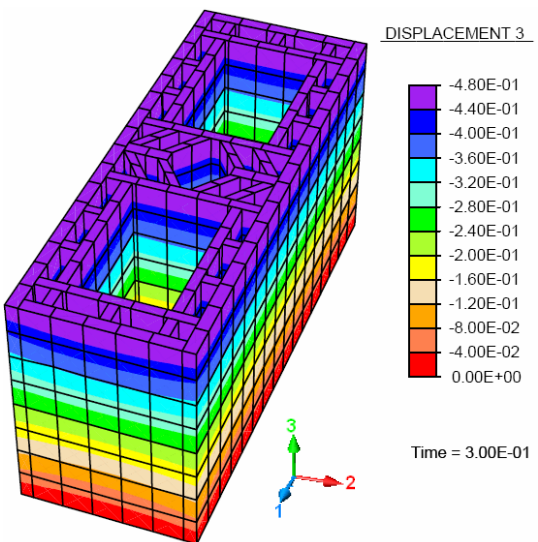
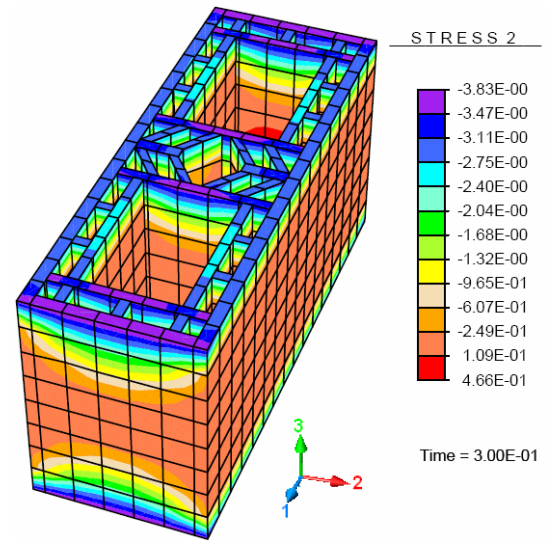
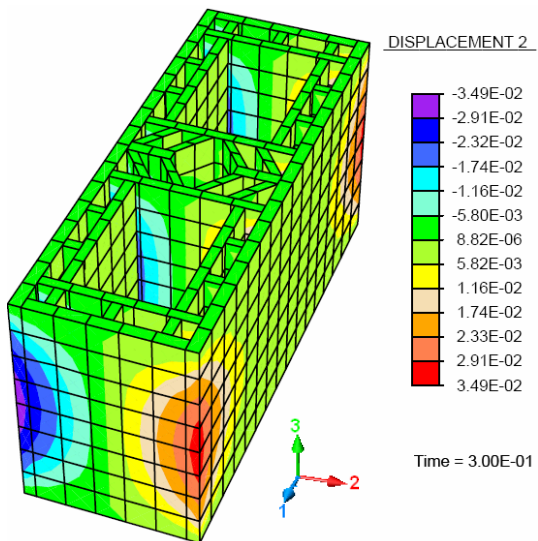
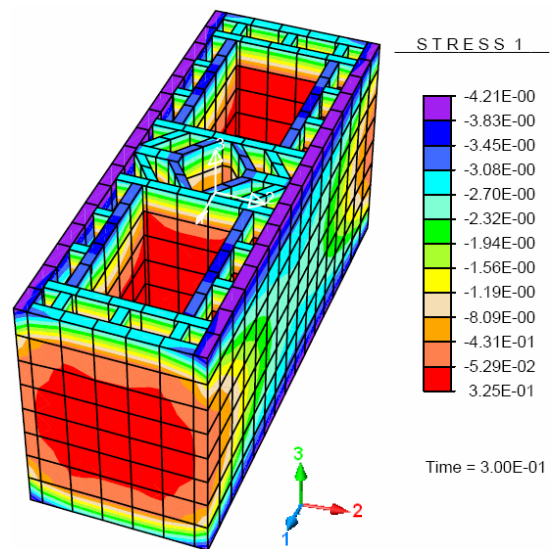
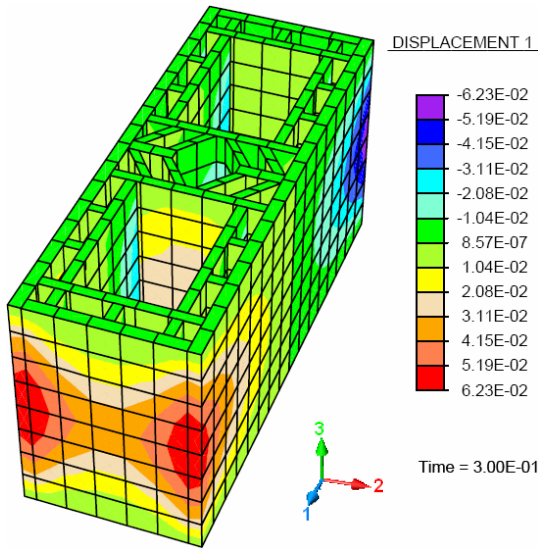


***Elementos de alvenaria executados
com blocos cerâmicos CE6.***

Bloco representativo CE6

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



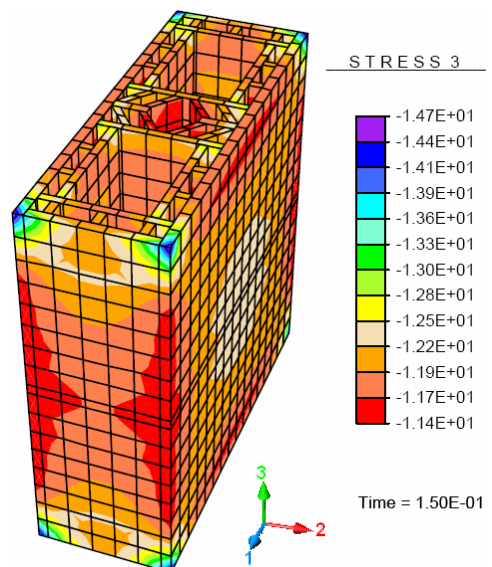
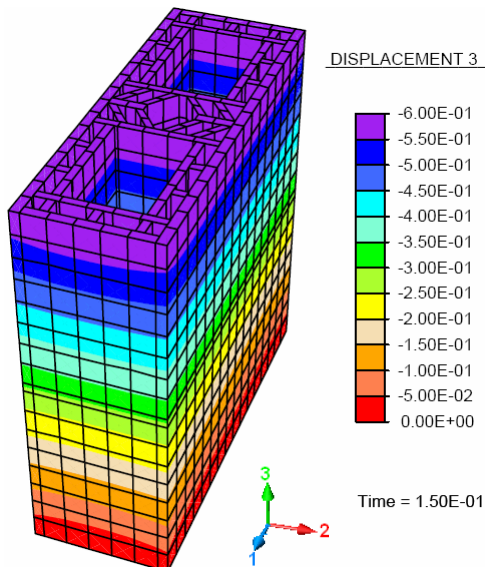
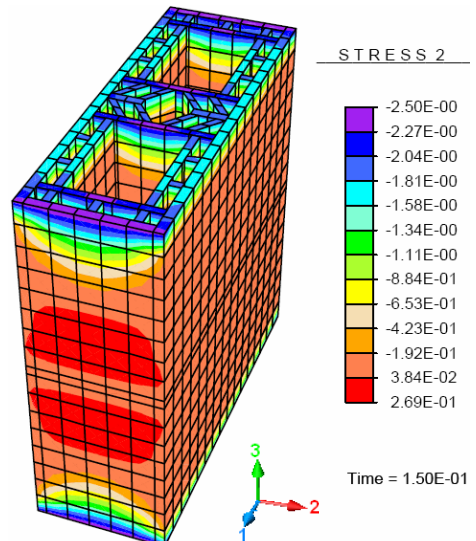
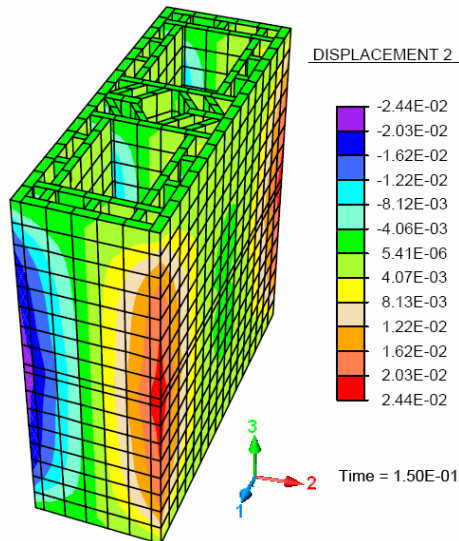
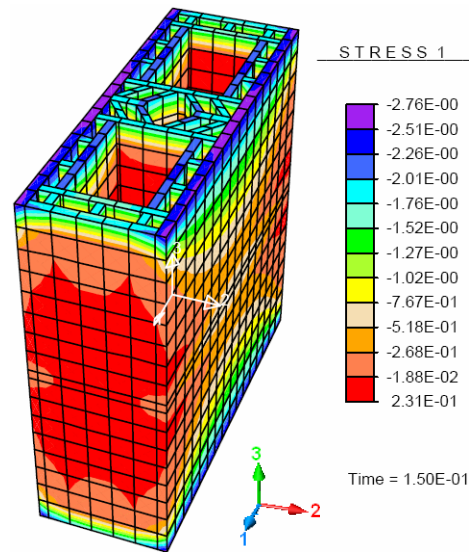
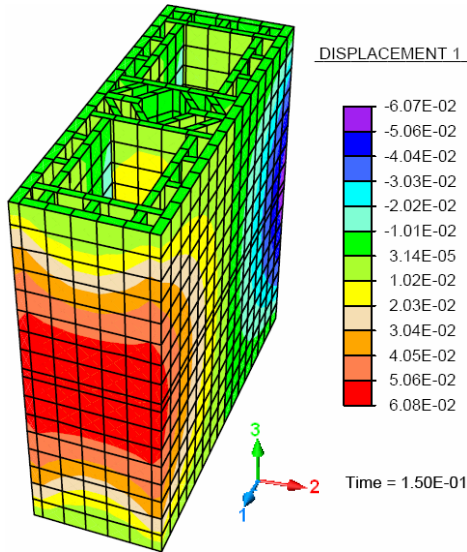
Cenário pós-ruptura do bloco 7 – CE6



