

**REABILITAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA PELA
APLICAÇÃO DE REVESTIMENTOS RESISTENTES DE
ARGAMASSA ARMADA**

Fabiana Lopes de Oliveira

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. Titular João Bento de Hanai

São Carlos

2001

O47r Oliveira, Fabiana Lopes de
Reabilitação de paredes de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada / Fabiana Lopes de Oliveira. -- São Carlos, 2001.
203p.

Tese (Doutorado) -- Escola de Engenharia de São Carlos-
Universidade de São Paulo, 2001.

Orientador: Prof.Titular João Bento de Hanai

1. Reabilitação de estruturas de alvenaria. 2. Argamassa armada.
I. Título.

Pai, não poderia deixar de dedicar-te mais essa vitória. É muito prazeroso te ter como pai, amigo e companheiro na vida.

AGRADECIMENTOS

A Deus pelo amor incondicional que nos oferece. Obrigada pela perseverança e força durante todo esse período. *“Que o teu coração deposite toda a sua confiança no Senhor! Não te firmes em tua própria sabedoria! Sejam quais forem os teus caminhos, pensa nele, e ele aplinará tuas sendas.” Provérbios 3:5-6.*

Ao Prof. João Bento de Hanai pela valiosa dedicação, amizade e incentivo dedicados durante todo esse tempo. Obrigada pelas idéias brilhantes que enriqueceram este trabalho e pela orientação sempre tão firme e segura. Considero-te uma referência profissional para qualquer pesquisador.

Ao CNPQ (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pela bolsa de Doutorado concedida durante os primeiros meses do Doutorado.

À FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa de Estado de São Paulo) pela bolsa de Doutorado e por proporcionar toda condição necessária para o desenvolvimento da pesquisa.

Aos meus pais, saudade constante nessa jornada. Obrigada por terem me dado as bases emocionais e morais para o desenvolvimento de todos os projetos de minha vida.

Aos Professores Márcio Ramalho e Márcio Corrêa pela atenção, esclarecimento de dúvidas e amizade. Admiro muito vocês.

A GLASSER - Pisos e Pré-Moldados Ltda. e a TATU - Pré-Moldados pelos blocos concedidos para os ensaios. Vocês poderão não ver o resultado da doação em forma de edifícios, casas ou galpões mas sim, no enriquecimento da pesquisa, do conhecimento técnico e profissional trazendo benefícios para futuras construções de alvenaria.

Aqui vai um agradecimento especialíssimo ao Prof. TAKEYA não só pela ajuda técnica, sempre muito significativa, mas também pelo eterno sorriso, educação e boa vontade que sempre me recebeu.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas da EESC (*Amaury, João, Jorge, Luiz, Mário, Mauri, Ricardo e Valdir*) pelo *help* nos ensaios realizados. Foram muitos ensaios, inúmeras horas de trabalho e de muita conversa também. Obrigada pela amizade e profissionalismo de vocês.

A Marta, Nadir e Rosi pela amizade sincera e consideração sempre demonstrada. Vocês “*quebraram vários galhos*” para mim. Vocês são simplesmente D+.

A todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, pela ajuda, convívio e amizade durante todo esse período.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xviii
RESUMO	xix
ABSTRACT	xx
1. INTRODUÇÃO	1
2. PATOLOGIA NAS ALVENARIAS E SUA REABILITAÇÃO	7
2.1 Patologia nas alvenarias de vedação.....	8
2.2 Patologia nas alvenarias estruturais.....	12
2.3 Reabilitação das alvenarias.....	16
3. O USO DE REVESTIMENTOS RESISTENTES NA REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA	22
4. METODOLOGIA APLICADA PARA O DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	45
4.1 Análise experimental.....	46
4.1.1 Ensaio de compressão axial.....	46
4.1.2 Ensaio de compressão diagonal.....	57
4.1.3 Ensaio de flexão.....	62
4.1.4 Ensaio de protótipos com abertura.....	63
4.2 Análise teórica.....	64
4.2.1 Comportamento de paredes submetidas à compressão axial.....	64
4.2.2 Compressão diagonal.....	71
4.2.3 Flexão simples.....	72
4.2.4 Análise numérica.....	73
5. ENSAIOS DE PAREDES DE ALVENARIA SUBMETIDAS À COMPRESSÃO AXIAL	76
5.1 Resultados obtidos.....	77
a) Paredes P01 e P02 (sem revestimento).....	77

b)	Paredes P03 e P04 (revestidas com argamassa “fraca”).....	77
c)	Paredes P05 e P06 (revestidas com argamassa “forte”).....	78
d)	Paredes P07 e P08 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas)....	78
e)	Paredes P09 e P10 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas conectores 1 – telas nas juntas e no plano da parede).....	78
f)	Paredes P11 e P12 (revestidas com argamassa “fraca” + fibras de polipropileno).....	79
g)	Paredes P13 e P14 (revestidas com argamassa “forte” + fibras de aço).....	79
h)	Paredes P15 e P16 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores 2).....	80
5.2	Análise dos resultados.....	89
5.2.1	Análise Geral.....	89
5.2.2	Paredes sem revestimento.....	91
5.2.3	Desenvolvimento de uma formulação teórico-experimental de referência.....	93
5.2.4	Paredes revestidas com argamassa simples.....	96
5.2.4	Paredes revestidas com argamassa com fibras.....	98
5.3	Análise numérica.....	103
5.4	Conclusões parciais dos ensaios de compressão axial.....	112
6.	ENSAIOS DE PAREDES DE ALVENARIA SUBMETIDAS À	
	COMPRESSÃO DIAGONAL.....	115
6.1.	Resultados obtidos.....	116
a)	Paredes P01 e P02 (sem revestimento).....	116
b)	Paredes P03 e P04 (revestidas com argamassa “fraca”).....	117
c)	Paredes P05 e P06 (revestidas com argamassa “forte”).....	117
d)	Paredes P07 e P08 (revestidas com argamassa “fraca” + fibras de polipropileno).....	117
e)	Paredes P09 e P10 (revestidas com argamassa “forte” + fibras de aço).....	118
f)	Paredes P11 e P12 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas)....	118
g)	Paredes P13 e P14 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas nas faces e nas juntas da parede).....	119

h)	Paredes P15 e P16 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores 2).....	119
6.2	Análise dos resultados.....	128
6.3	Conclusões parciais dos ensaios de compressão diagonal.....	137
7.	ENSAIOS DE PAREDES DE ALVENARIA SUBMETIDAS À FLEXÃO.....	139
7.1.	Resultados obtidos.....	140
a)	Paredes P01 e P02 - revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas (situação 1 de carregamento).....	140
b)	Paredes P03 (situação 1 de carregamento) e P04 (situação 2 de carregamento) - revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 1.....	140
c)	Paredes P05 (situação 1 de carregamento) e P06 (situação 2 de carregamento) - revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2.....	141
7.2.	Análise dos resultados.....	147
7.3	Conclusões parciais dos ensaios de flexão.....	153
8.	ENSAIOS DE PAREDES COM ABERTURA.....	155
8.1.	Descrição dos modelos.....	157
8.2.	Descrição dos ensaios.....	158
8.3.	Resultados obtidos.....	159
a)	Parede P01 (sem revestimento).....	159
b)	Parede P02 (revestida sem danificação prévia).....	160
c)	Parede P03 (sem revestimento).....	160
d)	Parede P01r (reabilitada).....	160
8.4	Análise dos resultados.....	169
8.2	Análise numérica.....	172
8.3	Conclusões parciais.....	184

9. CONCLUSÕES	185
9.1 Sobre a técnica de reabilitação e o comportamento geral das paredes.....	185
9.2 Sobre a metodologia geral de análise.....	187
9.3 Sobre o comportamento na compressão axial.....	189
9.4 Sobre o comportamento na compressão diagonal.....	192
9.5 Sobre o comportamento na flexão.....	193
9.6 Sobre o comportamento misto nas paredes com abertura.....	193
9.7 Desenvolvimento de pesquisas futuras.....	194

BIBLIOGRAFIA	196
---------------------------	-----

ANEXO A – Resultados dos ensaios das paredes submetidas à compressão axial.

ANEXO B - Resultados dos ensaios das paredes submetidas à compressão diagonal.

ANEXO C - Resultados dos ensaios das paredes submetidas à flexão.

ANEXO D - Resultados dos ensaios das paredes com aberturas.

ANEXO E - Resultados da análise teórica (formulação aditiva).

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Ensaio de compressão axial.....	4
Figura 1.2 – Ensaio de compressão.....	4
Figura 1.3 – Ensaio de flexão.....	5
Figura 2.1 – Flecha da viga superior igual à da viga inferior porém maior que a alvenaria suporta – adaptada de PFEFFERMANN (1968).....	9
Figura 2.2 – Flecha da viga inferior é maior que a da viga superior – adaptada de PFEFFERMANN (1968).....	9
Figura 2.3 – Flecha da viga inferior é menor que a da viga superior – adaptada de PFEFFERMANN (1968).....	10
Figura 2.4 – Ruptura seccionando os componentes de alvenaria. Argamassa mais resistente que o bloco e aderência adequada.....	11
Figura 2.5 – Ruptura em forma de escada. Argamassa menos resistente que o bloco, com módulo de elasticidade elevado e/ou má aderência ao bloco.....	12
Figura 2.6 – Argamassa menos resistente que o bloco, com baixo módulo de elasticidade e aderência adequada.....	12
Figura 2.7 – Fissuração oriunda de sobrecarregamentos – adaptada de THOMAZ, 1990.....	13
Figura 2.8 – Fissuração em paredes com aberturas – adaptada de THOMAZ, 1990.....	13
Figura 2.9 - Fissura horizontal na base da alvenaria causada por flexo-compressão – adaptada de THOMAZ, 1990.....	13
Figura 2.10 - Fissura horizontal na base da alvenaria causada por movimentações higroscópicas - adaptada de THOMAZ, 1990.....	14
Figura 2.11 – Fissuras de cisalhamento na alvenaria. FONTE: THOMAZ (1990).....	14
Figura 2.12 – Recalque diferenciado da fundação – adaptada de THOMAZ, 1990.....	15
Figura 2.13 – Fundação contínua solicitada por carregamento desbalanceado.....	15
Figura 2.14 – Sob a abertura surgem fissuras por flexão.....	16
Figura 2.15 – Desvinculação entre a parede fissurada e o componente estrutural superior – extraída de THOMAZ, 1989.....	18
Figura 2.16- Recuperação de destacamento entre pilar e parede.....	19
Figura 2.17 - Recuperação com bandagem.....	20
Figura 2.18 – Reforço de alvenaria portante com tirante de aço.....	20
Figura 3.1 – Parede não revestida.....	23
Figura 3.2 – Parede revestida.....	24
Figura 3.3– Esquema do ensaio de compressão diagonal.....	24

Figura 3.4 – Resultados dos ensaios - extraída de REINHORN & PRAWEL, 1991.....	25
Figura 3.5 – Gráfico força x deslocamento dos ensaios realizados, extraído de SINGH et al. (1988).....	27
Figura 3.6 – Fissuras observadas nas faces laterais dos blocos das paredes não-revestidas.....	30
Figura 3.7 - Tipos de fissuras encontradas nas paredes revestidas – extraída de CAVALHEIRO & MÜLLER (1991).....	30
Figura 3.8 – Fissuras que ocasionavam o descolamento do revestimento – extraída de CAVALHEIRO & MÜLLER (1991).....	31
Figura 3.9 – Descrição dos modelos ensaiados (com telas) – extraída de IRIMIES & CRAINIC (1993).....	32
Figura 3.10 – Fissuração das paredes ensaiadas – extraída de IRIMIES & CRAINIC (1993).....	33
Figura 3.11 - Gráfico força x deslocamento das paredes P1 e P1s.....	34
Figura 3.12 - Gráfico força x deslocamento das paredes P2 e P2s.....	35
Figura 3.13 – Reforço utilizados nas paredes – adaptada de JABAROV et al. (1985).....	36
Figura 3.14 - Modelo ensaiado sem revestimento - extraída de JABAROV et al. (1985).....	36
Figura 3.15 - Modelo ensaiado com reforço nas paredes 1 e 2 (barras diagonais) – extraída de JABAROV et al. (1985).....	37
Figura 3.16 - Modelo ensaiado com reforço na parede 3 (telas soldadas) – extraída de JABAROV et al. (1985).....	37
Figura 3.17 - Aplicação do revestimento nos painéis – extraída de KAHN, L F. (1984).....	38
Figura 3.18 - Modelo sem revestimento.....	41
Figura 3.19 - Modelo reabilitado.....	41
Figura 3.20 - Modelo M0.....	41
Figura 3.21 - Modelo M1.....	41
Figura 3.22 - Modelo M2.....	41
Figura 3.23 - Modelo M3.....	41
Figura 3.24 - Exemplo de aplicação dos compósitos de fibras – extraída de EHSANI & SAADATMANESH (1996).....	42
Figura 3.25 - Gráfico tensão - deformação dos compósitos analisados – EHSANI & SAADATMANESH (1996).....	43
Figura 4.1 – Situação 1.....	46
Figura 4.2 – Situação 2.....	46
Figura 4.3 – Situação 3.....	46
Figura 4.4 - Esquema do ensaio à compressão simples de paredes de alvenaria.....	47

Figura 4.5 - Vista do ensaio.....	48
Figura 4.6 - Colocação das telas.....	48
Figura 4.7 - Diagramas Força x Encurtamento médio da parede.....	50
Figura 4.8 – Vista dos modelos da 2ª série de ensaios.....	53
Figura 4.9 – Vista de frente.....	54
Figura 4.10 – Vista lateral.....	54
Figura 4.11 – Vista de cima.....	54
Figura 4.12 - Execução das paredes com o gabarito.....	55
Figura 4.13 - Vista das paredinhas sendo confeccionadas.....	55
Figura 4.14 – Esquema do ensaio.....	56
Figura 4.15 - Fissuras nos blocos.....	56
Figura 4.16 - Fissura na argamassa prolongada no bloco.....	56
Figura 4.17 - Gráfico força x encurtamento da paredinha piloto.....	57
Figura 4.18 – Gabarito de madeira.....	58
Figura 4.19 – Esquema do ensaio.....	58
Figura 4.20 – Dimensão das sapatas.....	58
Figura 4.21 - Transporte do modelo.....	59
Figura 4.22 - Modelo no equipamento de ensaio.....	59
Figura 4.23 - Colocação de massa plástica na sapata de apoio.....	60
Figura 4.24 - Esquema do ensaio.....	61
Figura 4.25 - Ruptura na interface tijolo-argamassa.....	61
Figura 4.26 - Gráfico força x deslocamento da paredinha piloto.....	61
Figura 4.27 - Ensaio com carga aplicada no vão.....	62
Figura 4.28 - Ensaio com carga aplicada nos terços do vão.....	63
Figura 4.29 - Vista dos protótipos com abertura.....	64
Figura 4.30 – Representação do Modelo de Reuss.....	68
Figura 4.31 – Representação do modelo de Voigt.....	69
Figura 4.32 – Distribuição das tensões principais σ_1 (kN/cm ²).....	71
Figura 4.33 – Distribuição das tensões τ_{xy} (kN/cm ²).....	72
Figura 4.34 - Elemento SOLID 95.....	74
Figura 4.35 – Elemento SOLID 65.....	74
Figura 4.36 – Elemento bidimensional PLANE 42.....	75
Figura 5.1 - Ruptura da parede P01.....	81
Figura 5.2 - Ruptura da parede P02.....	81
Figura 5.3 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P01 e P02.....	81

Figura 5.4 - Destacamento da 1ª fiada.	82
Figura 5.5 - Ruptura dos septos.....	82
Figura 5.6 - Gráfico força x encurtamento médio da parede P03.....	82
Figura 5.7 - Ruptura da parede P05.....	83
Figura 5.8 - Ruptura da parede P06.....	83
Figura 5.9 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P05 e P06.....	83
Figura 5.10 - Ruptura dos septos dos blocos da parede P07.....	84
Figura 5.11 - Ruptura dos septos dos blocos da parede P08.....	84
Figura 5.12 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P07 e P08.....	84
Figura 5.13 - Fissuras horizontais na parede P09.....	85
Figura 5.14 - Ruptura da parede P10.....	85
Figura 5.15 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P09 e P10.....	85
Figura 5.16 - Fissuras na parte superior da parede.....	86
Figura 5.17 - Fissura nos septos dos blocos da parede P11.....	86
Figura 5.18 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P11 e P12.....	86
Figura 5.19 - Ruptura da parede P13.....	87
Figura 5.20 - Fissuras verticais no revestimento da parede P14.....	87
Figura 5.21 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P13 e P14.....	87
Figura 5.22 - Destacamento do revestimento da parede P15.....	88
Figura 5.23 - Abaulamento do núcleo destacando-se do revestimento.....	88
Figura 5.24 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P15 e P16.....	88
Figura 5.25 - Gráfico força x encurtamento das paredezinhas ensaiadas à compressão axial.....	90
Figura 5.26 - Gráfico força x encurtamento das paredes sem revestimento.....	93
Figura 5.27 - Gráfico força x encurtamento das paredes revestidas com argamassa simples.....	93
Figura 5.28 - Gráfico tensão x deformação da parede sem revestimento e das argamassas simples do revestimento.....	94
Figura 5.29 - Gráficos força x deslocamento da parede sem revestimento (experimental) e dos revestimentos de argamassa simples (teóricos).....	96
Figura 5.30 - Gráficos força x deslocamento da parede sem revestimento e dos revestimentos de argamassas simples, depois da interpolação.....	96
Figura 5.31 - Gráficos das paredes revestidas com argamassa simples e da formulação aditiva.....	98
Figura 5.32 - Gráficos das paredes revestidas com argamassa fraca e fibras de polipropileno e da formulação aditiva.....	99
Figura 5.33 - Gráficos das paredes revestidas com argamassa forte e fibras de aço e da formulação aditiva.....	100

Figura 5.34 - Gráficos das paredes revestidas com argamassa forte e telas soldadas e da formulação aditiva.....	101
Figura 5.35 - Gráficos das paredes revestidas com argamassa forte + telas soldadas + conectores 1 e da formulação aditiva.....	102
Figura 5.36 - Gráficos das paredes revestidas com argamassa forte + telas soldadas + conectores 2 e da formulação aditiva.....	102
Figura 5.37 – Parede analisada.....	104
Figura 5.38 – Malha discretizada.....	104
Figura 5.39 – Deslocamento na direção y.....	105
Figura 5.40 – Deformação na direção y.....	105
Figura 5.41 – Distribuição das tensões σ_x	106
Figura 5.42 – Distribuição das tensões σ_z	106
Figura 5.43 – Parede analisada (situação 2).....	107
figura 5.44 – Malha discretizada (parede sem revestimento).....	107
Figura 5.45 – Gráfico força x deslocamento das paredes sem revestimento (análise teórica x análise teórica).....	107
Figura 5.46 – Parede analisada com revestimento.....	108
figura 5.47 – Malha discretizada (parede revestida).....	108
Figura 5.48 – Gráficos força x deslocamento das paredes revestidas (análise experimental x análise teórica).....	108
Figura 5.49 – Gráfico força x deslocamento das paredes sem revestimento (análise teórica considerando o $E_{equivalente}$).....	109
Figura 5.50 - Gráfico força x deslocamento das paredes revestidas com argamassa fraca (análise teórica considerando o $E_{equivalente}$).....	111
Figura 5.51 - Gráfico força x deslocamento das paredes revestidas com argamassa forte (análise teórica considerando o $E_{equivalente}$).....	111
Figura 6.1 - Ruptura da parede P01.....	120
Figura 6.2 – Esquema de ensaio.....	120
Figura 6.3 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P01 e P02.....	120
Figura 6.4 – Fissuras na parede P03.....	121
Figura 6.5 – Fissuras na parede P04.....	121
Figura 6.6 - Gráfico força x deslocamento médio da parede P03 e P04.....	121
Figura 6.7 - Ruptura da parede P05.....	122
Figura 6.8 - Ruptura da parede P06.....	122
Figura 6.9 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P05 e P06.....	122
Figura 6.10 - Ruptura da parede P07.....	123
Figura 6.11 – Fissuras da parede P08.....	123

Figura 6.12 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P07 e P08.....	123
Figura 6.13 - Fissuras horizontais na parede P09.....	124
Figura 6.14 – Fissuras na parede P10.....	124
Figura 6.15 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P09 e P10.....	124
Figura 6.16 – Fissuras na parede P11.....	125
Figura 6.17 – Fissuras na parede P12.....	125
Figura 6.18 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P11 e P12.....	125
Figura 6.19 - Fissuras da parede P13.....	126
Figura 6.20 – Fissuras da parede P14.....	126
Figura 6.21 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P13 e P14.....	126
Figura 6.22 – Fissuras da parede P15.....	127
Figura 6.23 – Fissuras na parede P16.....	127
Figura 6.24 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P15 e P16.....	127
Figura 6.25 - Gráfico força x deslocamento das paredes ensaiadas à compressão diagonal.....	129
Figura 6.25 - Gráfico representativo da força de ruptura experimental e teórica das paredes.....	133
Figura 6.26 - Deformação das paredes transversais ou resistentes ao cisalhamento.....	135
Figura 7.1 – Configuração final de fissuras da parede P01.....	142
Figura 7.2 - Configuração final de fissuras da parede P02.....	142
Figura 7.3 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P01 e P02.....	142
Figura 7.4 – Esquema de ensaio da parede P03.....	143
Figura 7.5 – Fissuras na parede P03.....	143
Figura 7.6 - Gráfico força x encurtamento médio da parede P03.....	143
Figura 7.7 – Ruptura da parede P04.....	144
Figura 7.8 – Seccionamento de toda a fiada de blocos na ruptura da parede P04.....	144
Figura 7.9 - Gráfico força x encurtamento médio da parede P04.....	144
Figura 7.10 – Configuração final de fissuras da parede P05.....	145
Figura 7.11 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P05.....	145
Figura 7.12 – Seccionamento de uma das fiadas de bloco da parede P06.....	146
Figura 7.13 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P06.....	146
Figura 7.14 - Gráfico momento fletor x deslocamento das paredes ensaiadas a flexão.....	148
Figura 7.15 – Esquema da parede para cálculo da inércia.....	150

Figura 8.1 – Aspecto em elevação do primeiro protótipo idealizado.....	156
Figura 8.2 - Aspecto em elevação do protótipo ensaiado.....	156
Figura 8.3 – Ilustração dos componentes de uma verga.....	157
Figura 8.4 – Instrumentação do modelo.....	159
Figura 8.5 - Vista de cima dos do protótipo instrumentado.....	159
Figura 8.6 – Aspecto geral da parede P01 (sem revestimento).....	161
Figura 8.7 – Configuração de fissuras da parede P01.....	161
Figura 8.8 – Gráfico força x deslocamento da parede P01 – transdutores 1, 2, 3 e 4.....	162
Figura 8.9 – Gráfico força x deslocamento da parede P01 – transdutor 6.....	162
Figura 8.10 – Ruptura da parede P02 (revestida).....	163
Figura 8.11 – Configuração das fissuras.....	163
Figura 8.12 – Gráfico força x deslocamento da parede P02 – transdutores 1, 2, 3 e 4.....	164
Figura 8.13 – Gráfico força x deslocamento da parede P02 – transdutor 6.....	164
Figura 8.14 – Esquema de ensaio da parede P03.....	165
Figura 8.15 – Configuração de fissuras da parede sem revestimento.....	165
Figura 8.16 – Gráfico força x deslocamento da parede P03 – transdutores 1, 2, 3 e 4.....	166
Figura 8.17 – Gráfico força x deslocamento da parede P03 – transdutor 6.....	166
Figura 8.18 – Configuração de fissuras da parede rehabilitada – face A.....	167
Figura 8.19 – Configuração de fissuras da parede P1r – face B.....	167
Figura 8.20 – Gráfico força x deslocamento da parede P01r – transdutores 1, 2, 3 e 4.....	168
Figura 8.21 – Gráfico força x deslocamento da parede P01r – transdutor 6.....	168
Figura 8.22 – Gráfico força x deslocamento das protótipos ensaiados – transdutores 1, 2, 3 e 4.....	170
Figura 8.23 – Gráfico força x deslocamento das protótipos ensaiados – transdutor 6.....	171
Figura 8.24 – Protótipo analisado – ilustração da malha de discretização.....	173
Figura 8.25 – Ilustração da malha deformada após aplicado o carregamento (155 kN).....	173
Figura 8.26 - Distribuição das tensões σ_x (kN/cm ²) - protótipo sem revestimento.....	174
Figura 8.27 - Distribuição das tensões σ_y (kN/cm ²) - protótipo sem revestimento.....	174
Figura 8.28 - Distribuição das tensões τ_{xy} (kN/cm ²) - protótipo sem revestimento.....	175
Figura 8.29 - Distribuição das tensões σ_1 (kN/cm ²) - protótipo sem revestimento.....	175
Figura 8.30 - Distribuição das tensões σ_2 (kN/cm ²) - protótipo sem revestimento.....	176
Figura 8.31 - Distribuição das tensões σ_x (kN/cm ²) - protótipo com revestimento.....	176

Figura 8.32 - Distribuição das tensões σ_y (kN/cm ²) - protótipo com revestimento.....	177
Figura 8.33 - Distribuição das tensões τ_{xy} (kN/cm ²) - protótipo com revestimento.....	177
Figura 8.34 - Distribuição das tensões σ_1 (kN/cm ²) - protótipo com revestimento.....	178
Figura 8.35 - Distribuição das tensões σ_2 (kN/cm ²) - protótipo com revestimento.....	178
Figura 8.36 – Gráfico força x deslocamento das paredes sem revestimento na análise experimental e teórica (transdutores 1, 2, 3 e 4).....	181
Figura 8.37 – Gráfico força x deslocamento das paredes revestidas na análise experimental e teórica (transdutores 1, 2, 3 e 4).....	182
Figura 8.38 – Gráfico força x deslocamento das paredes sem revestimento na análise experimental e teórica (transdutor 6).....	182
Figura 8.39 – Gráfico força x deslocamento das paredes revestidas na análise experimental e teórica (transdutor 6).....	183

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Revestimentos de argamassa armada.....	23
Tabela 3.2 - Descrição dos corpos-de-prova ensaiados.....	26
Tabela 3.3 - Resultados dos ensaios (SINGH et al.,1988).....	27
Tabela 3.4 – Resultados obtidos nos ensaios de pequenas paredes.....	29
Tabela 4.1 – Resumo dos resultados dos ensaios.....	48
Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios das paredezinhas ensaiadas à compressão axial.....	89
Tabela 5.2 - Propriedades dos materiais.....	104
Tabela 5.3 – Valores dos módulos de elasticidade considerado nos modelos teóricos.....	110
Tabela 5.4 – Encurtamentos obtidos nos modelos teóricos analisados.....	111
Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios das paredes ensaiadas à compressão diagonal.....	128
Tabela 6.2 – Valores da carga de ruptura experimental e da carga máxima teórica.....	132
Tabela 6.3 - Resistências ao cisalhamento recomendadas pela BS 5628/1978.....	134
Tabela 6.4 - Resistências ao cisalhamento recomendadas pela NCH 1928/1954.....	134
Tabela 6.5 - Resistências ao cisalhamento recomendadas por SAHLIN (1971).....	135
Tabela 6.6 – Resultados obtidos através da ASTM E 519/93.....	136
Tabela 7.1 – Resultados dos ensaios das paredes à flexão.....	147
Tabela 7.2 – Valores obtidos nas análises teórica e experimental.....	152
Tabela 8.1 – Resumo dos resultados obtidos.....	169
Tabela 8.2 – Principais eventos e valores da força aplicada e de tensões.....	179

RESUMO

OLIVEIRA, F. L. (2001). *Reabilitação de paredes de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada*. São Carlos, 2001. 203p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O presente trabalho apresenta os resultados obtidos na pesquisa sobre o uso de revestimentos resistentes de argamassas de cimento e areia na reabilitação de paredes de alvenaria, quando solicitadas à compressão axial, compressão diagonal e flexão de painéis. Os ensaios foram baseados nas normas NBR 8949, ASTM 519 e NBR 14322 respectivamente. O objetivo dos ensaios realizados foi observar o comportamento estrutural de paredes de blocos de concreto revestidas com diversos tipos de argamassa de cimento e areia, os quais resultaram de combinações de argamassa de resistência baixa ou mais elevada, telas de aço soldadas, fibras de aço, fibras de polipropileno e conectores de cisalhamento. Os modelos dos ensaios de compressão axial tinham dimensões de 39 x 81 cm e foram confeccionados em gabaritos de aço para uma maior precisão durante o assentamento. Para os ensaios de compressão diagonal foram idealizados gabaritos de madeira para confecção e transporte dos modelos cujas dimensões eram de 80 x 80 cm. Nos ensaios de flexão as paredes (80 x 1,60) foram ensaiadas com a face maior na posição horizontal com duas situações de carregamento. Depois de terminados estes ensaios e analisados os resultados foi realizada também uma série de ensaios sobre painéis de alvenaria, submetidos a forças distribuídas numa região pequena do topo da parede e ensaiados em três situações diferentes: paredes íntegras, reabilitadas e reforçadas. A decisão de ensaiar painéis com aberturas se deu pela intenção de criar situações de desvio de tensões no plano da parede, provocando esforços de compressão, tração e cisalhamento. Todos os ensaios foram realizados com uso de equipamento hidráulico servo-controlado INSTRON, controlando-se a velocidade de deslocamento, o que permitiu observar o comportamento das paredes após à sua resistência de pico. Pode-se dizer que a técnica em estudo apresenta diversos aspectos interessantes, que podem ser explorados tanto na reabilitação (reforço ou reparo) de estruturas de alvenaria, como na execução de estruturas novas com exigências especiais de desempenho.

Palavras-chave: reabilitação, reforço, alvenaria, argamassa armada.

ABSTRACT

OLIVEIRA, F. L. (2001). *Rehabilitation of masonry walls by the application of resistant ferrocement overlays*. Sao Carlos, 2001. 203p. Thesis (PhD) – School of Engineering at São Carlos, University of Sao Paulo.

This paper reports on the results of a study about the use of resistant overlays of cement and sands mortars in the rehabilitation of masonry walls subjected to axial and diagonal compression and flexure. The tests were carried out according to the NBR8949, ASTM 519 and NBR 14322 codes. The purpose of the tests was to observe the structural behavior of concrete block walls covered with several combinations of materials: plain mortar with two different strengths, welded steel mesh, steel fibers, polypropylene fibers and shear connectors. The dimensions of the specimens subjected to axial compression tests were 390 x 810 mm. They were built inside steel templates for a better precision during their construction. Wooden templates were set up for the diagonal compression tests to build and transport the 800 x 800 mm specimens. In the flexure tests, the walls (800 x 1600 mm) were tested with the larger side in the horizontal position, using two loading situations. After the conclusion of these tests and an analysis of the results, a series of tests was carried out on masonry panels subjected to loads distributed over a small area at the top of the wall. Three different situations were tested, i.e., undamaged walls, rehabilitated walls and reinforced walls. The decision to test panels with openings was based on the idea of creating situations to deviate the stresses in the plane of the wall, thereby inducing compression, tension and shear. All the tests were performed using an universal servo-controlled INSTRON machine to control the displacement speed, allowing the observation of the behavior of the walls after their peak resistance. Based on this study, it can be stated that this technique offers several interesting aspects that may be applied both in the rehabilitation (strengthening or repair) of masonry structures and in the construction of new structures with special performance requirements.

Keywords: rehabilitation, strengthening, masonry, ferrocement.

1. INTRODUÇÃO

Desde a Antigüidade a alvenaria vem sendo largamente utilizada como forma de construção em habitações, monumentos e templos religiosos. Exemplos famosos deste tipo de técnica construtiva são a Pirâmide de Queóps e o Farol de Alexandria.

Admite-se que as primeiras construções em alvenaria datam do ano 10.000 A.C., quando assírios e persas construíaam com tijolos queimados ao sol. Já em 3.000 A.C., estes mesmos povos utilizavam os tijolos queimados em fornos. Nos séculos XII a XVII, as grandes catedrais, que se conservam até os dias de hoje, são exemplos de alvenaria como estrutura-suporte de edifícios de grande altura. Como exemplos do século XIX, sobrados e casarões foram construídos e são atualmente característica presente da época colonial no Brasil.

Todavia, as construções em alvenaria eram dimensionadas empiricamente e a concepção estrutural era intuitiva, daí o motivo de encontrarmos nestas antigas construções paredes com espessuras que variam de 30 cm a 1,30 m.

Com o aparecimento do concreto armado e do aço estrutural no início do século, a alvenaria se restringiu às construções de pequeno porte, reaparecendo, após inúmeras pesquisas, no início da década de 50, quando o engenheiro suíço Paul Haller dimensionou e construiu na Basileia em 1951, um edifício de 13 andares, em alvenaria não armada, com paredes resistentes internas de 15 cm de espessura e externas de 37,5 cm.

Em países como a Inglaterra, França, Estados Unidos, Canadá e Austrália, a utilização da alvenaria estrutural está amplamente difundida, existindo há muito tempo um conjunto de normas técnicas sobre o cálculo e procedimentos construtivos.

No Brasil, pode-se dizer que já houve grandes avanços na área de Alvenaria Estrutural, embora a normalização tenha sido realizada somente em meados de 1980.

Alguns exemplos de grandes construções em alvenaria são o Central Parque Lapa (1972), em São Paulo, com 4 blocos de 12 pavimentos; o Jardim Prudência (1977), em São Paulo, com 9 pavimentos e o Conjunto Habitacional de Itaquera (1978), também em São Paulo. Neste último exemplo, foram utilizados simultaneamente vários processos construtivos com o objetivo de comparar custos e prazos de execução, chegando-se ao resultado de que a alvenaria estrutural foi o processo que se adequou melhor às premissas básicas.

Atualmente, verifica-se uma tendência de aumento do volume de construção de edifícios em alvenaria estrutural. Isto se deve ao melhor discernimento das vantagens e desvantagens — hoje conhecidas com maior clareza devido às intensas pesquisas realizadas nesta área — do processo construtivo, que pode contar com diversos parâmetros racionais de análise e decisão na fase de projeto e de execução da obra.

O sucesso econômico da alvenaria estrutural tem sido alcançado não só pela racionalização da estrutura em si, mas também porque é possível que as paredes que constituem a estrutura da edificação desempenhem várias outras funções simultaneamente, tais como subdivisão de espaço, isolamento térmico e acústico, proteção ao fogo e adequação às condições climáticas.

Conclui-se então que as alvenarias foram evoluindo e deixaram de ser pesadas, espessas e rígidas como na Antigüidade. Tornaram-se delgadas e os processos de produção, mais industrializados. Contudo, ao lado da evolução das técnicas de projeto e de execução de obras, surgiram problemas de falhas nas construções. Assim, o diagnóstico das causas e dos mecanismos de evolução dessas falhas, as formas de manifestação e as medidas de prevenção e de recuperação vêm sendo estudados por pesquisadores de todo o mundo, de forma a acrescentar técnicas adequadas para execução de reparos ou reforços nas estruturas.

Diante da necessidade permanente de racionalização e melhoria da confiabilidade na definição de estratégias de reabilitação e no projeto tecnológico (conjugando a análise estrutural com os procedimentos de seleção de materiais, processos de execução, etc.) no campo das construções de alvenaria estrutural, este trabalho de pesquisa objetiva dar início ao estudo de paredes de alvenaria reabilitadas

mediante adição de revestimentos resistentes de argamassa ou microconcreto armado, analisando as seguintes variáveis:

- a) Avaliação da eficiência das técnicas de reabilitação indicadas na literatura;
- b) Estudo da distribuição de tensões normais e tangenciais que surgem nas paredes íntegras ou danificadas, submetidas a diversos tipos de solicitação;
- c) Investigação experimental e analítica do comportamento composto ou parcialmente composto do conjunto formado pelas camadas de revestimento de argamassa armada e núcleo de alvenaria;
- d) Estudo das possibilidades de aplicação dessa técnica na reabilitação de estruturas de alvenaria.

Portanto, o presente trabalho objetiva não só contribuir à solução de falhas nas alvenarias, mas também formalizar procedimentos aplicáveis à resolução e prevenção de problemas estruturais. Os resultados deste trabalho também poderão ser estendidos ao projeto e à execução de paredes de alvenaria com características especiais de desempenho, que possam ser supridas pela adição de revestimentos resistentes, como no caso de paredes de reservatórios, muros de arrimo, etc., que sejam resistentes a ações de carregamentos perpendiculares ao plano da parede.

As atividades desenvolvidas e a metodologia realizada na pesquisa estão descritas de maneira sucinta a seguir:

- a) Pesquisa bibliográfica onde foram analisados inicialmente os casos mais simples de recuperação ou reforço de paredes planas, com ou sem aberturas, submetidas a diversos tipos de solicitação. Ressalta-se que algumas áreas correlatas também foram estudadas para maior exploração do assunto pesquisado;
- b) Análise teórica efetuada com auxílio do programa computacional disponível (ANSYS) fundamentado no Método dos Elementos Finitos, por meio de análises simplificadas, ressaltando-se que este trabalho de pesquisa enfatiza a obtenção de dados experimentais;
- c) Os ensaios realizados tiveram valor principalmente qualitativo, podendo-se eventualmente chegar à validação de técnicas para uso prático. Todavia, não se

teve a pretensão de elaborar modelos matemáticos mais requintados e calibrá-los por meio de dados experimentais;

- d) Os fenômenos ocorridos durante os ensaios foram estudados, bem como todos os resultados de cálculos numéricos analisados, e avaliou-se potencial que a técnica de reabilitação em estudo pode proporcionar à estrutura danificada, a recuperação ou a melhoria de suas características originais quando submetida a solicitações de flexão, compressão e cisalhamento;
- e) A metodologia dos ensaios foi definida de acordo com as normas existentes, sendo que os procedimentos, quando necessário, sofreram algumas modificações. Os ensaios realizados estão representados nas Figuras 1.1, 1.2 e 1.3. Além disso, foram também realizados ensaios em protótipos com abertura de dimensões de 1,99 x 1,60 m;
- f) Alguns ensaios-piloto foram realizados para avaliação preliminar da técnica proposta, assim como para verificar a metodologia de ensaio;
- g) Durante o desenvolvimento da pesquisa e o estabelecimento de conclusões parciais, foram efetuadas avaliações dos resultados efetivamente alcançados.

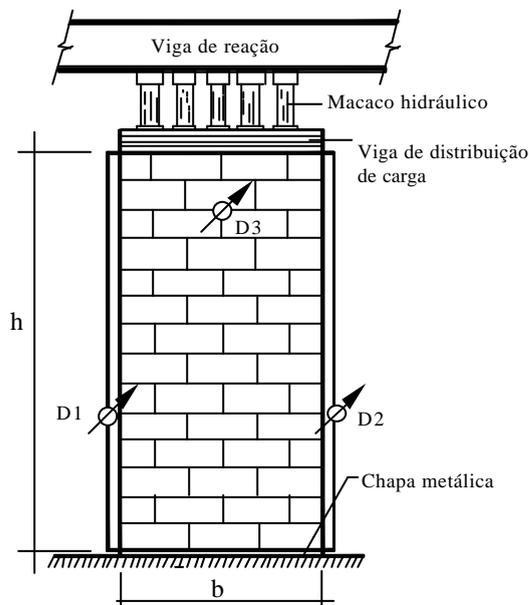


Figura 1.1 – Ensaio de compressão axial.

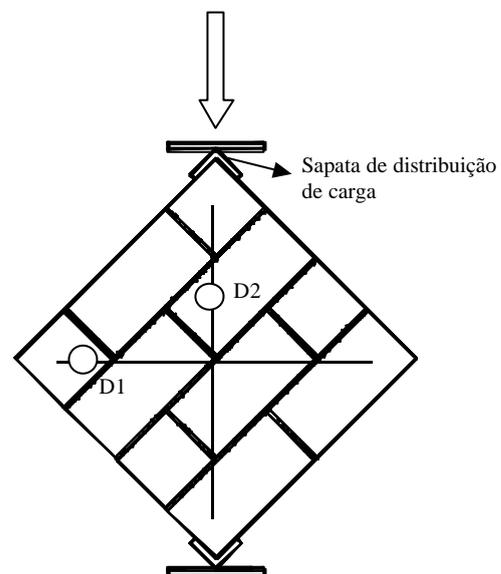


Figura 1.2 – Ensaio de compressão diagonal.