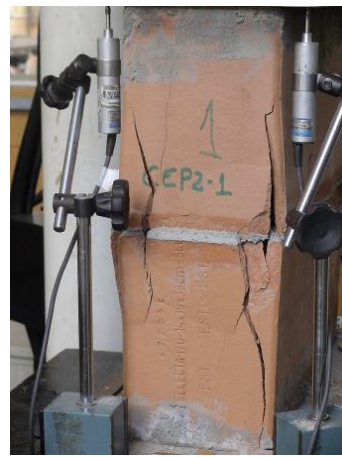
Prisma de 2 blocos CE6 - Série 1

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



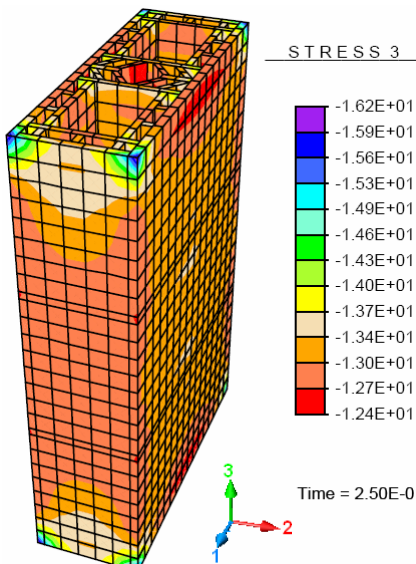
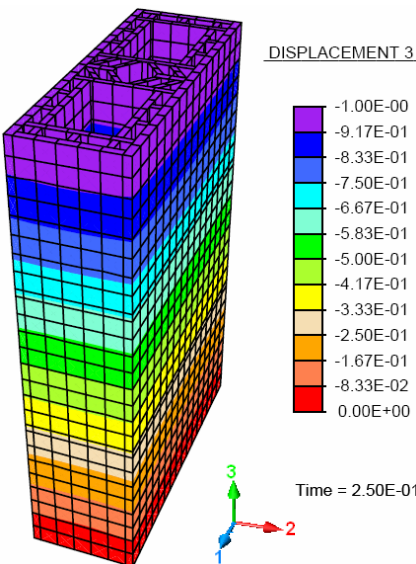
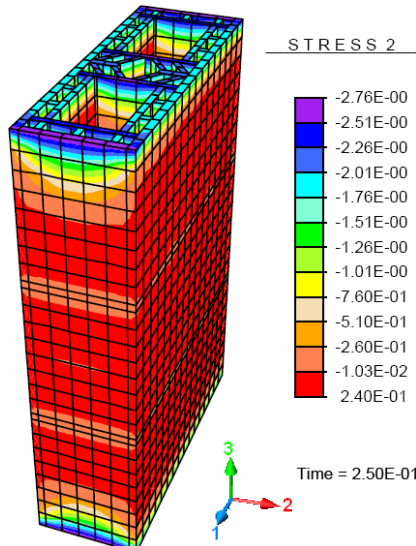
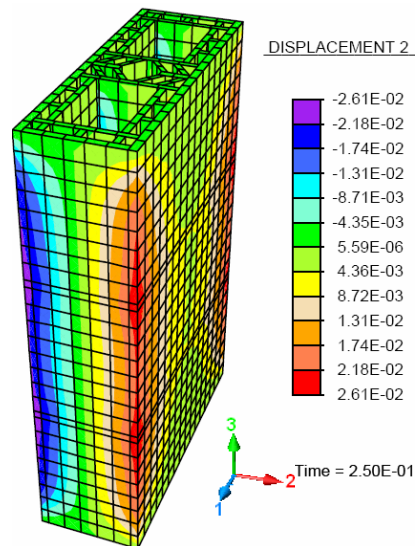
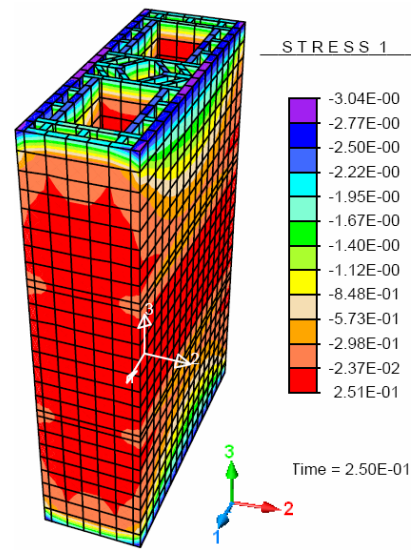
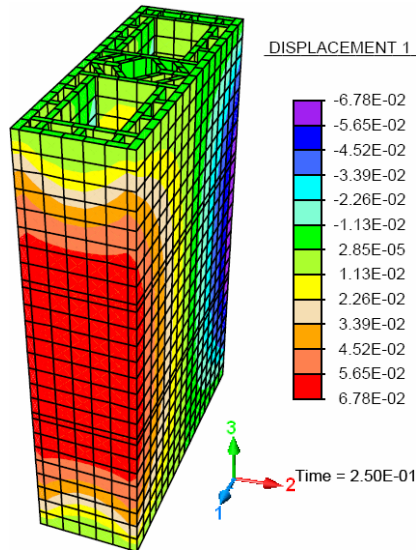
Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos CE6 - Série 1



Prisma de 3 blocos CE6 - Série 1

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



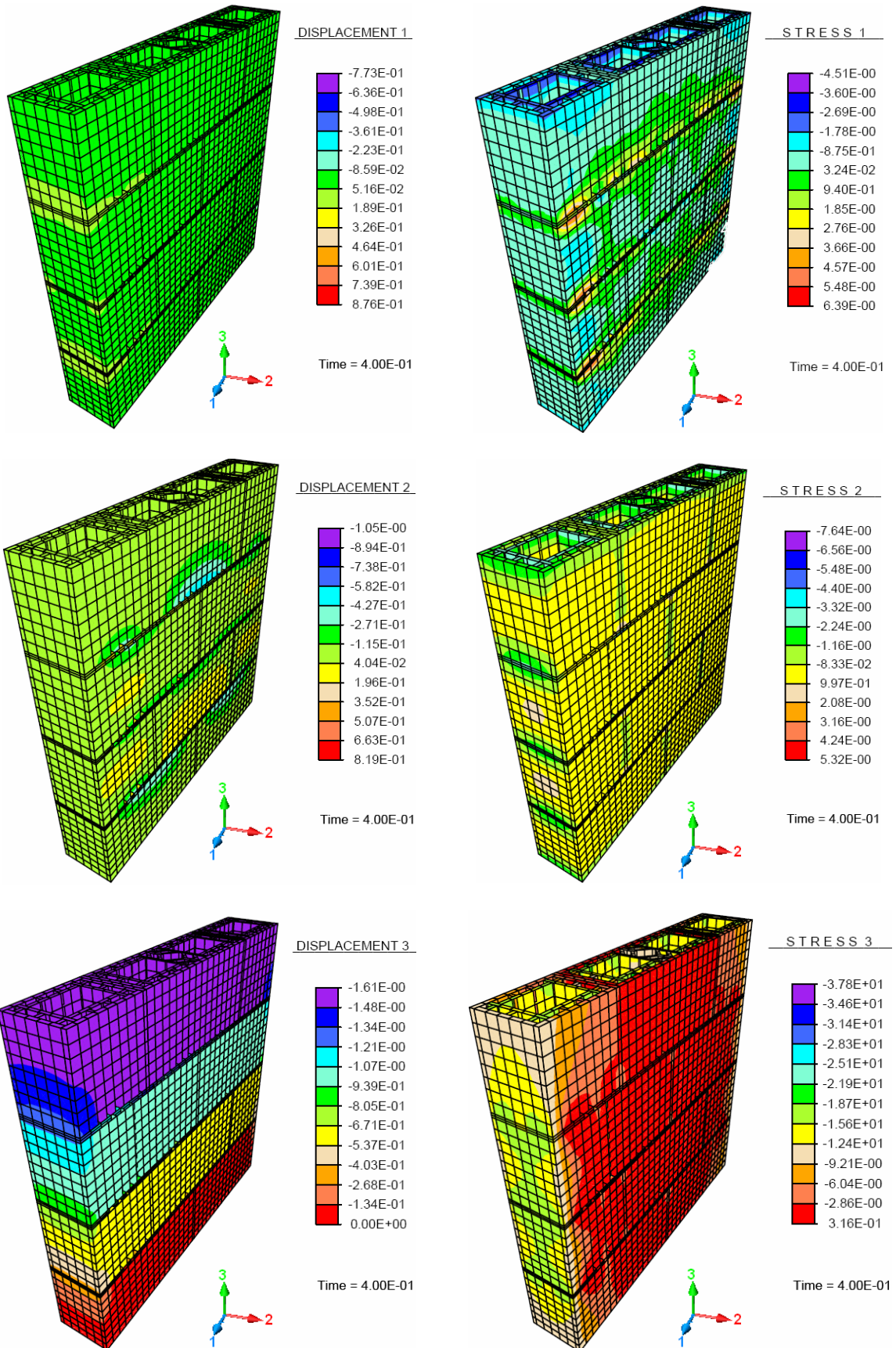
Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos CE6 - Série 1



Miniparede executada com blocos CE6 - Série 1

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



Cenário pós-ruptura da miniparede executada com blocos CE6 - Série 1

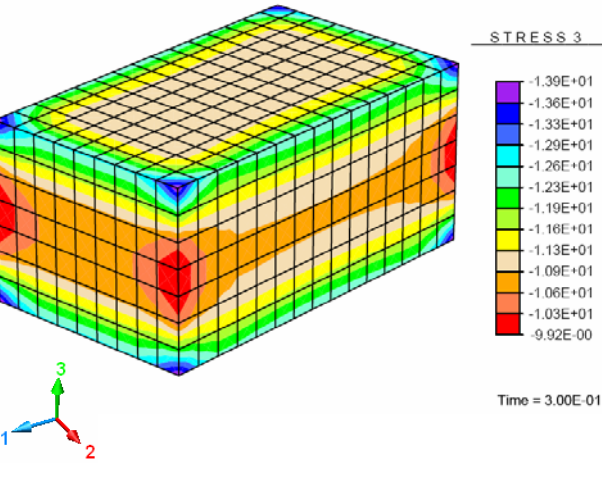
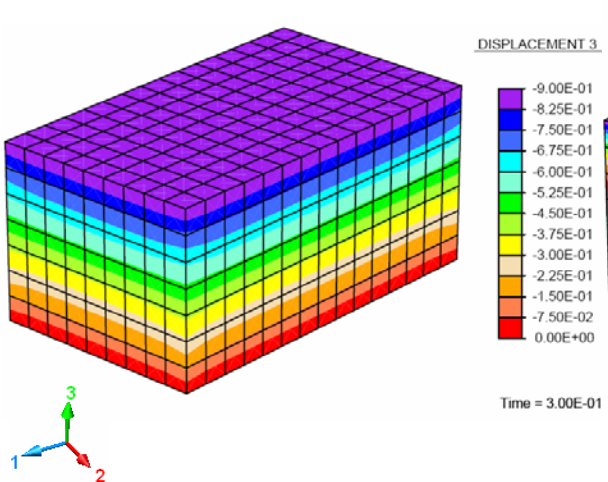
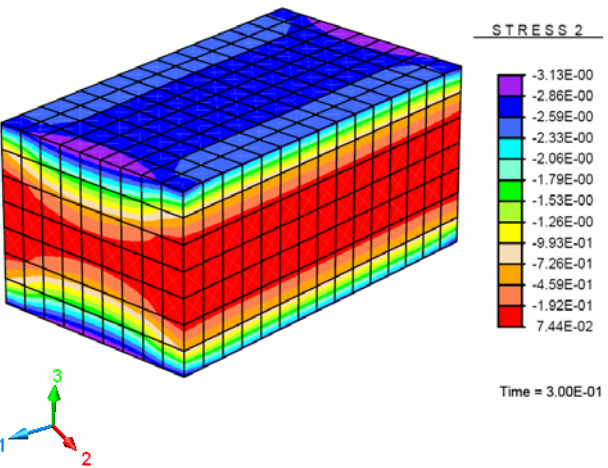
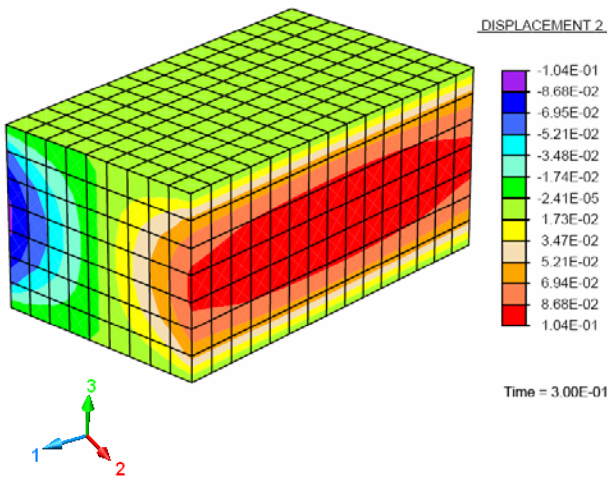
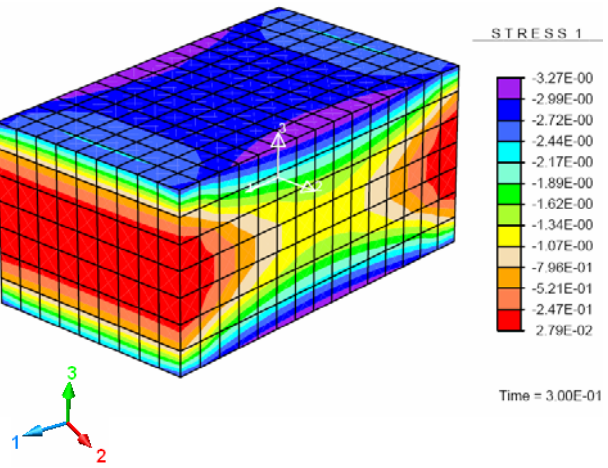
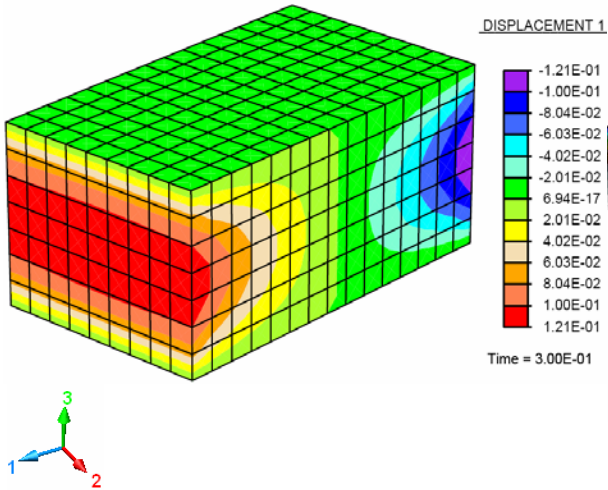