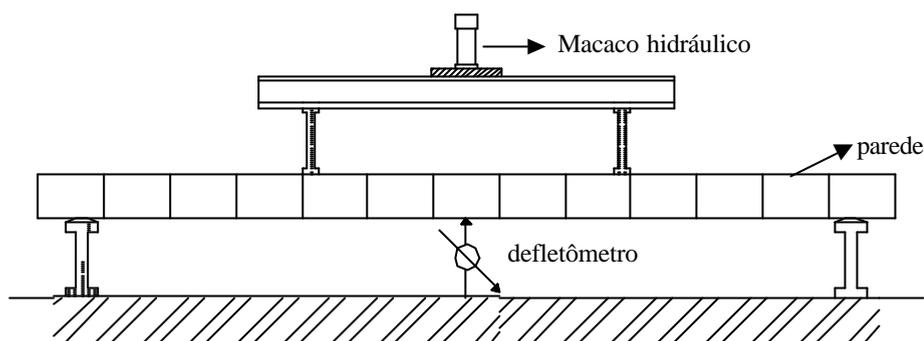


Figura 1.3 – Ensaio de flexão.

Dentro desse contexto, o corpo deste trabalho está dividido da seguinte forma:

No **Capítulo 2** são abordadas as patologias mais frequentes nas alvenarias estruturais e de vedação, como também, os métodos de reabilitação empregados para sua recuperação. No **Capítulo 3** aborda-se o conhecimento disponível sobre o uso dos revestimentos resistentes para reforço e reparo de componentes (pilares, vigas, lajes, reservatórios, etc.) e estruturas de alvenaria com diferentes tipos de revestimentos e sob diferentes solicitações. São apresentados os resultados e as conclusões, bem como comentários sucintos sobre cada referência bibliográfica.

No **Capítulo 4** do trabalho são abordadas de maneira geral as análises teóricas e experimentais realizadas sobre séries de modelos submetidos à compressão axial, compressão diagonal e flexão. São relatadas as técnicas construtivas utilizadas na execução dos modelos, os equipamentos e dispositivos empregados nos ensaios, a instrumentação de cada modelo justificando-se a sua posição, a metodologia de cada ensaio e as normas técnicas consultadas.

Nos **Capítulos 5, 6, 7 e 8** são abordadas de maneira individual cada uma das séries de ensaios, descrevendo-se os resultados obtidos e a sua análise dos mesmos. O mecanismo de ruptura, a resistência final e os deslocamentos encontrados são apresentados em forma de figuras, tabelas e gráficos. Faz-se também comentários sobre algumas dificuldades encontradas na metodologia empregada nos ensaios e modificações são sugeridas.

Na descrição das “análises teóricas” são relatados os métodos analíticos e numéricos empregados, bem como comentários sobre o programa ANSYS utilizado, e são feitas as considerações sobre a modelagem numérica do modelo, como o elemento escolhido, as características dos materiais e a vinculação. São analisadas as

tensões, as deformações e o deslocamentos obtidos comparando-os com os dados experimentais. Serão analisadas três situações diferentes de paredes submetidas às mesmas solicitações utilizadas na análise experimental. A primeira refere-se à parede sem revestimento, a segunda com módulo de elasticidade do núcleo (parede) menor que o do revestimento — $E_{pa} < E_{rev}$ — e a terceira com módulo de elasticidade do núcleo maior que o do revestimento — $E_{pa} > E_{rev}$.

Os resultados da análise experimental e teórica são discutidos e apresentados através de gráficos e tabelas. Os principais fenômenos e parâmetros analisados nos ensaios serão a resistência, a fissuração, ductilidade, a forma de ruína e o comportamento pós-pico.

As conclusões apresentadas no **Capítulo 09** são fundamentadas na revisão bibliográfica e nos resultados da análise experimental e numérica. Analisa-se a validade da técnica proposta, o desenvolvimento da pesquisa e a confrontação entre os objetivos propostos e atingidos dentro da limitação do trabalho. Propõe-se temas para continuidade da pesquisa.

2. PATOLOGIA NAS ALVENARIAS E SUA REABILITAÇÃO

Os problemas patológicos e a necessidade de reabilitação afetam as construções desde os primórdios das civilizações e dependem principalmente da qualidade da edificação construída. Como nos últimos tempos tem-se observado uma grande preocupação em relação aos aspectos relacionados com a durabilidade e manutenção das obras civis, pode-se notar um sensível desenvolvimento de tecnologias destinadas a solucionar problemas em peças deterioradas, danificadas ou tornadas obsoletas.

Cresce a área da Engenharia denominada de Patologia e Terapia das Construções, que trata justamente das correções de problemas patológicos, indicando os fatores que os provocaram e os procedimentos e técnicas mais adequadas para superá-los.

Apesar deste ramo da Engenharia estar se desenvolvendo com relativa rapidez, os profissionais ainda contam apenas com técnicas baseadas na experiência empírica acumulada. Isto ocorre porque os processos de reabilitação apresentam, em sua maioria, um caráter artesanal e particular, pois cada problema enfrentado tem características próprias.

Não há dados precisos sobre o volume de aplicações e o estado das construções de alvenaria no Brasil, mas possivelmente, dada a longa tradição de uso, uma análise patológica revelaria um quadro muito extenso de situações de deterioração. Muitos dos problemas de desempenho das construções poderiam ser evitados com materiais, técnicas, procedimentos e normas adequadas.

A recuperação de construções de alvenaria vem sendo estudada de modo mais sistemático desde a década de 60, quando algumas publicações passaram a

demonstrar a fenomenologia e o que deve ser feito para evitar e tratar de problemas patológicos como trincas e fissuras, como por exemplo C.S.T.C. (1967) e PFEFFERMANN (1968).

As paredes de alvenaria apresentam em geral bom comportamento frente às solicitações de compressão, não ocorrendo o mesmo em relação às solicitações de tração, flexão e cisalhamento. Nos casos de fissuração, as tensões de tração e de cisalhamento são responsáveis pela quase sua totalidade. Como as alvenarias são muito susceptíveis às distorções e deformações excessivas, elas exigem cuidados especiais no projeto das fundações, assim como na execução e no cálculo da estrutura portante.

No presente trabalho será dada ênfase às patologias referentes à trincas e fissuras. Elas serão subdivididas em dois tipos: *patologias nas alvenarias de vedação* e *patologias nas alvenarias estruturais*. Ressalta-se que em algumas situações a mesma ocorrência patológica pode ocorrer nos dois tipos de alvenaria, mas são citadas separadamente para melhor entendimento do texto.

2.1 Patologia nas alvenarias de vedação

O aparecimento de trincas nas paredes de alvenaria indica um estado de deformação excessiva dos elementos estruturais e comprometimento da durabilidade e/ou estanqueidade à água do edifício, trazendo descontentamento (eventualmente pânico) ao usuário pela possibilidade de ruína dos elementos fissurados. É preciso certificar-se das causas e possíveis danos que as trincas podem trazer à edificação, para definir se podem comprometer a segurança estrutural e a estanqueidade, ou se elas são somente de caráter estético, que mesmo assim devem ser corrigidas para evitar eventual surgimento de outras patologias.

THOMAZ (1998) destaca também a evolução da tecnologia do concreto armado, representada pela fabricação de aços com grande limite de elasticidade, produção de cimentos de melhor qualidade e desenvolvimento de métodos mais refinados de cálculo. As estruturas de concreto foram se tornando cada vez mais flexíveis, o que exige a análise mais cuidadosa das suas deformações e de suas respectivas conseqüências.

Não se têm observado comumente problemas graves decorrentes de deformações promovidas por solicitações de compressão (pilares), cisalhamento ou torção.

Entretanto; a ocorrência de flechas em componentes fletidos tem causado repetidos e graves transtornos aos edifícios, verificando-se, em função das flechas desenvolvidas em componentes estruturais, freqüentes problemas de compressão de caixilhos, empoçamento de água em lajes de cobertura, destacamento de pisos cerâmicos e ocorrência de fissuras em paredes.

Deve-se frisar que o desenvolvimento das fissuras será função não só da grandeza da flecha, mas também de diversas características da alvenaria como: dimensões dos blocos, tipo de junta, características do material de assentamento, dimensões e localização dos vãos inseridos na parede, etc.. Contudo, na previsão da flecha de um componente fletido é essencial considerar as parcelas das flechas instantâneas (antes e após fissuração) e flechas provenientes da deformação lenta do concreto. Quando as alvenarias não são dimensionadas para suportar as flechas excessivas das estruturas de concreto, estas tendem a introduzir esforços de tração e cisalhamento causando trincas em diversas configurações.

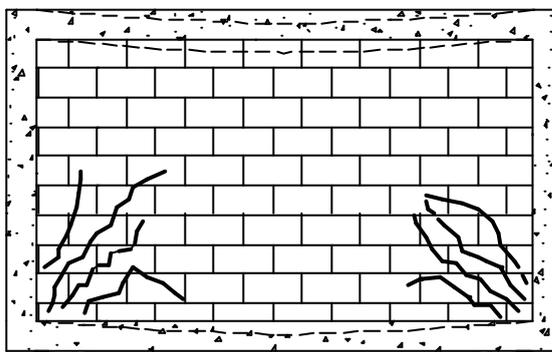


Figura 2.1 – Flecha da viga superior igual à da viga inferior porém maior que a alvenaria suporta – adaptada de PFEFFERMANN (1968).

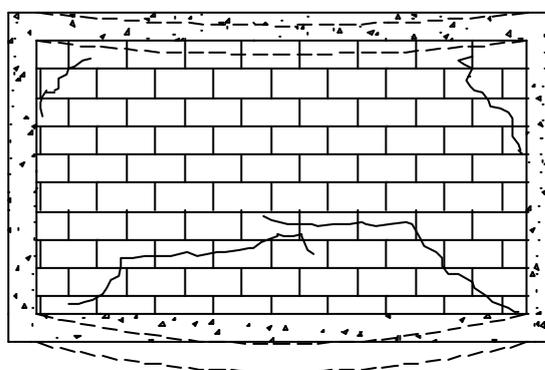


Figura 2.2 – Flecha da viga inferior é maior que a da viga superior – adaptada de PFEFFERMANN (1968).

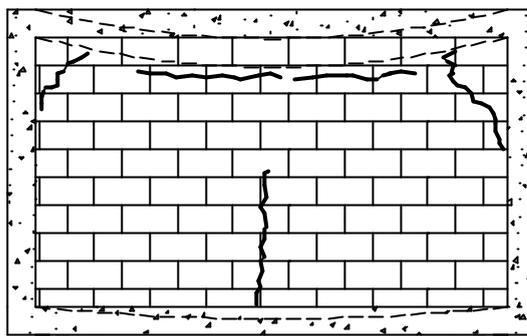


Figura 2.3 – Flecha da viga inferior é menor que a da viga superior – adaptada de PFEFFERMANN (1968).

Ocorrem também destacamentos entre alvenarias e estrutura pela retração de secagem dos blocos mal curados e do abatimento plástico da argamassa de assentamento, quando solicitada pelo peso próprio da parede recém construída e sua posterior retração de secagem. Isto acontece quando a parede é precocemente encunhada na estrutura, ocorrendo também destacamentos no encontro da parede com a viga ou laje junto ao topo.

A retração das alvenarias de vedação pode também dar origem a fissuras verticais, igualmente espaçadas no corpo das paredes mais longas; nos encontros entre paredes, nas seções onde eventualmente ocorra mudança de espessura da parede, ou ainda, nas seções enfraquecidas pela presença de aberturas ou tubulações embutidas.

THOMAZ (1989) comenta que diversos fatores influenciam o comportamento mecânico das paredes de alvenaria como: geometria, rugosidade superficial e porosidade do componente de alvenaria; índice de retração, poder de aderência e poder de retenção de água da argamassa de assentamento; esbeltez, eventual presença de armaduras, número e disposição das paredes contraventantes; amarrações, cintamentos, disposição e tamanho dos vãos de portas e janelas e enfraquecimentos provocados pelo embutimento de tubulações, rigidez dos elementos de fundação, geometria do edifício, etc..

Um fator também significativo no aparecimento de fissuras é a heterogeneidade resultante da utilização conjunta de materiais diferentes com propriedades distintas. Ou seja, blocos e argamassa de assentamento possuem resistência mecânica, módulo

de deformação longitudinal, coeficiente de Poisson e outros parâmetros diferentes e, em função dessa não coincidência de propriedades mecânicas e elásticas, as fissuras podem propagar-se tanto pelas juntas como seccionar os componentes de alvenaria. Hedstrom et al. apud SABBATINI (1984), por exemplo, determinaram a distribuição de tensões na face dos blocos, após ruptura da junta vertical, e comprovaram ocorrer uma concentração de tensões no centro do bloco, no ponto correspondente à junta vertical falida. Nessa ocasião três situações podem ocorrer:

- a) se argamassa for mais resistente que o bloco, a resistência de aderência ao cisalhamento da junta horizontal for adequada e, se as tensões concentradas na região central dos blocos contíguos à junta falida excederem a resistência à tração dos blocos, estes serão seccionados no meio, bem como a argamassa entre as duas fiadas, (Figura 2.4);
- b) Se a argamassa for menos resistente que o bloco, mas apresentar um alto módulo de elasticidade e/ou a interface apresentar uma fraca resistência de aderência (no cisalhamento), as tensões tangenciais irão atuar na interface seccionando-a até a próxima junta vertical falida, ficando então o desenvolvimento da fissura com o aspecto de uma escada (Figura 2.5);
- c) Se a argamassa for menos resistente que o bloco, possuir um baixo módulo de elasticidade e uma capacidade de aderência adequada, as tensões de tração fissurarão a argamassa sob a forma de fissuras distribuídas por toda a massa da junta horizontal (Figura 2.6).

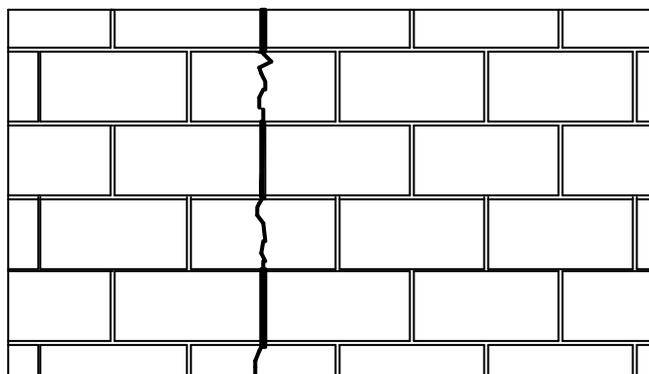


Figura 2.4 – Ruptura seccionando os componentes de alvenaria. Argamassa mais resistente que o bloco e aderência adequada .

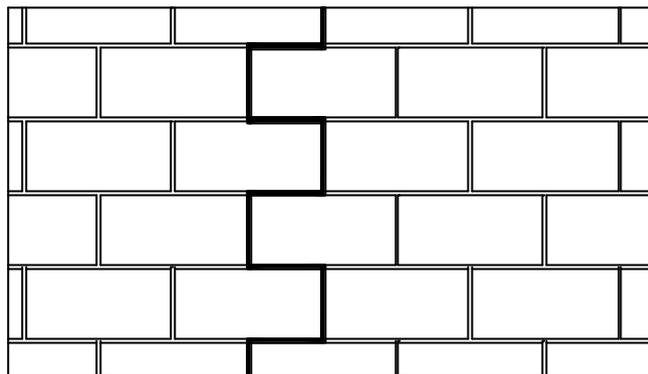


Figura 2.5 – Ruptura em forma de escada. Argamassa menos resistente que o bloco, com módulo de elasticidade elevado e/ou má aderência ao bloco.

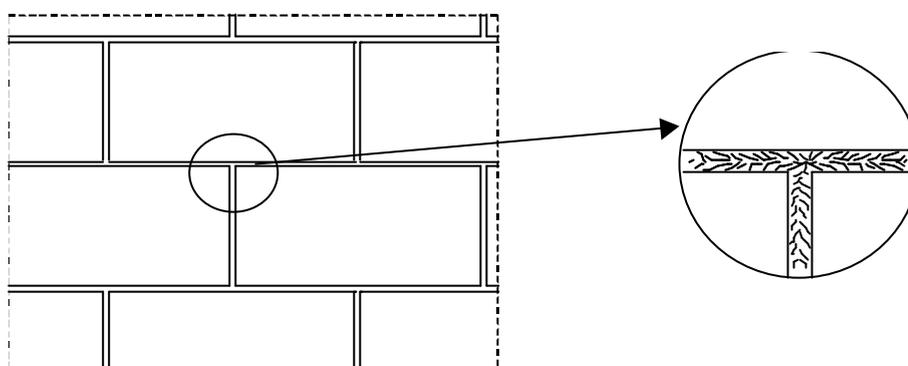


Figura 2.6 – Argamassa menos resistente que o bloco, com baixo módulo de elasticidade e aderência adequada.

2.2 Patologia nas alvenarias estruturais

Geralmente, as fissuras que se manifestam em alvenarias oriundas de sobrecarregamentos (cargas axiais uniformemente distribuídas), são verticais, provenientes da deformação transversal da argamassa de assentamento e dos próprios componentes de alvenaria por flexão local.

As fissuras causadas pela atuação de sobrecargas ocorrem pela solicitação excessiva do painel de alvenaria (compressão ou tração), condicionada normalmente pela concentração de esforços em determinadas regiões e à inexistência de dispositivos adequados para distribuí-los. Nas paredes com aberturas de portas ou janelas com ausência ou inadequação de vergas e contravergas, haverá considerável concentração de tensões no entorno dos vãos. As fissuras assumem configurações inclinadas a partir dos cantos dessas aberturas (Figura 2.8).

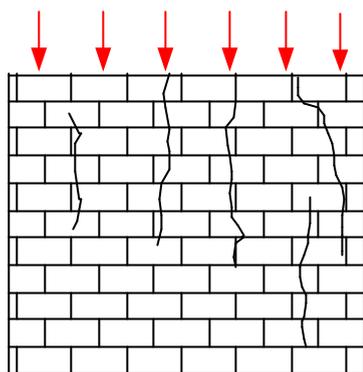


Figura 2.7 – Fissuração oriunda de sobrecarregamentos – adaptada de THOMAZ, 1990.

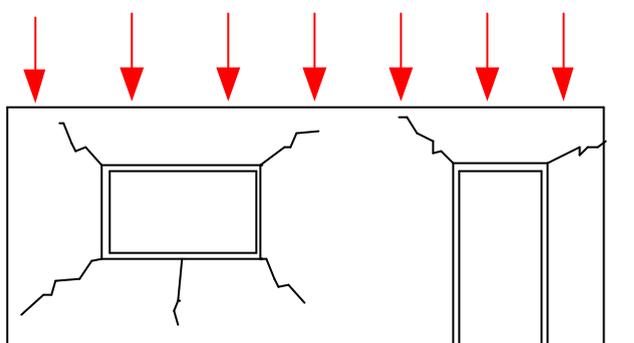


Figura 2.8 – Fissuração em paredes com aberturas – adaptada de THOMAZ, 1990.

As fissuras horizontais nas alvenarias não são tão freqüentes, salvo quando submetidas à flexo-compressão (Figura 2.9). Um caso freqüente desse tipo de fissuras ocorre quando há excessiva deformação de lajes ancoradas nas paredes introduzindo nas mesmas esforços de flexão lateral. Em caso de pouco carregamento elas (as fissuras horizontais) também podem ocorrer devido à expansão das alvenarias por higroscopicidade. A expansão diferenciada entre fiadas de blocos provocam fissuras na base das paredes (Figura 2.10).

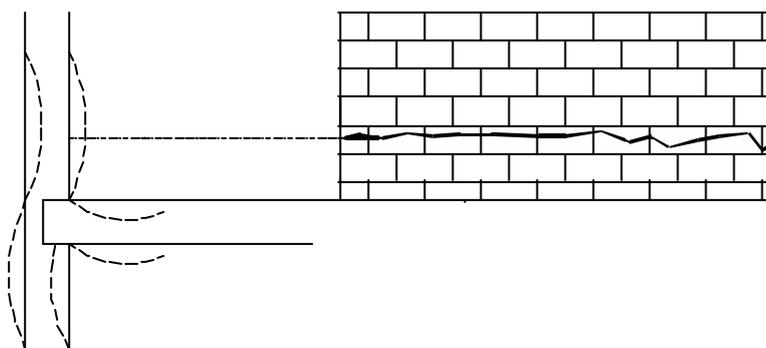


Figura 2.9 - Fissura horizontal na base da alvenaria causada por flexo-compressão - adaptada de THOMAZ, 1990.

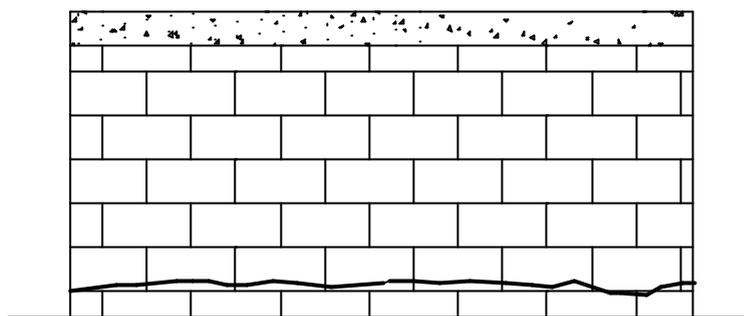


Figura 2.10 - Fissura horizontal na base da alvenaria causada por movimentações higroscópicas – adaptada de THOMAZ, 1990.

As fissuras causadas por dilatação térmica de lajes de cobertura são causadas pela existência de detalhes inapropriados no encontro entre as paredes e a laje de cobertura (cintamento muito rígido ou sistema de apoio deslizante). Neste caso ocorrerão fissuras de cisalhamento na alvenaria, nas proximidades da laje (Figura 2.11).

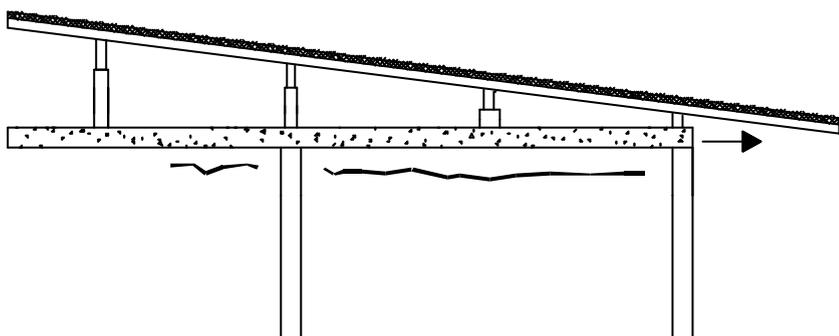


Figura 2.11 – Fissuras de cisalhamento na alvenaria. FONTE: THOMAZ (1990).

O comportamento das fundações afeta diretamente o desempenho das alvenarias. Recalques diferenciados ocorridos por falhas de projeto, rebaixamento do lençol freático, falta de homogeneidade do solo, consolidações diferenciadas de aterros, etc. contribuirão para o aparecimento de fissuras inclinadas em direção ao ponto onde ocorreu o maior recalque (Figura 2.12). Quando muito acentuado, ocorrem esmagamentos localizados, em forma de escamas, dando indícios das tensões de cisalhamento que os provocam (THOMAZ, 1990).

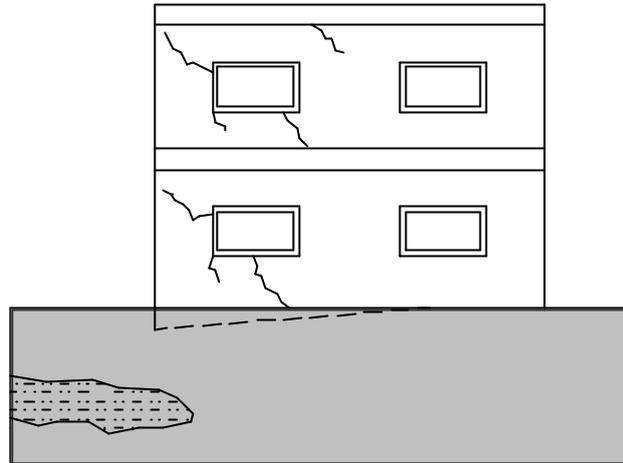


Figura 2.12 – Recalque diferenciado da fundação – adaptada de THOMAZ, 1990.

Em alvenarias estruturais as fissuras podem ser causadas por carregamentos desbalanceados, particularmente no caso de sapatas corridas ou vigas de fundação excessivamente flexíveis. Como exemplo (Figura 2.13), pode-se citar a sobrecarga que se encontra nas vizinhanças de grandes aberturas nas paredes, cujo trecho de alvenaria existente sob o vão acaba sendo solicitado à flexão, surgindo fissuras verticais nas proximidades do peitoril da janela (THOMAZ, 1990).

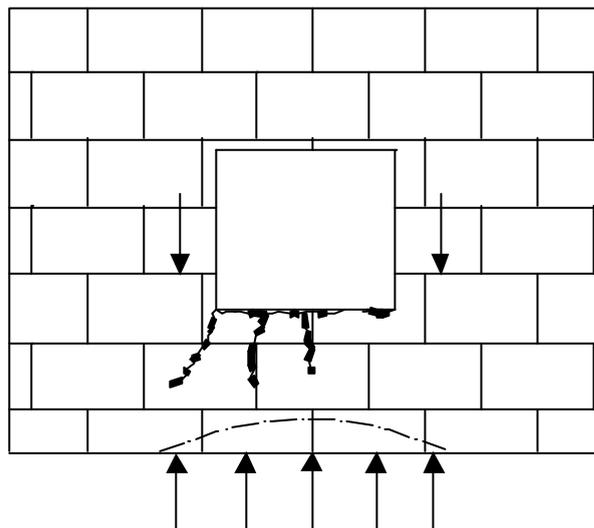


Figura 2.13 – Fundação contínua solicitada carregamento desbalanceado.

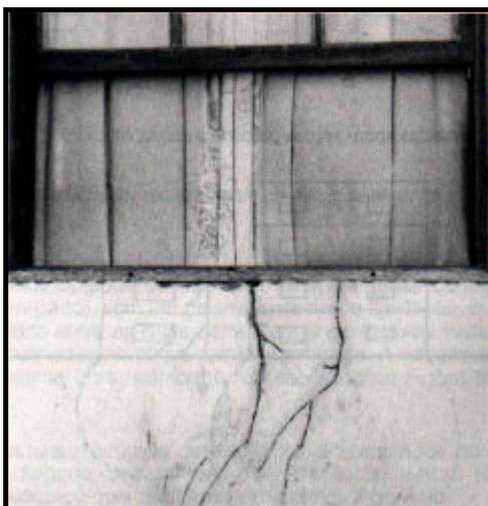


Figura 2.14 – Sob a abertura surgem fissuras de flexão.

GRIMM (1988) também ressalta que no caso de construções de alvenaria estrutural as fissuras são provavelmente a mais freqüente manifestação de perda de desempenho e podem ser causadas por diversos fatores como retração da argamassa, deformação de outras estruturas de concreto, expansão térmica diferenciada entre unidade de alvenaria e argamassa, recalque da fundação etc.. GRIMM destaca também que as fissuras podem acontecer devido às diferentes deformações ocorridas na interseção entre as paredes estruturais e as paredes de vedação. Neste caso, as fissuras se apresentam horizontalmente no meio da parede, devido à flexão causada por uma excessiva deformação de uma das paredes. Já as fissuras causadas por recalque de fundação são geralmente diagonais ou verticais.

2.3 Reabilitação das alvenarias

Como o estudo em questão propõe uma técnica de reabilitação de alvenaria, é necessário conhecer outras práticas também usadas para esse fim. Todas as referências que foram encontradas sobre esse assunto ressaltam que a melhor maneira de se prevenir um edifício da necessidade de reabilitações sérias é o dimensionamento e execução corretos. Assim, no dimensionamento deve-se considerar as solicitações necessárias para o cálculo da estrutura e, na execução, exigir-se um controle sistemático e eficiente da qualidade dos materiais e dos serviços.

Como as alvenarias manifestam bom comportamento às solicitações de compressão deve-se evitar então, sempre que possível, cargas excêntricas e as cargas concentradas devem ser distribuídas por meio de coxins. As concentrações de tensão nas aberturas deverão ser absorvidas por vergas e contravergas. Deve-se evitar também, a presença de água na alvenaria acabada, pois provoca movimentações higroscópicas, eflorescências, expansão pela presença de sulfatos ou dissolução de compostos de argamassa de assentamento. Nestes casos, as providências a serem tomadas podem ser: impermeabilização da fundação, revestimento da parede com película impermeável ou hidrófuga e medidas que evitem o empoçamento de água nas bases das paredes.

Para D'Elia, apud DUARTE (1998)¹, após a identificação da origem do problema, parte-se para as avaliações das conseqüências da anomalia e da evolução do fenômeno gerador. Chega-se então à conclusão de como e com que elementos será feita a recuperação. Se a questão envolver segurança, isto é, a perda de capacidade portante por solicitação mecânica, um reforço ideal para peças trincadas pode ser o emprego da protensão. Por outro lado, se o problema for relacionado à durabilidade, parte-se para a proteção aos agentes agressivos.

Segundo D'Elia, dentre os tratamentos convencionais de trincas “vivas” destaca-se os elásticos à base de poliuretanos, siliconados, polissulfetos e resinas acrílicas. Em caso de fissuras “mortas” os tratamentos com massa de resina epóxicas ou selantes rígidos. Diferentemente do primeiro, neste caso eles não precisam necessariamente ser injetados. Pode-se apenas fazer uma colmatação (cobrimento) superficial.

Quando as fissuras aparecem no revestimento de argamassa, SABBATINI (1998) afirma que estas podem ocorrer em função da amplitude de deformação da base, no caso da alvenaria de vedação. Para este autor não é função do revestimento absorver as deformações de grande amplitude da base. Na maioria dos casos a situação mais comum é que a fissuração do revestimento ocorra em virtude da própria fissuração da alvenaria, conforme LOGEAIS (1989). Sendo assim, faz-se

¹ D'Elia, AA. Engenheiro da Concrejato apud COSTA (1993) A linguagem das trincas. p. 16.

necessário escolher um método de recuperação adequado para que a parede também seja tratada.

Nas alvenarias aparentes, os destacamentos entre componentes e argamassa de assentamento são recuperados pela escarificação das juntas, até uma profundidade de 15 mm. Deve-se remover a poeira e materiais soltos, umedecer as juntas e preencher com argamassa de cimento; cal; areia no traço 1:2:9 (em volume) com solução de cola à base de resina PVA e água, na proporção de 1:2, também em volume.

Nas paredes de vedação danificadas por movimentações térmicas de lajes de cobertura ou pelo sobrecarregamento vindo da deformação dos componentes estruturais, é aconselhável a desvinculação entre o topo da parede e o componente estrutural (Figura 2.15).



Figura 2.15 – Desvinculação entre a parede fissurada e o componente estrutural superior – extraída de THOMAZ, 1989.

Quando as lajes de cobertura sofrem dilatação térmica e estas são apoiadas em alvenaria portante, pode-se fazer o escoramento da laje, a remoção da última junta de assentamento e introduzir um material deformável. Quando não for possível o escoramento da laje de cobertura, a raspagem da junta ($\cong 10$ mm) é feita e preenchida com selante flexível.

THOMAZ (1989) afirma que as fissuras causadas por concentração de tensões só poderão ser recuperadas quando houver uma redistribuição de tensões no trecho carregado da parede. Uma saída é a colocação de coxins de distribuição convenientemente dimensionado.

Quando ocorrem destacamentos entre paredes e pilares ou vigas, a inserção de um material flexível (poliuretano expandido, feltro betumado, poliestireno expandido etc.) entre eles é a técnica mais utilizada. No caso de paredes revestidas pode-se, por exemplo, remover o revestimento numa largura de aproximadamente 25 cm para

cada lado da fissura. A região deve ser limpa com uma trincha para remover poeiras e materiais soltos. É então fixada uma tela metálica de estuque traspassando 20 cm para cada lado, por meio de pregos ou cravos de metal. A tela deverá ficar medianamente distendida (Figura 2.16). Chapisca-se a alvenaria e o pilar ou viga e executa-se o revestimento com argamassa de cimento; cal; areia no traço de 1:2:9 em volume.

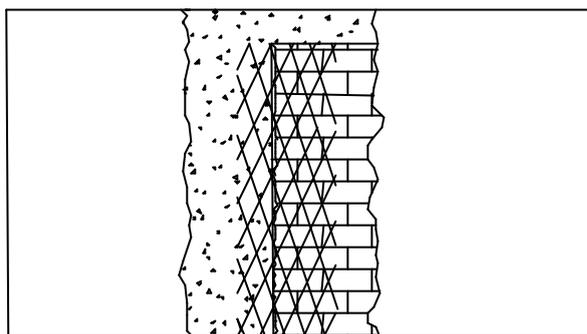


Figura 2.16- Recuperação de descolamento entre pilar e parede.

Em paredes longas com fissuras intermediárias pode-se criar juntas de movimentação ou a utilização de uma bandagem (Figura 2.17). Essa técnica consiste, por exemplo, em remover o revestimento numa faixa de aproximadamente 15 cm, limpar a região e aplicar a bandagem com distribuição regular para ambos os lados da fissura. Chapisca-se toda a região onde fora removido o revestimento, inclusive sobre a bandagem e executa-se o revestimento com argamassa de cimento, cal hidratada e areia no traço de 1:2:9 em volume.

A técnica de bandagem também é utilizada nas fissuras em locais de enfraquecimento ou concentração de tensões na parede (cantos de aberturas, regiões de embutimento de tubulações etc.). As paredes são recuperadas superficialmente com a introdução de bandagem no revestimento ou de tela de náilon na pintura. Para recuperar o comportamento monolítico da parede, remove-se o revestimento original e introduz-se armaduras na alvenaria, no trecho fissurado.

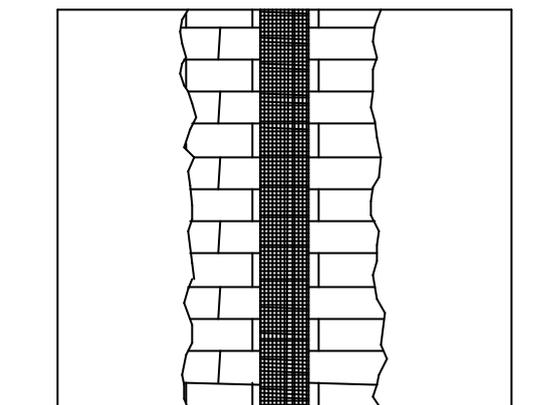


Figura 2.17 - Recuperação com bandagem.

Para reforço das paredes portantes trincadas, a introdução de armaduras chumbadas com argamassa rica em cimento e posicionadas perpendicularmente à fissura é uma das técnicas de reabilitação utilizadas. Para fissurações consideradas graves, como as causadas por recalques intensos da fundação pode-se recorrer ao atiramento da alvenaria (Figura 2.18).

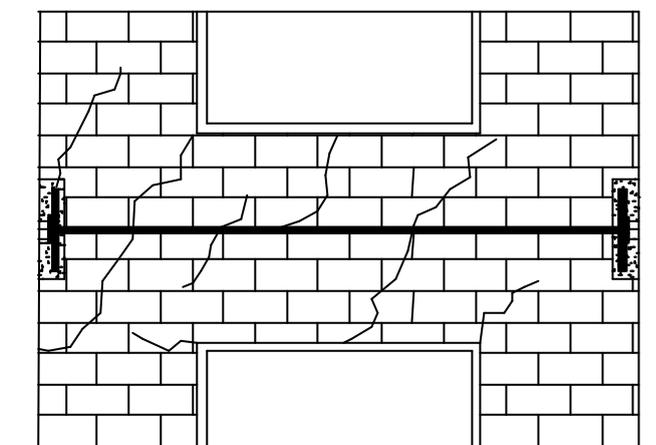


Figura 2.18 – Reforço de alvenaria portante com tirante de aço.

Nesta técnica, o tirante transmite seus esforços através de placas de aço apoiadas em superfície regularizada com argamassa. Deve-se proteger com argamassa aditivada de agente impermeabilizante o corpo e as extremidades rosqueadas do tirante, as placas de apoio e as porcas de fixação. Recomenda-se que no aperto das porcas o tirante deva estar aquecido, produzindo com seu resfriamento e conseqüente contração a compressão da alvenaria, THOMAZ (1989).

Chama-se a atenção que a técnica aqui proposta para desenvolvimento corresponde à aplicação de revestimentos resistentes em toda a parede, não só recuperando a trinca, mas também reforçando a alvenaria como um todo. Com isso, espera-se não só aumentar a resistência, ductilidade e durabilidade, das paredes de alvenaria, como também utilizar a técnica em paredes com necessidades especiais de desempenho estrutural como reservatórios e muros de arrimo, etc..

3. O USO DE REVESTIMENTOS RESISTENTES NA REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA

A argamassa armada vem sendo utilizada como um material de reparo e reforço tanto em estruturas de concreto como de alvenaria. Os resultados mostram um aumento de resistência, ductilidade e durabilidade das estruturas reabilitadas.

Um dos problemas mais questionáveis ao uso da argamassa armada é a sua pequena espessura podendo com isso, propiciar corrosão na armadura. Tal fato se deve à falta de cobrimento adequado quando se compara a argamassa armada com o concreto, tomando-se como base as recomendações da NBR-6118 (NB-1) “*Projeto e execução de obras de concreto armado*”. Essas recomendações são, no entanto, de caráter geral e não devem ser tomadas como únicas, nem como as melhores para todas as situações. Isso poderia por exemplo, inviabilizar alguns processos construtivos que só são possíveis, técnica e comercialmente, utilizando-se cobrimentos inferiores aos considerados para o concreto (HELENE, 1986).

O cobrimento tem a finalidade de proteger fisicamente a armadura e propiciar um meio alcalino elevado que evite a corrosão por passivação do aço. Essa proteção depende, essencialmente das características e propriedades intrínsecas dos materiais considerados. Portanto, a diferentes “*concretos*” devem corresponder diferentes cobrimentos, mantido um mesmo nível de proteção (HELENE, 1986).

Para a argamassa armada, a qualidade da argamassa é essencial na proteção das armaduras contra corrosão, dependendo enfaticamente da relação água/cimento. Sendo assim, as argamassas empregadas em argamassa armada devem ter fator água/cimento baixos ($\leq 0,45$), com adensamento eficiente e ser objeto de cura especialmente cuidadosa (HANAI, 1992). Tomando-se estes cuidados, a argamassa

se mostra eficiente tanto como um componente construtivo, como um material de reparo/reforço.

REINHORN & PRAWEL (1991) verificaram que um revestimento de argamassa armada acrescenta resistência e ductilidade em paredes de alvenaria não-armada. Os ensaios foram realizados em paredes de alvenaria de tijolo cerâmico, cujas dimensões eram de 20,33 x 8,89 x 6,35 cm, sendo que 2 não estavam revestidas e 5 estavam revestidas com argamassa armada utilizando-se telas de diferentes espaçamentos. Os modelos possuíam dimensões de 64,8 x 64,8 x 20,3 (Figura 3.1).

A argamassa de assentamento utilizada foi a indicada pela ASTM C 270-68 no traço de 1:1:1 apresentando resistência à compressão de 12,41 MPa.

A argamassa de revestimento usada foi preparada com traço de 1:2 (em volume) com fator a/c = 0,48, resistência à compressão de 25,24 MPa e à tração de 3,56 MPa. Os espaçamentos das telas variavam de 0,32 cm a 5,08 cm Na Tabela 3.1, estão sucintamente apresentadas as características dos modelos ensaiados.

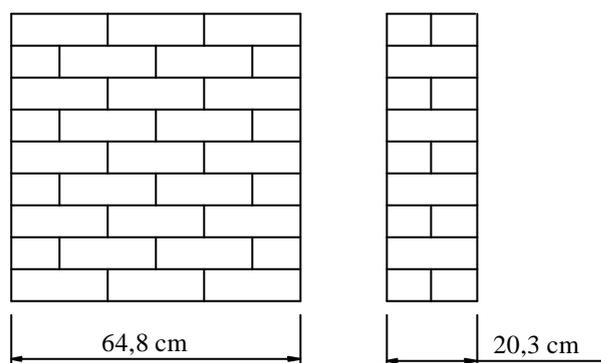


Figura 3.1 – Parede não revestida.