***Elementos de alvenaria executados
com blocos sílico-calcários S10.***

Bloco representativo S10

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



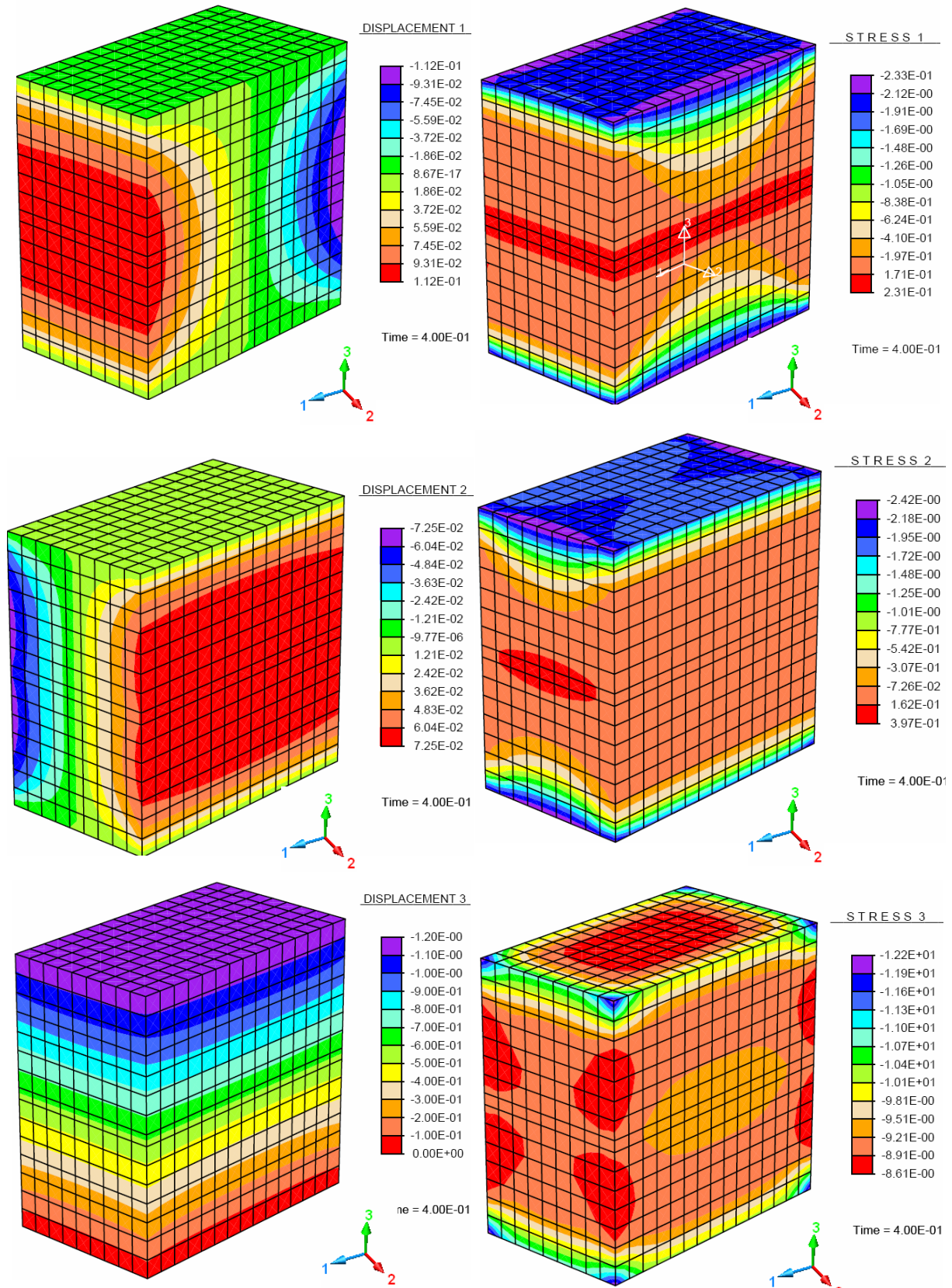
Cenário pós-ruptura do bloco 1 – S10



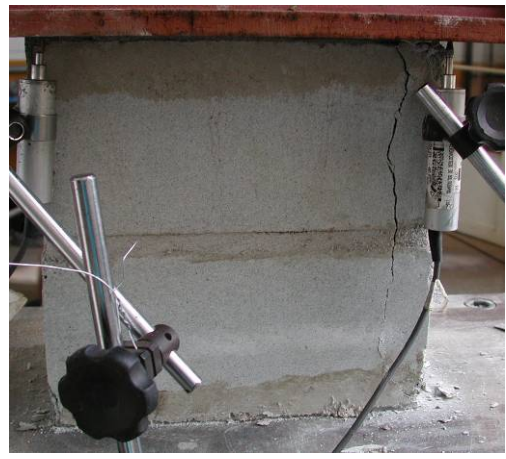
Prisma de 2 blocos S10 - Série 3

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



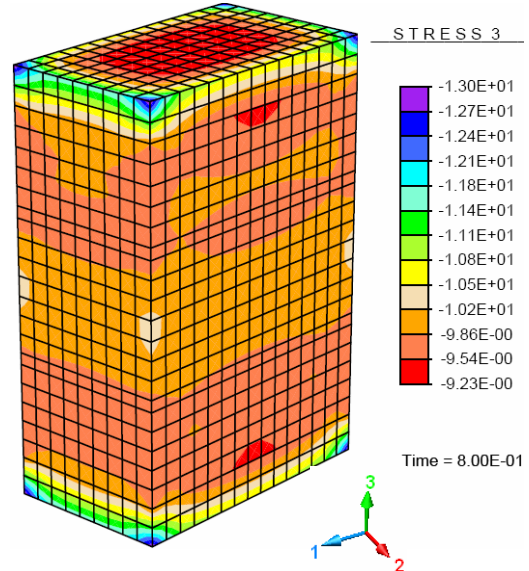
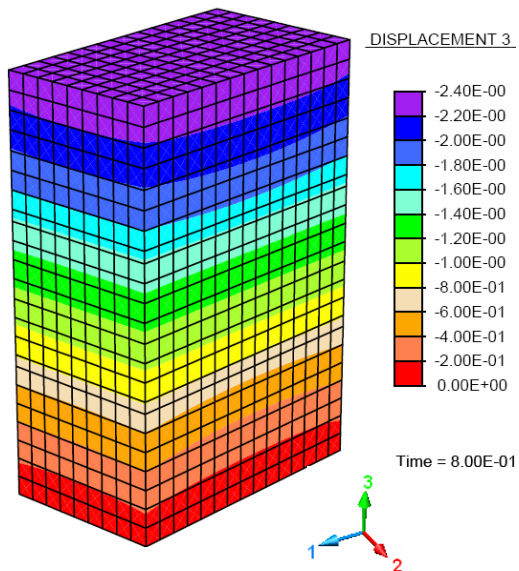
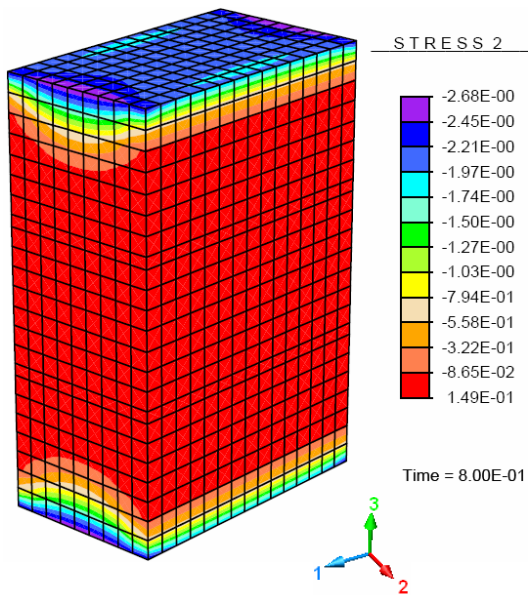
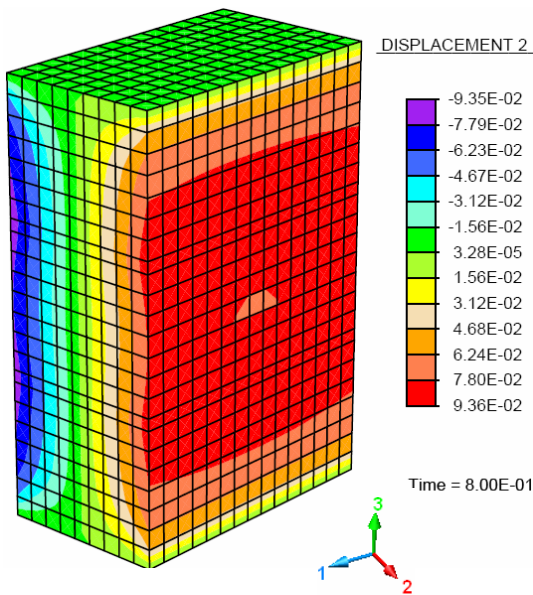
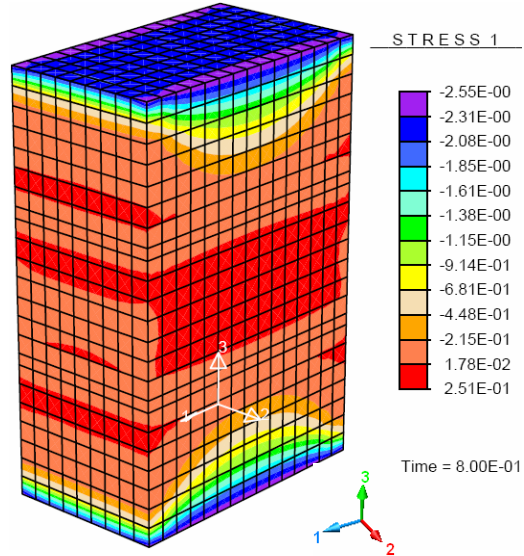
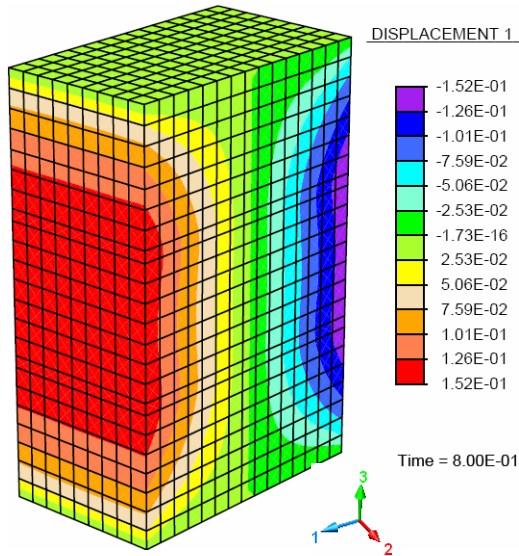
Cenário pós-ruptura do prisma de 2 blocos S10 - Série 3



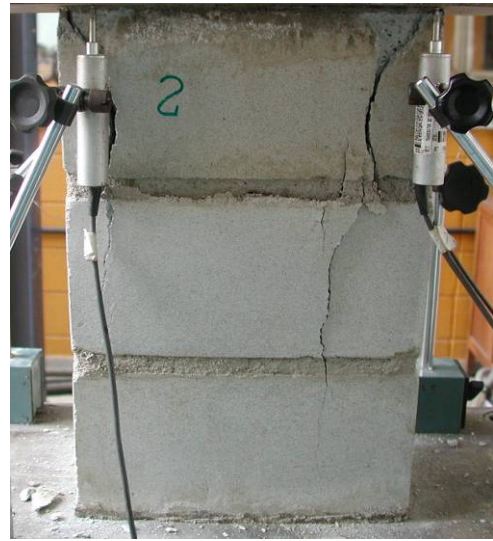
Prisma de 3 blocos S10 - Série 3

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



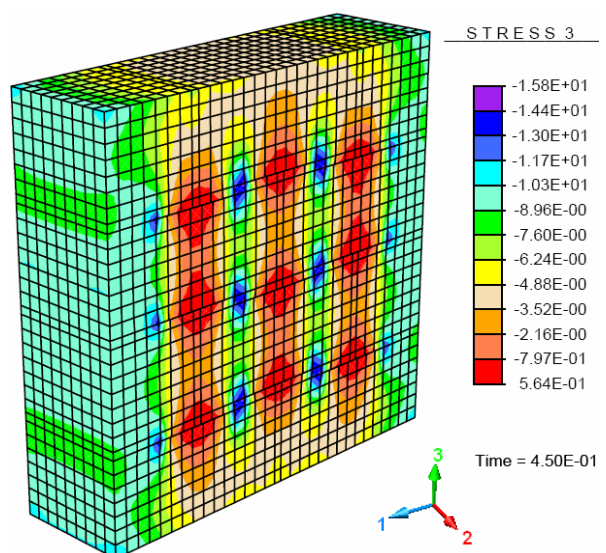
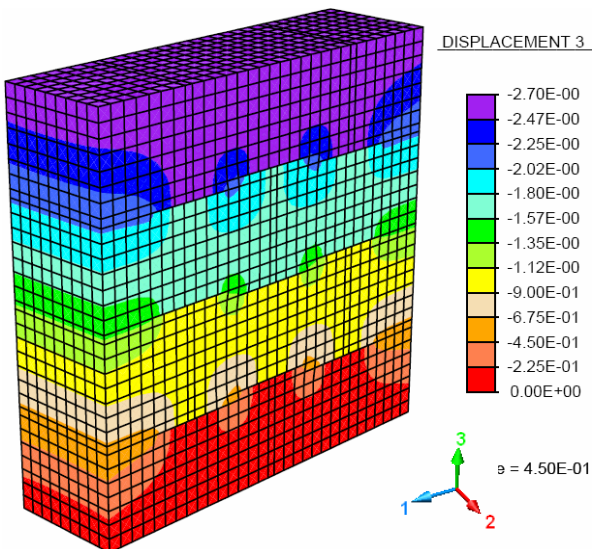
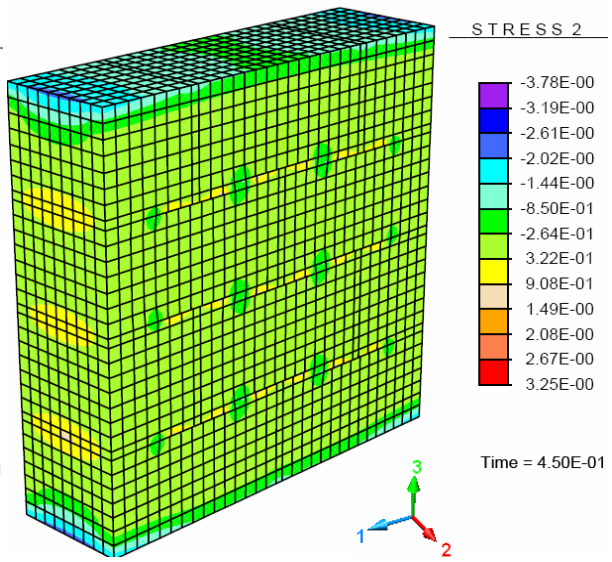
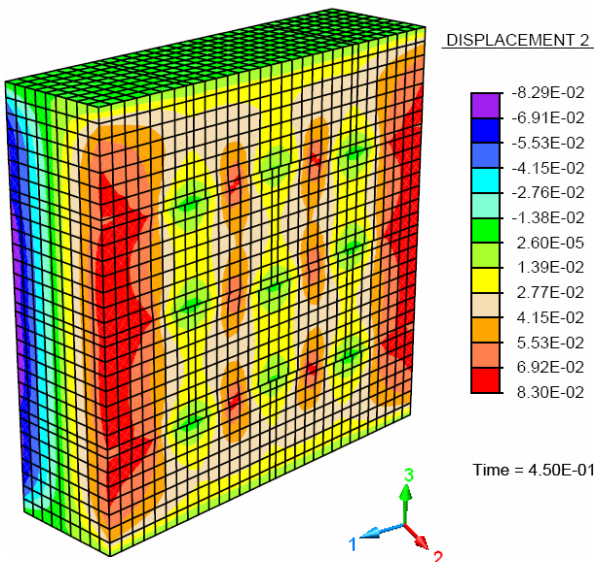
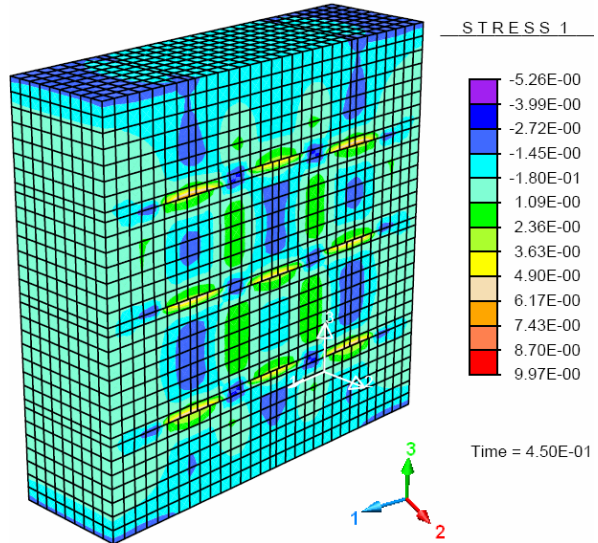
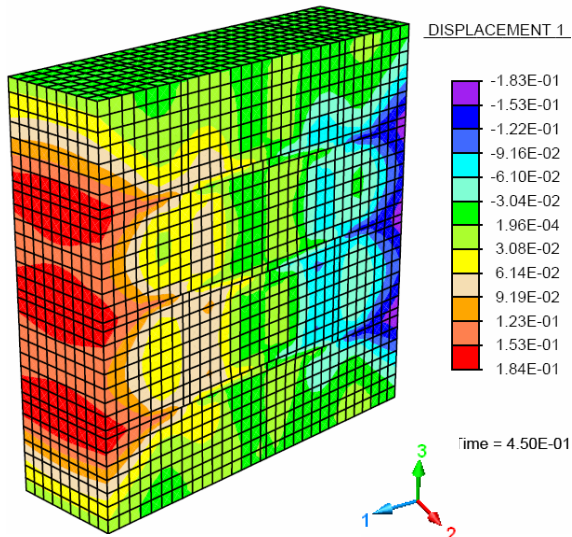
Cenário pós-ruptura do prisma de 3 blocos S10 - Série 3