Tabela 3.1 - Revestimentos de argamassa armada

corpo-de-prova	Nº de modelos	espessura (cm)	tamanho da malha (mm)	diâmetro dos fios (mm)
B1-SBM	2	—	—	—
SZ1-SBF	1	1,55	12,7 x 12,7	1,06
SZ2-SBF	1	1,55	25,4 x 25,4	1,52
SZ3-SBF	1	1,55	50,8 x 50,8	1,90
SZ4-SBF	1	1,27	6,4 x 6,4	0,68
SZ5-SBF	1	1,27	3,2 x 3,2	0,48

O revestimento foi aplicado depois de 14 dias da execução das paredes e os ensaios realizados depois de 28 dias. As telas eram fixadas por arames que atravessavam as paredes em pontos espaçados de aproximadamente 20,32 cm (Figura 3.2).

Observou-se que as paredes que possuíam telas com uma malha fina, a penetração da argamassa era mais difícil. O ensaio realizado foi o de compressão diagonal aplicando-se carregamento dinâmico nos corpos-de-prova analisados. O esquema do ensaio pode ser visto na Figura 3.3. A Figura 3.4 representa o gráfico força x deslocamento dos modelos ensaiados.

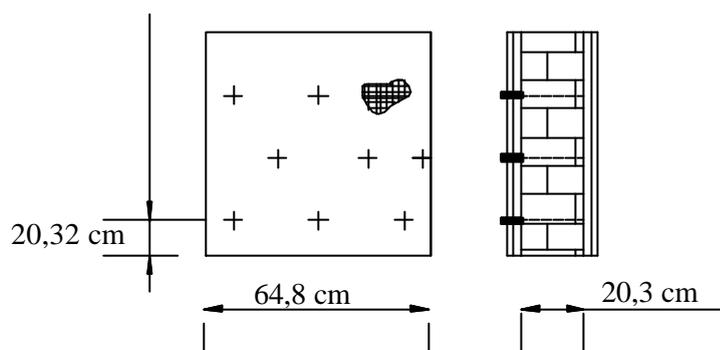


Figura 3.2 – Parede revestida.

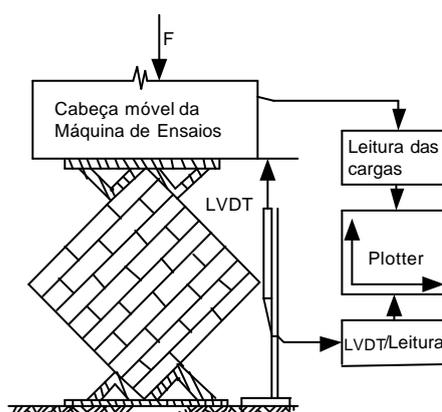


Figura 3.3– Esquema do ensaio de compressão diagonal.

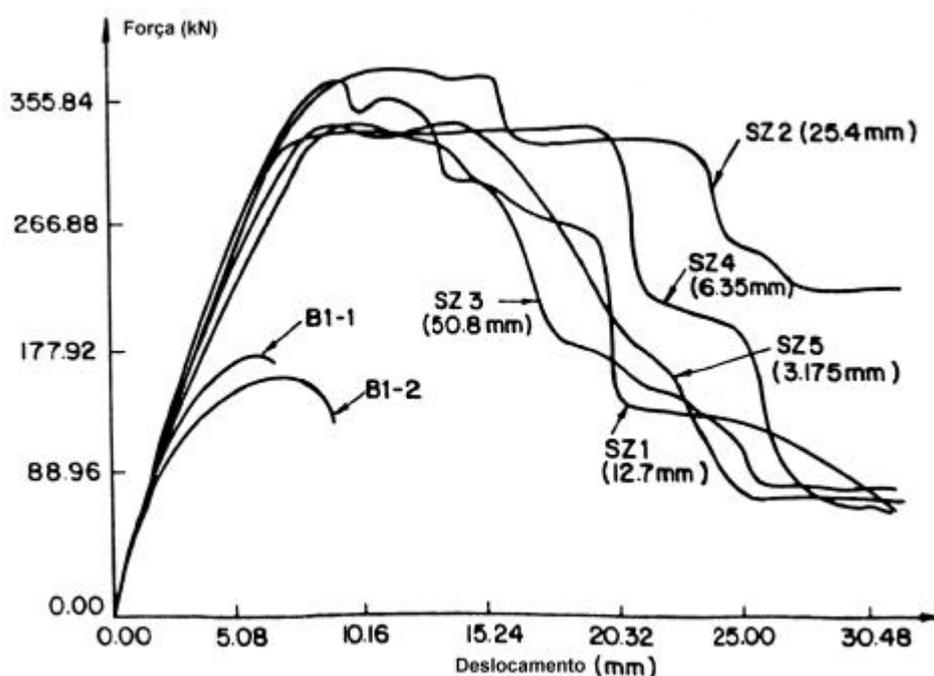


Figura 3.4 – Resultados dos ensaios - extraída de REINHORN & PRAWEL (1991).

Analisando-se o gráfico da Figura 3.4, observa-se que nas paredes revestidas ganharam resistência e ductilidade. Depois do aparecimento considerável de fissuras, ocorria a separação entre as placas de argamassa armada e a alvenaria. As placas de revestimento rompiam à compressão com um esmagamento localizado nos cantos, condição também apresentada em ensaios realizados por JIA apud REINHORN (1985)².

SINGH et al. (1988) realizaram ensaios em colunas de blocos cerâmicos de alvenaria encamisados com argamassa armada. O objetivo do ensaio era verificar a força da primeira fissura e força de ruptura.

As colunas foram envoltas com telas, fixadas por conectores em U e, algumas delas simplesmente amarradas. Foi aplicada então, argamassa rica com traços 1:1,5 e 1:2,5 para aderência entre a tela e as colunas. As 15 colunas ensaiadas em 5 situações diferentes, possuíam dimensões de 22,5 x 22,5 x 90 cm.

² JIA,Z.H. (1984) *Seismic retrofit of structural masonry walls* apud REINHORN,A.M.;PRAWEL,S.P. (1985). p. 167.

Os modelos foram ensaiados entre 6 a 7 semanas depois de revestidos. Todos os corpos de prova foram ensaiados à compressão axial. Na Tabela 3.2 estão descritas as condições das colunas para ensaio.

Tabela 3.2 - Descrição dos corpos-de-prova ensaiados

Corpo-de-prova	revestimento		telas
	espessura	traço	
P1, P2, P3	—	—	—
A4, A5, A6	1 cm	1:6	—
B4, B5, B6	1 cm	1:2	—
A1, A2, A3	2 a 2,5 cm	1:6	2 camadas – ϕ 1mm
B1, B2, B3	2 a 2,5 cm	1:2	ϕ 5 mm

Como era esperado, a carga de ruptura foi mais baixa para as colunas não revestidas e mais alta (mais que o dobro) para as colunas revestidas com argamassa armada com traço de 1:2. Comparando-se os resultados das colunas A1-A3 e B1-B3 verifica-se uma grande diferença no valor da carga de ruptura, enquanto que entre as colunas A4-A6 e B4-B6 essa diferença é menor.

As primeiras fissuras nas colunas não revestidas foram observadas quando o valor da carga aplicada atingia 75% a 80 % da carga máxima. Fissuras verticais atravessavam as juntas da argamassa de assentamento e dos blocos, enquanto que fissuras horizontais eram observadas apenas nas juntas dos blocos. Nas colunas revestidas apenas com argamassa, as fissuras ocorreram quando se atingia 65% a 75% da carga máxima. Neste caso, as fissuras abriam-se mais rapidamente e pedaços de argamassa descolavam das colunas.

O quadro de fissuras apresentado nas colunas revestidas de argamassa armada era totalmente diferente das outras situações analisadas. Estas ocorreram de 55% a 65% da carga máxima nas colunas A1-A3, e de 40% a 50% nas colunas B1-B3. Embora as fissuras aparecessem com cargas bem próximas que nas outras situações, eram superficiais, predominantemente verticais e ocorriam no centro e topo das colunas. As aberturas das fissuras centrais aumentavam consideravelmente de acordo com a carga aplicada e estendiam-se até quase o final do comprimento das colunas. O gráfico da Figura 3.5 e a Tabela 3.3 apresentam os resultados obtidos nos ensaios.

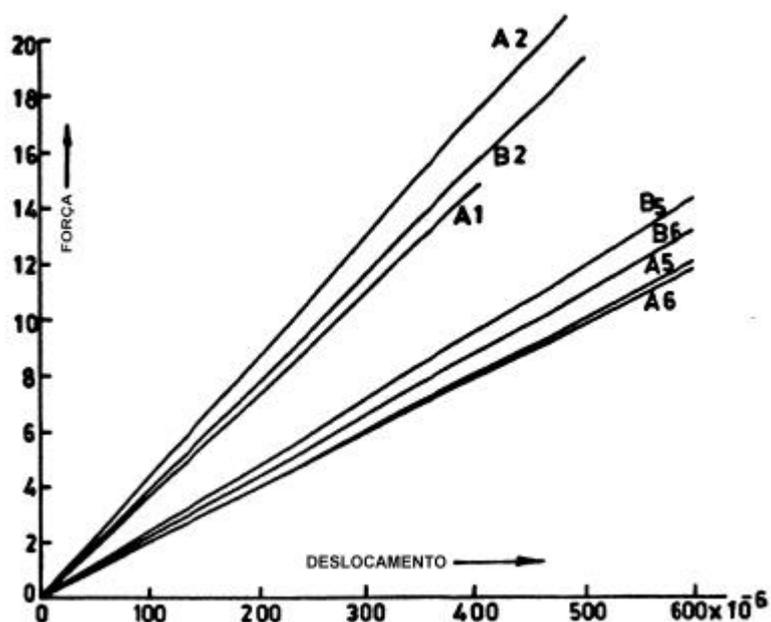


Figura 3.5 – Gráfico força x deslocamento dos ensaios realizados, extraído de SINGH et al. (1988).

Tabela 3.3 - Resultados dos ensaios (SINGH et al.,1988).

corpo-de-prova	carga da 1 ^a fissura (T)	carga de ruptura (T)	média	aumento de carga (%)
P1	10	13,5		
P2	9,5	11,5	12,7	—
P3	10,25	13		
A4	10	13		
A5	10	15,5	13,7	8
A6	12	12,5		
B4	12	15,5		
B5	12	17	15,8	24,6
B6	12	15		
A1	12	20		
A2	12	21	19,5	53,5
A3	12	17,5		
B1	14	29		
B2	12	29,75	29,4	131
B3	12	29,5		

SINGH et al. (1988) concluíram com este estudo que:

- a) O encamisamento de colunas de alvenaria com argamassa armada pode aumentar mais que o dobro a carga de ruptura;
- b) Uma ruptura prematura pode ocorrer, se a malha não envolver adequadamente as colunas e a argamassa não penetrar entre as aberturas para proporcionar aderência entre os componentes;
- c) A ruptura ocorre com a expansão lateral das colunas, com conseqüente colapso do encamisamento.

CAVALHEIRO & MÜLLER (1991) estudaram a influência do revestimento na resistência de pequenas paredes de blocos cerâmicos comuns. Os autores ressaltam que os blocos cerâmicos comuns, tipo vedação (furos na horizontal), têm sido empregados empiricamente em paredes com função resistente de prédios de baixa altura, causando incertezas quanto à segurança estrutural destes. Analisam também, principalmente o efeito do revestimento na resistência à compressão axial e no módulo de deformação de pequenas paredes, quantificando os acréscimos nestas características.

Foram executadas para cada uma das duas possibilidades de assentamento dos blocos – sobre a menor face e a maior face – com furos na horizontal, 2 séries de 9 pequenas paredes: uma sem revestimento e outra com revestimento dos dois lados, totalizando, assim, 36 corpos de prova de pequenas paredes. A argamassa utilizada tanto para assentamento como para revestimento foi de 1:2:11 (cimento:cal:areia) em volume e apresentou aos 28 dias resistência média de 0,70 MPa.

Para cada tipo de assentamento foram confeccionados, igualmente, 15 prismas de 2 blocos superpostos e 15 prismas de 3 blocos superpostos, num total, portanto, de 60 prismas, sendo 24 ensaiados aos 7 dias e 36 aos 28 dias de idade.

Quanto às unidades, foram ensaiadas 15 em cada posição, num montante de 30 blocos. Para cada pequena parede foram moldados 2 corpos de prova de argamassa de assentamento, para ruptura na data de ensaio da parede.

Os resultados obtidos estão demonstrados na Tabela 3.4 onde estão apresentados as características de deformabilidade das pequenas paredes com e sem revestimento.

O módulo de deformação longitudinal foi calculado com base na média das variações de encurtamento, correspondentes a iguais variações de carga.

Quanto à quantificação do acréscimo de resistência obtido quando a pequena parede (PPs) é revestida, as PPs com blocos assentados na menor face aumentaram em 22% a resistência de ruptura. Este valor é aproximadamente o mesmo obtido para as pequenas paredes com blocos comprimidos na maior face (24%). O revestimento aumentou em 70% o módulo de deformação das PPs mais estreitas e em apenas 32% nas de blocos assentados com a face maior. Desta forma, o revestimento aumentou a rigidez e a resistência das pequenas paredes, porém não na mesma proporção.

Tabela 3.4 – Resultados obtidos nos ensaios de pequenas paredes.

Influência do revestimento na resistência e na deformação das pequenas paredes.

Pequena parede		Resistên- cia média	Módulo de deformação médio			Relações adimensionais médias				
Assentamento dos blocos	Tipo	f_{ppa} (MPa)	E_{ppa} (MPa)	CV (%)	$\frac{f_{ppa}}{f_b}$	$\frac{f_{ppa}}{f_{p(2)}}$	$\frac{f_{ppa}}{f_{p(3)}}$	$\frac{E_{ppa}(CR)}{E_{ppa}(SR)}$	$\frac{f_{ppa}(CR)}{f_{ppa}(SR)}$	
Face menor (pé)	SR	1,38	546	10,1	0,75	0,83	0,90	1,70	1,22	
	CR	1,68	927	12,6	0,92	1,01	1,10			
Face maior (deitado)	SR	1,11	568	7,5	0,44	0,70	0,67	1,32	1,24	
	CR	1,38	749	11,9	0,55	0,87	0,84			

f_b : resistência média à compressão dos blocos;
 $f_{p(2)}$: resistência média à compressão dos prismas de 2 blocos;
 $f_{p(3)}$: resistência média à compressão dos prismas de 3 blocos;
 f_{ppa} : resistência média à compressão das pequenas paredes;
 E_{ppa} : módulo de deformação longitudinal médio das pequenas paredes;
SR e CR: sem e com revestimento, respectivamente.

Como nas pequenas paredes ensaiadas os blocos de vedação utilizados eram de baixa resistência à compressão e com furos posicionados horizontalmente, a fissuração nas paredes não revestidas pareceu ter iniciado, na maioria das vezes, a partir de um furo em direção ao vinco lateral mais próximo (Figura 3.6a). Em alguma destas PPs não revestidas, da série mais esbelta, observou-se nas faces

laterais fissuras verticais entre os furos (Figura 3.6b) estendendo-se, posteriormente, à argamassa. Estas fissuras possivelmente foram originadas da tração indireta ocorrida na parede central do bloco face à compressão deste.



Figura 3.6 – Fissuras observadas nas faces laterais dos blocos das paredes não-revestidas – extraída de CAVALHEIRO & MÜLLER (1991).

Nas paredes revestidas, além de fissuras em direção ao vinco (Figura 3.7.a) foram percebidas, em maior número de vezes, nas faces laterais, fissuras verticais entre furos (Figura 3.7.b) ou nas partes inferior e superior destes (Figura 3.7.c), como se o bloco fosse um conjunto de pequenos tubos comprimidos diametralmente. Esta mesma hipótese, pode esclarecer a fissuração que vai do furo em direção ao vinco, a qual é mais evidenciada ainda em blocos com furos perfeitamente circulares e contendo vincos. A Figura 3.8 indica um dos poucos casos em que houve descolamento do revestimento, possivelmente ocasionado por ocorrência de uma flexo-compressão originada por excentricidade não prevista da carga.

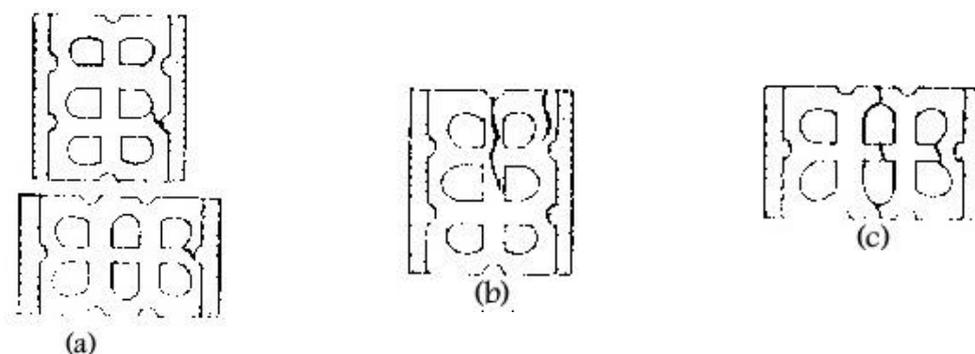


Figura 3.7 - Tipos de fissuras encontradas nas paredes revestidas – extraída de CAVALHEIRO & MÜLLER (1991).

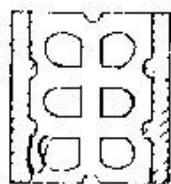


Figura 3.8 – Fissuras que ocasionavam o descolamento do revestimento – extraída de CAVALHEIRO & MÜLLER (1991).

Nenhuma fissura foi observada, antes da ruptura, nas faces principais das pequenas paredes. Somente nas faces laterais pôde-se perceber o seu aparecimento e crescimento em um razoável número de corpos-de-prova. A ruptura em mais de 60% dos casos se deu de maneira brusca (“explosiva”) denotando a fragilidade da forma de ruptura do material. Isto indica, por outro lado, que a resistência da argamassa adotada, apesar de baixa (0,70 MPa), mostrou-se suficiente para a compressão axial sofrida, atribuindo-se a ruptura das pequenas paredes ao colapso dos blocos.

IRIMIES & CRAINIC (1993) investigaram paredes de alvenaria danificadas e recuperadas com injeção de pasta de cimento nas fissuras e reforçadas pela aplicação de revestimentos resistentes armados.

A metodologia de recuperação consistia em preencher as fissuras com pasta de cimento e depois aplicar um revestimento de 30 mm de espessura nas duas faces da parede. A argamassa do revestimento foi reforçada com telas de aço com fios ϕ 6 mm, espaçados de 250 mm e resistência de 280 MPa.

A outra alternativa investigada foi a de aplicar o revestimento por meio de uma bomba (argamassa projetada) nas duas faces da parede, mas sem o reparo nas fissuras. O revestimento era de 30 mm de espessura e reforçado com telas de aço com fios de ϕ 4 mm espaçados de 200 mm, com resistência de 500 MPa. Nenhum conector foi usado para fixar a tela na parede de alvenaria. Foram construídos seis modelos e submetidos a cargas laterais até a ruína.

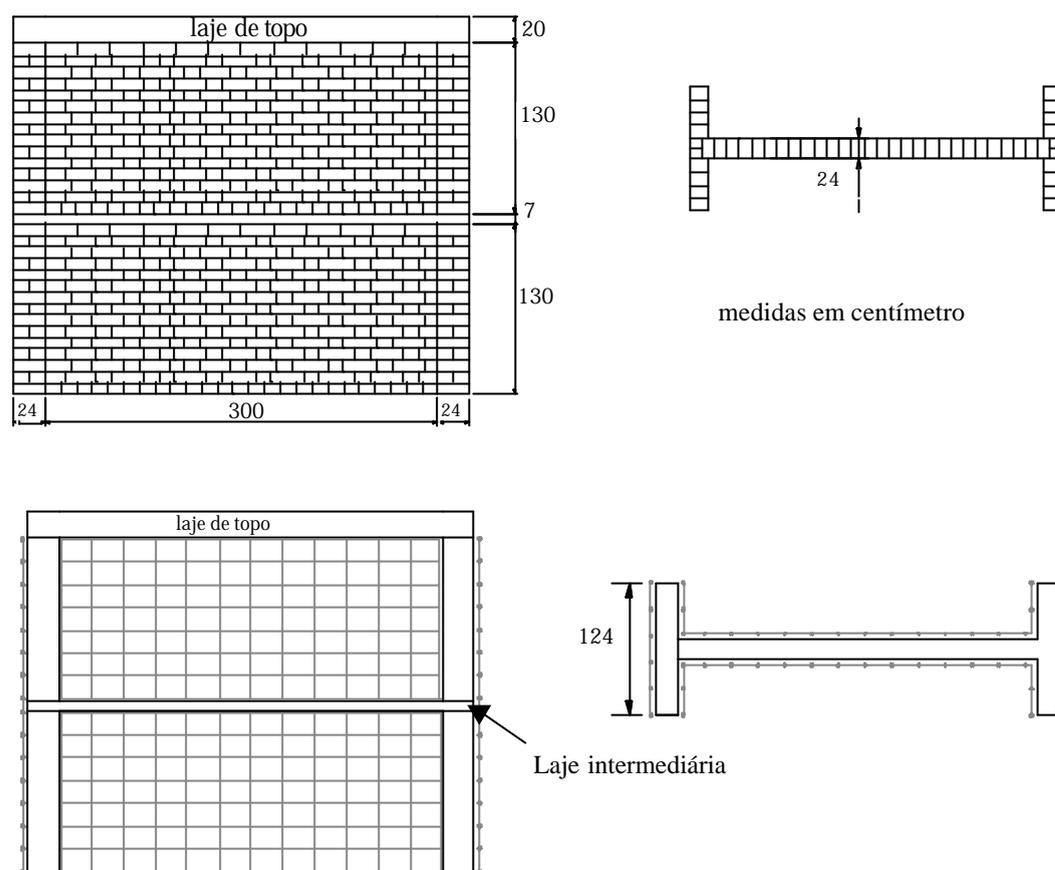


Figura 3.9 – Descrição dos modelos ensaiados (com telas) – extraída de IRIMIES & CRAINIC (1993).

Os modelos foram construídos com tijolos cerâmicos maciços e apresentaram resistência média à compressão igual a 10 MPa. A argamassa de assentamento era de cimento, cal e areia no traço de 1:2,8:13 (em volume) com resistência à compressão de 1,00 MPa. As paredes foram construídas com flanges para que o comportamento das telas pudessem ser avaliados sob forças de cisalhamento elevadas. As paredes P1, P2 e P3 foram previamente danificadas e depois recuperadas. O modelo P2s foi recuperado com pasta de cimento nas fissuras e aplicação de revestimento, o modelo P3s foi recuperado com aplicação de argamassa projetada e duas paredes do modelo P1s foram recuperados por injeção de pasta de cimento nas fissuras, mas sem aplicação de revestimento.

O carregamento vertical aplicado foi constante enquanto se variavam (aumentando) as forças laterais. A força vertical aplicada proporcionava uma tensão de 0,25 MPa no topo da parede. A configuração das fissuras nas paredes pode ser observada na Figura 3.10.

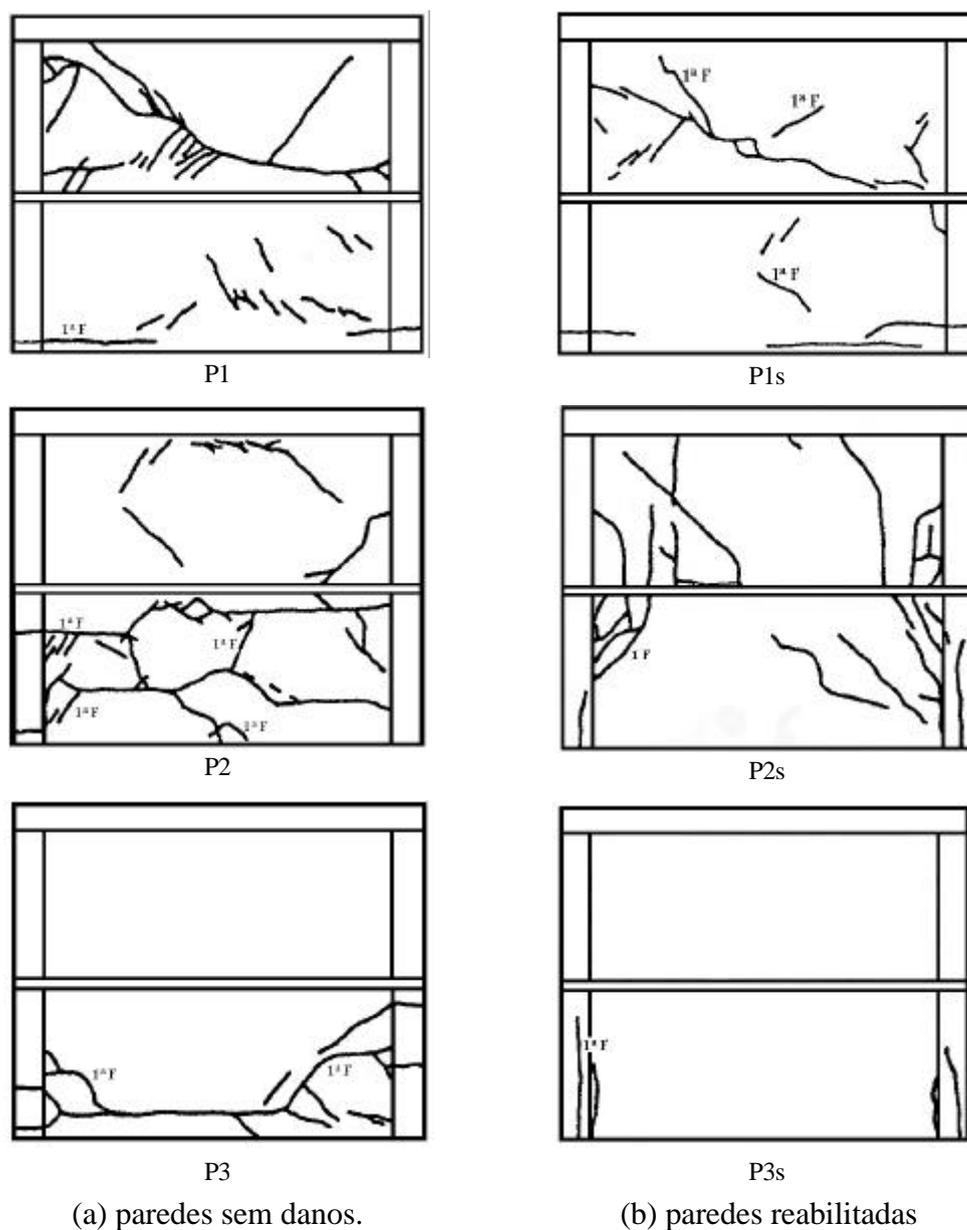


Figura 3.10 – Fissuração das paredes ensaiadas – extraída de IRIMIES & CRAINIC (1993).

Como resultado observou-se que o comportamento das paredes ensaiadas sem danos prévios foi igual no que se refere ao aparecimento das primeiras fissuras. De modo geral apareciam fissuras horizontais nas flanges e fissuras diagonais nos planos das paredes.

Foram também observadas fissuras nas juntas de argamassa. Verificou-se que depois do aparecimento das fissuras, a força aplicada não sofria nenhum acréscimo,

permanecia constante. Depois de danificadas as paredes foram reabilitadas e ensaiadas novamente .

As paredes reabilitadas com preenchimento das fissuras com pasta de cimento (P1s) romperam-se com a mesma força que atingiram antes de serem recuperadas. O comportamento foi similar ao das paredes ensaiadas sem danos.

Quanto aos dois métodos de reabilitação utilizados, ambos proporcionaram aumento na rigidez da parede. Durante os ensaios, observou-se uma distorção na base das paredes, que depois de restringida ocasionou uma concentração de fissuras na flange comprimida.

Fissuras verticais apareceram no revestimento na face externa da flange comprimida causando destacamento da alvenaria, como também nos blocos, nas juntas das flanges e no encontro das flanges com o plano da parede.

O comportamento da parede reabilitada com argamassa projetada (P3s) — sem preenchimento das fissuras com pasta de cimento — foi igual ao das paredes reabilitadas com o preenchimento das fissuras com pasta de cimento (P1s).

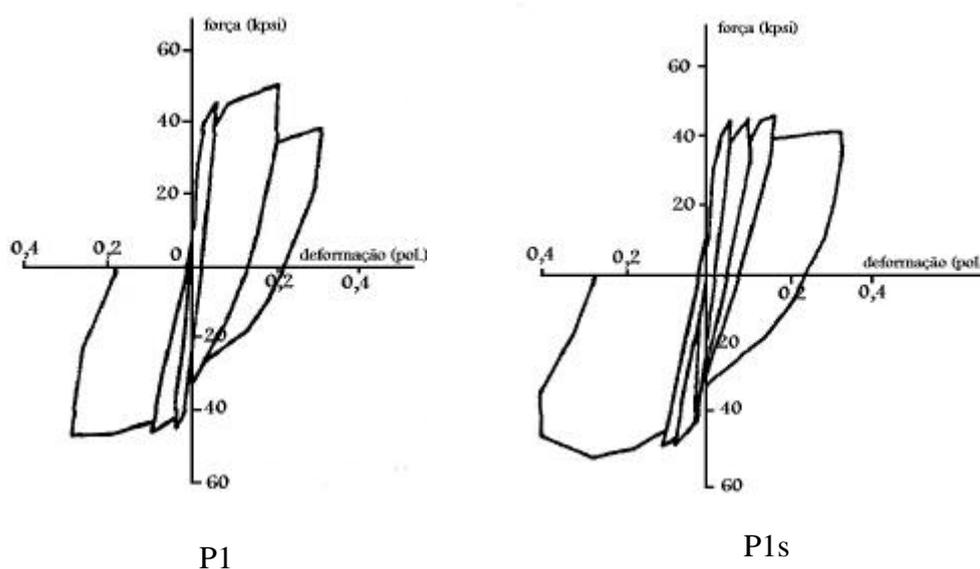


Figura 3.11 Gráfico força x deslocamento das paredes P1 e P1s.

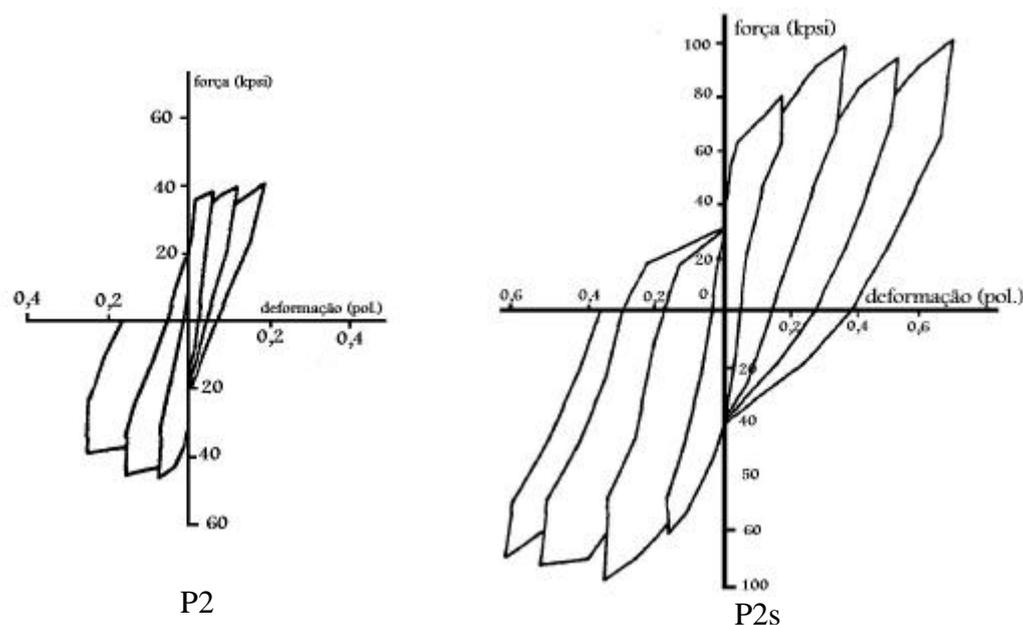


Figura 3.12 Gráfico força x deslocamento das paredes P2 e P2s.

JABAROV et al. (1985) realizaram o mesmo estudo em paredes de alvenaria de tijolo com aberturas. O modelo depois de danificado foi rebocado com revestimento de aproximadamente 25 mm de espessura e reforçado com telas de aço ou barras posicionadas na diagonal.

Duas paredes paralelas com aberturas eram submetidas a forças estáticas laterais. Os modelos tinham dimensões de 5,6 m de altura por 7,0 m de comprimento, e 38 cm de espessura. As paredes estavam unidas por uma laje de concreto de 10 cm de espessura, tanto no primeiro como no segundo andar, onde eram aplicadas as cargas laterais.

Depois de danificadas, as paredes sem revestimento receberam uma camada de argamassa nas paredes **1** e **2** de cada andar dos modelos. Barras posicionadas na diagonal eram colocadas nas paredes **1** e **2** (Figura 3.13) e cobertas pelo revestimento de argamassa. Depois de ensaiada nessa condição, a parede **3** foi reforçada com tela soldada de 200 x 200 mm fixada junto com o revestimento. Nessa última situação, em alguns incrementos era aplicada uma força dinâmica para conhecimento das características dinâmicas do modelo (frequência e taxa de diminuição da amplitude).

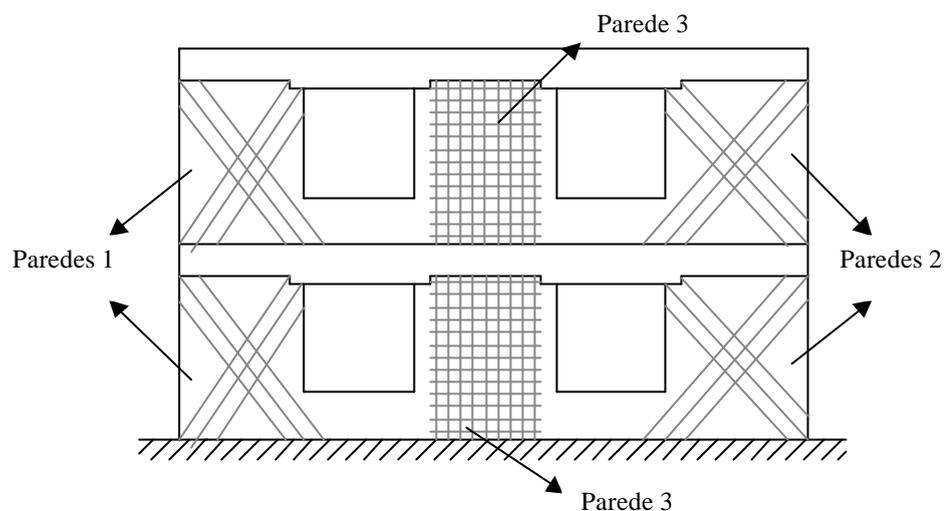


Figura 3.13 – Reforço utilizados nas paredes – adaptada de JABAROV et al. (1985).

JABAROV et al. concluíram que a resistência e a rigidez de paredes reforçadas com revestimentos depende da espessura do revestimento, da resistência da argamassa e da taxa de armadura utilizada. A configuração das fissuras nas paredes ensaiadas está demonstrada nas figuras a seguir.

Observou-se que nas paredes não-revestidas, as primeiras fissuras apareceram aproximadamente a $2/3$ da carga de ruptura. As fissuras se prolongavam na diagonal e a carga máxima atingida foi de 910 kN.

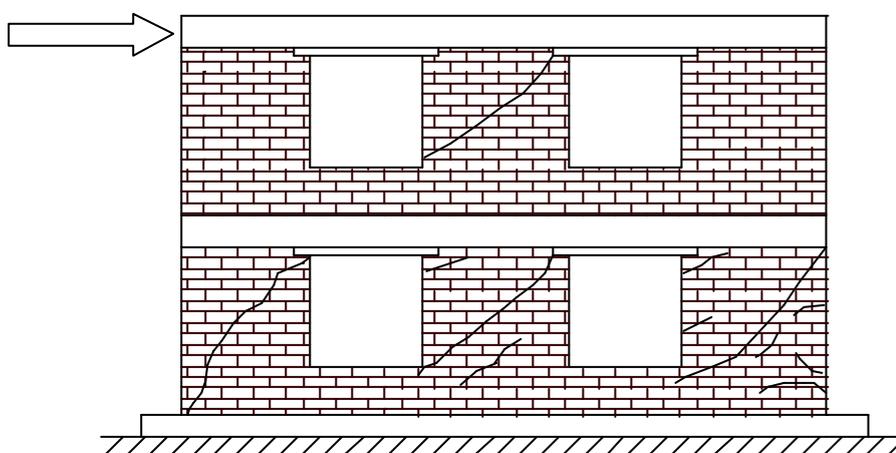


Figura 3.14 - Modelo ensaiado sem revestimento - extraída de JABAROV et al. (1985).

Depois de reforçadas as paredes 1 e 2, o valor da força lateral aumentou para 1175 kN. Pequenas fissuras foram observadas aproximadamente a 1/3 da carga máxima alcançada. Na terceira condição ensaiada — (parede 3) reforçada com telas soldadas — a carga atingida foi 2,9 vezes maior que o valor atingido nas paredes sem revestimento.

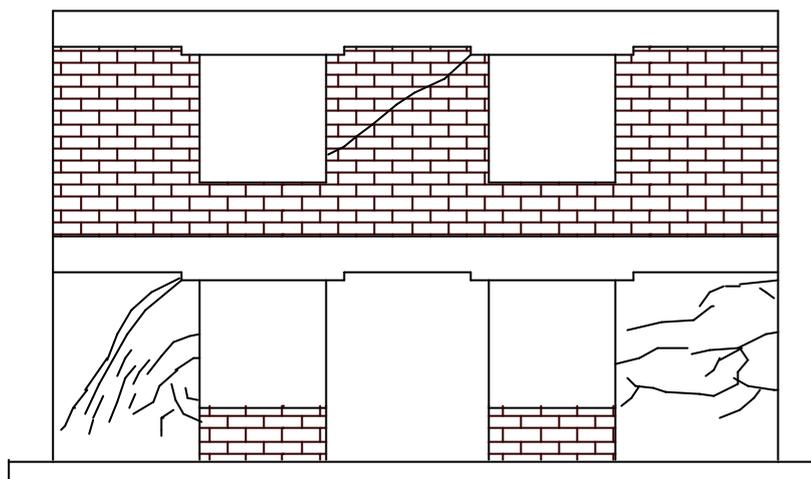


Figura 3.15 - Modelo ensaiado com reforço nas paredes 1 e 2 (barras diagonais) - extraída de JABAROV et al. (1985).

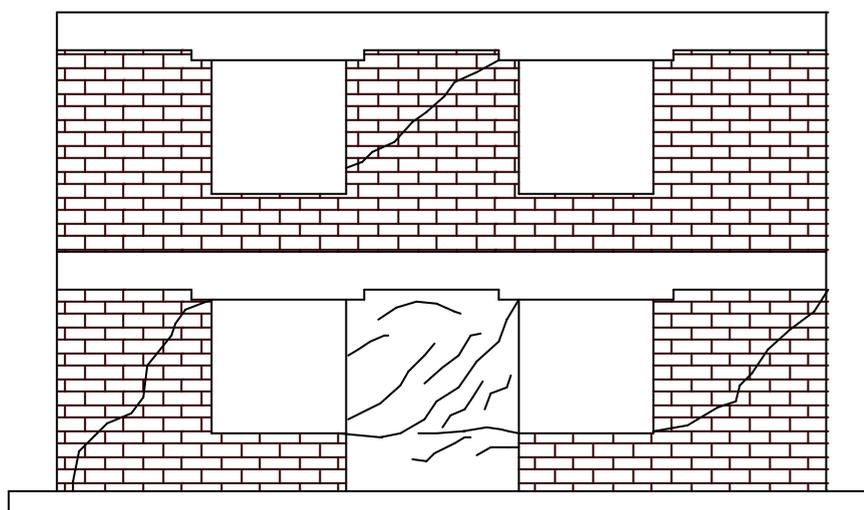


Figura 3.16 - Modelo ensaiado com reforço na parede 3 (telas soldadas) - extraída de JABAROV et al. (1985).

KAHN, L F. (1984) estudou a influência do revestimento armado no desempenho sísmico da alvenaria não-armada. Para isso, foram confeccionados 17

painéis de alvenaria não-armada de tijolos maciços, dos quais 15 foram revestidos com argamassa projetada no traço de 1:3 (cimento:areia). O revestimento era aplicado mecanicamente (projetado) sobre as superfícies dos painéis e reforçados com telas soldadas. Conectores foram usados em alguns modelos revestidos intencionando-se obter um melhor comportamento alvenaria + revestimento.

O revestimento de cada painel foi reforçado com telas soldadas. Nove painéis de parede simples foram construídos para avaliar a aderência do revestimento na superfície da alvenaria seca, úmida e com uma camada de epoxy antes da concretagem. Seis painéis foram confeccionados com paredes duplas revestidas (com telas) e com conectores perfurados na alvenaria. Dois dos modelos de parede dupla foram revestidos sem a presença das telas soldadas. Foi também confeccionado um modelo de paredes simples e parede dupla para serem ensaiados sem revestimento.

O esquema do ensaio foi baseado na ASTM E-519 *'Standard method of test for diagonal tension (shear) in masonry assemblages'*. A carga era aplicada ao longo de uma das diagonais. Depois que a carga máxima foi atingida, as deformações foram aumentando até a força alcançar a metade da máxima já obtida. Depois que a carga chegava a zero, o painel era rotacionado à 90° e submetido a forças de compressão aplicada na outra diagonal.

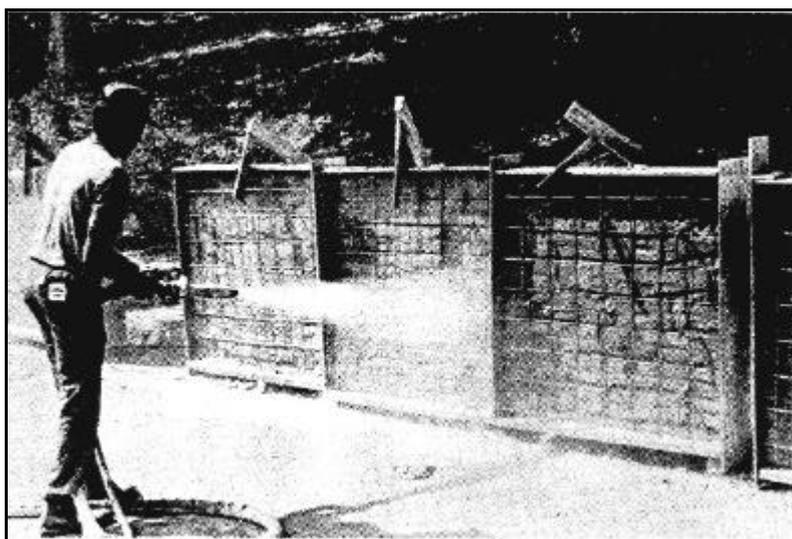


Figura 3.17 - Aplicação do revestimento nos painéis – extraída de KAHN, L F. (1984).

Com os resultados obtidos, KAHN concluiu que a aplicação de um revestimento armado em uma parede de alvenaria não armada mostrou ser uma técnica eficaz no aumento da resistência ao cisalhamento e da capacidade de deformação.

Em todos os painéis, paredes simples ou paredes duplas, a alvenaria fissurou diagonalmente atravessando os tijolos.

Os conectores não melhoraram o comportamento do conjunto alvenaria + revestimento. Os painéis com revestimento armado apresentaram aumento significativo na resistência da parede depois da primeira fissura, como também aumentou-se a capacidade de deformação em relação aos painéis sem revestimento. Os painéis revestidos com argamassa projetada, mas sem telas, não apresentaram bom comportamento resistente pós-pico.

ALCOCER, S. M. et al. (1996) estudaram o efeito de revestimentos resistentes armados no desempenho de paredes de alvenaria de vedação submetidas a solicitações sísmicas. Telas soldadas foram usadas no revestimento, unidas à alvenaria de tijolos maciços por meio de pregos. Os modelos foram confeccionados em escala real e as paredes ensaiadas estavam confinadas por pilares e vigas de concreto. Foram construídos dois tipos de modelos para serem ensaiados.

Um dos modelos era de dois andares com dimensões de 500 cm de comprimento por 500 cm de altura. Os tijolos apresentaram resistência à compressão axial de 5,3 MPa e de compressão diagonal de 0,59 MPa. Este modelo foi danificado e depois recuperado preenchendo-se as fissuras com argamassa de cimento, substituindo-se os tijolos quebrados e aplicando-se um revestimento de argamassa no traço 1:4 (cimento areia) reforçado com telas. A argamassa de revestimento apresentou resistência de 10 MPa. Pregos de 40 mm de comprimento foram utilizados para fixação das telas (150 mm x 150 mm — ϕ 3,43 mm), como também, tampas metálicas de garrafa que serviam de espaçadores entre a parede e a tela.

O outro modelo constituía-se de paredes com dimensões de 250 cm de comprimento por 250 cm de altura. Foram confeccionados cinco paredes que foram reforçadas com o mesmo tipo de revestimento utilizado no modelo de dois andares. Os tijolos tinham dimensões de 240 x 125 x 60 mm. A argamassa de assentamento utilizada foi no traço de 1:4 com resistência de 9,8 MPa. Os tijolos apresentaram resistência à compressão axial de 5,2 MPa e compressão diagonal de 0,69 MPa.

Neste caso não foram usados espaçadores, sendo que a tela foi colocada diretamente na parede.

Nas paredes M1 e M2, pregos de 64 cm de comprimento foram espaçados de 300 mm em uma face da parede e 450 mm na outra face. A parede M1 dispunha de armadura horizontal conforme especificam as normas de execução de alvenaria do México (DDF 1995 – *Departamento del Distrito Federal – Reglamento de construcciones para el Distrito Federal*). As paredes M2 e M3 tinham aproximadamente duas e três vezes mais a quantidade de armadura horizontal que a M1 respectivamente. As resistências da argamassa de revestimento das paredes M1, M2 e M3 foram 12,2, 7,7 e 14,1 respectivamente. A parede MA não foi revestida, mas possuía a mesma quantidade de armadura horizontal que a parede M1, enquanto que a parede M0 foi revestida mas não possuía armadura horizontal.

Depois de realizados os ensaios foi verificado que esse método de reabilitação aumenta a resistência sísmica de paredes de alvenaria. Os danos causados em todas as paredes foi caracterizado por fissuras inclinadas nas superfícies dos painéis. A parede M0 (sem armadura horizontal) apresentou uma concentração de fissuras ao longo da sua diagonal, sendo que as demais paredes apresentaram uma distribuição mais uniforme das fissuras.

No modelo de dois andares a maioria dos danos ocorreu no primeiro andar. As fissuras diagonais neste andar foram mais concentradas quando a alvenaria não estava revestida e foram amplamente distribuídas quando a superfície foi revestida. O mesmo fenômeno aconteceu com as demais paredes. A parede M1 apresentou fissuras inclinadas bem distribuídas e rompeu por cisalhamento. A parede M2 rompeu prematuramente devido a fissuras e esmagamento do revestimento na parte central do modelo (a resistência da argamassa de revestimento era baixa). A parede M3 apresentou fissuras também bem distribuídas e pequenas fissuras horizontais nas extremidade. Nas figuras³ apresentadas a seguir estão esquematizadas as configurações de fissura dos modelos ensaiados.

³ Figuras extraídas de ALCOCER, S. M. et al. (1996).

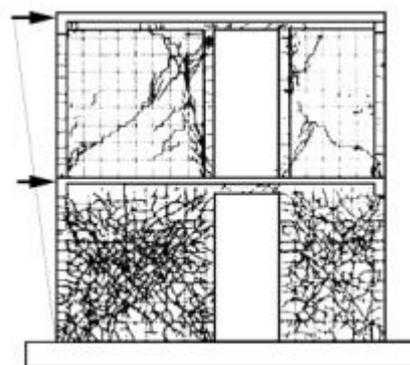
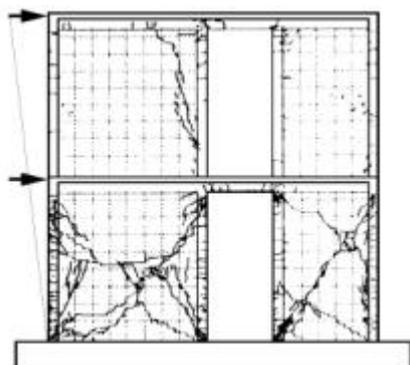


Figura 3.18 - Modelo sem revestimento. Figura 3.19 - Modelo reabilitado.

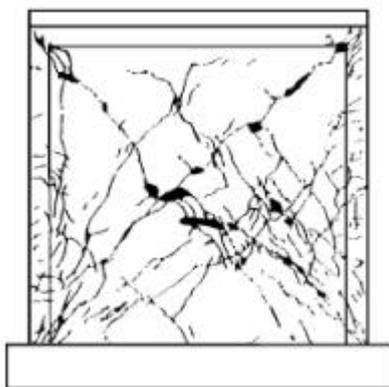


Figura 3.20 - Modelo M0.

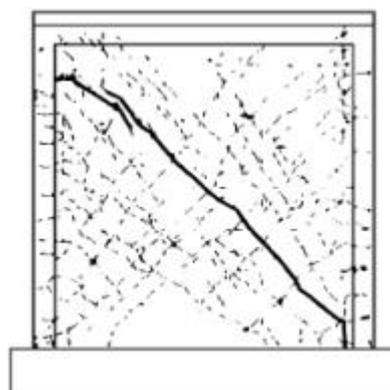


Figura 3.21 - Modelo M1.

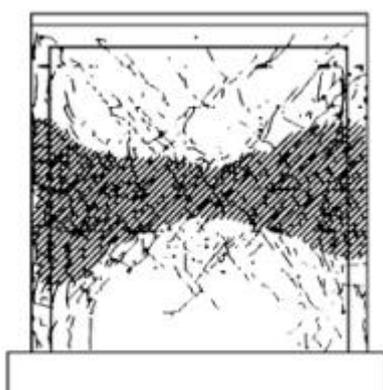


Figura 3.22 - Modelo M2.

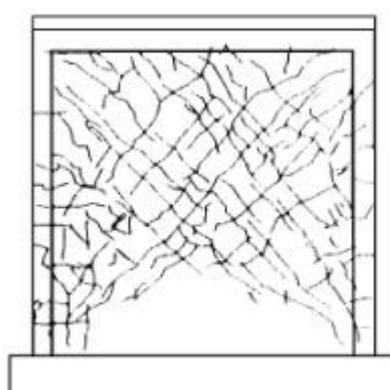


Figura 3.23 - Modelo M3.

Concluiu-se que a técnica de reabilitação proporcionou às estruturas analisadas um significativo aumento na resistência ao cisalhamento, na rigidez e na capacidade de deformação. Baseado nas observações realizadas durante os ensaios e análise dos resultados pode-se dizer que: as fissuras e o mecanismo de ruptura dos modelos eram

devidos às deformações por cisalhamento; os modelos com revestimentos reforçados com telas apresentaram uma distribuição uniforme de fissuras diagonais, quando comparados com os modelos sem revestimento; a rigidez inicial dos modelos reabilitados foi de 2/3 do valor da parede original. A rigidez inicial das paredes revestidas sem dano algum não foi afetada pela quantidade de armadura horizontal.

EHSANI & SAADATMANESH (1996) estudaram a reabilitação de paredes de alvenaria não-armada com aplicação de camadas de compósitos de fibras⁴, considerando-as como revestimento e verificando sua influência no aumento da resistência.

Antes da aplicação do método de reabilitação proposto é necessário aplicar jatos de areia na superfície da parede, para remover partículas soltas, substituir as unidades danificadas e preencher as fissuras com argamassa. Depois, camadas telas de fibras de aproximadamente 90 cm de largura são aplicadas na parede em tiras verticais e pressionadas sobre o epoxy aplicado na superfície da parede. Depois disso, outra camada de epoxy é aplicada sobre as tiras de telas de fibras e, finalmente, a parede é coberta com uma camada protetora de raios ultravioleta. A aplicação dessa técnica está demonstrada na Figura 3.24.

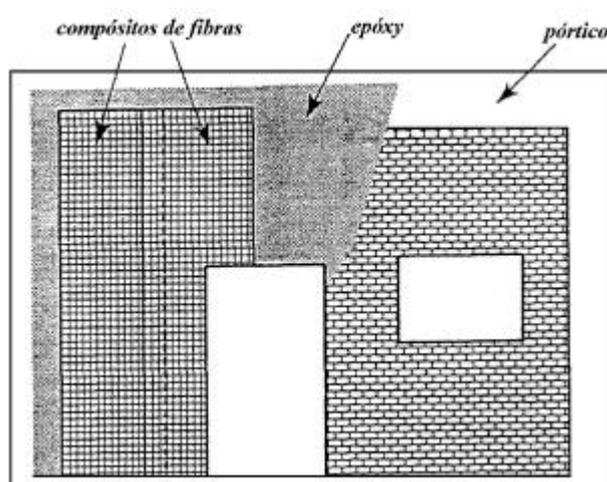


Figura 3.24 - Exemplo de aplicação dos compósitos de fibras – extraída de EHSANI & SAADATMANESH (1996).

⁴ Os compósitos de fibras aqui mencionados são em formato de telas.

O comportamento da parede de alvenaria não-armada à flexão foi examinado por meio de ensaios de vigas. As vigas eram de tijolos de barro maciços com dimensões de 8½” de altura, 4” de espessura e 57” de comprimento.

Dois tipos de epoxy foram empregados. O primeiro era composto por dois componente à base de epoxy com consistência similar à da pasta de cimento. O segundo tipo era também composto por dois componentes à base de epoxy, mas com viscosidade mais baixa que o primeiro.

Dois tipos de argamassa de assentamento foram usados, os tipos M e M* (ASTM C-270). A primeira no traço de 1:¼:3 (cimento:cal:areia) com resistência a compressão de 32 MPa e, a segunda no traço de 1:¼:5 (cimento:cal:areia) com resistência à compressão de 28 MPa. Três tipos de telas (vidro, carbono e aço) com diferentes resistências foram usadas para verificação do modo de ruptura. O gráfico tensão-deformação dos três componentes utilizados para comparação está demonstrado a seguir.

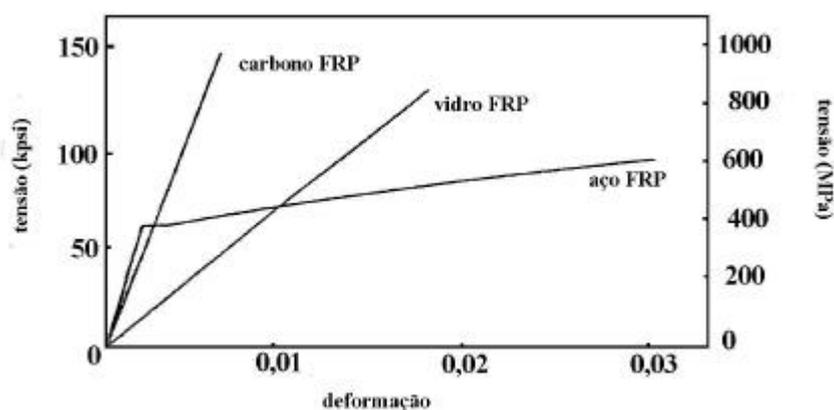


Figura 3.25 - Gráfico tensão - deformação dos compósitos analisados - EHSANI & SAADATMANESH (1996).

Ensaio de cisalhamento direto foram realizados com os mesmos tipos de fibras. Os modelos ensaiados foram confeccionados com três tijolos cerâmicos revestidos com a aplicação das camadas de fibras. A dimensão dos modelos foram de 4,5” de largura por 8” de comprimento.

Com os resultados obtidos observou-se que a resistência à flexão, cisalhamento e a ductilidade aumentam significadamente os seus valores com o uso de compósitos de fibras.

As vigas reforçadas e ensaiadas à flexão resistiram a cargas de 24 vezes o valor do seu peso próprio. Os modelos ensaiados por cisalhamento direto resistiram a forças elevadas e romperam apresentando uma ductilidade satisfatória. O modo de ruptura foi determinado pela resistência dos compósitos, ou seja, os compósitos de fibras menos resistentes rompiam antes dos tijolos, enquanto que os mais resistentes mantinham-se íntegros até a alvenaria alcançar sua capacidade resistente.

Com todo esse embasamento teórico adquirido conclui-se que a técnica de aplicação de revestimentos resistentes é eficaz na recuperação e reforço de estruturas de alvenaria. Todavia, ressalta-se a necessidade de mais pesquisas nessa área para melhor esclarecimento do uso da técnica, como o estabelecimento de métodos de dimensionamento do reforço, a indicação de situações típicas em que ela pode ser usada, modo de aplicação, vantagens e desvantagens, como também os procedimentos para quantificar o acréscimo da resistência em relação à espessura do revestimento.

4. METODOLOGIA APLICADA PARA O DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

Embora inúmeras pesquisas estejam voltadas ao estudo das técnicas de reabilitação de estruturas danificadas, ainda não existe um conjunto suficiente de metodologias específicas de análise do comportamento estrutural da peça reabilitada nem diretrizes que orientem o projetista durante o processo de redimensionamento e reprojetado.

Portanto, apesar de várias obras terem sido reabilitadas com sucesso, ainda há vários fatores que merecem ser investigados para avaliar melhor o comportamento da estrutura reabilitada. O melhor desenvolvimento e a exploração de novas possibilidades de uma técnica já aplicada com sucesso em alguns casos específicos também contribuirá ao domínio completo desse campo de atividade.

Sendo assim, o diagnóstico das causas e dos mecanismos de evolução dessas falhas, as formas de manifestação e as medidas de prevenção, principalmente as de recuperação, vêm sendo estudados por pesquisadores de todo o mundo, de forma a acrescentar técnicas adequadas para execução de reparos ou reforços nas estruturas.

A técnica de reforço em estudo consiste na aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada em paredes de alvenaria, objetivando estudar o comportamento conjunto tipo sanduíche dos materiais (considerando a alvenaria como núcleo), desenvolvendo métodos de análise teórica e experimental, por meio de estudos de caso de paredes de alvenaria com e sem revestimento.

A metodologia aplicada para verificação da validade da técnica foi subdividida em duas partes: uma *análise experimental* – onde foram realizados ensaios físicos de paredes de alvenaria submetidas a diferentes solicitações – e uma *análise teórica* que consistiu da aplicação de procedimentos analíticos para avaliar o desempenho dessas

paredes, em alguns casos complementada por uma análise numérica. A análise numérica, em geral, teve o objetivo tão somente de constatar a distribuição de tensões e a ordem de grandeza dos esforços que surgem em paredes de alvenaria quando submetidas a solicitações iguais às estudadas na análise experimental.

4.1 Análise experimental

4.1.1 Ensaios de compressão axial

A análise experimental teve início com os ensaios de compressão axial cuja metodologia foi baseada na NBR-8949 - *Paredes de alvenaria estrutural: ensaio à compressão simples*. Os blocos e os prismas (com e sem revestimento) foram ensaiados de acordo com a NBR 7186 - *Bloco Vazado de concreto simples para alvenaria com função estrutural* e a NBR 8215 - *Prismas de blocos de concreto para alvenaria estrutural - preparo e ensaio à compressão*, respectivamente.

Inicialmente, realizou-se uma série de ensaios-piloto, de caráter exploratório, que serviria de orientação para os demais ensaios. Neste estudo preliminar foram ensaiadas 3 paredes de alvenaria estrutural à compressão simples, nas seguintes situações: parede sem revestimento (situação 1), parede não danificada com revestimento de argamassa armada (situação 2) e parede danificada e recuperada com revestimento de argamassa armada (situação 3).

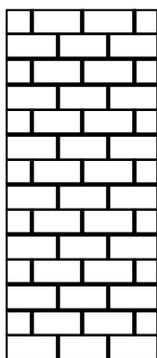


Figura 4.1 – Situação 1

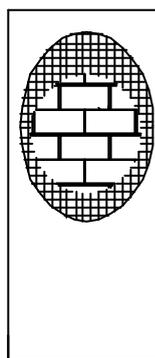


Figura 4.2 – Situação 2

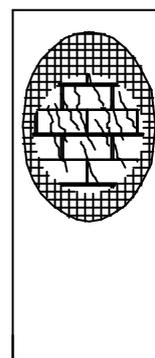


Figura 4.3 – Situação 3

As paredes foram confeccionadas com blocos vazados de concreto, com resistência nominal de 4,5 MPa e dimensões nominais de 40 x 20 x 15 cm. A argamassa de assentamento utilizada foi de cimento, cal e areia no traço de 1:0,5:3 (em volume).

O revestimento resistente aplicado, tanto na situação 2 como na situação 3, foi de argamassa de cimento e areia de traço 1:1,5;1,5 (cimento, areia fina; areia grossa, em volume), aplicada manualmente. O revestimento, com espessura total de 1,5 cm, foi armado com uma tela soldada (EQ - 120) de fios de 2,77 mm de aço CA-60B, espaçados 50 mm. A tela de aço foi posicionada junto às faces da parede, sendo fixada por meio de fios de arame recozido, que foram passados por furos realizados nos blocos com brocas de vídia.

Os modelos tinham dimensões de 120 x 260 cm (largura x altura). Foram moldados dois corpos-de-prova da argamassa de assentamento a cada quarto da parede. As paredes foram ensaiadas aplicando-se cargas distribuídas por meio de quatro macacos hidráulicos uniformemente espaçados com capacidade individual de 250 kN. Os encurtamentos longitudinais e a flecha lateral foram registrados no final do período de cada incremento de carga, que corresponde a 10% do valor da carga de ruptura provável.

O posicionamento dos transdutores de medição de deslocamento está esquematizado na Figura 4.4. Na Tabela 4.1 apresentam-se os principais resultados obtidos nos ensaios das paredes e dos corpos-de-prova da argamassa de assentamento e da argamassa de revestimento.

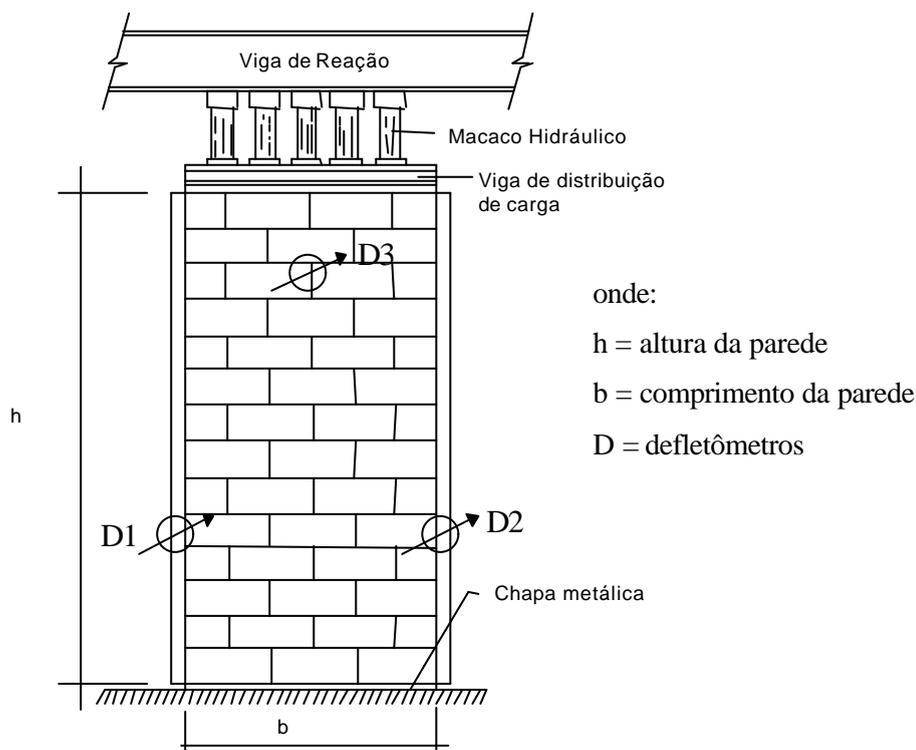


Figura 4.4 - Esquema do ensaio à compressão simples de paredes de alvenaria.



Figura 4.5 - Vista do ensaio.



Figura 4.6 - Colocação das telas.

Tabela 4.1 – Resumo dos resultados dos ensaios.

Parede	Condição de revestimento	f_{arg} (MPa)	f_{cr} (MPa)	f'_p (MPa)	F_{max} (kN)
P1	sem revestimento	29	—	4,2	242
P2	com revestimento	33	8	5,3	418
P3	sem revestimento	27	—	4,1	361
P1r	fissurada e recuperada com revestimento	38	11	5,4	900*

Observações:

f_{arg} - resistência da argamassa de assentamento

f_{cr} - resistência da argamassa de revestimento

f'_p - resistência do prisma

F_{max} - força máxima aplicada na parede durante o ensaio

* Ensaio interrompido sem ruptura da parede

Como se pode notar, a resistência da argamassa de assentamento foi maior do que a usualmente adotada na prática. Isto ocorreu porque se utilizou cimento de alta resistência inicial para que os ensaios fossem realizados a curto prazo, mas o resultado foi muito superior ao esperado.

Por outro lado, pode-se considerar que a resistência da argamassa empregada no revestimento foi muito baixa. Neste caso, o emprego de uma argamassa pouco

resistente foi proposital, pois esperava-se uma contribuição significativa do revestimento na resistência da parede, e isso poderia fazer que a capacidade de carga do pórtico de reação utilizado no ensaio fosse atingida sem alcançar a ruptura da parede. De fato, mesmo com o revestimento de argamassa pobre, o ensaio da parede P1r na situação 3 (parede recuperada), a capacidade do pórtico de reação foi atingida sem ruptura da parede.

A parede P1 (sem revestimento) foi ensaiada na situação 1, com 5 dias de idade, atingindo a ruptura com a força máxima de 242 kN. Observou-se o aparecimento de fissuras no plano médio da parede, inicialmente junto à parte superior, e depois também nas juntas dos blocos na região superior.

A parede P3 (sem revestimento) foi ensaiada na situação 1, com 7 dias de idade, atingindo a ruptura com a força máxima de 361 kN, quando se observou uma deformação lateral excessiva, acusada pelo transdutor de deslocamento posicionado para medir a flecha lateral.

A parede P2 foi ensaiada na situação 2 (parede revestida, sem quaisquer danos prévios), com 16 dias de idade relativa ao assentamento dos blocos e 6 dias de idade relativa ao revestimento. A ruptura foi atingida com a força máxima de 418 kN, maior que a da parede P1, com fissuras que se estenderam no plano médio a partir da parte superior. Todavia, suspeita-se que o fendilhamento excessivo decorreu da deformação transversal exagerada de uma prancha de madeira (que chegou a partir-se) colocada entre o perfil de aço e a parede, provocando uma ruptura prematura.

A parede P1r representa a situação 3, uma vez que a parede P1, depois de ensaiada até a ruptura, foi revestida com uma camada de argamassa armada com uma tela soldada EQ-120. A idade da parede era de 26 dias, e a do revestimento, de 10 dias. A força máxima aplicada durante o ensaio foi de 900 kN, o qual foi interrompido por ter-se atingido a capacidade máxima do pórtico de reação.

Em nenhuma das paredes revestidas chegou-se a observar o aparecimento de fissuras nos revestimentos.

No gráfico da Fig. 4.1 mostra-se o diagrama força x encurtamento médio das paredes relativo aos 4 ensaios realizados.

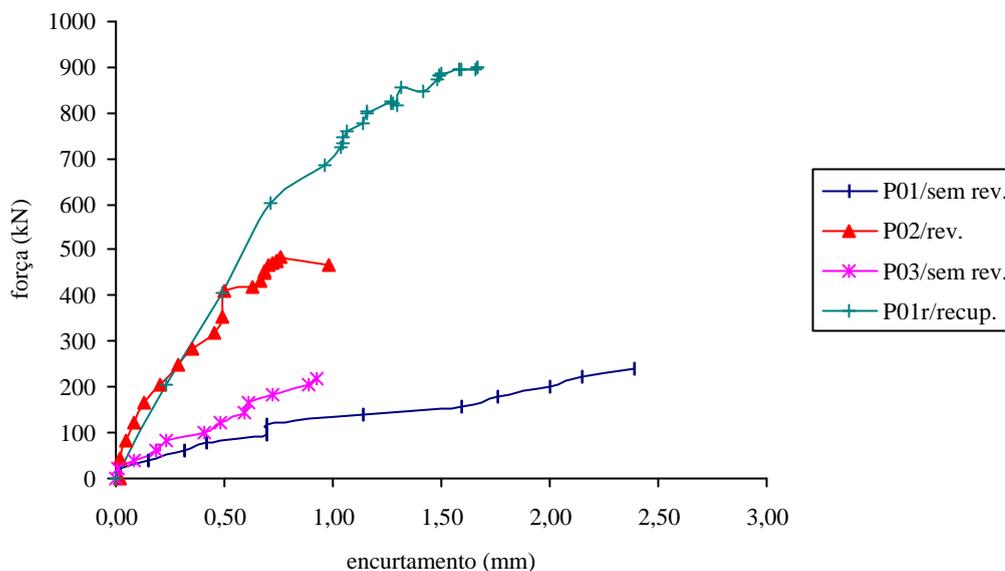


Figura 4.7 - Diagramas Força x Encurtamento médio da parede.

Pelos resultados apresentados na Tabela 4.1 e na Figura 4.7, os seguintes aspectos podem ser destacados:

- a aplicação de um revestimento armado aumenta a resistência à compressão da parede, podendo ser utilizado tanto como um recurso de projeto ou de reabilitação;
- a aplicação do revestimento aumenta a rigidez da parede, tornando-a menos deformável por compressão;
- os resultados particulares desta série-piloto de ensaios mostraram que uma parede, como a parede P1r, mesmo recuperada com um revestimento de argamassa de baixa resistência à compressão, teve sua resistência multiplicada por 3,7 sem ocorrência de fissuras no revestimento; essa mesma parede teve sua rigidez aumentada, alcançando uma rigidez similar à da parede revestida sem danos previamente introduzidos;
- embora não tenha havido condições para uma avaliação da ductilidade da parede, pode-se dizer que a evolução dos encurtamentos observados na parede P2 apontam para a melhoria da ductilidade, principalmente quando

houver condições mais adequadas para a ação da armadura distribuída de telas de aço e uma argamassa de revestimento de melhor qualidade.

Diante desses resultados constatou-se que a exploração da técnica descrita possibilita o desenvolvimento de métodos de reabilitação que se incorporem ao conhecimento empírico existente, especialmente no que se refere à utilização de revestimentos resistentes de argamassa armada.

Foi realizada ainda uma segunda série-piloto de ensaios, em condições semelhantes, utilizando-se vários tipos de revestimentos. Nesta série foram construídos 16 modelos com dimensões de 80 x 160 cm (Figura 4.8). Em todas as paredes revestidas a espessura do revestimento era de 1,5 cm. Os revestimentos utilizados foram:

- a) **argamassa fraca** - paredes revestidas com argamassa de traço 1:3,5:10. A denominação “*fraca*” foi dada considerando-se que o módulo de elasticidade da argamassa de revestimento é **menor** que o módulo de elasticidade da parede sem revestimento (bloco + argamassa).

$$E_{pa} = 9.365 \text{ MPa} \qquad E_{\text{arg.fr.}} = 4.300 \text{ MPa}$$

- b) **argamassa forte** - paredes revestidas com argamassa de traço 1:3. A denominação “*forte*” foi dada considerando-se que o módulo de elasticidade da argamassa de revestimento é **maior** que o módulo de elasticidade da parede sem revestimento (bloco + argamassa).

$$E_{pa} = 9.365 \text{ MPa} \qquad E_{\text{arg.f}} = 21.710 \text{ MPa}$$

- c) **telas soldadas** - paredes revestidas com argamassa “*forte*” + telas soldadas. As telas utilizadas eram telas de aço soldadas de fios de 2,77 mm, espaçados 50 mm, as quais foram posicionadas junto às faces da parede. A relação água/cimento adotada na argamassa forte foi de 0,45.

- d) **telas soldadas + conectores 1** – paredes revestidas com argamassa “*forte*” + telas soldadas (nas faces e também e nas juntas da parede). As telas utilizadas eram telas de aço soldadas de fios de 2,77 mm de aço CA-60B, espaçados 50 mm, as quais foram posicionadas junto às faces da parede e nas juntas horizontais de argamassa. As telas posicionadas nas camadas

horizontais de argamassa serviriam como conectores (para evitar o destacamento das placas, como foi observado nos ensaios anteriores) e para conter as fissuras nos septos dos blocos provocadas pela expansão da argamassa de assentamento. A relação água/cimento adotada na argamassa forte foi de 0,45.

- e) **telas soldadas + conectores 2** - paredes revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores.). As telas utilizadas eram telas de aço soldadas de fios de 2,77 mm de aço CA-60B, espaçados 50 mm, as quais foram posicionadas junto às faces da parede e fixadas por “ganchos” (fios de aço de 5 mm de aço CA-60B). Os conectores eram constituídos por tubos de PVC que traspassavam a espessura dos blocos, depois preenchidos com a mesma argamassa do revestimento e com os fios de 5 mm para evitar o destacamento das placas. A relação água/cimento adotada na argamassa forte foi de 0,45.
- f) **fibras de polipropileno** - paredes revestidas com argamassa “fraca” + fibras de polipropileno. As fibras utilizadas eram fibriladas da marca HAREX, em volume de 0,25%.
- g) **fibras de aço** - paredes revestidas com argamassa “forte” + fibras de aço. As fibras utilizadas no volume de 0,50% eram retas, com extremidades em gancho (RC 65/30 BN), marca DRAMIX, comprimento igual a 30 mm e $\phi_t = 0,45$ mm.

Ressalta-se que essa série foi interrompida depois de ensaiadas as paredes P01, P04, P05 (sem revestimento) e P12 (revestida com argamassa “fraca”), quando se percebeu que apesar da utilização de modelos menores a capacidade de carga do pórtico de reação utilizado (instalado na laje de reação do LE-EESC) foi praticamente atingida, impossibilitando os ensaios nas demais paredes revestidas, que provavelmente romperiam com cargas bem mais elevadas que as primeiras o que levou à interrupção dos ensaios até a instalação de uma nova Máquina Universal de Ensaio, recém adquirida. Depois de instalado o equipamento hidráulico servo-controlado, e que permite a realização dos ensaios com deformação controlada com

capacidade de até 3000 kN, a série-piloto foi reiniciada, ensaiando-se as demais paredes.

Com isso, o cronograma de ensaios dos modelos foi prejudicado e as paredes foram construídas sem um dispositivo adequado para transporte. Além disso, os resultados mostraram-se contraditórios e de grande variabilidade, o que motivou uma revisão da metodologia de ensaio.



Figura 4.8 – Vista dos modelos da 2ª série de ensaios.

Com o término da segunda série de ensaios-piloto, foi possível definir alguns parâmetros para os ensaios seguintes de compressão axial. Tentou-se nessa fase eliminar o maior número de variáveis para se obter resultados mais precisos e consequentemente se alcançar uma análise mais exata. A primeira providência tomada foi a redução da dimensão dos modelos. Essa decisão deve-se ao fato de que na segunda série de ensaios-piloto a variabilidade dos resultados foi elevada, devido em grande parte a excentricidades acidentais na aplicação do carregamento. Outro fator também levado em consideração foi a deficiência de aderência entre o revestimento e o núcleo. A parede revestida funciona como uma camisa, mas o efeito do confinamento não existe.

Sendo assim, a série final de ensaios foi programada. Os corpos-de-prova tinham dimensões de 39 x 81 cm com camada de argamassa no topo e na base do modelo para melhor regularização. Foram idealizados gabaritos de chapas de aço para confecção dos corpos-de-prova objetivando uma maior precisão durante o assentamento.

Apesar do procedimento de ensaio ter sido baseado na NB 8949 algumas modificações foram feitas como: a colocação de chapas de aço nas extremidades da

parede para uma distribuição mais eficiente do carregamento, sem uso de placas de madeira ou papelão, e a colocação de relógios comparadores em torno de toda a parede para registro dos encurtamentos e verificação da excentricidade da carga aplicada. O gabarito e a situação de medição estão esquematizados a seguir.

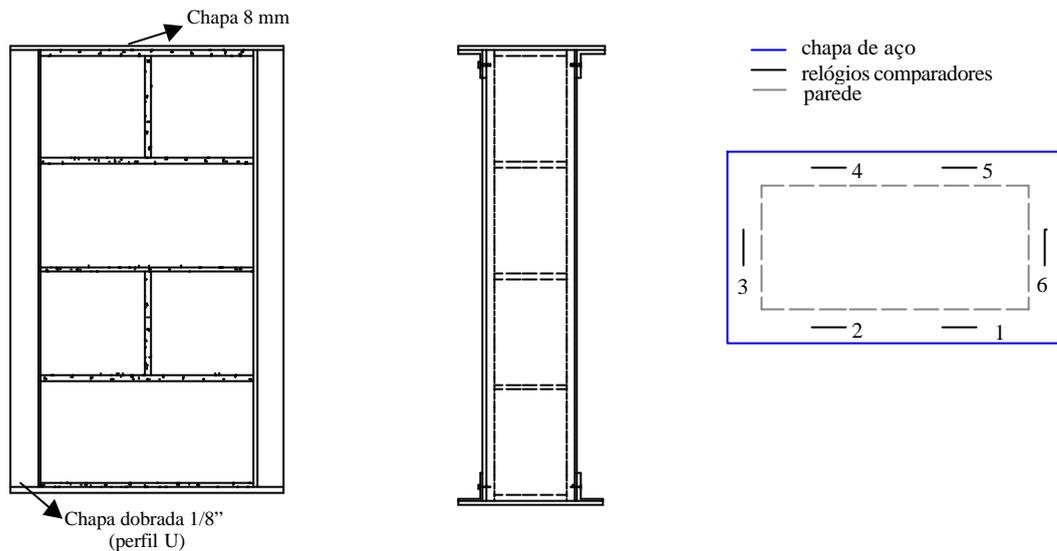


Figura 4.9 – vista de frente. Figura 4.10 – vista lateral. Figura 4.11 – vista de cima.

Cada corpo-de-prova (paredinha) foi executado, transportado e ensaiado da seguinte maneira:

- a) Montava-se parcialmente o gabarito, unindo a chapa de aço da base com os perfis laterais de chapa dobrada, por meio de parafusos;
- b) Aplicava-se uma camada de argamassa de assentamento sobre a chapa da base, a partir da qual assentava-se os blocos de concreto, tomando-se como guia os perfis laterais do gabarito;
- c) No topo da paredinha aplicava-se uma última camada de argamassa de assentamento, ajustando-se logo em seguida a chapa de aço de topo, que também era aparafusada nos perfis laterais, fechando-se desta forma o gabarito;
- d) Após o período de cura ao ar, o conjunto todo (gabarito+paredinha) eram transportado para a Máquina Universal de Ensaio;
- e) Uma vez posicionada a paredinha para o ensaio à compressão axial, os perfis laterais eram removidos, mantendo-se as chapas de aço de topo e de base intocadas;

- f) O ensaio das paredinhas à compressão axial era realizado com dois ciclos de pré-carregamento, durante os quais se procurava observar a existência de excentricidades significativas;
- g) Em seguida era realizado o carregamento até o colapso, programando-se a Máquina Universal para incremento de deslocamento do pistão à razão de 0,005 mm/s (ensaio com deformação controlada).

Antes de ser realizada a série final foi ensaiado um modelo como referência, para testar tanto o gabarito, quanto o procedimento de ensaio programado. Ilustrações do ensaio realizado são apresentadas nas figuras a seguir.



Figura 4.12 - Execução das paredes com o gabarito.



Figura 4.13 - Vista das paredinhas sendo confeccionadas.