Miniparede executada com blocos S10 - Série 3

DESLOCAMENTO (mm)

TENSÃO (N/mm²)



Cenário pós-ruptura da miniparede executada com blocos S10 - Série 3



Anexo C

São apresentados os ensaios piloto que definem a região instrumentada para componentes e elementos do trabalho experimental (capítulo 3).

OBJETIVO

Tem-se como objetivo verificar o posicionamento dos equipamentos de leitura para a obtenção dos deslocamentos de forma segura e precisa. Por segura entende-se a possibilidade de utilizar os equipamentos até a completa perda de resistência dos corpos-de-prova (prismas e blocos), sem a ocorrência de nenhuma avaria nesses equipamentos. De forma precisa, entende-se a garantia de que os resultados se aproximem dos obtidos pela máquina de ensaio.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

É utilizada a Máquina Universal de ensaios mecânicos, hidráulica servo-controlada e computadorizada (INSTRON). Nessa máquina podem ser realizados ensaios estáticos e dinâmicos, capacidade de 2.500 kN (dinâmico) e altura útil de ensaio de 4000 mm. Possui controle severo nos deslocamentos do pistão, a uma taxa de 0,003mm/s. A aquisição de dados é feita pelo equipamento SYSTEM 5000.

São utilizados blocos de concreto nas dimensões de 14 x 19 x 39 cm e resistência nominal de 12 MPa. A argamassa possui traço em volume de 1 : 0,5 : 4,5.

O programa experimental é composto por ensaios de compressão axial em:

- 2 prismas de 2 blocos;
- 2 prismas de 3 blocos;
- 3 blocos isolados.

Para o capeamento de blocos e prismas utiliza-se pasta de cimento na proporção 1 : 1 (areia fina : cimento ARI).

A instrumentação é composta por transdutores de deslocamentos localizados em diferentes regiões onde são medidos deslocamentos. O esquema da instrumentação é basicamente o mesmo para blocos e prismas.

Assim, durante os ensaios são sempre instrumentados e medidos deslocamentos em três regiões (Figura 2), a saber:

- **Desl 1:** Um transdutor com a base de medida entre o nível inferior da célula de carga e a mesa;
- **Desl 2:** Dois transdutores em lados opostos do corpo-de-prova (faces longitudinais) e base de medida entre a placa de ensaio e a mesa;
- **CP (Corpo-de-prova):** Dois transdutores em lados opostos nas paredes do corpo-de-prova.

A Figura 2 mostra as regiões instrumentadas no ensaio de bloco isolado, sendo as mesmas regiões instrumentadas nos prismas.

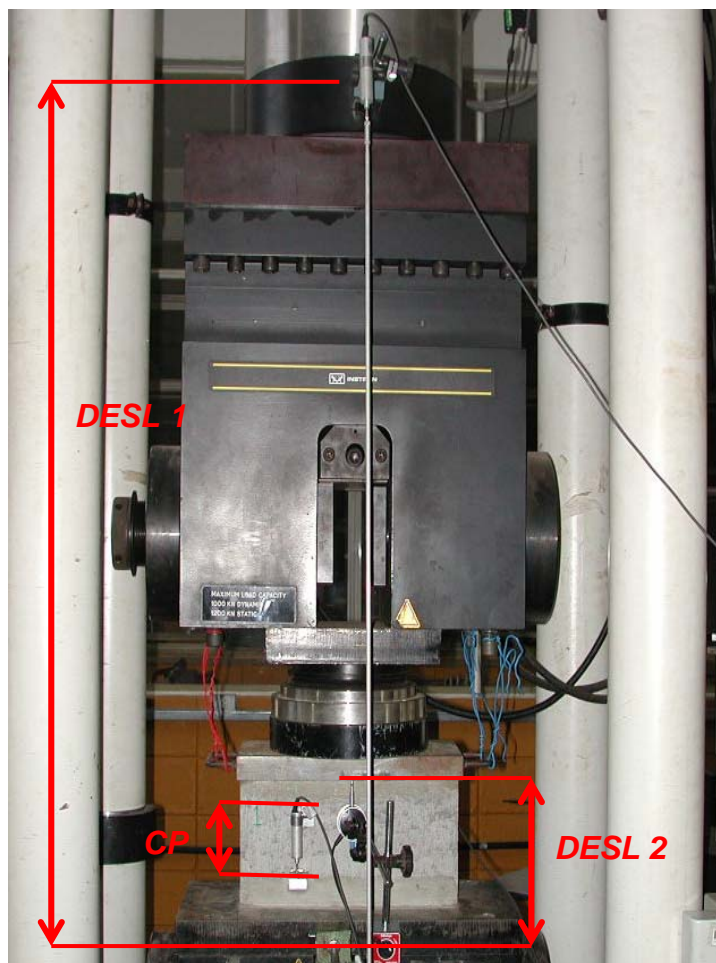


Figura 2 - Aparato de ensaio e regiões de medidas de deslocamento.

Os deslocamentos são convertidos em deformações através da base utilizada em cada medida.

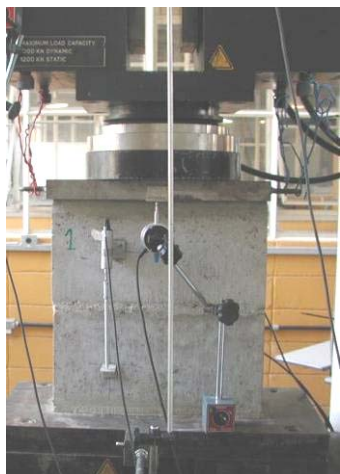
Nota-se pela observação do aparato de ensaio (Figura 2) que **Desl 1** registra, além dos deslocamentos do corpo-de-prova, aqueles advindos das possíveis folgas existentes entre os elementos da própria máquina (localizada logo abaixo da célula de carga) e entre a placa de ensaio e o corpo-de-prova. **Desl 2** registra os deslocamentos do corpo-de-prova acrescidos de possíveis folgas entre este e a placa localizada logo acima. Já os transdutores da região do **CP** estão livres de qualquer folga e registram apenas os deslocamentos nas paredes longitudinais onde são instalados.

Os deslocamentos registrados pela máquina incluem todas as folgas citadas anteriormente mais as deformações do pórtico de reação que sustenta o equipamento. Nesses resultados, as folgas são registradas no início do ensaio e as deformações do pórtico são mais pronunciadas nos instantes próximos à carga de pico.