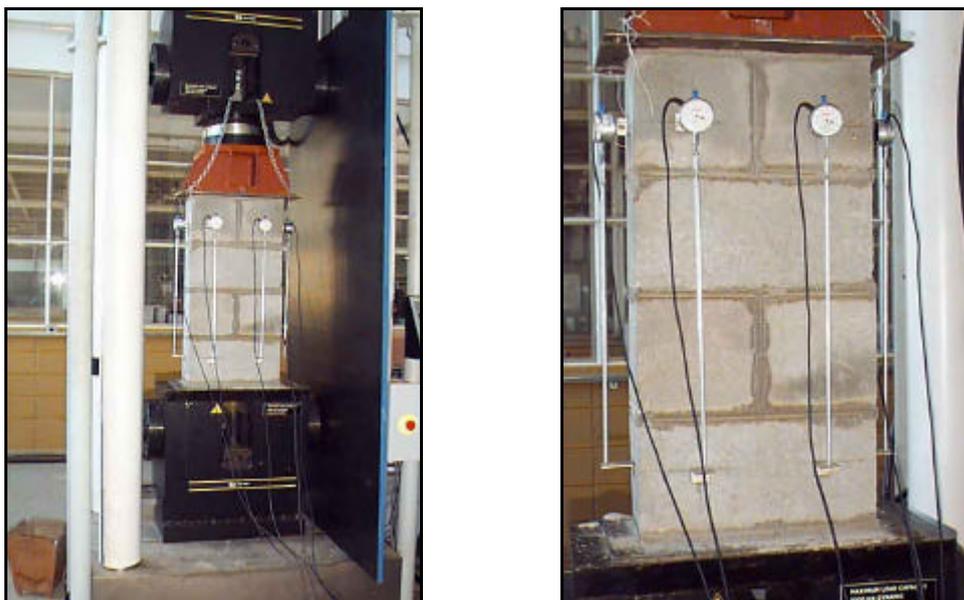


Figura 4.14 – Esquema do ensaio.

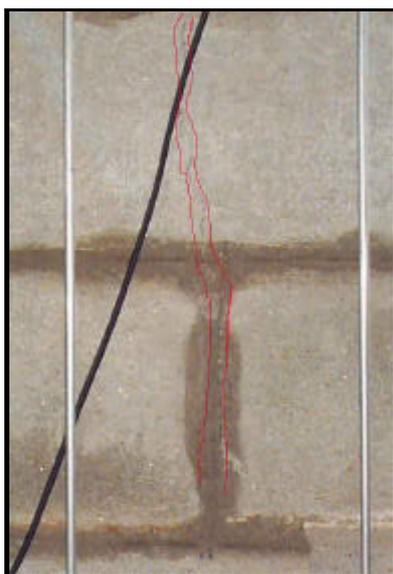


Figura 4.16 - Fissura na argamassa prolongada no bloco.

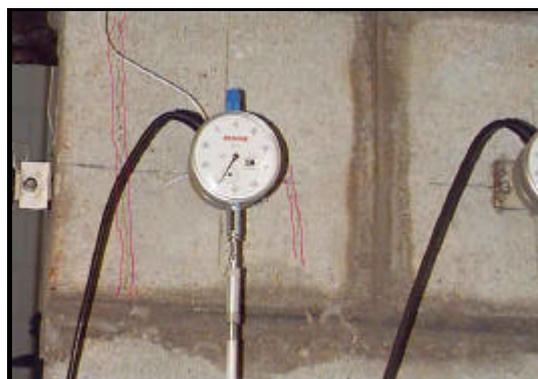


Figura 4.15 - Fissuras nos blocos.

A argamassa de assentamento utilizada foi preparada com o traço de 1:0,5:5 (ASTM C270) e apresentou resistência de 8 MPa. Durante o ensaio, a carga máxima aplicada foi de 288 kN sendo que a primeira fissura foi observada com um carregamento de 270 kN. A fissura se apresentou verticalmente no bloco da terceira fiada. Com o aumento da carga a fissura se prolongou acompanhando a junta de argamassa, atravessando o bloco inferior. Houve também destacamento do material do bloco na parte longitudinal da parede e fissuras nos septos dos blocos.

Analisando-se o gráfico força x deslocamento deste modelo observa-se que a medição do encurtamento no relógio nº 6 foi prejudicada. Provavelmente isso ocorreu devido a uma fissura no septo do bloco que coincidiu com a cantoneira de apoio do relógio. Observa-se também claramente que, apesar de todos os cuidados, houve uma excentricidade no carregamento, podendo-se notar que a região onde se localizavam os relógios 4 e 5 foi mais comprimida.

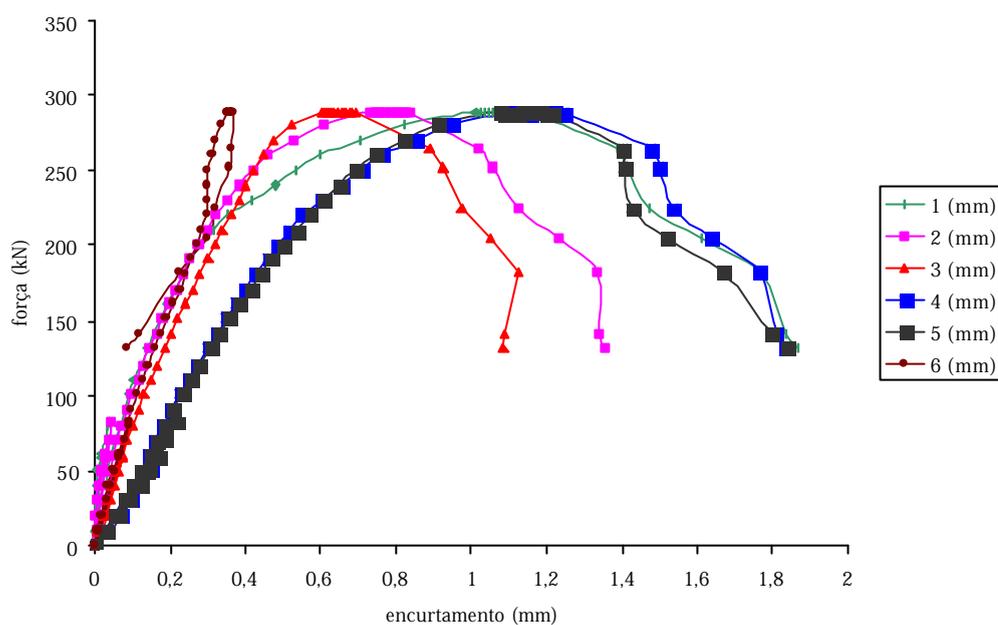


Figura 4.17 - Gráfico força x encurtamento da *paredinha* piloto.

Os resultados dos ensaios de blocos e prismas apresentaram valores médios de eficiência de $\eta = 0,9$. A resistência à compressão dos prismas foi de $f_p = 8$ MPa e a dos blocos de 9,5 MPa. Após este ensaio-piloto foram realizados os ensaios efetivos de *paredinhas* com os tipos de revestimento descritos anteriormente. Os resultados dessa série final estão descritos no *Capítulo 5*.

4.1.2 Ensaios de compressão diagonal

A outra série de ensaios programada foi a de ensaios de *paredinhas* submetidas à compressão diagonal em modelos com dimensões de 79 x 79 cm. O procedimento de ensaio foi baseado na ASTM E 519 (1993) — *Standard test method for diagonal*

tension (shear) in masonry assemblages — também com pequenas modificações. O aparato utilizado para aplicação da carga foi modificado para melhor distribuição do carregamento. Os furos dos blocos que ficavam em contato com as sapatas foram preenchidos por graute no traço de 1:0,1:3:1,7 para que não rompessem durante o ensaio possibilitando assim, a medição dos esforços de tração no plano médio da parede. Um outro gabarito, desta vez de madeira, foi idealizado de modo que servisse tanto para assentamento da parede como para seu transporte. O gabarito e o esquema do ensaio estão demonstrados seguir:

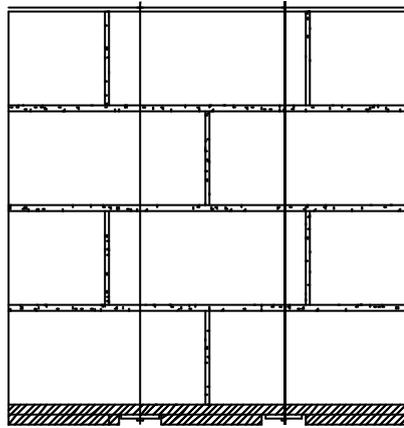


Figura 4.18 – Gabarito de madeira para assentamento e transporte.

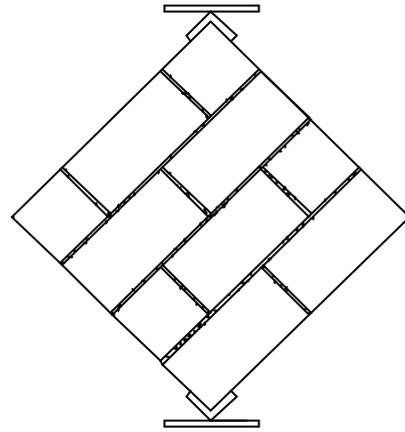


Figura 4.19 – Esquema do ensaio.

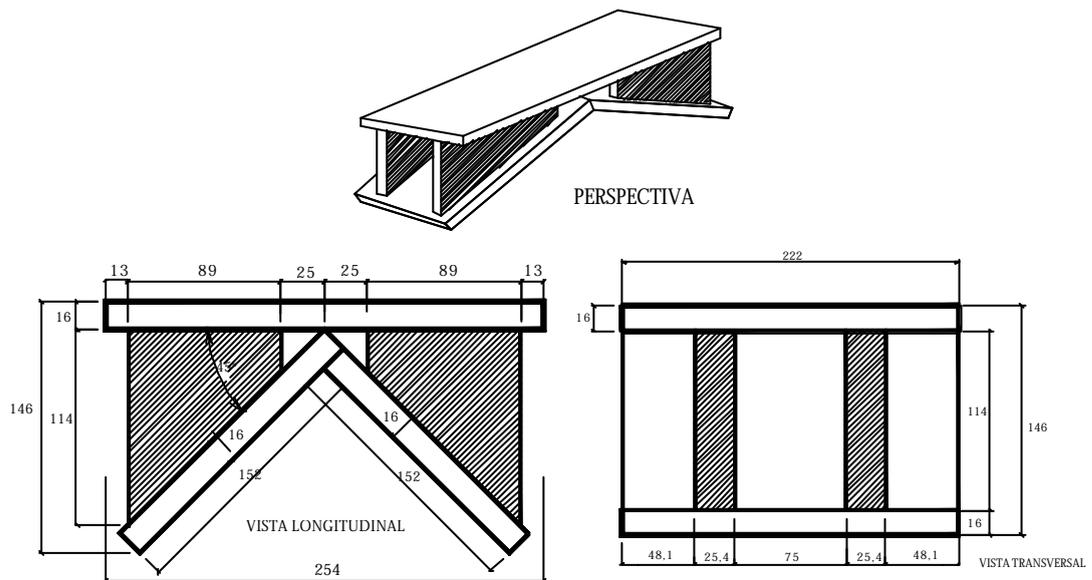


Figura 4.20 – Dimensão das sapatas.

Assim como foi realizado um ensaio-piloto da série final da compressão axial, também foi feito um ensaio-piloto de compressão diagonal. O traço da argamassa de

assentamento foi 1:0,5:5, a qual apresentou resistência de 8 MPa aos 28 dias. Para que a parede não sofresse nenhum tipo de dano no transporte, ela foi transportada pré-comprimida usando-se uma empilhadeira para colocá-la na posição final de ensaio.

As sapatas de aplicação de carga foram centradas na máquina de ensaio, de tal maneira a fazer coincidir a diagonal da paredinha com o eixo vertical do acionador hidráulico e assim eliminar a ocorrência de excentricidades que poderiam alterar os resultados do ensaio. Além disso, foi verificada a posição final da paredinha utilizando a régua de nível antes da fixação dos suportes para medição das deformações.

Foram medidas as deformações diagonais, tanto na vertical como na horizontal. As distâncias adotadas para medir as deformações (base de medida) tanto nas diagonais verticais como horizontais foram de 750 mm.

A velocidade de carregamento foi de 0,002 mm/s. Não foram realizadas descargas, o carregamento foi contínuo e aplicado ao longo de uma das diagonais. Antes do transporte do modelo foi colocada massa plástica nas sapatas de apoio para regularização do seu contato com os blocos. O esquema de transporte e ensaio estão representados a seguir.



Figura 4.21 - Transporte do modelo.



Figura 4.22 - Modelo no equipamento de ensaio.



Figura 4.23 - Colocação de massa plástica na sapata de apoio.

A ruptura se deu com um carregamento de 58 kN. A forma de ruptura do modelo foi por deslocamento integral em uma das juntas horizontais. Essa forma de ruptura foi citada por alguns autores da bibliografia consultada, como SINHA e HENDRY, citados por SABBATINI (1984). Segundo estes autores o tipo de ruptura nos ensaios de compressão diagonal pode ocorrer em duas formas: por cisalhamento na interface tijolo-argamassa ou por fissuras de tração diagonal nos tijolos e juntas de argamassa. Ressaltam também que o tipo de ruptura depende das resistências relativas dos principais constituintes de alvenaria (alvenaria e argamassa).

Já PAGE (1981) relata que quando a parede está submetida às forças horizontais e verticais, fica caracterizado um estado biaxial de tensões, onde geralmente a maior tensão principal é a compressão, e a menor tensão principal é a tração. Nestas condições a alvenaria não só depende destas tensões principais, mas também de uma terceira variável, que é a orientação da junta de argamassa em relação à direção das tensões principais. Isto é característico dos materiais anisotrópicos (caso da alvenaria), devido ao fato de estar constituída por dois componentes (blocos e argamassa) com propriedades diferentes. Dependendo da orientação das juntas em relação à da tensão aplicada, a ruptura pode ocorrer só nas juntas ou de várias formas, envolvendo a argamassa e as unidades de alvenaria.

Ressalta-se que na descrição dos ensaios finais são apresentados os cálculos da tensão de cisalhamento, deformação e módulo de rigidez utilizando-se as expressões recomendadas pela norma ASTM E-519. O gráfico força x deslocamento do ensaio-piloto realizado está apresentado a seguir.



Figura 4.24 - Esquema do ensaio.



Figura 4.25 - Ruptura na interface tijolo-argamassa.

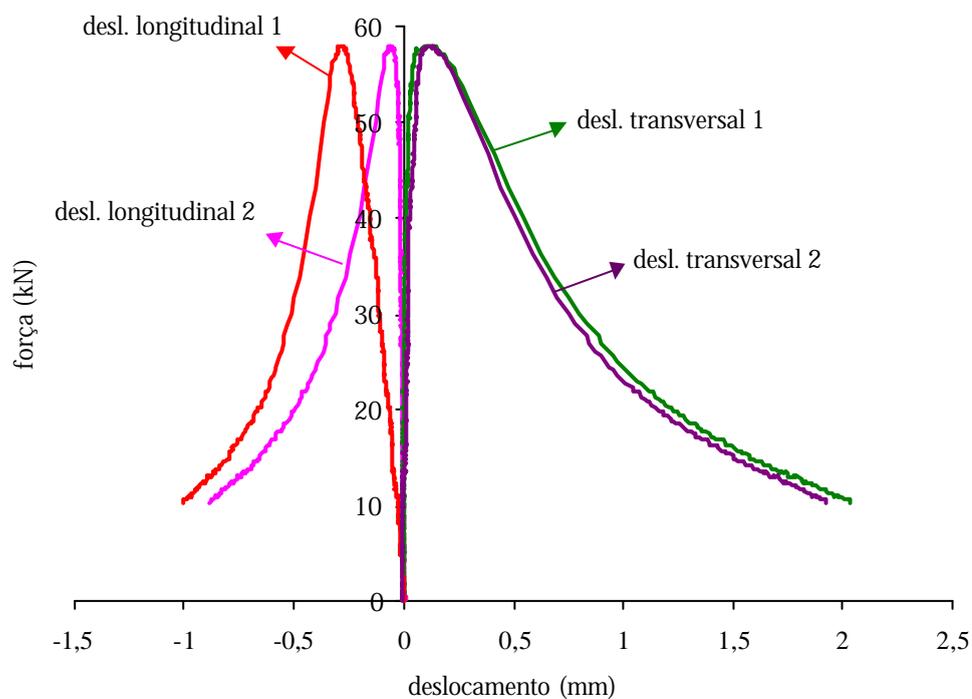


Figura 4.26 - Gráfico força x deslocamento da paredinha piloto.

Após este ensaio-piloto foram realizados os ensaios efetivos de *paredinhas* com os tipos de revestimento descritos anteriormente. Os resultados dessa série final estão descritos no **Capítulo 6**.

4.1.3 Ensaio de flexão

Os ensaios de flexão foram realizados em paredes com dimensões de 80 x 160 cm. Optou-se por fazer um cálculo teórico para a parede sem revestimento que serviria de referência para as demais paredes revestidas. Os revestimentos utilizados foram apenas os revestimentos com telas de aço soldadas, nas mesmas combinações usadas nas séries de compressão axial e compressão diagonal. Foram confeccionados dois modelos de cada tipo de revestimento, totalizando seis modelos analisados. Os ensaios foram baseados na norma NBR 14322 - *Paredes de alvenaria estrutural – verificação da resistência à flexão simples ou à flexo-compressão*.

Os primeiros modelos foram ensaiados aplicando-se a carga no meio do vão (situação 1). Como se observou um comportamento satisfatório durante o ensaio e a ruptura se dava por flexão, o esquema de ensaio foi modificado. O carregamento foi colocado nos terços do vão dos apoios (situação 2) tentando-se forçar a ruptura por cisalhamento e verificar se haveria o escorregamento das placas de revestimento. O esquema dos ensaios realizados estão representados nas Figura 4.27 e Figura 4.28. Os resultados dessa série final estão descritos no **Capítulo 7**.



Figura 4.27 - Ensaio com carga aplicada no vão.



Figura 4.28 - Ensaio com carga aplicada nos terços do vão.

Depois de realizadas as séries de ensaios de *paredinhas* submetidas à compressão axial, compressão diagonal e flexão pôde-se observar os principais fenômenos ocorridos e analisar alguns parâmetros importantes como a resistência, a fissuração, a forma de ruína e o comportamento pós-pico.

4.1.4 Ensaios de protótipos com abertura

Após a realização de ensaios de compressão axial, compressão diagonal e flexão foi então idealizada uma série de ensaios que consistiu de painéis com dimensões de 180 x 200 cm e uma abertura de 80 x 60 cm (Figura 4.29), os quais foram submetidos a forças distribuídas numa região pequena do topo da parede. Foram ensaiados painéis em três situações diferentes: paredes íntegras, reabilitadas e reforçadas.

A decisão de ensaiar painéis com aberturas se deu pela intenção de criar situações de desvio de tensões no plano da parede, provocando esforços de compressão, tração e cisalhamento. Nestas situações, pretende-se observar a eficiência de um dos tipos de revestimento (em particular, aquele em que se usa telas soldadas) na reabilitação e melhoria do desempenho de paredes em condições próximas às dos casos reais.

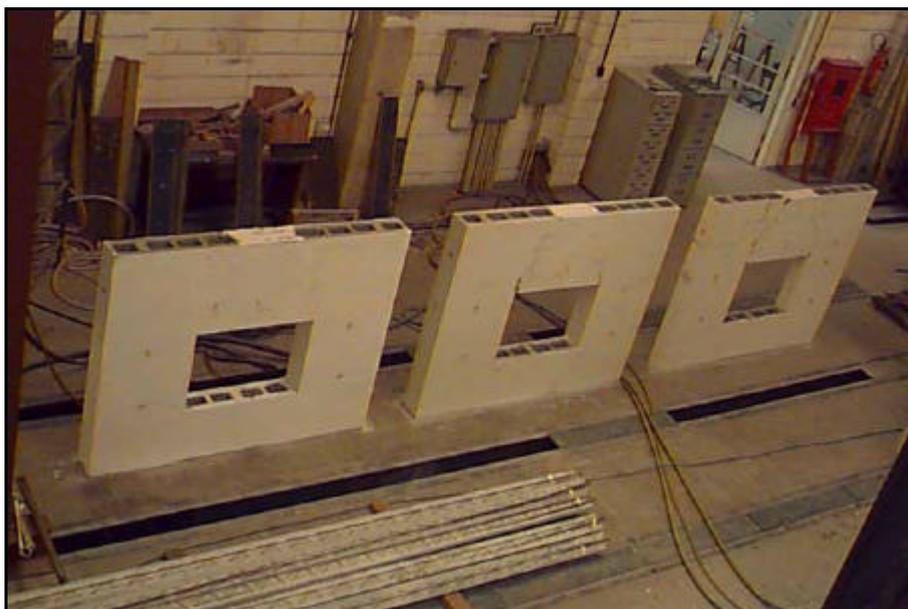


Figura 4.29 - Vista dos protótipos com abertura.

Para determinação do tamanho dos protótipos, carregamento a ser aplicado, instrumentação do modelo e conhecimento do comportamento provável de ruptura, foram realizadas análises numéricas simplificadas em painéis com as mesmas dimensões e características mecânicas que pudessem simular aproximadamente os modelos a serem ensaiados. Enfatiza-se mais uma vez que a análise numérica realizada nesta parte do trabalho, com auxílio do programa computacional ANSYS 5.5, tem por objetivo tão somente observar a distribuição de tensões e a ordem de grandeza dos esforços que surgem nas paredes íntegras ou danificadas, submetidas a diversos tipos de solicitação. Ressalva-se também mais uma vez que neste projeto de pesquisa enfatiza-se a obtenção de dados experimentais, e portanto, na comparação dos resultados experimentais com os resultados teóricos, os valores numéricos não servirão para calibração de modelos teóricos, mas deverão ser considerados na análise comportamental dos modelos estudados.

4.2 Análise teórica

4.2.1 Comportamento de paredes submetidas à compressão axial

Como se sabe, a boa resistência à compressão axial das paredes de alvenaria é uma das principais características que tornam atrativo o sistema construtivo de

paredes portantes. No entanto, a previsão da capacidade portante de uma simples parede de alvenaria é uma tarefa complexa que envolve uma boa dose de empirismo.

Embora tenham havido grandes avanços no conhecimento teórico do comportamento das estruturas de alvenaria, a tecnologia ainda carece de metodologias de cálculo mais refinadas que permitam, como no caso do presente trabalho, uma análise de resultados experimentais mais elucidativa. Assim, espera-se que a discussão apresentada no *Capítulo 5* venha trazer novos elementos a este assunto.

Tal complexidade na análise teórica do comportamento de uma parede submetida à compressão axial deve-se, resumidamente, aos seguintes aspectos particulares:

- a) os blocos de alvenaria (cerâmicos, ou de concreto, como é o caso desta pesquisa) são constituídos de material de comportamento não-linear e sujeitos à micro e à microfissuração. Embora esses materiais possam apresentar comportamento elástico-linear em condições de baixa sollicitação, eles passam a perder progressivamente a resistência e a rigidez à medida que se aumenta a sollicitação. No limite da sua capacidade resistente, a ruína se dá pela instabilidade que acontece internamente ao corpo de tais materiais, ocorrendo descontinuidades e grandes deslocamentos entre os fragmentos de material. Após atingida a resistência máxima, o comportamento do material e a sua tenacidade passam a depender das ligações internas ainda existentes que possam proporcionar resistência residual e capacidade de absorção de energia;
- b) como os blocos são peças separadas, que nas paredes são montadas e unidas por meio de camadas de argamassa de assentamento, estas também interferem no comportamento do conjunto, isto é, a parede é um elemento estrutural composto, constituído de diferentes materiais, que atuam em distintas condições de tamanho, disposição e condições de sollicitação e deformação;
- c) a resistência de uma parede não fica diretamente condicionada à resistência da argamassa de assentamento medida em ensaios de compressão axial, porque ela, na parede, trabalha em camadas de pequena espessura que sofrem o efeito positivo do confinamento. Assim, numa parede de alvenaria sujeita à compressão

axial, a argamassa de assentamento é comprimida na direção do carregamento e sofre uma expansão lateral, a qual é restringida pelas tensões de aderência com os blocos. Nestas condições, sob pressões de confinamento lateral ela apresenta uma resistência superior àquela medida em corpos-de-prova não confinados. Ao mesmo tempo, os blocos são solicitados por tensões de tração transversais correspondentes a estas mesmas pressões de confinamento;

- d) as juntas verticais podem introduzir focos de concentração de tensões e também constituir caminhos preferenciais para a fissuração;
- e) outro aspecto a ser observado é que os blocos podem ser vazados, como é o caso dos blocos utilizados neste trabalho, que têm vazamentos verticais. Além de exigir as devidas considerações no cálculo da deformabilidade, este fato introduz uma complexidade ainda maior no comportamento estrutural de uma parede, porque os blocos passam a ser constituídos de partes delgadas, influenciando a capacidade resistente, e as áreas de contato entre bloco e argamassa ficam mais reduzidas;
- f) no caso de blocos vazados, como a superfície de contato com a argamassa de assentamento é menor, o efeito de concentração tensões é maior, assim como as conseqüências de falhas localizadas de assentamento e de materiais estranhos na argamassa de assentamento, o que pode levar a uma ruptura prematura. É de se supor também que os mecanismos de redistribuição de tensões sejam menos eficientes e que a ruptura de uma parede de blocos vazados seja menos dúctil do que a de uma parede de blocos maciços de menor resistência;
- g) a capacidade resistente de uma parede passa então a ser determinada por um conjunto de fatores que não são necessariamente independentes entre si, o que torna a sua previsão complexa, como já se afirmou. A ruína pode se dar pelo fendilhamento dos septos transversais dos blocos (no caso de vazamentos verticais), pelo fendilhamento dos blocos na face maior da parede ou ainda pelo esmagamento ou cisalhamento da argamassa de assentamento. Se, por um lado, os materiais constituintes (concreto ou cerâmica dos blocos e argamassa de assentamento) estão sujeitos a instabilidades da sua estrutura interna, os componentes (blocos e camadas de argamassa de assentamento) também podem

atingir condições de instabilidade, inclusive antes mesmo de se atingir a resistência potencial dos materiais. Por exemplo, se ocorrer o fendilhamento dos septos transversais em todo o plano da parede, de tal forma que as duas faces percam a ligação entre si, pode ocorrer a instabilidade dessas faces;

- h) portanto, a capacidade resistente de uma parede de alvenaria sob compressão axial é menor do que o produto da resistência do material dos blocos pela sua área líquida, mas ela pode, mesmo no caso de argamassa de assentamento menos resistentes que o material dos blocos, ser maior do que o produto da resistência da argamassa de assentamento pela sua área líquida. Para o cálculo da capacidade resistente de uma parede de alvenaria, o procedimento indicado pela NB-10837 introduz a resistência obtida em ensaios de prismas, que já leva em conta o comportamento conjunto dos blocos e da argamassa de assentamento, como se mostra na expressão a seguir. Nesta expressão, considera-se também um coeficiente de segurança igual a 5 e o efeito da esbeltez da parede, que de certa forma representa a sensibilidade do elemento a esforços de flexão e a efeitos de segunda ordem:

$$P_{adm} = 0,20f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] A$$

onde:

P_{adm} → a carga vertical de compressão atuante;

f_p → resistência a compressão do prisma;

$f_{alv,c} = 0,20 f_p R$ → tensão de compressão axial atuante;

$R = 1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3$ → fator de redução da resistência associado à esbeltez

(h/t), aplicável também à alvenaria armada.

- i) de acordo com essa indicação da norma, a resistência de uma parede é menor do que a resistência do prisma, que por sua vez é menor do que a resistência do bloco;

Pode-se dizer, a grosso modo, que uma parede de alvenaria submetida à compressão axial comporta-se como um elemento composto de diferentes componentes (blocos e camadas de argamassa) associados em série. Numa primeira aproximação, pode-se dizer que a deformabilidade de uma parede é dada pelo modelo de Reuss (MEHTA & MONTEIRO, 1993):

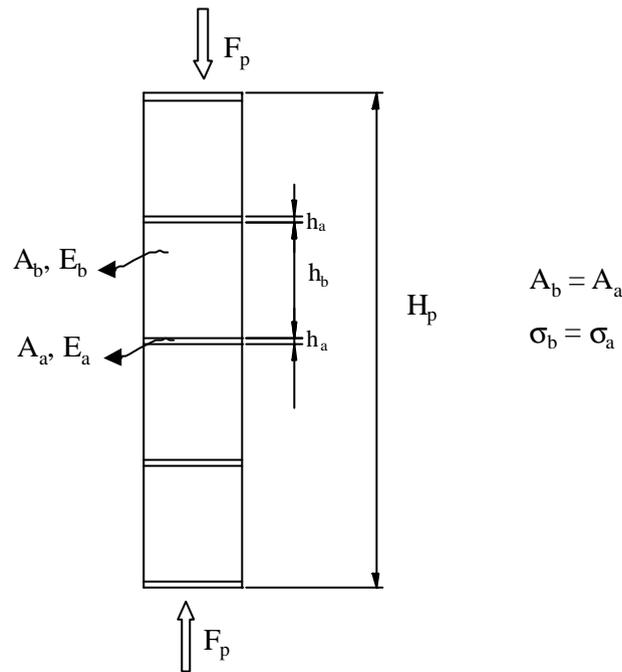


Figura 4.30 – Representação do Modelo de Reuss.

Como:

$$\sigma = \varepsilon_b E_b = \varepsilon_a E_a \quad \text{e} \quad \Delta h_p = \Delta h_b + \Delta h_a = h_b \varepsilon_b + h_a \varepsilon_a$$

Tem-se:

$$\frac{H_p}{E_p} = \frac{h_b}{E_b} + \frac{h_a}{E_a}$$

Ou ainda em termos de volume tem-se:

$$\frac{V_p}{E_p} = \frac{V_b}{E_b} + \frac{V_a}{E_a}$$

Sabe-se, no entanto, que o modelo de Reuss na forma apresentada não é capaz de reproduzir fielmente as condições de deformação da parede, pelo fato de que há

juntas verticais entre os blocos e que a argamassa de assentamento já colocada não tem as mesmas propriedades medidas em corpos-de-prova. Além disso, tanto o material dos blocos como a argamassa de assentamento não apresentam comportamento linear. Todavia, o modelo de associação em série é ilustrativo da associação de blocos e camadas de argamassa e pode dar uma indicação da deformabilidade de uma parede nos primeiros estágios de carregamento, ou ainda, de estágios intermediários em serviço, se forem adotados valores de módulos de elasticidade secantes à 40% da tensão máxima.

Quando se acrescenta a uma parede de alvenaria revestimentos resistentes em ambas as faces, está se introduzindo mais um componente, que de alguma forma modificará o comportamento do elemento composto já existente. De modo também grosseiro, pode-se dizer que uma parede de alvenaria revestida corresponde a uma associação em série de blocos e camadas de argamassa de assentamento, a qual se associa em paralelo com chapas de argamassa de revestimento. Lembrando-se que o núcleo é considerado um material contínuo.

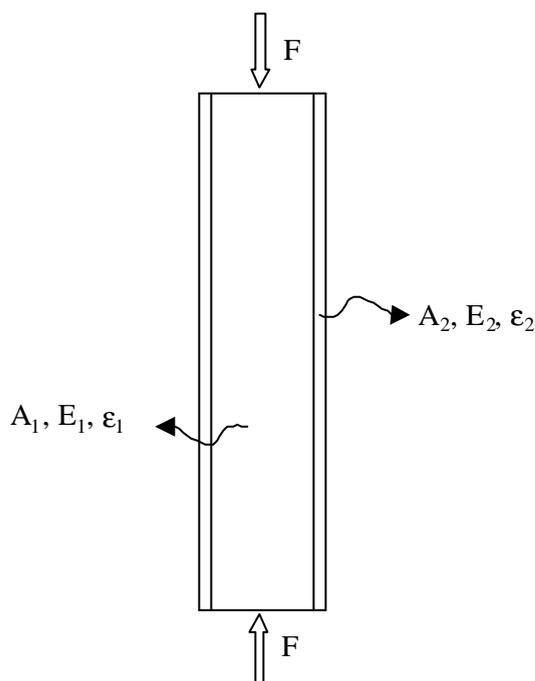


Figura 4.31 – Representação do modelo de Voigt.

Como uma primeira aproximação, pode-se tentar estimar as propriedades de deformabilidade de uma parede de alvenaria empregando-se o modelo de Voigt (MEHTA & MONTEIRO, 1993). Considerando o elemento composto tem-se:

$$F = F_1 + F_2 \quad e \quad \varepsilon = \varepsilon_1 = \varepsilon_2$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma_{eq}}{E_{eq}} \quad e \quad \sigma_{eq} = \frac{F}{A_1 + A_2}$$

Logo:

$$E_{eq} = \frac{E_1 A_1 + E_2 A_2}{A_1 + A_2}$$

É preciso lembrar, no entanto, que as propriedades dos materiais dos componentes não são variáveis independentes, pois:

- a) a argamassa de assentamento influi na fissuração do bloco e aumenta portanto a sua deformabilidade;
- b) o bloco introduz tensões de confinamento na argamassa de assentamento e portanto torna-a menos deformável que a argamassa moldada no corpo-de-prova;
- c) o revestimento está aderido de forma diferenciada aos blocos e à camada de argamassa e isso altera o comportamento do conjunto;
- d) a resistência da argamassa projetada não é a mesma medida nos ensaios de corpos-de-prova cilíndricos, por causa do processo de aplicação. É de se esperar que a resistência da argamassa projetada seja menor quando a técnica de projeção for menos eficiente, como é o caso das paredes neste trabalho, em que a argamassa foi aplicada manualmente com colher-de-pedreiro;
- e) por outro lado, os materiais da parede são porosos e tendem a absorver água da argamassa de revestimento. Isto tende a aumentar a resistência da argamassa;
- f) finalmente, as condições de cura da argamassa de revestimento nem sempre são as ideais, dada a grande superfície exposta e os inconvenientes de aplicação de água sobre as paredes, mesmo em laboratório.

4.2.2 Compressão diagonal

O ensaio de compressão diagonal baseia-se num conceito semelhante ao dos ensaios tipo "split test", ou seja, de avaliação da resistência à tração por compressão transversal. Este conceito é empregado, por exemplo, na determinação da resistência à tração do concreto em ensaios de compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos.

No caso de paredes de alvenaria, conforme a ASTM E-519, este ensaio é utilizado também para avaliar a resistência ao cisalhamento. O estado de solicação causado pelas forças de compressão diagonalmente opostas leva ao aparecimento de tensões principais σ_1 de tração em toda a parte central da parede e tensões principais σ_2 nulas. As tensões de cisalhamento surgem, portanto, com o seu valor máximo em direções a 45° , ou seja, paralelas às bordas da parede. Na Figura 4.32 e Figura 4.33 ilustra-se a distribuição das tensões σ_1 e τ_{xy} , respectivamente, no plano da parede, as quais foram obtidas em simulação feita sobre elemento plano (PLANE 42) e isotrópico com uso do programa ANSYS 5.5.

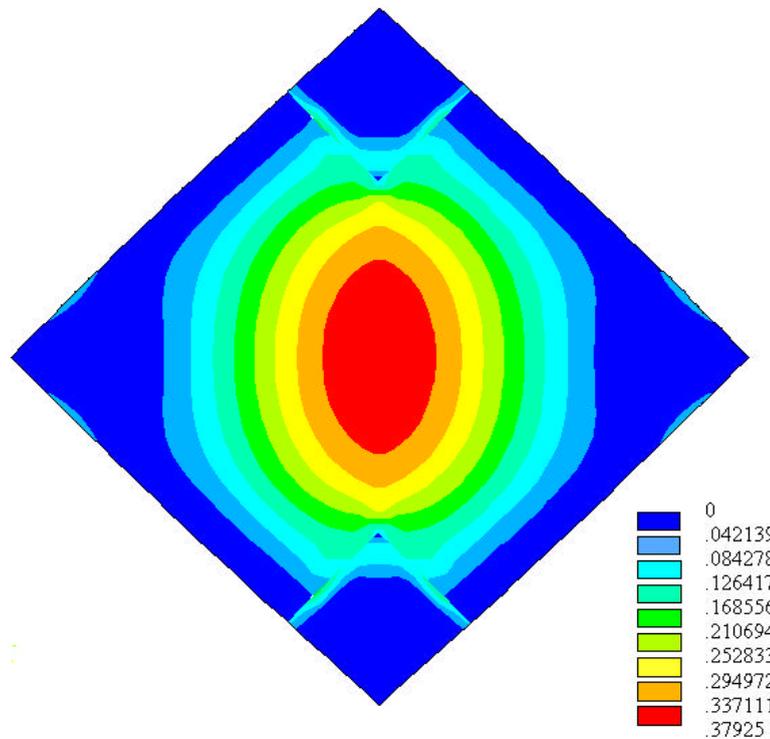


Figura 4.32 – Distribuição das tensões principais σ_1 (kN/cm²)

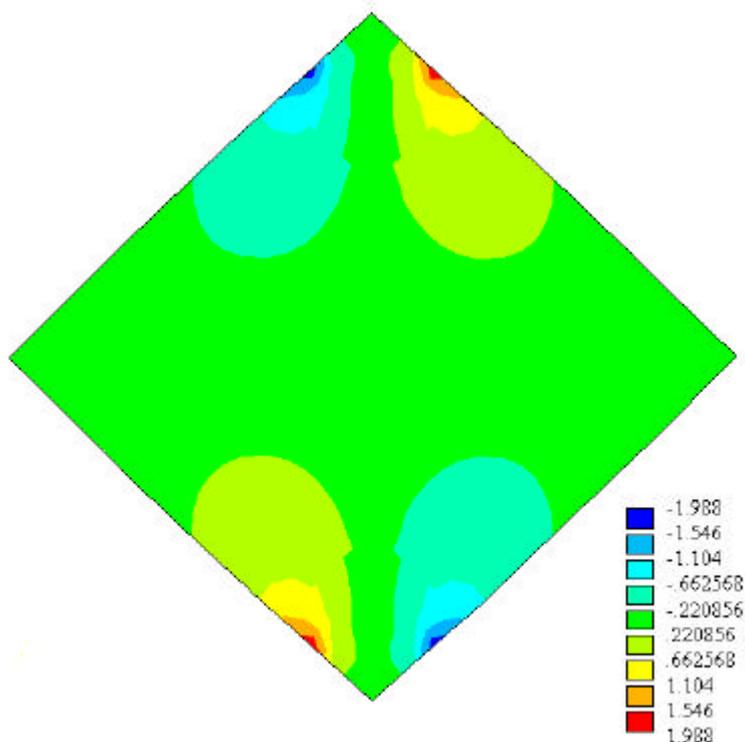


Figura 4.33 – Distribuição das tensões τ_{xy} (kN/cm²)

Basicamente, dois tipos de ruptura podem ser esperados neste tipo de ensaio: a ruína por escorregamento dos blocos ao longo das camadas de assentamento, que se encontram a 45° em relação à direção das forças aplicadas, e a ruína por tração diagonal, com o surgimento de fissuras verticais (que portanto cortarão diagonalmente os blocos) na parte central da parede.

A introdução de revestimentos resistentes certamente aumentará a capacidade resistente da parede, especialmente no caso de paredes armadas com telas soldadas. A análise dos resultados dos ensaios deverá revelar as alterações do modo de ruína e o acréscimo de resistência dado pelo aumento da área de seção transversal e a adição de armaduras.

4.2.3 Flexão simples

Os ensaios de flexão simples foram efetuados com o objetivo de se obter dados sobre o comportamento resistente de paredes revestidas submetidas a cargas perpendiculares ao seu plano.

A metodologia de análise teórica dos resultados deste tipo de ensaio basicamente será a mesma empregada nas estruturas de concreto armado, considerando-se as particularidades do elemento estrutural composto.

Os resultados dessa análise são apresentados e discutidos no **Capítulo 7**.

4.2.4 Análise numérica

Desde o início deste trabalho de pesquisa foram realizadas várias análises em blocos, prismas e *paredinhas*. Inicialmente foram realizadas análises em blocos vazados com elementos sólidos submetidos à compressão axial. Com essas análises já se encontrou problemas como a não-uniformidade e assimetria das tensões. Foi então utilizado carregamento equilibrado para que os resultados fossem coerentes. A mesma tentativa foi realizada em prismas.

Partiu-se então para análises não-lineares em *paredinhas*, nas quais também se encontrou problemas de consistência. Atualmente pode-se dizer que a pretensão nessas tentativas foi inicialmente muito otimista, já que no programa utilizado não havia um critério de ruptura adequado à alvenaria, além da complexidade dos fenômenos e materiais envolvidos, como já se comentou no item anterior.

Como desde o início do plano pretendia-se realizar uma análise teórica simplificada, foram realizadas algumas modificações para as análises definitivas como o elemento utilizado (elemento sólido para paredes solicitadas à compressão axial e elemento plano para as paredes com abertura), tipo de análise considerada (linear) e propriedades dos materiais adotadas (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson).

A seguir, apresentam-se alguns dados gerais sobre os recursos utilizados nas análises numéricas incluídas no **Capítulo 5** e **Capítulo 8**.

As simulações numéricas analisadas foram feitas em modelos com dimensões semelhantes às dos modelos ensaiados. A análise foi feita no regime elástico, através do Programa Computacional ANSYS 5.5 fundamentado no Método dos Elementos Finitos.

Para a simulação das *paredinhas* ensaiadas à compressão axial foi escolhido inicialmente, o elemento SOLID 95 usado para modelos tridimensionais de estruturas sólidas. O elemento é definido por 20 nós tendo 3 graus de liberdade em cada nó:

translações nodais x , y e z (Figura 4.34). Este elemento foi testado nas análises dos blocos e prismas. Segundo o manual do programa, os elementos que possuem nós intermediários não devem ser utilizados em análises não-lineares (pretensão inicial do trabalho) pois, a malha gerada tende a se distorcer. Utilizou-se também o elemento SOLID 65 (8 nós), este elemento se difere do SOLID 95 apenas pelo número de nós mas, pela bibliografia consultada constatou-se que os elementos sólidos com oito nós não apresentam bons resultados. Por isso tomou-se o cuidado de discretizar um malha bem refinada para se alcançar bons resultados entre os dois elementos utilizados. Sendo assim, obteve-se valores equivalentes de tensões entre os elementos de 8 e 20 nós e optou-se por realizar as análises com o elemento SOLID 65 (Figura 4.35) pela maior facilidade de execução.

Nessa análise foram consideradas diferentes propriedades de materiais para bloco, argamassa de assentamento e argamassa de revestimento, como também, valores equivalentes de módulos de elasticidade considerando a alvenaria como um único material (bloco + argamassa). Os valores dessas propriedades foram obtidas experimentalmente em ensaios de blocos e corpos-de-prova da argamassa de assentamento e de revestimento.

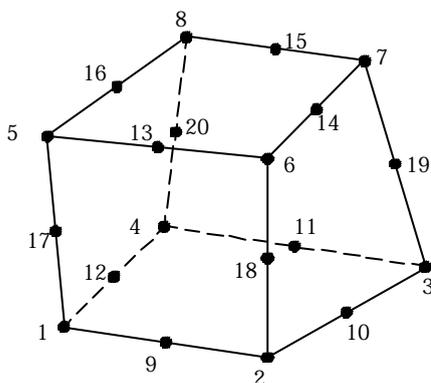


Figura 4.34 - Elemento SOLID 95

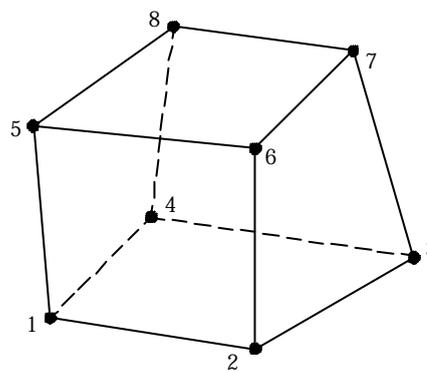


Figura 4.35 – Elemento SOLID 65

Foram também realizadas várias análises em diferentes tipos de protótipos para decisão do tamanho, instrumentação e carregamento a ser empregado nos ensaios de paredes com abertura. As simulações numéricas foram efetuadas em modelos com dimensões semelhantes às dos protótipos que iriam ser ensaiados. A análise foi feita no regime elástico utilizando-se um elemento bidimensional PLANE 42 (Figura

4.36). O elemento escolhido para análise possui 4 nós com 2 graus de liberdade em cada nó (deslocamentos na direção x e y). As propriedades dos materiais utilizadas nessas análises referem-se ao conjunto da parede (bloco + argamassa) considerando-se o $E_{\text{equivalente}}$ — associação em série — de *paredinhas* não revestidas.

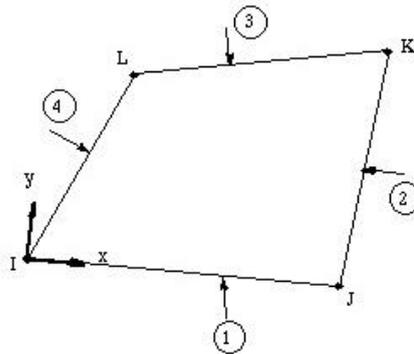


Figura 4.36 – Elemento bidimensional PLANE 42.

De modo geral, em todas as análises considerou-se X o eixo horizontal (ao longo do comprimento da parede) e Y o eixo vertical (ao longo da altura da parede) e z (ao longo da espessura) adotando-se a origem no vértice inferior esquerdo. As placas de ensaio foram consideradas infinitamente rígidas, restringindo-se os nós da base nas direções x , y e z ; e no topo, nos nós onde o carregamento foi aplicado, estabeleceu-se restrição nas direções x e z , mantendo-se os demais nós sem restrição.

5. ENSAIOS DE PAREDES DE ALVENARIA SUBMETIDAS À COMPRESSÃO AXIAL

Nesta série final de ensaios de paredes submetidas à compressão axial foram ensaiados modelos, essencialmente com os mesmos revestimentos, dimensões e forma de execução já descritos no *Capítulo 4*.

As *paredinhas* ensaiadas tinham dimensões de 39 x 81 cm e para cada tipo de revestimento foram moldados dois modelos. A resistência, tanto da argamassa de assentamento como da argamassa de revestimento, foi controlada através de corpos-de-provas que foram moldados na mesma data de execução das *paredinhas*. Em todas as situações adotadas, o revestimento tinha espessura de 2 cm.

Também em todas as paredes, a argamassa de assentamento utilizada tinha o traço de 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia) em volume e apresentou resistência média de 11 MPa. A relação água/cimento utilizada em todas as paredes na argamassa de assentamento foi ≤ 1 . As paredes foram chapiscadas, com traço de 1:2 com 5% de aditivo e fator água/cimento igual a 0,5. O aditivo usado foi RHOXIMAT SB-112 da RHODIA.

O produto é uma dispersão aquosa de um copolímero estireno/butadieno de tamanho de partícula bastante reduzido. Sua compatibilidade é excelente com ligantes aquosos, e se destina à modificação de argamassas e concretos no sentido de melhorar sua aderência sobre bases, assim como suas propriedades mecânicas.

Para controle da resistência dos blocos foram ensaiados conforme a NBR 7186 - *Bloco Vazado de concreto simples para alvenaria com função estrutura*, 6 blocos escolhidos aleatoriamente no lote doado pelo fornecedor. A resistência média encontrada nos ensaios em relação a área bruta dos blocos foi de 9 MPa (resultados descritos no *ANEXO A*).

As *paredinhas* depois de posicionadas na Máquina Universal de Ensaio eram ensaiadas à compressão axial. Durante os ensaios foram realizadas duas descargas, com incrementos de carga 20 kN. Na primeira descarga foram aplicados dois incrementos de carga e, na segunda descarga, foram aplicados quatro incrementos. Foram observados a carga da primeira fissura, a forma de ruína e o comportamento pós-pico de cada modelo ensaiado. Todas as paredes foram ensaiadas com 28 dias de idade.

5.1 Resultados obtidos

a) Paredes P01 e P02 (sem revestimento).

As paredes P01 e P02 foram ensaiadas sem revestimento, atingindo a ruptura com força máxima de 406 kN e 387 kN, respectivamente. Observou-se, na parede P01, o aparecimento de fissuras que começavam na junta vertical superior da parede, interceptavam o bloco na diagonal (fiada inferior), prosseguiram segundo a junta vertical da outra fiada de meios-blocos e atravessavam o bloco inferior diagonalmente (Figura 5.1).

Na parede P02, observou-se a mesma configuração de fissuras adicionando-se a ruptura dos septos laterais na base da parede (Figura 5.2).

b) Paredes P03 e P04 (revestidas com argamassa “fraca”).

As paredes P03 e P04 foram revestidas com argamassa “fraca”, atingindo a ruptura com força máxima aplicada de 485 kN e 300 kN, respectivamente.

A parede P04 apresentou um defeito de execução pois, quando foram retirados os perfis laterais, observou-se falhas no preenchimento da camada de argamassa do topo da parede. Talvez por isso, a carga de ruptura da parede P04 foi bem inferior à da parede P03. As fissuras começaram na parte superior do revestimento e, quando a chapa de aço alcançou o núcleo, o modelo começou a ganhar resistência. Os resultados desse modelo, não foram utilizados na análise e comparação com os outros protótipos.

A ruptura da parede P03 se deu bruscamente nos septos dos blocos (Figura 5.5). Houve ruptura do revestimento na base da parede e uma fissura vertical também na

base da parede. Após ruptura, observou-se o descolamento da primeira fiada (Figura 5.4).

c) Paredes P05 e P06 (revestidas com argamassa “forte”).

As paredes P05 e P06 foram revestidas com argamassa “forte”, atingindo a ruptura com força máxima aplicada de 489 kN e 450 kN, respectivamente. A parede P05 apresentou fissuras verticais no revestimento e, com o acréscimo de carga, apareceram fissuras horizontais (Figura 5.7). Observou-se também fissuras nos septos dos blocos. A parede P06 não apresentou fissuras nos septos dos blocos, verificando-se apenas fissuras verticais no revestimento (Figura 5.8).

Em nenhum momento houve descolamento do revestimento com o núcleo. As paredes depois de ensaiadas e retiradas da Máquina Universal de Ensaios, eram também vistoriadas. Observou-se que as fissuras que apareciam no revestimento correspondiam às fissuras encontradas no núcleo. Concluiu-se assim, que as fissuras nos blocos acarretam as fissuras no revestimento.

d) Paredes P07 e P08 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas).

As paredes P07 e P08 foram revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas, atingindo a ruptura com força máxima de 543 kN e 592 kN, respectivamente. A parede P07, inicialmente, apresentou fissuras verticais no revestimento. Com o aumento de carga, fissuras horizontais surgiram na mesma altura que as juntas horizontais de argamassa. As fissuras nos septos dos blocos foram aumentando, chegando a seccionar os blocos (Figura 5.10). Já nos últimos incrementos de carga, os fios das telas na base da parede entortaram, provocando o destacamento de parte do revestimento nessa região.

A parede P08 apresentou poucas fissuras no revestimento. As fissuras ocorreram no topo da parede e a ruptura foi provocada pelo seccionamento dos blocos nos septos (Figura 5.11). Houve descolamento do revestimento.

e) Paredes P09 e P10 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 1 – telas nas juntas e no plano da parede).

As paredes P09 e P10 foram revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas nas juntas horizontais das camadas de argamassa de assentamento e no plano da

parede (conectores tipo 1), atingindo a ruptura com carregamento de 556 kN e 583 kN, respectivamente. Em ambas as paredes, as fissuras se apresentaram horizontais acompanhando as juntas da argamassa de assentamento onde foram colocadas as telas. Na parede P09 houve perda de material do bloco superior (septo) e um certo esmagamento da argamassa na camada do topo da parede se estendendo ao bloco (Figura 5.13).

A parede P10 apresentou além das fissuras horizontais no plano da parede, fissuras nos septos e destacamento do revestimento na parte superior da parede (Figura 5.14).

f) Paredes P11 e P12 (revestidas com argamassa “fraca” + fibras de polipropileno).

As paredes P11 e P12 foram revestidas com argamassa “fraca” + fibras de polipropileno, atingindo a ruptura com carregamento de 369 kN e 343 kN, respectivamente. As fissuras no revestimento só apareceram em níveis de cargas bastante elevados embora as forças de ruína terem sido inferiores às das paredes P03 e P04 (revestidas com argamassa fraca). A ruptura em ambas as paredes se deu por seccionamento dos septos dos blocos (Figura 5.17). As placas de revestimento não mostraram danos significativos até a proximidade da ruína.

g) Paredes P13 e P14 (revestidas com argamassa “forte” + fibras de aço).

As paredes P13 e P14 foram revestidas com argamassa “forte” + fibras de aço, atingindo a ruptura com carregamento de 463 kN e 454 kN, respectivamente. Em ambas as paredes verificou-se descolamento do revestimento, sendo que, na parede P13 tal fenômeno se manifestou de maneira mais notória.

Na parede P13 as fissuras se apresentaram horizontalmente na face que houve flambagem da placa de revestimento. Foram observadas também, fissuras verticais nos septos dos blocos (Figura 5.19). A placa de revestimento nessa face se descolou completamente da parede. Na outra face também foi observado um descolamento parcial no plano médio da parede.

Na parede P14 as fissuras se apresentavam verticalmente em ambas as faces da parede. Observou-se também descolamento do revestimento na parte superior da parede e fissuras verticais nos septos dos blocos (Figura 5.20).

h) Paredes P15 e P16 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2).

As paredes P15 e P16 foram revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2, atingindo a ruptura com carregamento de 518 kN e 436 kN, respectivamente. A parede P15 apresentou fissuras nos septos e perda de argamassa de revestimento na parte superior — em uma das faces da parede — e, na parte inferior - na outra face da parede. Houve destacamento total do revestimento em uma das faces da parede acarretado pela deformação excessiva dos blocos que estavam totalmente trincados em volta dos conectores como se estes fossem tubos comprimidos diametralmente (Figura 5.22).

Na parede P16 houve também perda de argamassa do revestimento na parte superior da parede e fissuras nos septos. Em ambas as paredes houve abaulamento dos blocos superiores, destacando-se assim o revestimento.

- Documentação fotográfica das paredes P01 e P02 (sem revestimento).

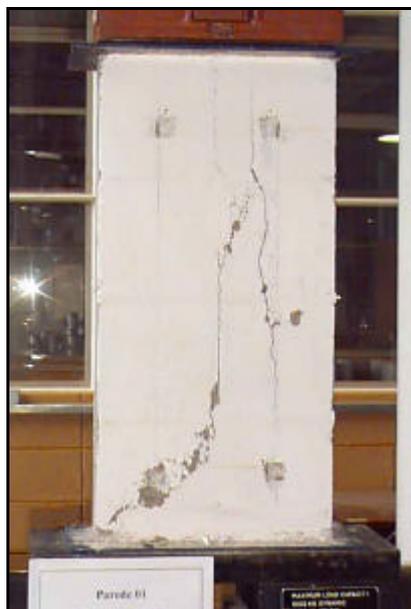


Figura 5.1 - Ruptura da parede P01.



Figura 5.2 - Ruptura da parede P02.

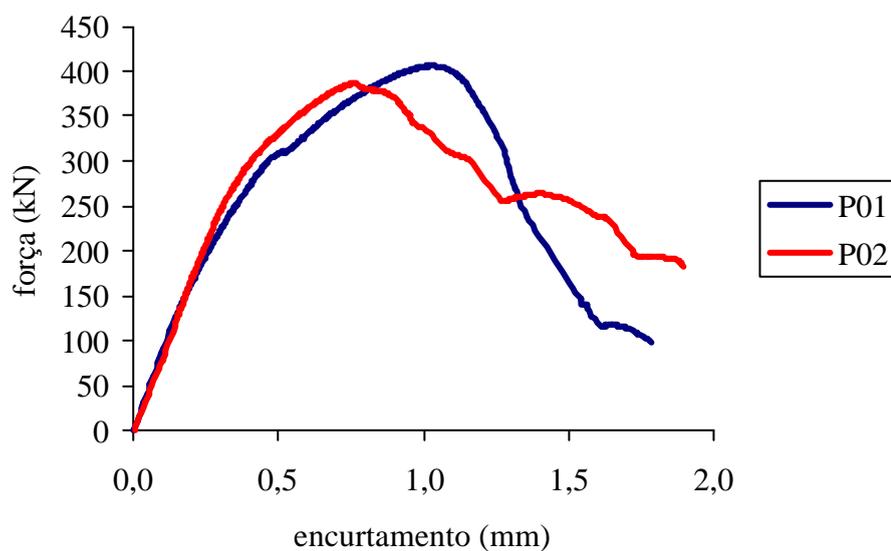


Figura 5.3 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P01 e P02.

- Documentação fotográfica da parede P03 (revestida com argamassa “fraca”).



Figura 5.4 - Destacamento da 1ª fiada.



Figura 5.5 - Ruptura dos septos os blocos.

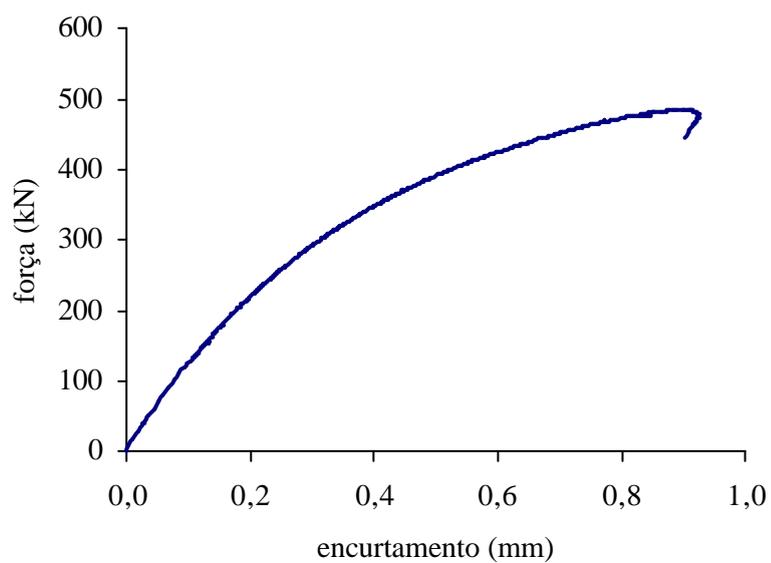


Figura 5.6 - Gráfico força x encurtamento médio da parede P03.

- Documentação fotográfica das paredes P05 e P06 (revestida com argamassa “forte”).



Figura 5.7 - Ruptura da parede P05.



Figura 5.8 - Ruptura da parede P06.

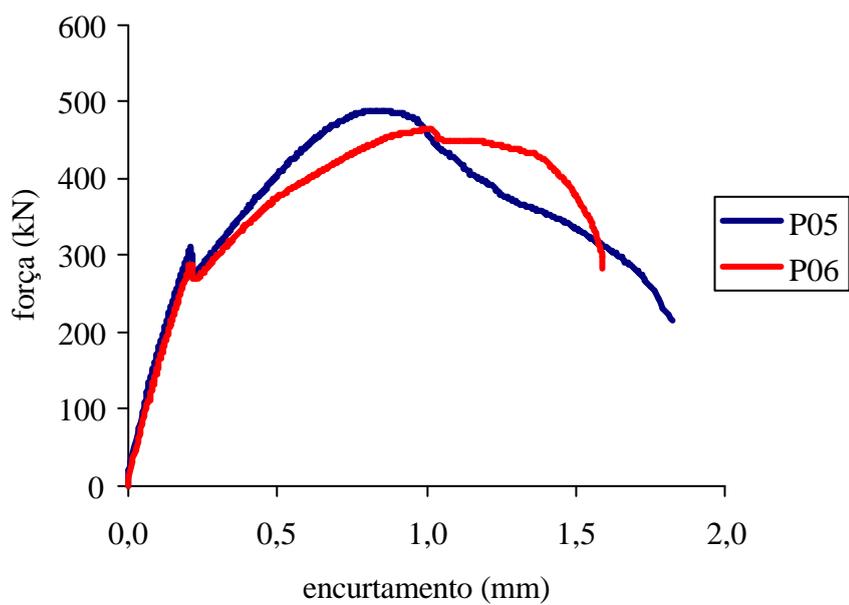


Figura 5.9 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P05 e P06.

- Documentação fotográfica da paredes P07 e P08 (revestida com argamassa “forte” + telas soldadas).



Figura 5.10 - Ruptura dos septos dos blocos parede P07.



Figura 5.11 - Ruptura dos septos dos blocos da parede P08.

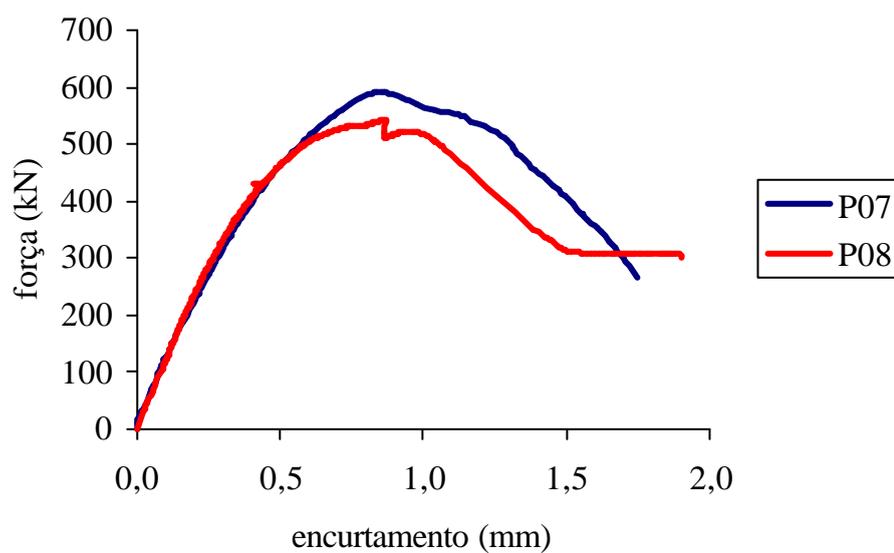


Figura 5.12 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P07 e P08.

- Documentação fotográfica da paredes P09 e P10 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores1).

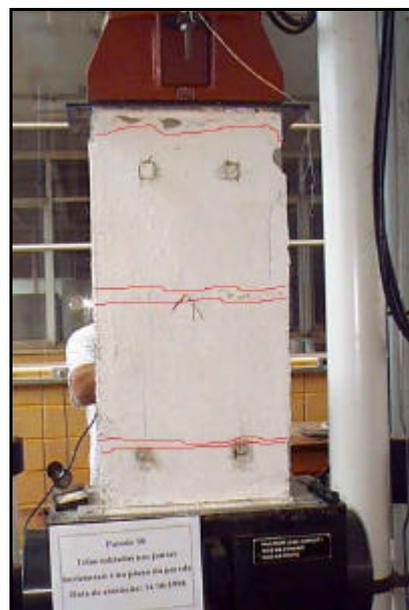
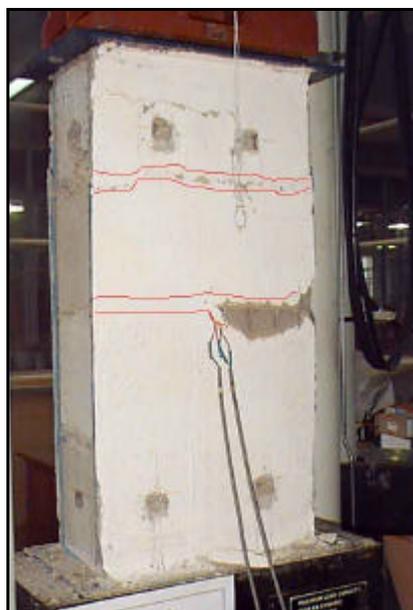


Figura 5.13 - Fissuras horizontais na P09. Figura 5.14 - Ruptura da parede P10.

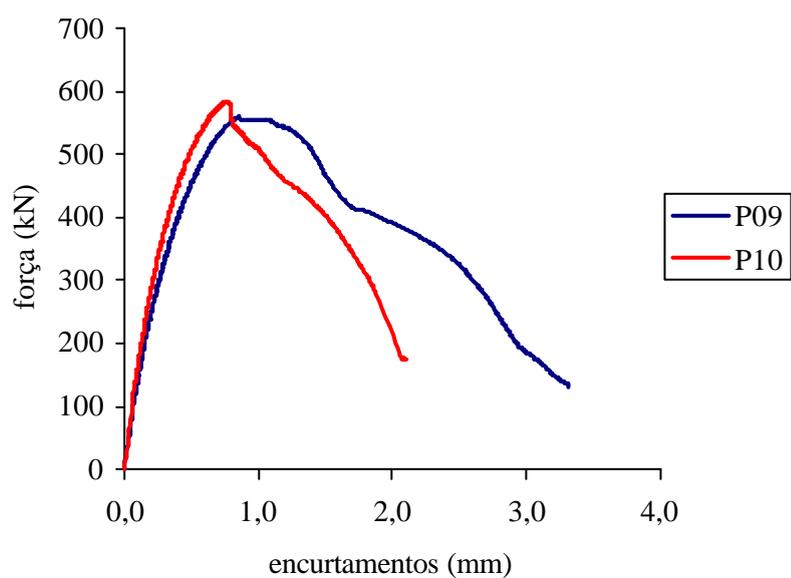


Figura 5.15 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P09 e P10.

- Documentação fotográfica da paredes P11 e P12 (revestida com argamassa “fraca” + fibras de polipropileno).



Figura 5.17 - Fissura nos septos dos blocos da parede P11.



Figura 5.16 - Fissuras na parte superior da parede P12.

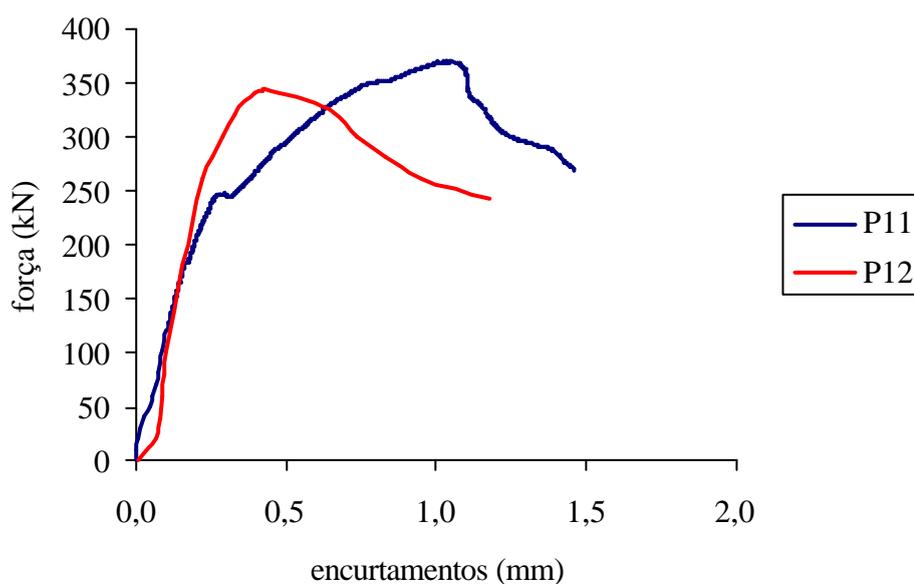


Figura 5.18 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P11 e P12.

- Documentação fotográfica da paredes P13 e P14 (argamassa “forte” + fibras de aço).



Figura 5.19 – Ruptura da parede P13



Figura 5.20 - Fissuras verticais no revestimento da P14.

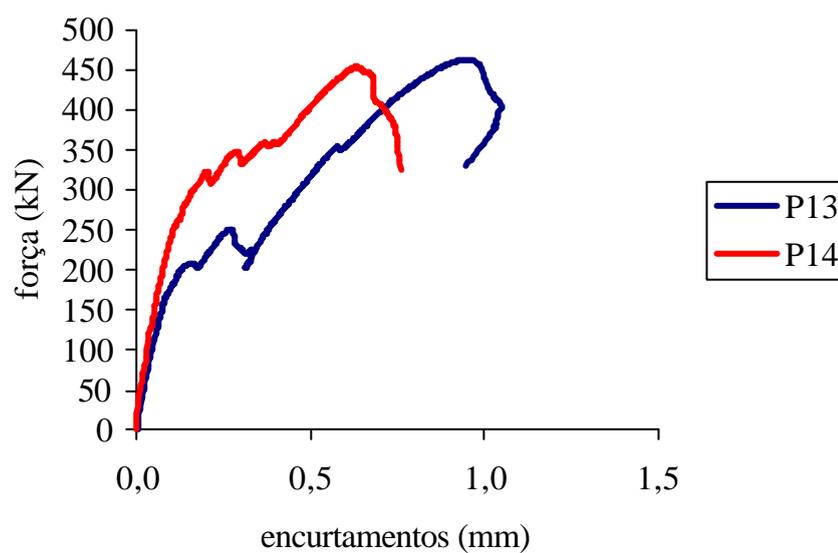


Figura 5.21 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P13 e P14.

- Documentação fotográfica da paredes P15 e P16 (revestida com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2).



Figura 5.22 - Destacamento do revestimento na parede P15.



Figura 5.23 - Abaulamento do núcleo destacando-se do revestimento.

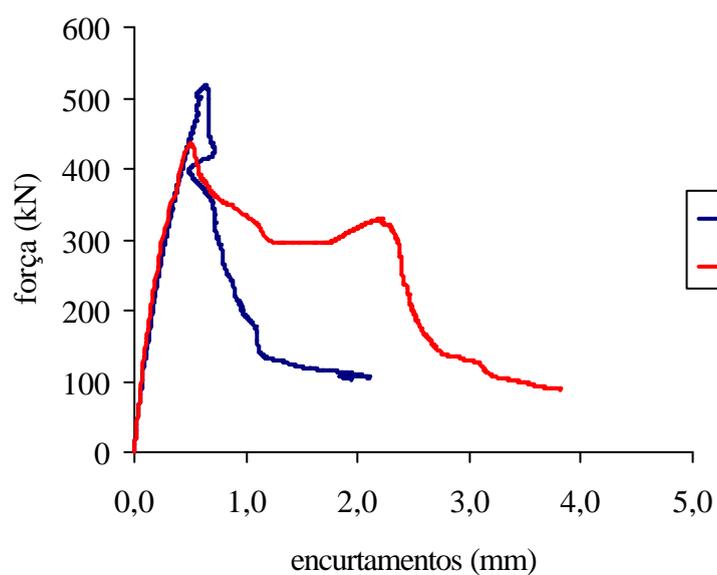


Figura 5.24 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P15 e P16.

5.2 Análise dos resultados

5.2.1 Análise geral

Na Tabela 5.1 estão demonstrados, de modo resumido, os resultados das *paredinhas* ensaiadas e na Figura 5.25 o gráfico *força x encurtamento* das diferentes situações estudadas. Os gráficos individuais *força x encurtamento* de cada parede estão apresentados no *ANEXO A*.

Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios das *paredinhas* ensaiadas à compressão axial.

Condição de revestimento	Parede	$f_{\text{arg.rev.}}$ (MPa)	$F_{\text{máx.}}$ (kN)	$F_{\text{med.}}$ (kN)	$\frac{F_{\text{CR}}}{F_{\text{SR}}}$
Sem revestimento	P01	—	406	397	1,00
	P02	—	387		
Argamassa “fraca”	P03	3	485	485	1,22
	P04	3	300*		
Argamassa “forte”	P05	26	489	470	1,18
	P06	24	450		
Telas soldadas	P07	24	543	568	1,43
	P08	23	592		
Telas soldadas + conectores 1	P09	23	556	570	1,44
	P10	23	583		
Argamassa “fraca” + fibras de polipropileno	P11	3	369	356	0,90
	P12	3	343		
Argamassa “forte” + fibras de aço	P13	22	463	459	1,16
	P14	23	454		
Telas soldadas + conectores 2	P15	24	518	477	1,20
	P16	24	436		

Observações:

$f_{\text{arg.rev.}}$ = resistência da argamassa de revestimento

$F_{\text{máx.}}$ = força máxima aplicada

$F_{\text{med.}}$ = carregamento médio aplicado

F_{CR} = força máxima aplicada na parede com revestimento

F_{CR} = força máxima aplicada na parede sem revestimento

* = resultado descartado

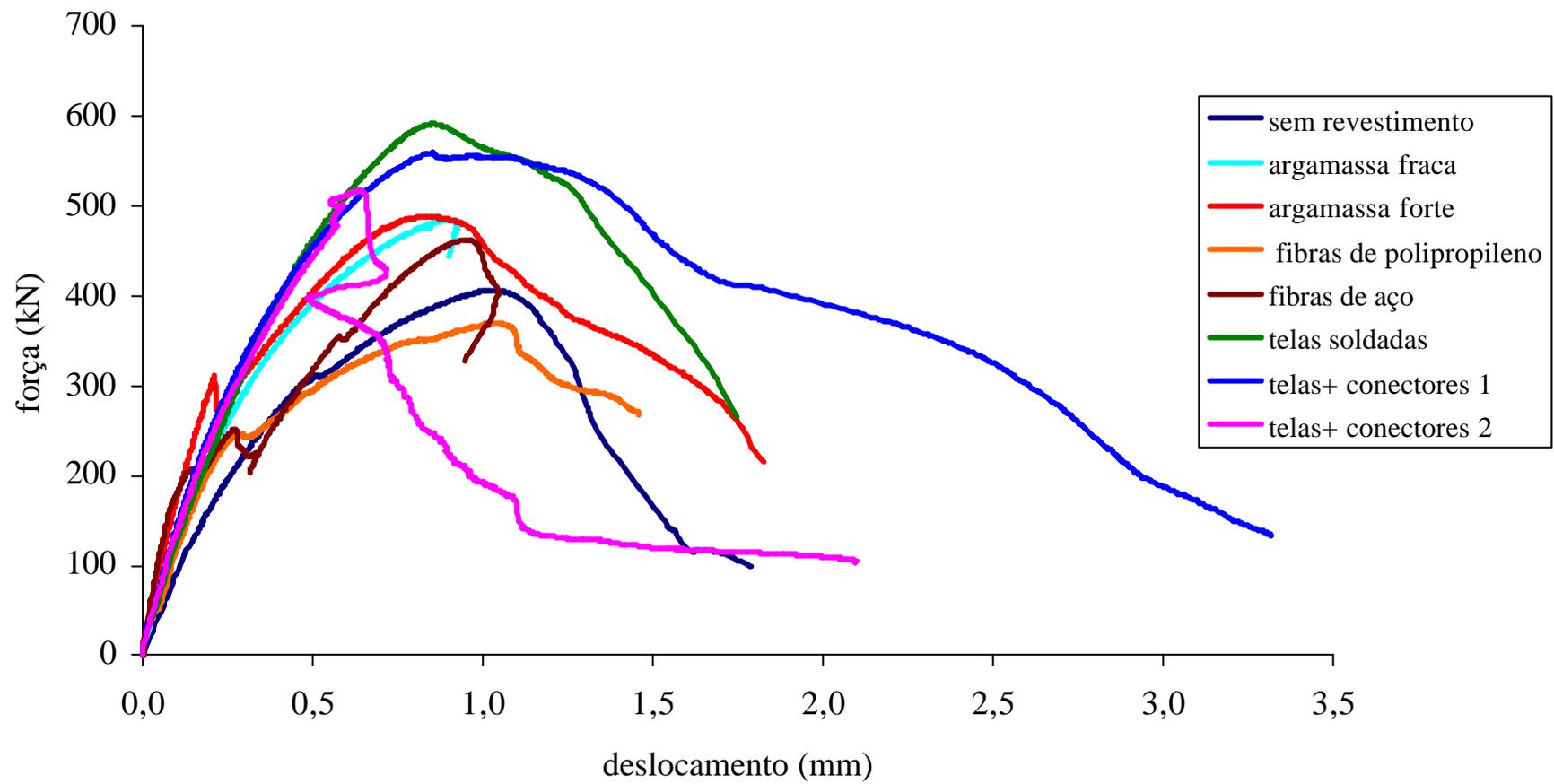


Figura 5.25 - Gráfico força x encurtamento das *paredinhas* ensaiadas à compressão axial.

Observa-se pela Figura 5.25 e pelos valores da Tabela 5.1 que a aplicação de um revestimento de argamassa simples em uma parede não revestida aumentou em apenas 20% a resistência da *paredinha*, sem se observar claramente a influência do fato de uma argamassa de revestimento ser mais resistente que a outra. As *paredinhas* revestidas com argamassas com fibras de polipropileno não tiveram sua resistência aumentada, pelo contrário, a parede mostrou até uma redução de sua resistência, a qual pode ser atribuída à defeitos de execução ou à variabilidade dos ensaios. No caso de revestimentos com fibras de aço, o acréscimo de resistência foi da mesma ordem de grandeza dos revestimentos simples com argamassa "forte". Já as *paredinhas* com telas soldadas apresentaram um acréscimo de até 44% na resistência à compressão.

De modo geral, a ruptura das paredes se dava nos septos dos blocos inferiores antecedida de fissuras verticais no plano da parede. Tal comportamento é justificado pela argamassa de assentamento ser mais deformável que o bloco. A argamassa, ao ficar submetida à compressão triaxial, impõe tensões de tração no bloco no plano horizontal por condições de equilíbrio da interface aderida. Quando o valor destas tensões ultrapassa a resistência à tração do bloco, ele fissa e provoca fissuras, também verticais, na argamassa ocasionando, desta forma, a configuração de fissuras verticais disseminadas por ocasião da ruptura das paredes.

Analisa-se a seguir separadamente cada uma das condições de revestimento.

5.2.2 Paredes sem revestimento

De acordo com a ABNT (NBR-10837), para o dimensionamento de paredes e pilares à compressão axial calcula-se as tensões normais de compressão axial atuantes e compara-se com as tensões admissíveis. Sendo assim, as cargas admissíveis em paredes de alvenaria não-armada podem ser calculadas pela seguinte expressão (já apresentada no **Capítulo 4**):

$$P_{adm} = 0,20f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] A$$

Pretendendo-se estimar com essa expressão a máxima força admissível no ensaio de uma *paredinha* sem revestimento, pode-se adotar a tensão máxima de compressão admissível igual à resistência do prisma de alvenaria ensaiado ($f_p = 8$ MPa), desconsiderando-se o coeficiente de segurança de projeto que está implícito nessa expressão. Tem-se então:

- para parede sem revestimento:

$$P_{\text{adm}} = 0,8 \left[1 - \left(\frac{81}{40.14} \right)^3 \right] \cdot 546 = 435 \text{ kN} \rightarrow \text{carga máxima prevista}$$

$$f_{\text{alvc}} = 0,8 \left[1 - \left(\frac{81}{40.14} \right)^3 \right] = 0,8 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{tensão máx. de compressão axial}$$

Nos ensaios realizados nas paredes sem revestimento observou-se que elas apresentaram modo de ruína muito parecidos, salvo pela ruptura dos septos dos blocos inferiores da parede P02. As paredes P01 e P02 atingiram a ruptura com força máxima de 406 kN e 387 kN, respectivamente. Ambas apresentaram resistência de cerca de 7 MPa, referindo-se à área bruta.

O valor da carga máxima encontrado nos ensaios foi inferior ao calculado pela fórmula da NBR 10837, mas pode-se dizer que a estimativa foi razoável, apresentando uma diferença máxima de 11%. Esta diferença pode ser atribuída ao fato de que as *paredinhas* apresentam uma tendência de maior número de defeitos que os prismas de referência e também estão mais sujeitas a efeitos de excentricidades acidentais.

Quanto à deformabilidade das paredes sem revestimento P01 e P02, verifica-se pelo gráfico da Figura 5.26 que as curvas de deformação são iguais até um carregamento de 210 kN. A partir daí elas se distanciam um pouco, talvez pelo fato da parede P02 ter apresentado uma ruptura mais cedo nos septos dos blocos tornando-a menos resistente que a parede P01. Ressalta-se que nas análises comparativas apresentadas a seguir, tomou-se como referência a parede P01 por esta ter apresentado carga de ruptura maior que a parede P02.

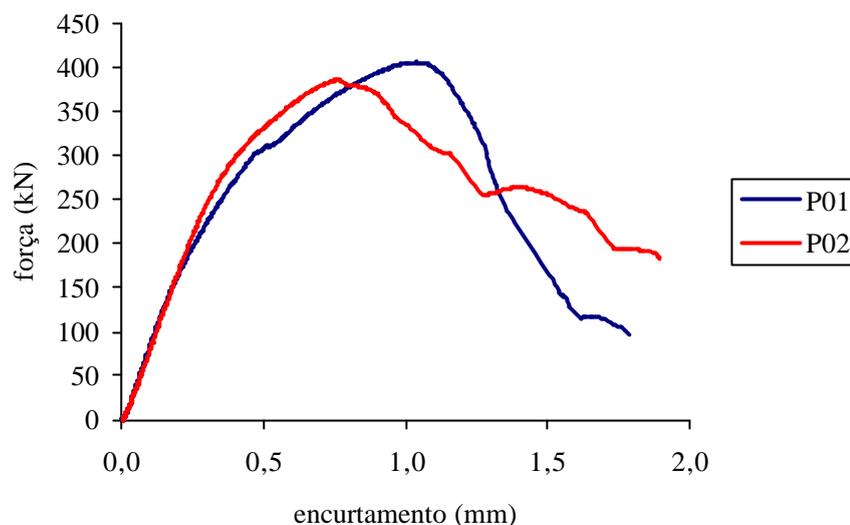


Figura 5.26 – Gráficos *força x encurtamento* das paredes sem revestimento.