O aparato proposto (Figura 2) é necessário para que nos instantes próximos à ruptura do corpo-de-prova os medidores em **CP** fossem retirados, evitando a danificação

desses equipamentos. O ensaio, então, continuaria com o monitoramento das demais regiões que, a essa altura, espera-se que estejam calibradas com as obtidas no **CP**. Assim, obtém-se a curva completa *tensão - deformação*, inclusive com o trecho de 'softening'.

A Figura 3 mostra a instrumentação utilizada para os prismas.



a) Prisma de 2 blocos.



b) Prisma de 3 blocos.

Figura 3 - Instrumentação dos prismas.

CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Para analisar as curvas obtidas nas diferentes regiões do ensaio leva-se em conta o formato da curva e a inclinação do trecho elástico-linear. Pode-se admitir que curvas com formatos semelhantes apresentem comportamentos estruturais similares. Já a inclinação do trecho elástico fornece a rigidez inicial que, segundo a região medida, pode incluir interferências das folgas e deformações da própria máquina. Note-se que as folgas e as deformações são indesejadas e precisam ser retirados dos dados de deslocamento.

As Figuras 4 e 5 apresentam as curvas *tensão - deformação* nos ensaios de compressão axial dos blocos.

Para o bloco 1 consegue-se obter o comportamento pós-pico de tensão, Figura 4. O formato da curva em **Desl 2** é o que mais se aproxima ao formato da curva obtido pela máquina, porém com maior inclinação. A curva em **Desl 1** apresenta um formato parecido com a curva obtida pela máquina, porém com inclinação ainda maior que **Desl 2**. Já a curva em **CP** se assemelha ao trecho ascendente de **Desl 1**.

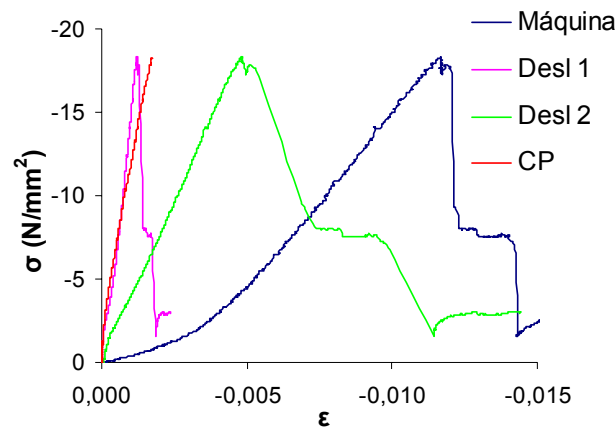


Figura 4 - Comportamento experimental para diferentes regiões do bloco 1.

Os blocos 2 e 3 apresentam resistência à compressão elevada (superior a 20 MPa) e rompimento frágil, Figuras 5a e 5b respectivamente. Dessa forma, não é possível obter o comportamento pós-pico de carga. Além disso, o trecho elástico-linear em cada região mostra a mesma disposição apresentada no ensaio do bloco 1, com o formato de **Desl 2** se aproximando ao da máquina e apresentando maior inclinação. Da mesma forma, as curvas **Desl 1** e **CP** apresentam comportamentos próximos.

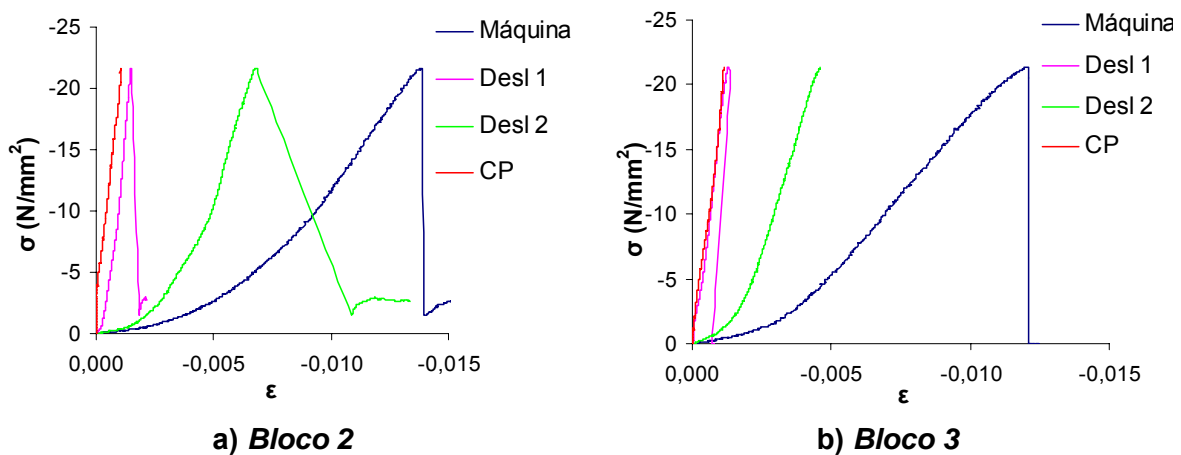


Figura 5 - Comportamento experimental para diferentes regiões, blocos 2 e 3.

Na análise do comportamento do primeiro prisma de 2 blocos (Figura 6) nota-se que os deslocamentos em **CP** e **Desl 2** são obtidos apenas até certo estágio do ensaio. Isso ocorre por causa de problemas ocorridos nos aparelhos e, assim, não se pode ter uma análise global das curvas. No início do ensaio, até onde esses transdutores registram deslocamentos, percebe-se boa aproximação entre **CP** e **Desl 2**. **Desl 1** mostra um comportamento semelhante ao da máquina, porém com maior inclinação do trecho ascendente.

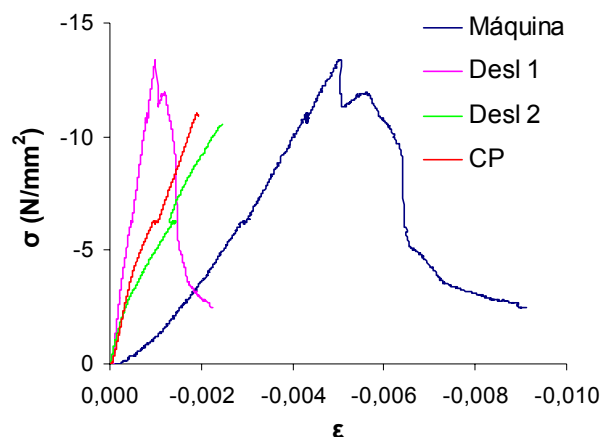


Figura 6 - Comportamento experimental para diferentes regiões no primeiro prisma de 2 blocos.

Para o segundo prisma de 2 blocos (Figura 7) são deixados os transdutores na região do **CP** até o final do ensaio. Nesse caso, as curvas em **Desl 2** e **CP** são bem parecidas.

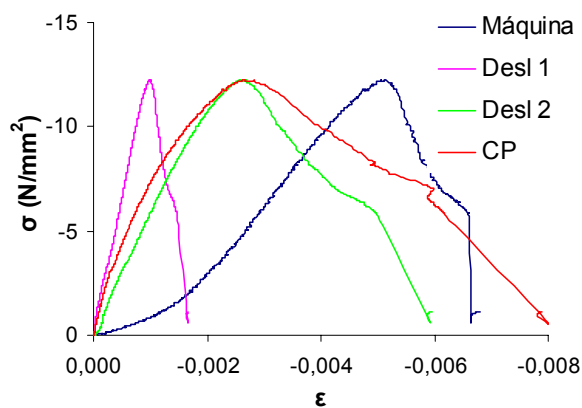


Figura 7 - Comportamento experimental para diferentes regiões no segundo prisma de 2 blocos.

Para o primeiro prisma de 3 blocos, as curvas **Desl 1** e **CP** se mostram bem próximas até a força de pico. Já as curvas **Desl 1**, **Desl 2** e a obtida pela máquina são bem parecidas no formato, porém com diferentes inclinações.

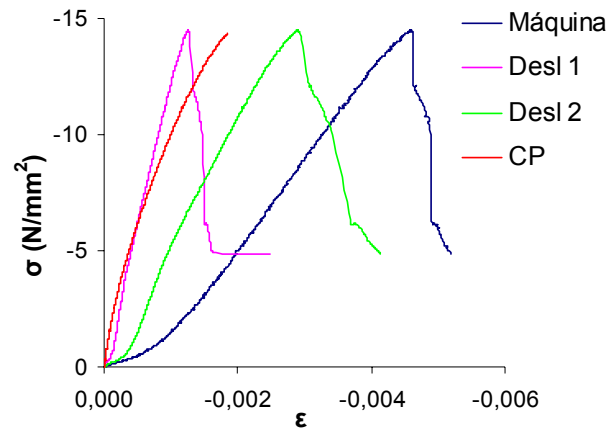


Figura 8 - Comportamento experimental para diferentes regiões no primeiro prisma de 3 blocos.