5.2.3 Desenvolvimento de uma formulação teórico-experimental de referência

No caso de paredes com revestimentos de argamassa simples, pode-se verificar que eles proporcionaram mais rigidez às *paredinhas*, com um pequeno acréscimo de resistência (Figura 5.27). Parte desse acréscimo também se deve à diminuição da esbelteza da parede ocasionada pelo aumento da espessura da parede com o acréscimo das placas do revestimento. Todavia, o fato de um revestimento ser mais resistente que o outro, não aumentou a resistência da *paredinha* na mesma proporção.

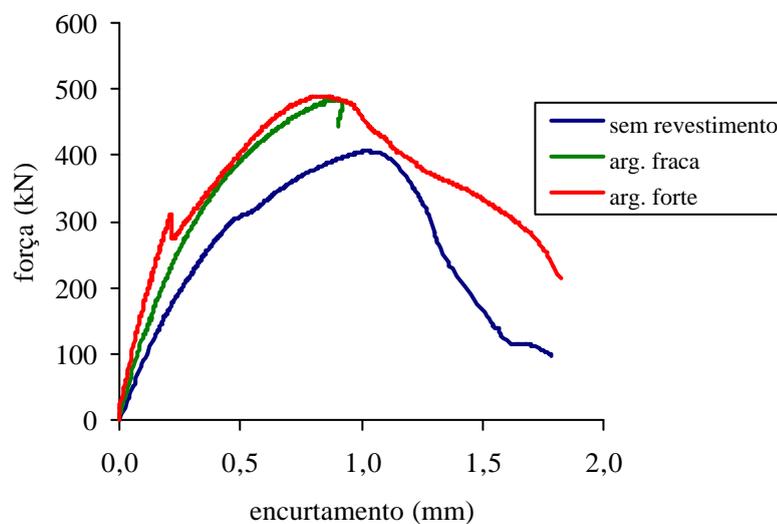


Figura 5.27 – Gráfico *força x encurtamento* das paredes revestidas com argamassa simples.

Observando-se a Figura 5.28, onde estão representadas as curvas *tensão x deformação* das argamassas simples dos revestimentos utilizados e da parede sem revestimento, nota-se que para o valor do encurtamento de ruptura da parede sem revestimento há diferentes níveis de tensão para as argamassas de revestimento.

Pode-se notar então que, no caso de revestimento de argamassa "forte", quando a parede atinge sua capacidade máxima de tensão, a argamassa do revestimento ainda não atingiu o seu limite de resistência. Sendo assim, provavelmente o núcleo constituído pela parede passa a ficar sujeito a um processo de fissuração e instabilidade interna antes mesmo que o revestimento sofra danos significativos. A interação entre o núcleo e o revestimento acarreta também fissuras no revestimento e a conseqüente ruptura do conjunto parede + revestimento, sem que a argamassa de revestimento consiga desenvolver todo o seu potencial de resistência.

Já na situação do revestimento de argamassa fraca, esta atinge seu limite de resistência muito antes da parede, mas por outro lado demonstra ductilidade suficiente para continuar resistindo até a ruína do núcleo. Não se acrescenta assim muita contribuição na resistência final do modelo, mas aumenta-se um pouco a rigidez inicial e o conjunto parede + revestimento aparentemente permanece solidário ao longo de todo o processo de solitação.

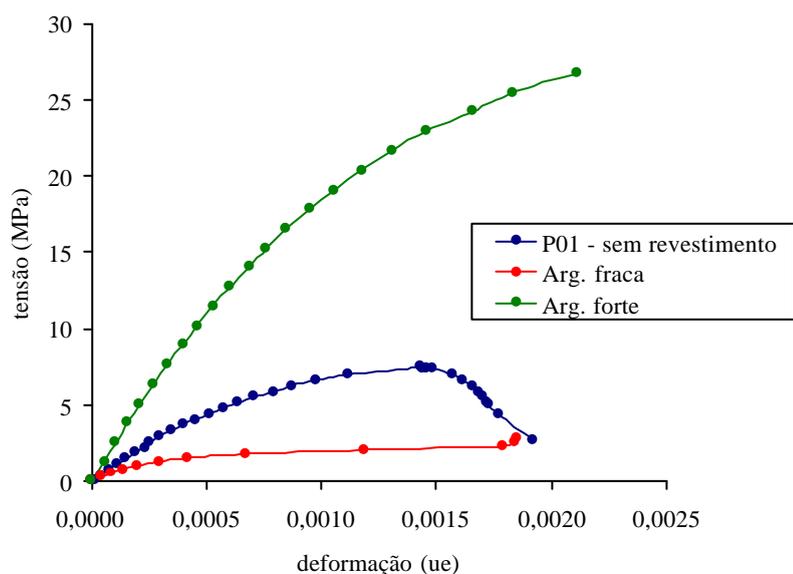


Figura 5.28 - Gráfico tensão x deformação da parede sem revestimento e das argamassas simples do revestimento.

Tomando-se como base os gráficos da Figura 5.28, representativos do comportamento da parede sem revestimento (P01) e dos corpos-de-prova cilíndricos das argamassas de revestimento submetidos a ensaios de compressão uniaxiais, tentou-se realizar uma análise aditiva de resistência, ou seja, procurou-se avaliar a capacidade resistente do conjunto (parede + revestimento) somando as parcelas resistidas por cada uma das partes. Neste sentido, determinou-se para cada nível de deformação específica os valores de tensão no núcleo e no revestimento, calculando-se a partir dessas tensões as parcelas de força resistidas.

Assim, a partir dos gráficos *tensão x deformação* da parede sem revestimento e das argamassas simples do revestimento obteve-se os gráficos *força x deslocamento* correspondentes à hipótese aqui chamada de "*formulação aditiva*". Os valores encontrados para a transformação dos gráficos foram obtidos multiplicando-se a tensão obtida nos corpos-de-prova pela área das camadas de revestimento ($2 \times 2 \text{ cm} \times 39 \text{ cm} = 156 \text{ cm}^2$). Os valores das deformações foram multiplicados pela distância (590 mm) em que foram medidos os encurtamentos nas paredes durante os ensaios em laboratório (Figura 5.29). Esses resultados estão apresentados em forma de tabelas no **ANEXO E**.

Para se conseguir as parcelas de força correspondentes a um mesmo deslocamento, interpolou-se os pontos das três curvas (parede, argamassa fraca e argamassa forte) e para se obter as curvas referentes à *formulação aditiva* somou-se a força da parede sem revestimento com as forças encontradas nos casos das argamassas forte e fraca. A interpolação foi necessária para se estabelecer o mesmo conjunto de valores de deslocamentos para obtenção das três curvas.

Com a adoção dessa hipótese, foram obtidas curvas *força x deslocamento de paredes revestidas com argamassa forte e com argamassa fraca*, sendo que em seguida estes resultados foram comparados com os resultados experimentais obtidos.

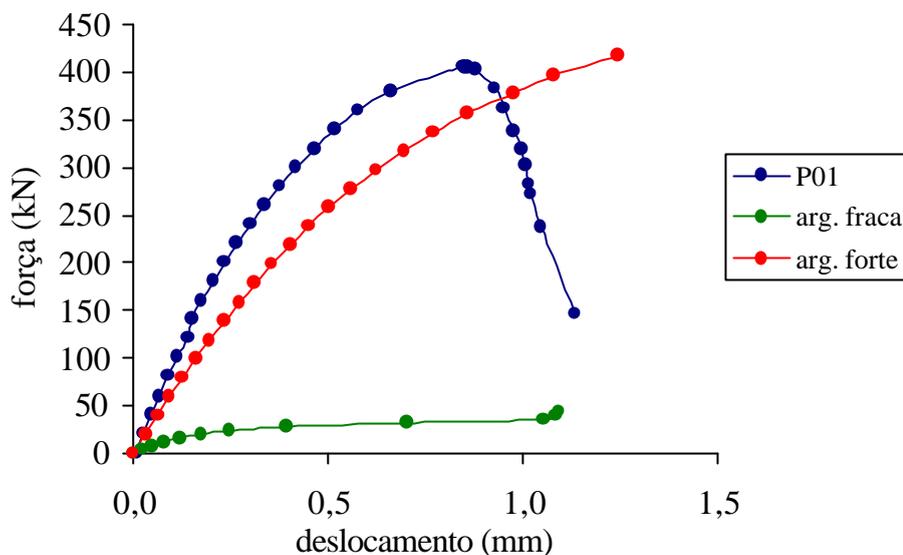


Figura 5.29 - Gráficos força x deslocamento da parede sem revestimento (experimental) e dos revestimentos de argamassa simples (teóricos).

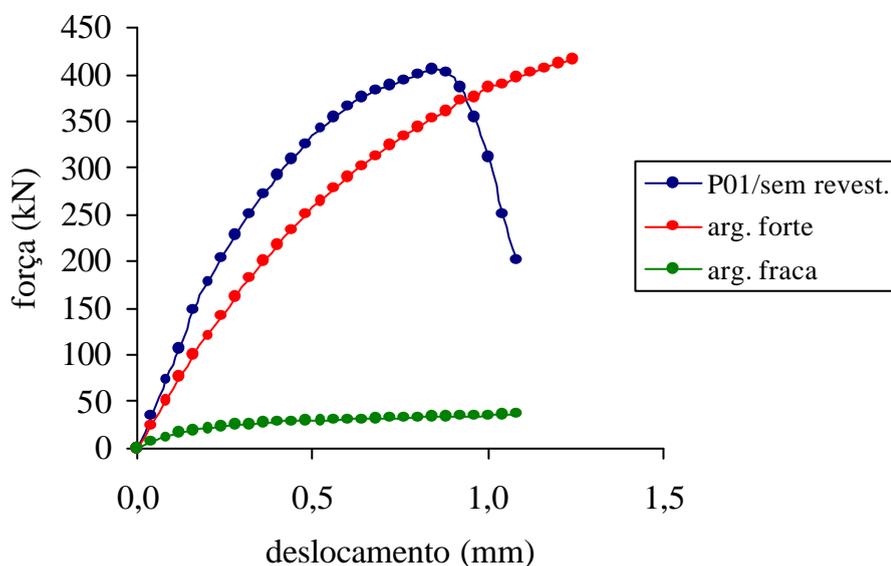


Figura 5.30 - Gráficos força x deslocamento da parede sem revestimento e dos revestimentos de argamassas simples, depois da interpolação.

5.2.4 Paredes revestidas com argamassa simples

Retomando a análise das paredes revestidas com argamassa simples, ressalta-se que embora não tenha havido diferenças significativas no valor do acréscimo de

resistência com os distintos revestimentos, observou-se que a ruptura se deu de maneira diferente. A *paredinha* revestida com argamassa “fraca” não apresentou um quadro de fissuração tão evidente como o da *paredinha* revestida com argamassa “forte”.

Na parede P03 (revestida com argamassa fraca) a instabilidade total do modelo foi atingida, ocorrendo no final do ensaio a separação da parede por um plano passando pelos septos. As forças encontradas na formulação aditiva foram menores do que a parede ensaiada em laboratório (Figura 5.31). É possível que tenha havido um acréscimo de resistência na argamassa projetada na parede em relação à argamassa moldada no corpo-de-prova. Talvez esse acréscimo se deva ao fato do bloco de concreto ser poroso e absorver água da argamassa de revestimento tendendo a aumentar sua resistência. Todavia, comparando-se a curva teórica com a experimental, pode-se dizer que o deslocamento na ruína, foi bem previsto.

As paredes revestidas com argamassa forte apresentaram fissuras verticais nas faces da parede (revestimento). Além disso, a parede P06 apresentou também fissuras nos septos dos blocos. Observando-se o gráfico da Figura 5.31 nota-se que houve uma descontinuidade na curva *força x deslocamento* em ambas as paredes, para uma força de cerca de 300 kN. Observa-se também que mesmo depois de atingida a carga máxima as paredes ainda apresentaram uma certa capacidade de deformação, mostrando ductilidade.

Quanto à curva da formulação aditiva, as paredes P05 e P06 não conseguiram atingir o mesmo patamar de resistência prevista para o caso da argamassa forte, possivelmente devido à instabilidade dos componentes envolvidos (aparentemente do núcleo) quando começa a fase plástica de comportamento do modelo. A deformabilidade representativa da formulação aditiva foi coincidente com as curvas experimentais até um carregamento de aproximadamente de 300 kN. Após a possível instabilidade dos componentes internos, as curvas apresentaram um maior distanciamento. A ductilidade obtida nas paredes revestidas com argamassa forte após atingir a ruína foi maior do que a prevista na formulação aditiva.

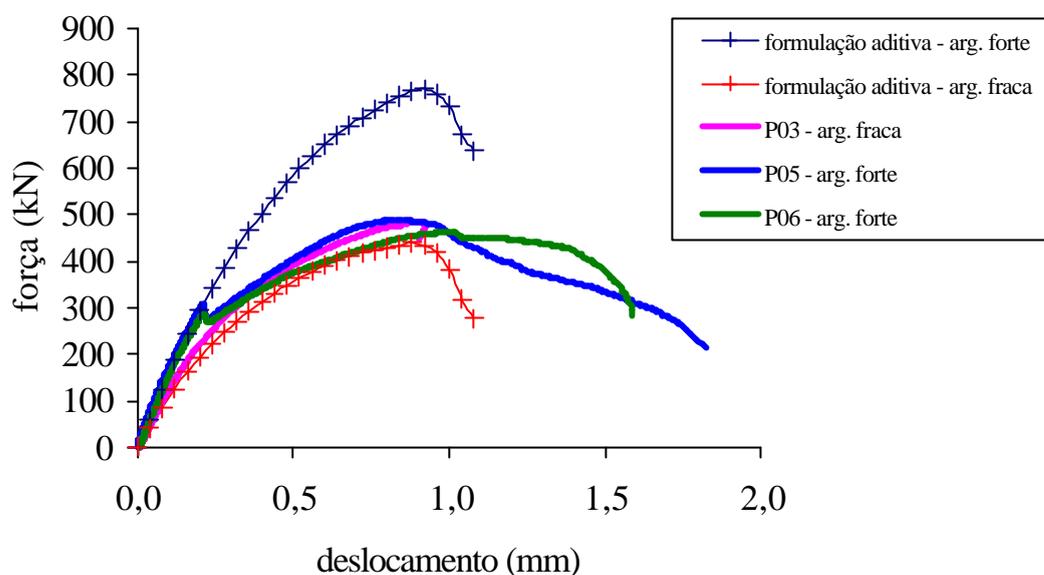


Figura 5.31 – Gráficos das paredes revestidas com argamassa simples e da formulação aditiva

5.2.5 Paredes revestidas com argamassa com fibras

As paredes revestidas com argamassa fraca e fibras de polipropileno aparentemente apresentaram ruptura inicial no núcleo, com fissuração dos septos dos blocos, tendendo a separar a parede em duas partes, o que veio a causar uma instabilidade geral no modelo. Não houve danos significativos no revestimento. Ambas apresentaram carga de ruptura menor que a parede sem revestimento embora tenha sido observado um aumento no valor da carga da primeira fissura. Nessa situação o revestimento não acrescentou nenhuma melhoria às paredes. O mau resultado talvez tenha sido causado pela má aderência entre revestimento e substrato e presença de vazios causados pela adição de fibras, ou ainda, algum provável erro de moldagem do modelo. Pode-se dizer que as curvas das paredes P11 e P12 estão coerentes com a formulação aditiva até um certo nível de carga, cerca de 240 kN (Figura 5.32). A parede P11 apresenta um pouco mais de rigidez desde o início distanciando-se da curva teórica com um carregamento de 240 kN. A parede P12 apresenta-se menos rígida no começo e ganha rigidez com um carregamento aproximado de 130 kN. Isso significa que algum componente que não estava

resistindo no início do ensaio passou a resistir depois de um certo acréscimo de carga (provável erro moldagem). A partir desse carregamento a curva experimental da parede P12 passa a se distanciar da curva teórica.

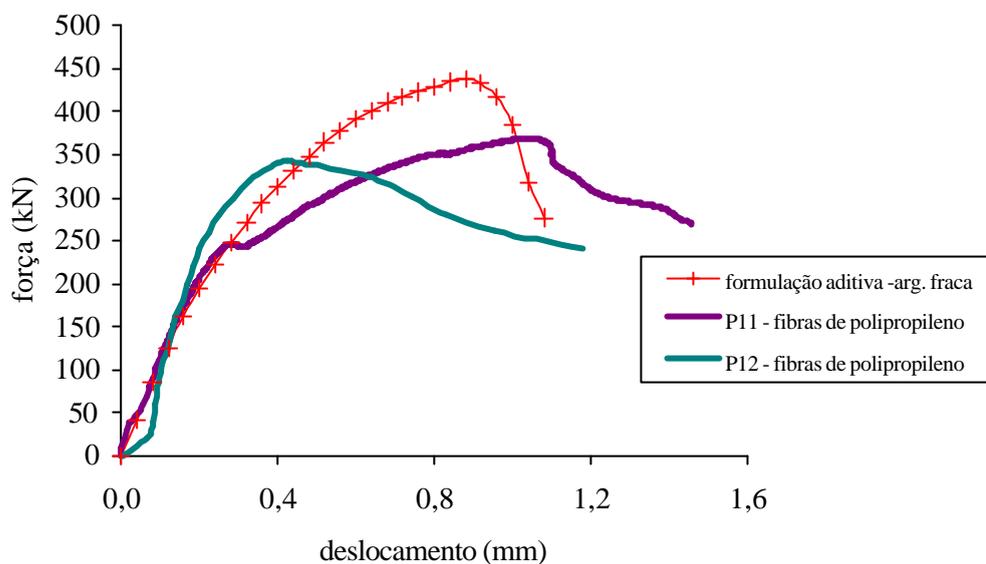


Figura 5.32 - Gráficos das paredes revestidas com argamassa fraca e fibras de polipropileno e da formulação aditiva.

As paredes revestidas com argamassa forte e fibras de aço apresentaram descolamento do revestimento e romperam provavelmente por colapso do núcleo. Foi a única situação em que se observou o descolamento do revestimento. Talvez, mais uma vez, as fibras tenham piorado a aderência entre o substrato e as placas de argamassa e tornado a argamassa mais porosa. Apesar disso, ambas apresentaram carga de ruptura superior à da parede sem revestimento. Pode-se dizer que o deslocamento de ruína da parede P13 e o dado pela formulação aditiva são coincidentes. As deformações das paredes são compatíveis com a formulação aditiva até um carregamento de aproximadamente 200 kN (Figura 5.33).

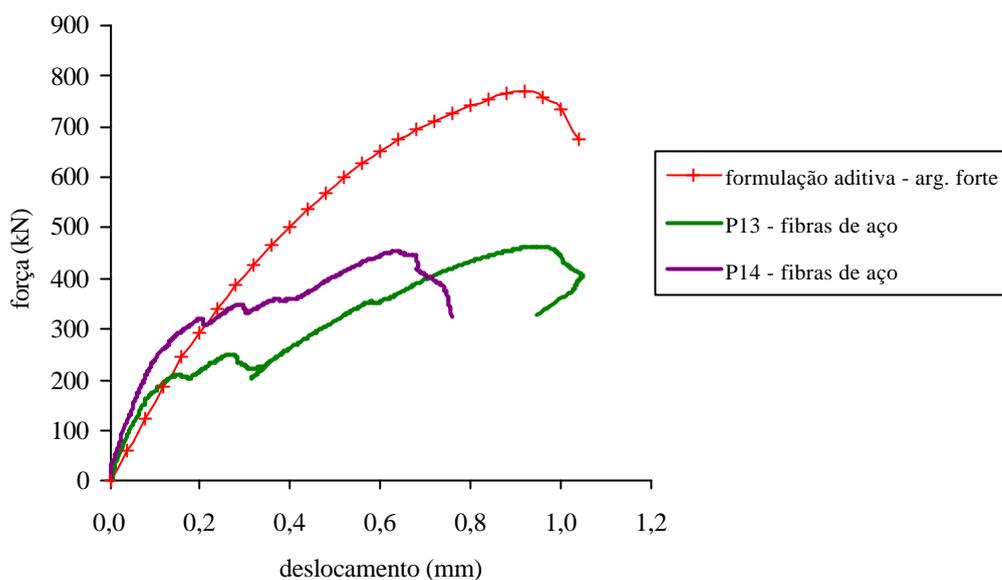


Figura 5.33 - Gráficos das paredes revestidas com argamassa forte e fibras de aço e da formulação aditiva.

5.2.6 Paredes revestidas com argamassa forte e telas soldadas

As paredes revestidas com argamassa forte e telas soldadas sem conectores apresentaram ruptura por seccionamento dos septos dos blocos. As fissuras nos revestimentos foram poucas e quando apareciam eram verticais e paralelas à aplicação do carregamento. As cargas de ruptura foram bem maiores que nas paredes sem revestimento ($\cong 44\%$ maiores). Talvez essa melhora de comportamento se deve ao fato de que as telas tenham controlado de alguma forma a fissuração nas paredes e na argamassa de revestimento retardando assim a instabilidade dos componentes envolvidos. Nessa situação o revestimento funciona como uma “camisa” inibindo parte das deformações e tornando a parede mais rígida e com maior capacidade de deformação.

Observa-se na Figura 5.34 que as curvas *força x deslocamento* das paredes P07 e P08 se apresentaram bem mais lineares e proporcionais à curva da formulação aditiva, embora tenham apresentado menor rigidez. A capacidade resistente das paredes foi menor do que a apresentada na curva teórica mas, a ductilidade nas paredes experimentais foi bem maior do que a da formulação aditiva.

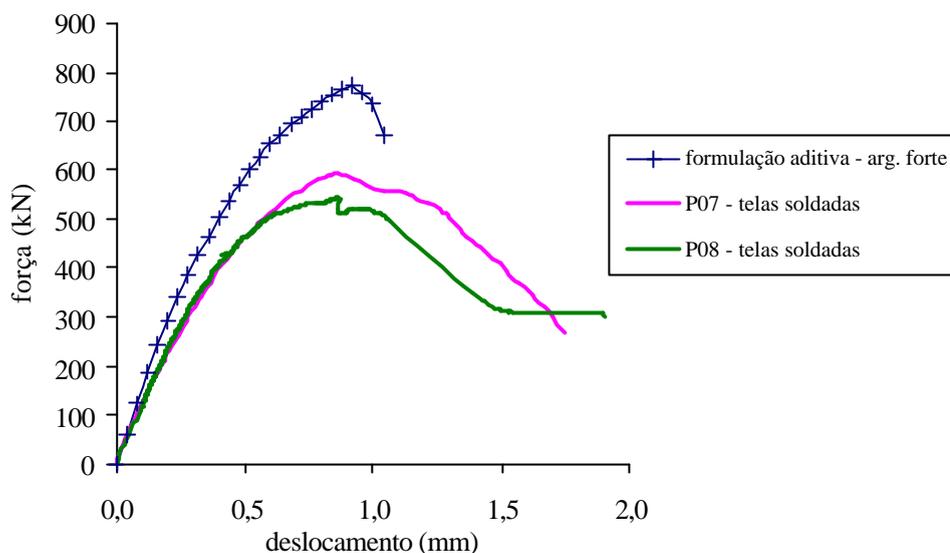


Figura 5.34 - Gráficos das paredes revestidas com argamassa forte e telas soldadas e da formulação aditiva.

As paredes P09 e P10 romperam apresentando fissuras horizontais no revestimento, acompanhando as camadas de assentamento, onde estavam localizados os conectores tipo 1 (telas soldadas). Pode-se dizer que as paredes apresentaram resistência média igual à das paredes com telas sem conectores. A deformabilidade da parede P10 coincide com a formulação aditiva até um carregamento de 380 kN. Mesmo apresentando um distanciamento da curva teórica desde o início do carregamento, a parede P09 apresentou uma deformabilidade coerente com o modelo da formulação aditiva até atingir a instabilidade dos componentes envolvidos (Figura 5.35).

As paredes P15 e P16 não apresentaram um comportamento pós-pico satisfatório, embora o gráfico da P16 mostre uma certa ductilidade. As fissuras verticais que apareciam no topo da parede ao alcançar os conectores ocasionavam trincas ao seu redor fazendo com que o bloco se deformasse lateralmente. A carga média de ruína alcançada, apesar de ser maior que a da parede sem revestimento, foi praticamente igual à das paredes revestidas com argamassa simples. A deformabilidade de ambas coincide com a curva da formulação aditiva até um carregamento de aproximadamente de 210 kN (Figura 5.36).

Observa-se que em todos os casos a formulação aditiva é muito coerente com os dados experimentais encontrados em laboratório em um certo intervalo de força. Ou

seja, acredita-se que essa coerência seja verificada apenas na fase elástica, onde ainda não se tem nenhum fenômeno de instabilidade envolvido. Quando o modelo começa a apresentar fissuras, mesmo que estas não sejam visíveis externamente, está caracterizado um estado de instabilidade interna dos materiais envolvidos, já que estes passam a apresentar superfícies de fratura, perdendo paulatinamente sua estabilidade e capacidade resistente.

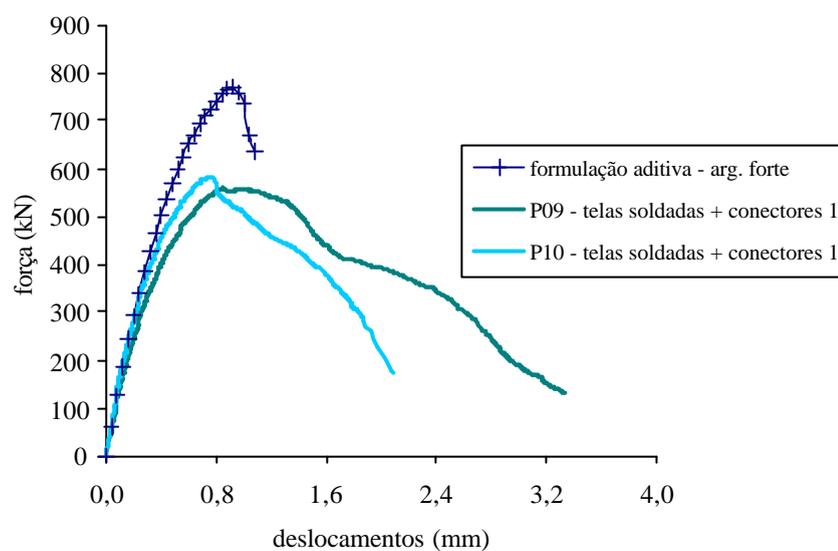


Figura 5.35 - Gráficos das paredes revestidas com argamassa forte + telas soldadas + conectores 1 e da formulação aditiva.

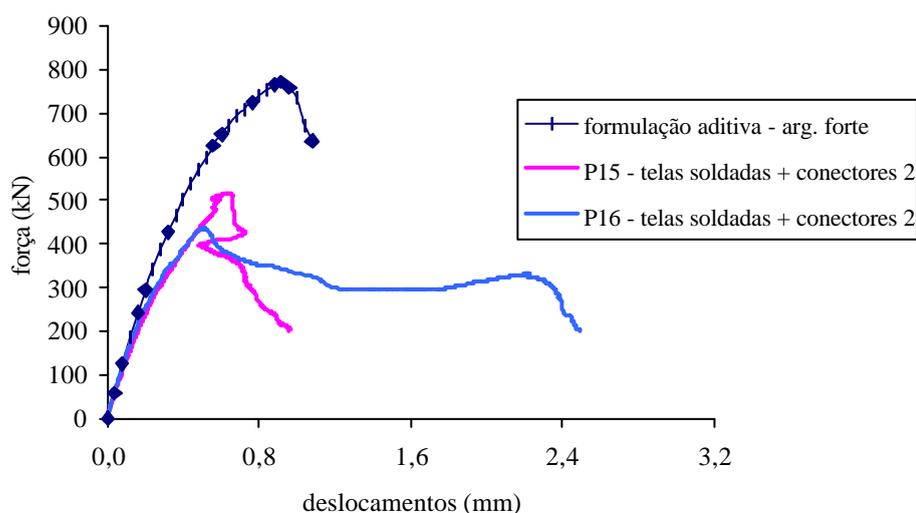


Figura 5.36 - Gráficos das paredes revestidas com argamassa forte + telas soldadas + conectores 2 e da formulação aditiva.

5.3. Análise numérica

Para a análise teórica linear de *paredinhas* de alvenaria de blocos de concreto submetidas à compressão axial foram modelados exemplos com as mesmas dimensões da parede ensaiada em laboratório (39 x 14 x 81 cm).

O primeiro modelo a ser analisado foi o das *paredinhas* sem revestimento submetidas a solicitações de compressão axial. As solicitações foram introduzidas pela aplicação de uma tensão de 0,74 kN/cm² que equivale a um carregamento de 406 kN, uniformemente distribuído pela seção transversal da parede. Tal valor foi baseado nos resultados obtidos nos ensaios realizados em laboratório para as paredes sem revestimento.

Nesse exemplo, foram consideradas propriedades distintas para bloco e argamassa (modelo teórico 1). Os blocos discretizados possuem dimensões de 39 x 14 x 19 cm e a argamassa de assentamento tem 1 cm de espessura (Figura 5.37). Ressalta-se que todos os blocos foram considerados maciços. As propriedades dos materiais utilizados – descritas na Tabela 5.2 — foram obtidas em laboratório pelo ensaios de blocos e corpos-de-prova da argamassa de assentamento.

O módulo de elasticidade aparente do bloco foi obtido em relação à área bruta ($A=546 \text{ cm}^2$). Para a argamassa de assentamento foi utilizado o módulo de elasticidade aparente relativo à área bruta do bloco obtido através da expressão a seguir:

$$E_{\text{ap,arg,ass}} = \frac{A_{\text{liq,bloco}}}{A_{\text{br,bloco}}} \times E_{\text{arg,ass}}$$

Onde:

$E_{\text{ap,arg,ass}}$ = módulo de elasticidade aparente da argamassa de assentamento, relativo à área bruta do bloco;

$A_{\text{liq,bloco}}$ = área líquida do bloco (271,44 cm²);

$A_{\text{br,bloco}}$ = área bruta do bloco (546 cm²);

$E_{\text{arg,ass}}$ = módulo de elasticidade da argamassa de assentamento obtido pelo ensaio de corpos-de-prova cilíndricos 5 x10 cm (1.061,80 kN/cm²).

$$E_{\text{ap,arg.ass}} = \frac{271,44}{546} \times 1.061,8 = 527,87 \text{ kN/cm}^2$$

Tabela 5.2 - Propriedades dos materiais

	Bloco	Argamassa de assentamento	Argamassa fraca de revestimento	Argamassa forte de revestimento
Módulo de elasticidade (kN/cm ²)	E = 921,3 (aparente)	E = 527,87 (aparente)	E = 500	E = 2.171
Coefficiente de Poisson	v = 0,2	v = 0,2	v = 0,2	v = 0,2

O elemento sólido utilizado – cujas características já foram descritas no *Capítulo 4* – foi o SOLID 65. A malha gerada possui 8.096 nós e 6.615 elementos (Figura 5.32). As placas de ensaio foram consideradas infinitamente rígidas, restringindo-se os nós da base nas direções *x*, *y* e *z* e no topo nas direções *x* e *z*, forçando-se os nós do topo a deslocamentos iguais na direção *y*.

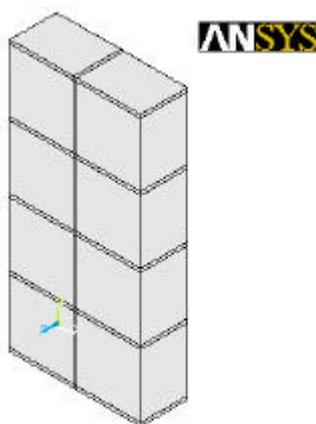


Figura 5.37 – parede analisada (situação 1).

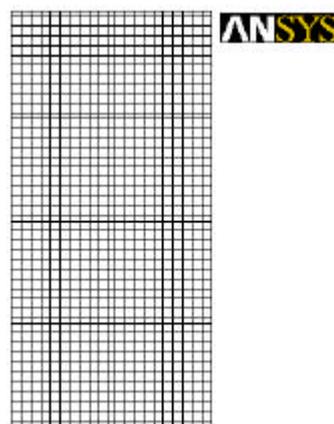


Figura 5.38 – malha discretizada.

Analisando-se a Figura 5.39 verifica-se que os maiores deslocamentos encontram-se no topo da parede, diminuindo à medida que se aproxima da base. Quanto às deformações, verifica-se que a argamassa das juntas horizontais deforma-se mais do que os blocos e até mesmo do que a argamassa das juntas verticais.

Observa-se o aparecimento de tensões de tração nas direções (x e z). Em ambas as direções surgem tensões de compressão na base e no topo da parede devido à interferência dos apoios. As maiores tensões σ_x se localizam na largura dos blocos próximas das juntas horizontais e no plano da parede (Figura 5.41). As maiores tensões σ_z se localizam nas paredes dos blocos em uma área também muito próxima das juntas horizontais. Observa-se também tensões de tração na região da largura dos blocos em torno da junta de argamassa (Figura 5.42).

Com essa configuração de tensões, provavelmente iriam aparecer fissuras verticais no plano e na largura dos blocos pois, como a argamassa é menos rígida que os blocos, ou seja, apresenta uma maior deformação sob carga ela tende a ser “expulsa” por estes. A deformação induzida na argamassa produz, conseqüentemente, tensões laterais tangenciais ao plano da junta. Estas tensões são restringidas pelas unidades de alvenaria, as quais ficam assim submetidas a tensões de tração lateral que, se suplantarem a resistência do bloco, provocam a ruptura através do desenvolvimento de fissuras por tração paralelas ao eixo do carregamento.

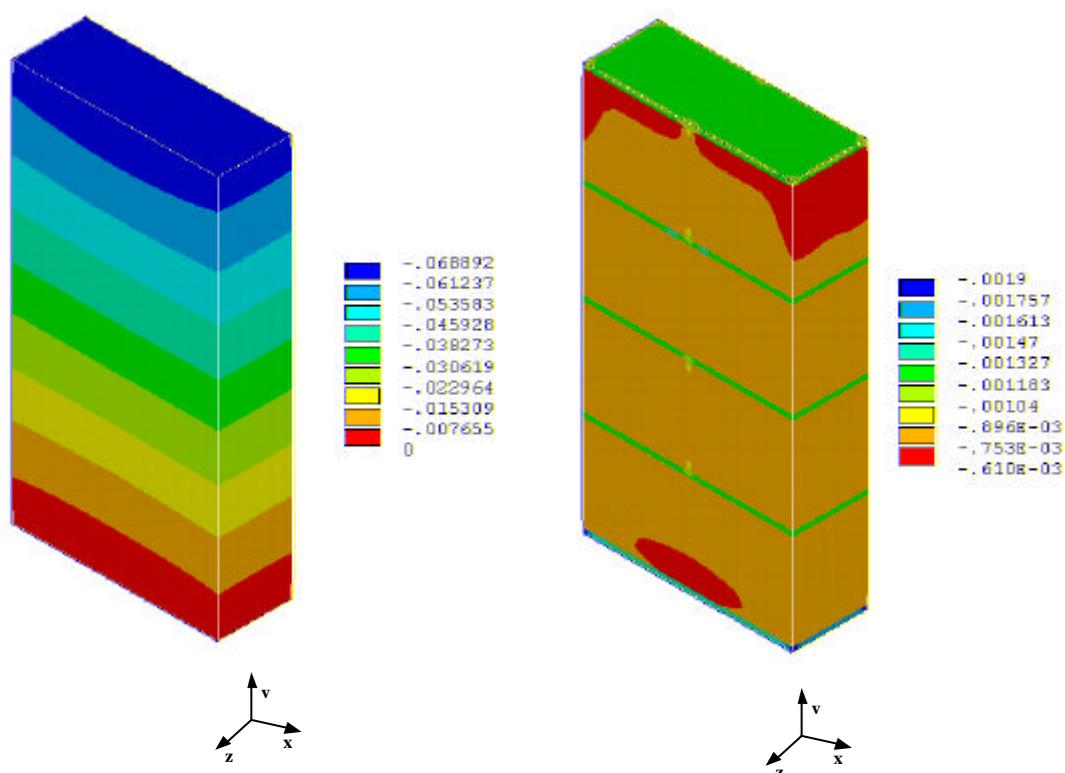


Figura 5.39 – Deslocamento na direção y . Figura 5.40 – Deformação na direção y .

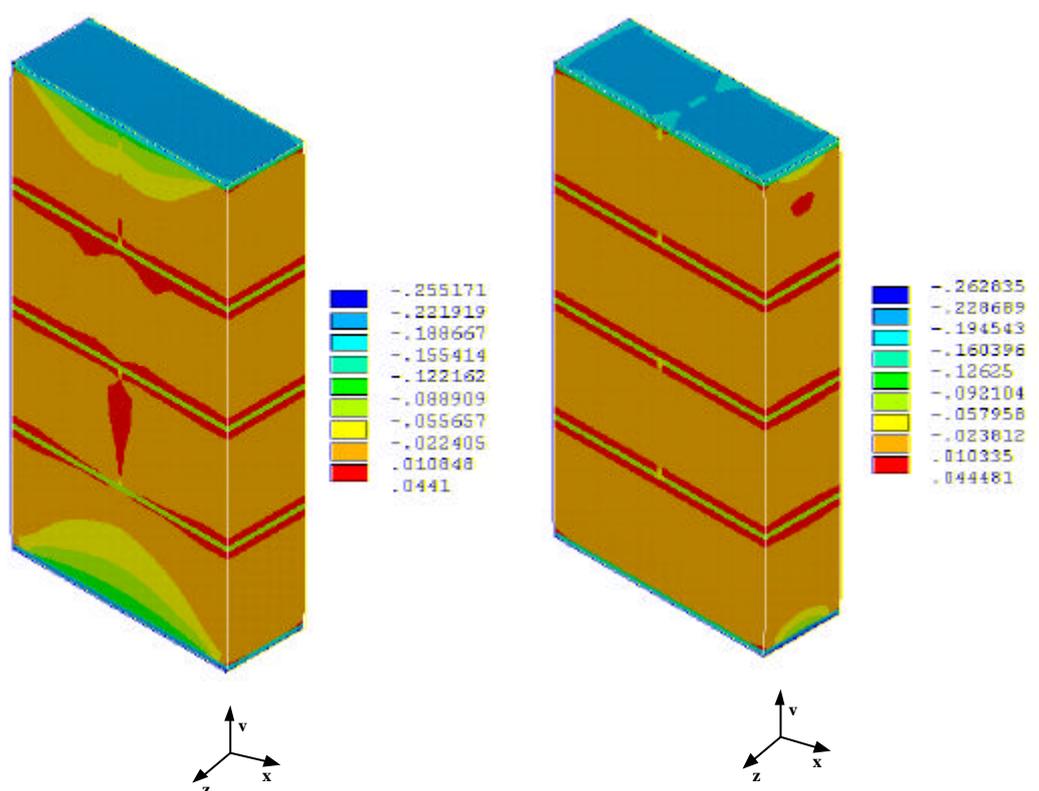


Figura 5.41 – Distribuição das tensões σ_x . Figura 5.42 – Distribuição das tensões σ_z .

Uma segunda situação também foi estudada tentando-se compatibilizar os valores obtidos experimentalmente com os encontrados na análise teórica realizada. Para isso analisou-se um modelo constituído por um único material equivalente ao da parede ensaiada (modelo teórico 2). Adotou-se então um módulo de elasticidade do conjunto da parede (bloco + argamassa) obtido em laboratório nos ensaios à compressão de *paredinhas* não revestidas. Não foram discretizadas as camadas de argamassa de assentamento e idealizou-se a estrutura composta apenas por um tipo de material (Figura 5.43). As propriedades adotadas foram: $E_{pa} = 936,5 \text{ kN/cm}^2$ e $\nu_{pa} = 0,20$, as quais refletem aproximadamente o comportamento global conjunto dos materiais bloco + argamassa. Esse valor foi retirado do gráfico *tensão x deformação* experimental e corresponde ao módulo de elasticidade secante 40% da tensão máxima alcançada pela parede.