Da mesma forma, as curvas obtidas para o segundo prisma de 3 blocos (Figura 9) apresentam formatos parecidos e diferentes inclinações. Com o rompimento frágil do prisma não se obtém o comportamento pós-pico de carga.

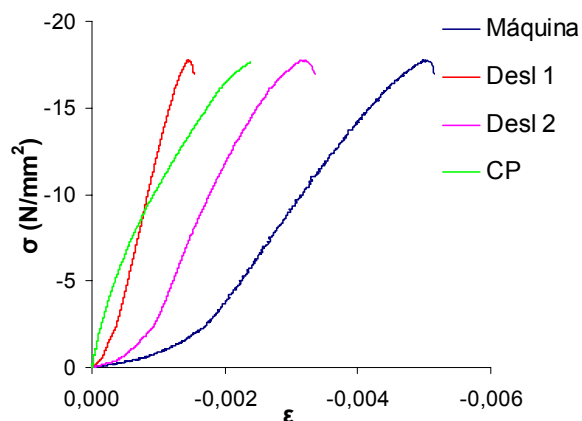


Figura 9 - Comportamento experimental para diferentes regiões no segundo prisma 3 blocos.

Dos resultados obtidos nos ensaios piloto e apresentados nas Figuras anteriores pode-se fazer alguns comentários.

Esperava-se que, após alguns instantes da realização dos ensaios, com as folgas vencidas, as curvas das regiões **Desl 1** e **Desl 2** se igualassem àquelas obtidas no **CP**, porém essa situação não ocorre. Nota-se que as curvas em **Desl 2** são as que mais se aproximam no formato das curvas da máquina. Além disso, é possível realizar todo o ensaio sem retirar os transdutores de **Desl 2**, obtendo a curva desde o início até o final do ensaio. Seria plausível, então, adotar a instrumentação dessa região para todos os ensaios.

O procedimento que se propõe a seguir é corrigir a curva **Desl 2**, retirando as folgas iniciais e a deformação do pórtico de apoio da máquina.

CORREÇÃO DAS CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO

Uma situação a ser observada nas curvas da máquina e em algumas de **Desl 2** é o maior nível de deformação no estágio inicial de ensaio a baixa tensão. Tal deformação é atribuída às acomodações que ocorrem nas folgas existentes nesse estágio. Ainda na leitura da máquina estão embutidas as deformações do pórtico de reação. Conforme o pistão da máquina aplica uma força de compressão no modelo, este reage e aplica a mesma força com sentido oposto no pórtico, que se deforma e interfere nas leituras própria máquina.

A seguir apresenta-se um procedimento para a compensação dos deslocamentos procedentes das folgas e das deformações do pórtico. Tal procedimento é indicado por Sudano (2005).

Para a correção das leituras, compensando as acomodações que ocorrem nas folgas em **Desl 2** e na máquina, deve-se determinar a equação do trecho linear de cada uma das curvas *força - deslocamento* em seu trecho linear ascendente. Adota-se esta equação como válida em toda a região inicial da curva, eliminando o trecho com acomodação e prolongando a curva até encontrar o eixo das abscissas. Em seguida, essa acomodação deve ser eliminada de toda a curva, trasladando-se adequadamente os valores das abscissas.

Dos deslocamentos sem acomodação da máquina (procedimento anterior), deve-se subtrair os correspondentes de **Desl 2**. O valor residual corresponde ao deslocamento resultante da deformação do pórtico de reação. Faz-se o gráfico *força - deslocamento* do pórtico e determina-se a inclinação do trecho linear da curva. Em seguida, divide-se cada força pelo coeficiente angular da reta, determinando-se o deslocamento correspondente. Finalmente, o deslocamento corrigido da máquina (sem as deformações do pórtico) é dado pela subtração do valor encontrado no passo anterior, do deslocamento sem acomodação.

A seguir é realizada a correção do deslocamento fornecido pela máquina e em **Desl 2**. É apresentado apenas um gráfico para cada tipo de ensaio, bloco isolado (Figura 10), prisma de 2 blocos (Figura 11) e prisma de 3 blocos (Figura 12), pois se observa o mesmo comportamento em todos eles. Observa-se boa aproximação entre as curvas corrigidas da máquina e a curva dada por **Desl 2**.

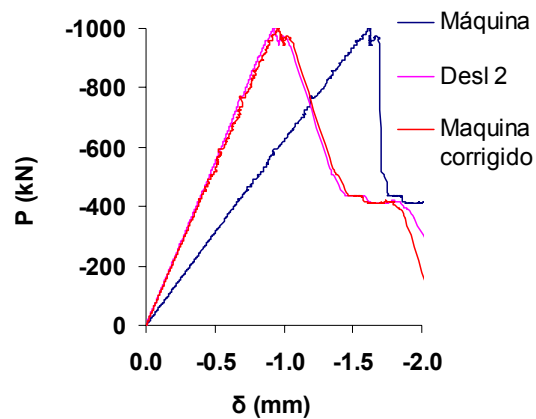


Figura 10 - Comportamento corrigido da máquina no ensaio do bloco 1.

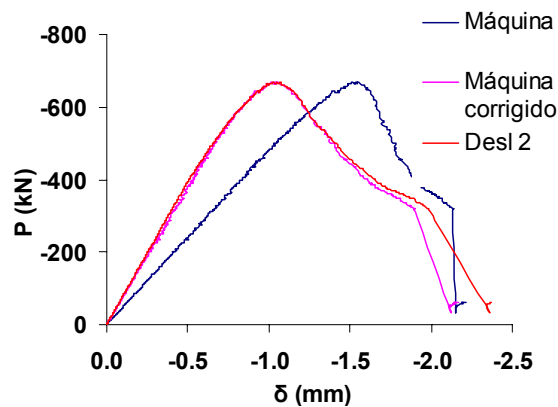


Figura 11 - Comportamento corrigido da máquina no ensaio do segundo prisma de 2 blocos.

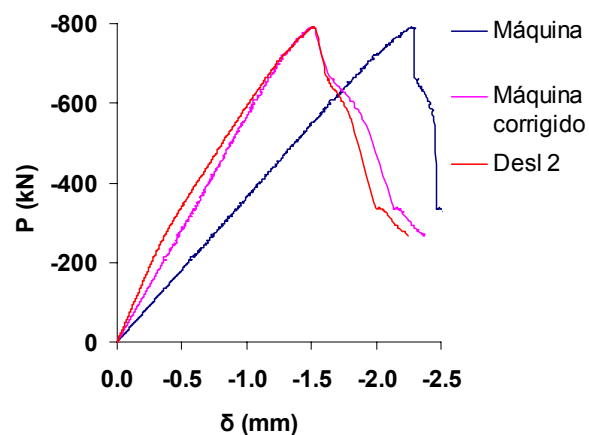


Figura 12 - Comportamento corrigido da máquina no ensaio do primeiro prisma de 3 blocos.

CONCLUSÕES

Desl 2 é a região que apresenta as curvas mais parecidas (formato) com as curvas

da máquina, sendo que ambas captam as folgas entre o corpo-de-prova e placa de ensaio. A idéia de que as deformações em **Desl 1** e **Desl 2** se aproximariam à deformação obtida diretamente no corpo-de-prova em estágios mais avançados do ensaio não se verifica. Tal situação mostra que as deformações da parede do corpo-de-prova não são representativas do comportamento global, mas da região compreendida pela base de medida do transdutor.

Nota-se a validade do tratamento dado às curvas da máquina para retirada das folgas e deformações do pórtico. Como as curvas obtidas pela instrumentação em **Desl 2** se aproximam às curvas da máquina, essa instrumentação (**Desl 2**) é capaz de fornecer resultados coerentes, livres de qualquer influência espúria das acomodações ocorridas no ensaio.

REGIÃO ADOTADA PARA INSTRUMENTAÇÃO

Finalmente, pelas conclusões acima expostas é que se adota para a realização de todos os ensaios dessa pesquisa a região proposta em **Desl 2**, como também o tratamento dado às curvas para a retirada das folgas nos estágios iniciais dos ensaios.