A malha discretizada possui 5.740 elementos e 7.056 nós (Figura 5.38). Foi aplicada uma tensão de $0,74 \text{ kN/cm}^2$ no topo da parede equivalente a uma força de 406 kN (carregamento máximo aplicado na parede ensaiada). Os encurtamentos

apresentados no gráfico da Figura 5.45 referem-se às faixas de 11 a 70 cm a partir da base do modelo. Observa-se que, na fase linear, os dois modelos se comportaram de maneira semelhante ao da parede ensaiada em laboratório até um nível de sollicitação de 40 % da sua capacidade resistente.

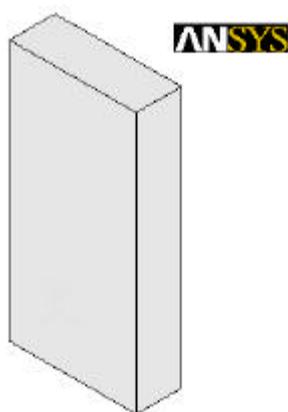


Figura 5.43 – parede analisada (situação 2).

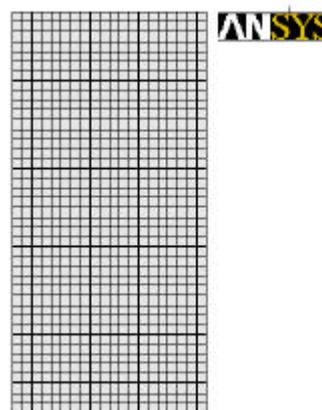


Figura 5.44 – malha discretizada (parede sem revestimento).

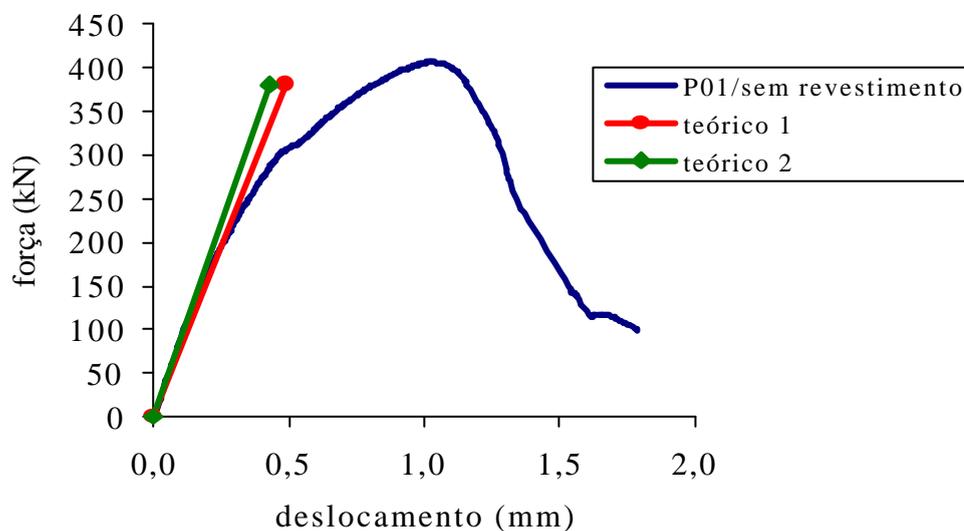


Figura 5.45 – Gráfico força x deslocamento das paredes sem revestimento (análise teórica x análise experimental).

O mesmo procedimento para análise deste modelo foi aplicado também para as paredes revestidas. O módulo de elasticidade considerado para as placas de revestimento foram os mesmos encontrados em laboratório para caracterização da argamassa “fraca” ($E_{arg.fraca} = 500 \text{ kN/cm}^2$) e da argamassa “forte” ($E_{arg.forte} = 2.171$

kN/cm²). Nessas situações a malha possui 7.380 elementos e 8.820 nós. O carregamento aplicado correspondia aos valores máximos da força encontrada nos ensaios das paredes revestidas com argamassa “fraca” e “forte”, ou seja, 489 kN e 485 kN, respectivamente. Observando-se o gráfico força x deslocamento da Figura 5.48 verifica-se que as simulações teóricas realizadas considerando-se tanto o revestimento de argamassa “forte” como o revestimento de argamassa “fraca” apresentou comportamento linear muito parecido ao experimental em toda a fase elástica do modelo (Figura 5.48).

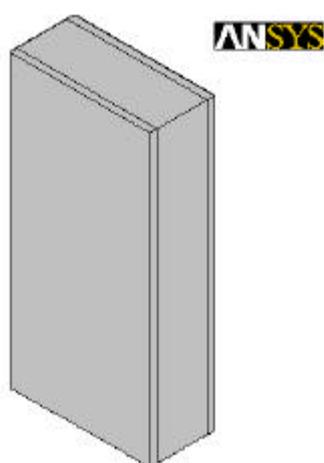


Figura 5.46 – Parede analisada com revestimento.

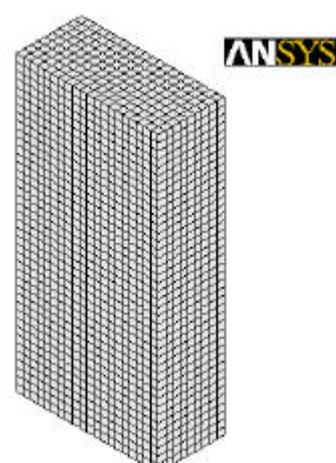


Figura 5.47 – Malha discretizada (parede revestida).

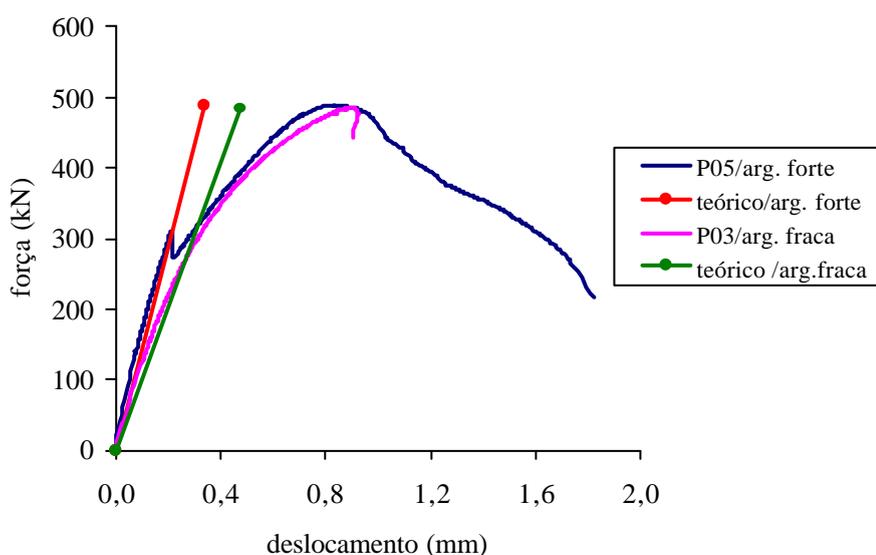


Figura 5.48 – Gráficos força x deslocamento das paredes revestidas (análise experimental x análise teórica).

Considerando-se agora que a parede de alvenaria se comporta como um elemento composto de diferentes componentes (blocos e camadas de argamassa) associados em série (Modelo de Reuss). Com essa consideração, pode-se obter um módulo de elasticidade equivalente calculado conforme as expressões demonstradas no **Capítulo 4**. Com os valores dos módulos de elasticidade do bloco e da argamassa de assentamento demonstrado na Tabela 5.2 para o modelo teórico 1 tem-se:

$$\frac{V_p}{E_p} = \frac{V_b}{E_b} + \frac{V_a}{E_a} \qquad \frac{V_p}{E_p} = \frac{40.964}{921,30} + \frac{3.262,00}{527,87}$$

$$E_{\text{equivalente da parede}} = 873,29 \text{ kN/cm}^2$$

Empregando-se agora o valor do módulo de elasticidade equivalente obtido, na situação do modelo teórico 2 — considerado com um módulo de elasticidade do conjunto da parede (bloco + argamassa) — obteve-se valores de encurtamento semelhantes (Figura 5.49). Pode-se dizer então que na consideração de valores de módulos de elasticidade equivalentes entre argamassa de assentamento e blocos considerando-se uma associação em série também obteve-se bons resultados.

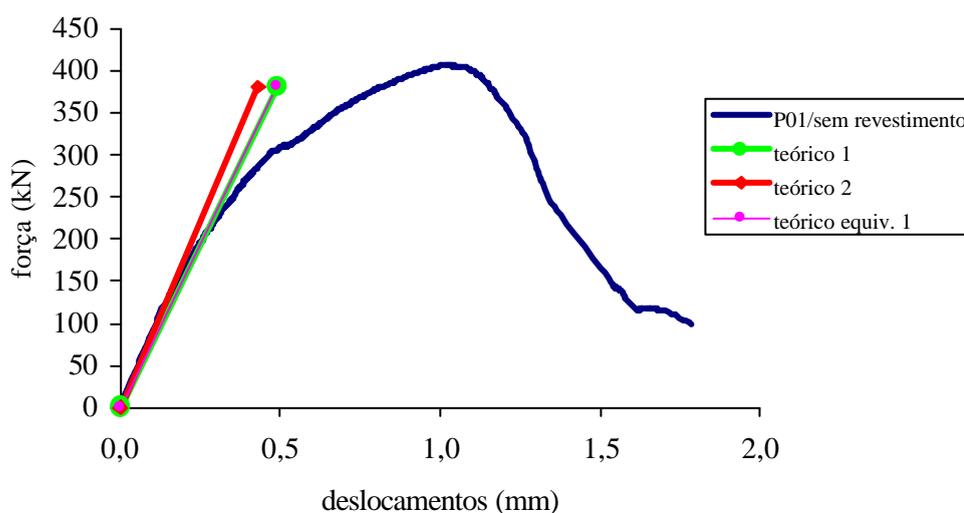


Figura 5.49 – Gráfico força x deslocamento das paredes sem revestimento (análise teórica considerando o $E_{\text{equivalente}}$).

A mesma consideração pode ser feita para a parede de alvenaria revestida considerando o núcleo como uma associação em série de blocos e argamassa de assentamento, a qual se associa em paralelo com as placas de argamassa de revestimento (Modelo de Voigt). Sendo assim, tem-se:

- para argamassa fraca (espessura da parede igual a 14 cm)

$$E_{eq} = \frac{E_1 A_1 + E_2 A_2}{A_1 + A_2} \qquad E_{eq} = \frac{873,29 \times 546 + 500 \times 156}{546 + 156}$$

$$E_{eq} = 790,34 \text{ kN/cm}^2$$

- para argamassa forte (espessura da parede igual a 18 cm)

$$E_{eq} = \frac{E_1 A_1 + E_2 A_2}{A_1 + A_2} \qquad E_{eq} = \frac{873,29 \times 546 + 2.171 \times 156}{546 + 156}$$

$$E_{eq} = 1.161,67 \text{ kN/cm}^2$$

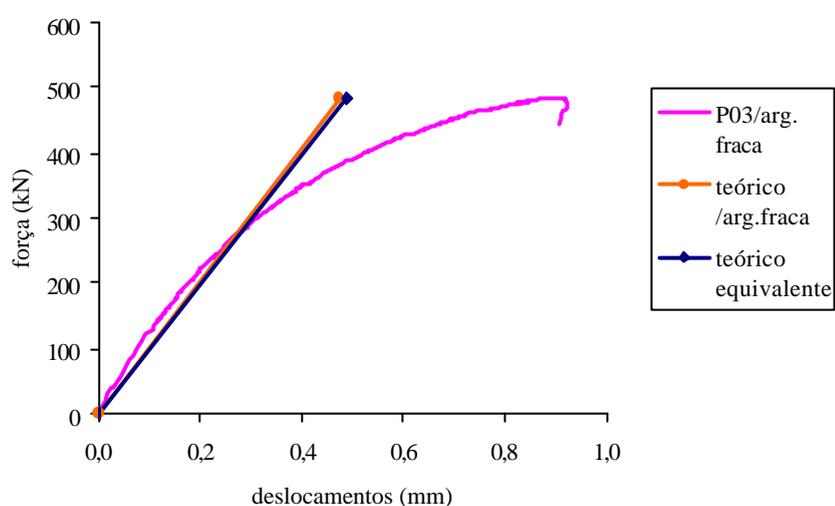
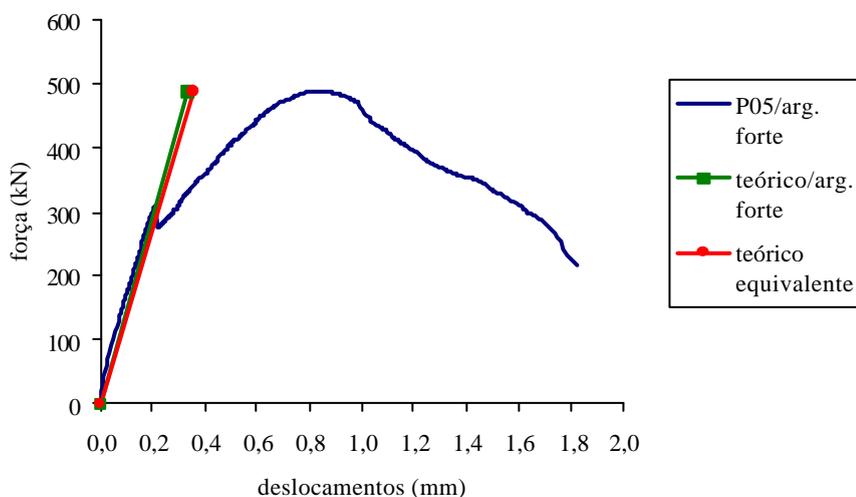
Depois de calculados os módulos equivalentes para as paredes com revestimento foram estudados modelos de paredes com um único material considerando-se os valores obtidos nas associações em paralelo. Os valores considerados e os resultados obtidos estão na Tabela 5.3 e Tabela 5.4. Observando-se os valores da Tabela 5.4 e a Figura 5.50 e Figura 5.51 pode-se também dizer que os valores dos encurtamentos, bem como, o comportamento na fase linear dos modelos são muito parecidos com os demais modelos considerados.

Tabela 5.3 – Valores dos módulos de elasticidade considerado nos modelos teóricos.

Modelo	E _{experimental} (kN/cm ²)			E _{equivalente} (kN/cm ²)	
	bloco	argamassa			
		Ass.	Rev.		
Teórico 1	921,3	527,87	—	873,29	
Teórico arg. fraca	—	—	500	936,5	790,34
Teórico arg. forte	—	—	2.171	936,5	1.161,67

Tabela 5.4 – Valores do encurtamento máximo obtidos segundo os diversos modelos teóricos analisados.

Modelo	Encurtamento adotando-se $E_{\text{experimental}}$	Encurtamento adotando-se $E_{\text{equivalente}}$
Teórico 1	0,48883 mm	0,48883 mm
Teórico arg. fraca	0,49035 mm	0,52839 mm
Teórico arg. forte	0,33628 mm	0,35972 mm

Figura 5.50 - Gráfico força x deslocamento das paredes revestidas com argamassa fraca (análise teórica considerando o $E_{\text{equivalente}}$).Figura 5.51 - Gráfico força x deslocamento das paredes revestidas com argamassa forte (análise teórica considerando o $E_{\text{equivalente}}$).

5.4. Conclusões parciais dos ensaios de compressão axial

- as paredes sem revestimento demonstraram comportamento estrutural de acordo com o esperado, apresentando nas proximidades da ruína fissuras longitudinais nas faces maiores e nos septos. A aplicação da fórmula dada pela NBR-10837 forneceu uma previsão razoável da capacidade resistente da parede com base na resistência avaliada em ensaios de prismas, com uma perda de rendimento da ordem de 10%.
- a aplicação dos distintos tipos de revestimento de argamassa de cimento e areia nas paredes não acarretou acréscimos de resistência e de rigidez de modo uniforme, nem proporcionais à resistência das argamassas de revestimento empregadas, o que demonstra que diferentes mecanismos de resistência podem se manifestar, em função das propriedades de deformação de todas as partes envolvidas e da interação entre elas.
- em alguns casos as paredes revestidas mostraram resistência menor. É possível também que tenha ocorrido deficiências de moldagem, e que focos de concentração de tensões tenham aparecido e prejudicado a resistência da parede revestida.
- esperava-se que com a adição de fibras curtas de polipropileno a argamassas fracas houvesse uma melhoria na resistência e na ductilidade da parede, pela possibilidade de se controlar melhor a eventual fissuração do revestimento no estado fresco e no estado endurecido, e também pelo aumento da tenacidade da argamassa. Isto não foi observado, pois, pelo contrário, houve redução da resistência da parede e a ductilidade não foi melhor do que a observada em paredes revestidas com argamassa forte não armada (na parede revestida com argamassa fraca simples a ruptura foi frágil). É possível que a adição de fibras de polipropileno tenha causado incorporação de ar à argamassa de revestimento, dificultado em demasia a sua aplicação manual com colher-de-pedreiro e acarretado defeitos de moldagem.

- o uso da combinação de argamassa forte com fibras de aço também foi testado com a expectativa de se observar melhoria da resistência e da ductilidade, mas isso também não foi observado, porque a capacidade resistente não foi maior do que a observada com a utilização de argamassas simples (fortes ou fracas). Numa das paredes (P14) observou-se uma boa ductilidade, mas na outra parede similar ensaiada (P13) observou-se ductilidade inferior à verificada em paredes revestidas com argamassa forte simples.
- a aplicação de revestimentos com telas aço soldadas sem conectores e com conectores tipo 1 (telas de aço nas juntas) ofereceu os melhores resultados, com acréscimos na capacidade resistente da ordem de 44%, mas ainda inferiores aos previstos pelas hipóteses da formulação aditiva. Embora não se tenha observado qualquer indício de melhor cintamento ou confinamento no sentido transversal, perpendicularmente ao plano da parede, pode-se dizer que as telas soldadas colaboraram no controle da fissuração no plano maior da parede e no retardamento de mecanismos de fratura que provocariam instabilidade das partes (núcleo e revestimento) da parede.
- o uso de telas de aço soldadas com conectores tipo 2 (armadura passante por furos nos blocos) não foi eficiente, pois os furos nos blocos acarretaram concentração de tensões e fissuração nesses locais. O aumento da capacidade resistente da parede não foi maior do que o observado em paredes revestidas com argamassa simples.
- a aplicação das hipóteses e o desenho de gráficos força x deslocamento com base na formulação aditiva ofereceu uma boa referência para a análise dos resultados experimentais. Pôde-se observar que a formulação aditiva representou bem a deformabilidade das paredes nos estágios iniciais de carregamento, em grande parte dos modelos ensaiados até cerca de 50% da sua capacidade resistente. Em outros modelos ensaiados, a formulação aditiva forneceu uma boa previsão do encurtamento de ruptura. Resultados mais próximos não ocorreram devido à

interação existente entre o revestimento e o núcleo, ou seja, com a progressiva instabilização do núcleo os revestimentos também passaram a ficar instáveis e vice-versa.

- a análise numérica linear efetuada mostrou-se útil na localização de zonas sujeitas à concentração de tensões e à fissuração. A aplicação de modelos simplificados também ofereceu boas indicações sobre o comportamento das paredes não-revestidas e revestidas, mostrando-se eficiente até mesmo em níveis de solicitação correspondentes a cerca de 40% da capacidade resistente. Isso demonstra que o desenvolvimento de processos de análise não-linear, com base nas equações constitutivas dos blocos e da argamassa de assentamento, pode chegar a bons resultados.
- a aplicação de valores de módulos de elasticidade aparente dos blocos, da argamassa de assentamento e da argamassa de revestimento, e a sua combinação em modelos reológicos em série e em paralelo, também levou a bons resultados, demonstrando-se que esses conceitos devem ser melhor desenvolvidos e sistematizados para o estabelecimento de métodos de cálculo mais requintados e precisos.
- no entanto, vale a pena ressaltar que uma simulação numérica mais fiel à realidade geométrica — ou seja, simulando os vazios dos blocos e as finas camadas de argamassa de assentamento — não leva necessariamente a melhores resultados. Simulações com blocos maciços e propriedades de deformação equivalentes, elementos de contato no lugar das camadas de argamassa de assentamento, ou até mesmo de paredes maciças, podem levar a resultados eficientes e de fácil manipulação.

6. ENSAIOS DE PAREDES DE ALVENARIA SUBMETIDAS À COMPRESSÃO DIAGONAL

Segundo a bibliografia consultada, o ensaio mais utilizado para determinar a resistência ao cisalhamento é provavelmente o ensaio de compressão diagonal. Seguramente isto se dá pela semelhança da forma de ruptura do corpo-de-prova no ensaio com a ruptura de paredes de edifícios frente a ações de esforços laterais de sismo ou vento. O mecanismo de ruptura depende da orientação das juntas em relação à direção da força aplicada. A ruptura pode ocorrer unicamente nas juntas ou de forma mista, envolvendo a argamassa de assentamento e as unidades de alvenaria. Isto é um reflexo da anisotropia das propriedades mecânicas da alvenaria.

Sendo assim, os ensaios realizados para análise de paredes submetidas a ações de cisalhamento foram baseados no método da ASTM E 519 (1993), que consiste em aplicar uma força vertical ao longo de uma das diagonais da parede. Foram medidas as deformações diagonais, tanto na vertical como na horizontal. As distâncias adotadas para medir as deformações (base de medida), tanto nas diagonais verticais como horizontais, foram de 830 mm.

O ensaio foi realizado com controle de deslocamento e a velocidade de carregamento foi de 0,003 mm/s. Não foram realizadas descargas, sendo que o carregamento foi aplicado ao longo de uma das diagonais em incrementos, observando-se as ocorrências após um intervalo de 5 minutos.

Nesta série de ensaios foram ensaiadas paredes (79 x 79 cm), essencialmente com os mesmos revestimentos utilizados na série de ensaios à compressão axial. Foram moldados dois modelos para cada situação de revestimento. A resistência, tanto da argamassa de assentamento como da argamassa de revestimento, foi controlada por meio de corpos-de-provas que foram moldados na mesma data de

execução das paredes. Em todas as situações adotadas, o revestimento tinha espessura de 2 cm.

Em todas as paredes, a argamassa de assentamento utilizada tinha o traço de 1:0,5:4,5 (em volume) e apresentou resistência média de 11 MPa. A relação água/cimento utilizada em todas as paredes na argamassa de assentamento foi ≤ 1 . As paredes foram chapiscadas com traço de 1:2 com 5% de aditivo e relação água/cimento igual a 0,5. O aditivo usado foi o mesmo da série de paredes ensaiadas à compressão axial, o RHOXIMAT SB-112 da RHODIA.

Para controle da resistência dos blocos foram ensaiados 6 blocos escolhidos aleatoriamente no lote doado pelo fornecedor. A resistência média encontrada nos ensaios em relação a área bruta dos blocos foi de 9 MPa. Os resultados dos ensaios dos blocos e os gráficos *força x deslocamento* de cada parede ensaiada estão apresentados no **ANEXO B**.

6.1. Resultados obtidos

a) Paredes P01 e P02 (sem revestimento)

As paredes P01 e P02 foram ensaiadas sem revestimento, atingindo a ruptura com força máxima de 59 kN e 89 kN, respectivamente. Observou-se, na parede P01, fissuras no formato de “*escada*” (Figura 6.1) em ambas as faces da parede, traspassando o bloco inferior em contato com a sapata.

Já a parede P02 não apresentou qualquer fissura antes de romper-se. A ruptura se deu de forma abrupta. A carga última da parede P02 foi muito superior à da parede P01. Porém, observando-se o gráfico força x deformação (Figura 6.3) as paredes obtiveram comportamento semelhante até a carga de aproximadamente 59 kN.

Provavelmente ocorreu algum problema de falta de aderência na parede P01 na interface tijolo-argamassa, embora tenha-se usado o mesmo traço de argamassa para ambas as paredes.

b) Paredes P03 e P04 (revestidas com argamassa “fraca”).

As paredes P03 e P04 foram revestidas com argamassa “fraca”, atingindo a ruptura com força máxima aplicada de 140 kN e 154 kN, respectivamente.

Tanto a parede P03 como a parede P04 apresentaram fissuras na diagonal de aplicação da carga. As paredes só começaram a apresentar fissuras bem perto da carga máxima. Não houve ruptura dos blocos em contato com as sapatas de aplicação de carga.

Observa-se no gráfico que as paredes apresentaram comportamento igual até a etapa próxima da ruptura (Figura 6.6).

c) Paredes P05 e P06 (revestidas com argamassa “forte”).

As paredes P05 e P06 foram revestidas com argamassa “forte”, atingindo a ruptura com força máxima aplicada de 200 kN e 188 kN, respectivamente. A parede P05 apresentou a primeira fissura, em um dos planos da parede, com um carregamento de 170 kN. Com o acréscimo de carga, apareceram novas fissuras e houve aumento da abertura da fissura já existente. Perto da carga de ruptura uma fissura horizontal apareceu, acompanhando uma das juntas de argamassa, mas não se estendeu para o outro plano da parede. Na parede P06 as fissuras também começaram a aparecer com um carregamento de 170 kN. A mesma fissura horizontal apareceu, acompanhando também a fiada de argamassa, mas desta vez atingiu o outro plano da parede.

d) Paredes P07 e P08 (revestidas com argamassa “fraca” + fibras de polipropileno).

As paredes P07 e P08 foram revestidas com argamassa “fraca” + fibras de polipropileno, atingindo a ruptura com força máxima de 137 kN e 124 kN, respectivamente. A parede P07, inicialmente, apresentou fissuras verticais no revestimento com um carregamento de 130 kN. Com o aumento de carga, fissuras horizontais surgiram em uma das extremidades da parede contornando o meio-bloco (Figura 6.10).

A parede P08 apresentou fissuras no revestimento ao longo da diagonal de aplicação da carga. As primeiras fissuras apareceram com um carregamento de 120

kN. Tanto na parede P07 como na parede P08 as fissuras se apresentaram bem mais distribuídas que nas paredes revestidas com argamassa fraca sem fibras.

e) Paredes P09 e P10 (revestidas com argamassa “forte” + fibras de aço).

As paredes P09 e P10 foram revestidas com argamassa “forte” + fibras de aço, atingindo a ruptura com carregamento de 212 kN e 261 kN, respectivamente. A parede P09 apresentou fissuras com um carregamento de 180 kN, valor este 6% maior que o da parede sem fibra. Fissuras horizontais apareceram em um dos blocos chegando a seccioná-lo (Figura 6.13). Na parede P10 a configuração das fissuras foram verticais. Houve o aparecimento de fissuras horizontais perto dos blocos que ficavam em contato com a sapata de aplicação de carga, mas sem a ruptura do bloco ou argamassa.

f) Paredes P11 e P12 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas).

As paredes P11 e P12 foram revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas, atingindo a ruptura com carregamento de 254 kN e 212 kN, respectivamente. As fissuras na parede P11 se apresentaram bem distribuídas e em maior quantidade que as paredes revestidas sem telas. A primeira fissura surgiu com carregamento de 190 kN. Observou-se o descolamento do revestimento próximo à sapata superior de aplicação de carga. Também observou-se uma fissura acompanhando a junta de argamassa horizontal da parede. Houve ruptura do septo do bloco em contato com a sapata.

A parede P12 também apresentou fissuras iniciais com carregamento de 190 kN. O descolamento do revestimento foi bem menor que o observado na parede P11. Houve ruptura dos septos do bloco que se localizava abaixo do que estava em contato com a sapata superior de aplicação de carga.

Observou-se uma fissura ao longo de uma das camadas de argamassa de assentamento da parede (Figura 6.17). Provavelmente, se não revestida, a parede apresentaria uma ruptura por deslocamento integral em uma das juntas horizontais.

g) Paredes P13 e P14 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 1 – telas soldadas nas faces e nas juntas da parede).

As paredes P13 e P14 foram revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas nas juntas horizontais das camadas de argamassa de assentamento e no plano da parede, atingindo a ruptura com carregamento de 319 kN e 307 kN, respectivamente.

Na parede P13 as primeiras fissuras ocorreram com um carregamento de 230 kN. Observou-se fissuras que acompanhavam as camadas de argamassa de assentamento de maneira mais notória, pois ocorria destacamento do revestimento. Já na parede P14 as primeiras fissuras ocorreram com carregamento de 200 kN. Também foram observadas fissuras que acompanhavam as camadas de argamassa. Houve também ruptura dos septos do bloco próximo à sapata de aplicação de carga.

h) Paredes P15 e P16 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2).

As paredes P15 e P16 foram revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2, atingindo a ruptura com carregamento de 242 kN e 260 kN, respectivamente. A parede P15 apresentou as primeiras fissuras com um carregamento de 140 kN. Houve ruptura dos septos do bloco em contato com a sapata, mas não apareceram muitas fissuras ao longo da diagonal onde se aplicava a carga. Na parede P16 as fissuras apareceram de forma mais distribuída. Observou-se o descolamento do revestimento nas proximidades da sapata superior e ruptura do bloco.

- Documentação fotográfica das paredes P01 e P02 (sem revestimento).



Figura 6.2 – Esquema de ensaio.

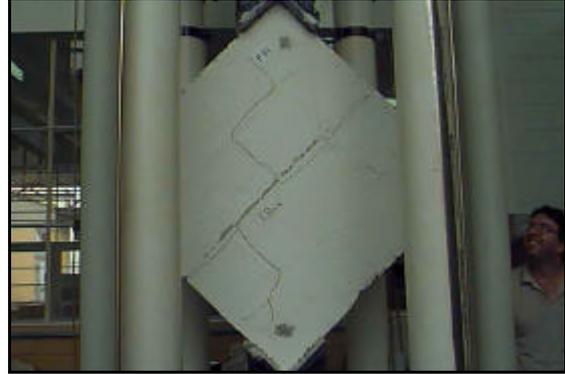


Figura 6.1 - Ruptura da parede P01.

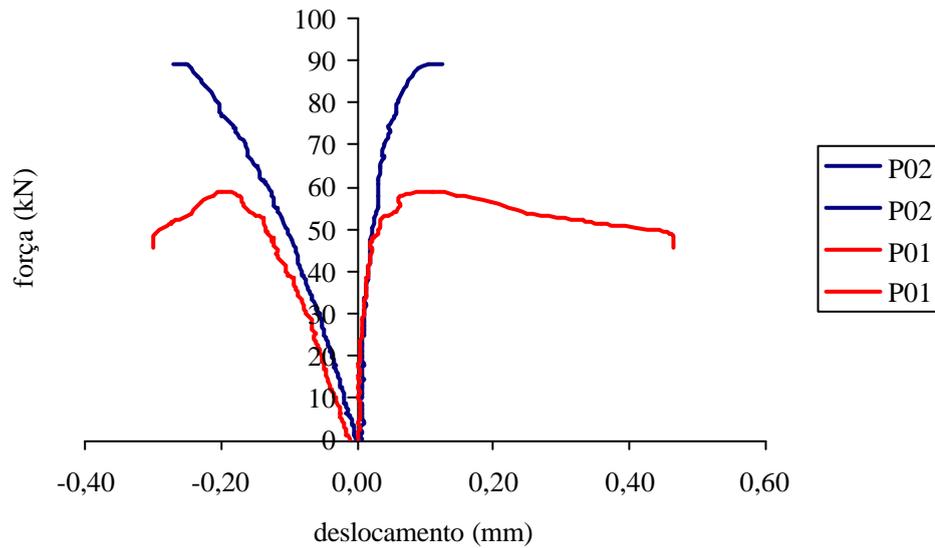


Figura 6.3 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P01 e P02.

- Documentação fotográfica da parede P03 e P04 (revestidas com argamassa “fraca”).



Figura 6.4 – Fissuras na parede P03.

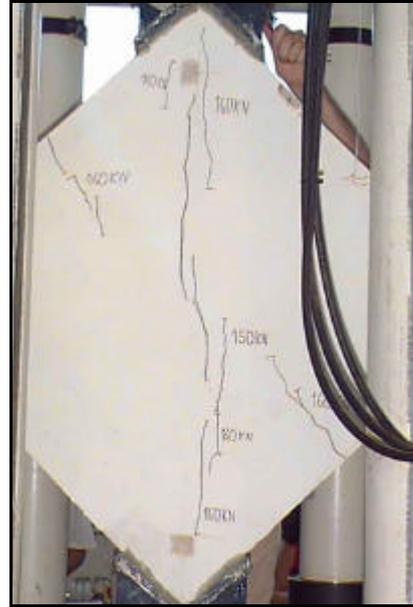


Figura 6.5 – Fissuras na parede P04.

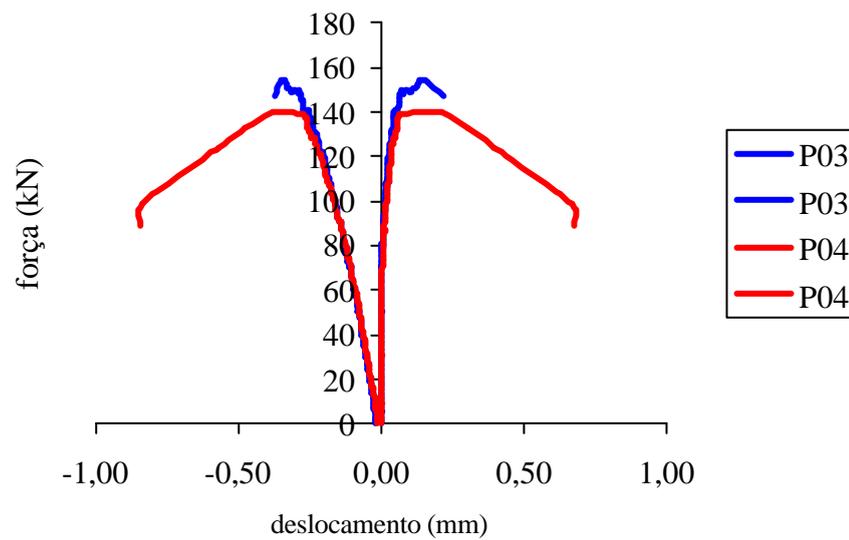


Figura 6.6 - Gráfico força x deslocamento médio da parede P03 e P04.

- Documentação fotográfica das paredes P05 e P06 (revestidas com argamassa “forte”).

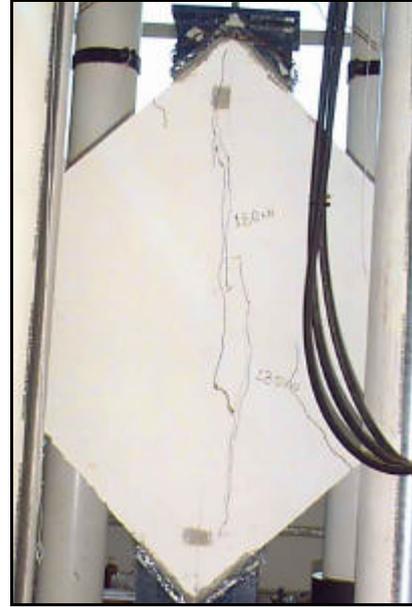
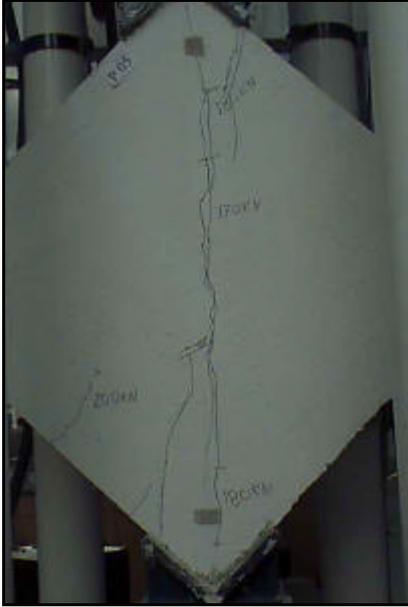


Figura 6.7 - Ruptura da parede P05.

Figura 6.8 - Ruptura da parede P06.

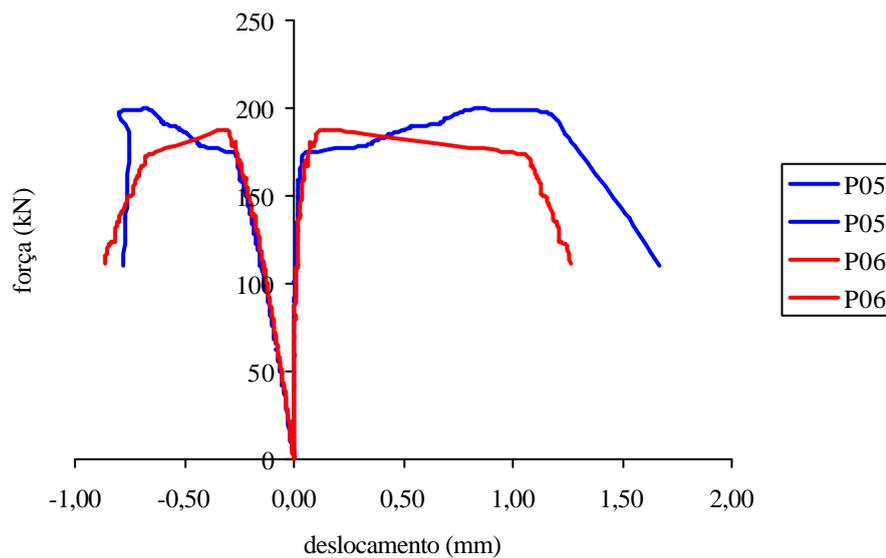


Figura 6.9 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P05 e P06.

- Documentação fotográfica da paredes P07 e P08 (revestidas com argamassa “fraca” + fibras de polipropileno).



Figura 6.10 - Ruptura parede P07.

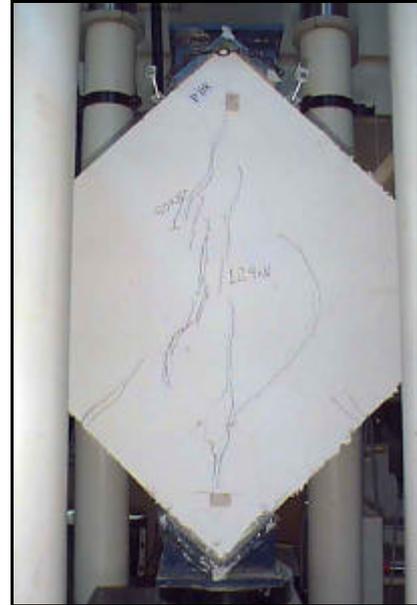


Figura 6.11 – Fissuras da parede P08.

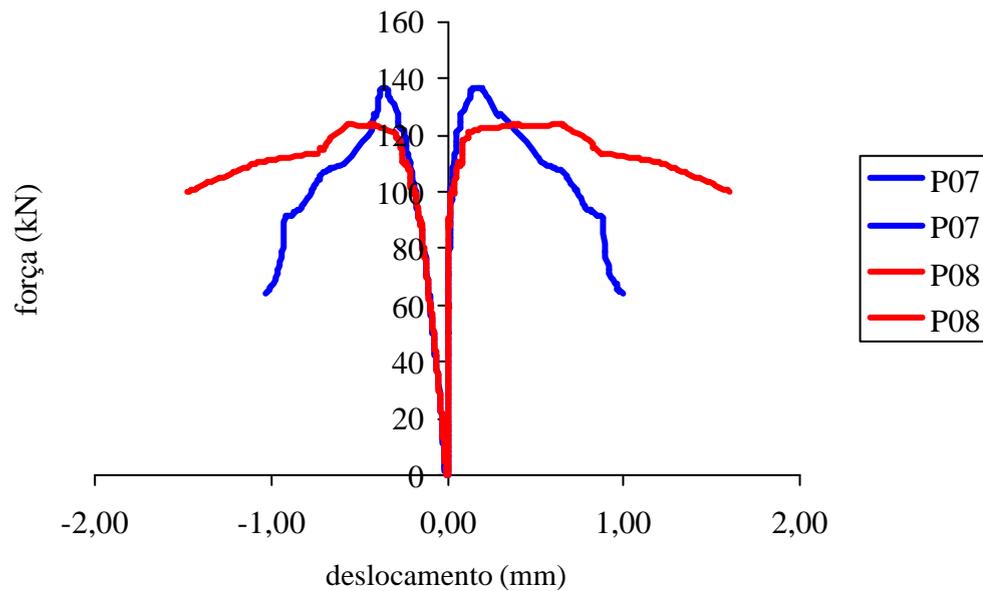


Figura 6.12 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P07 e P08.

- Documentação fotográfica das paredes P09 e P10 (revestidas com argamassa “forte” + fibras de aço).



Figura 6.13 - Fissuras horizontais na parede P09.

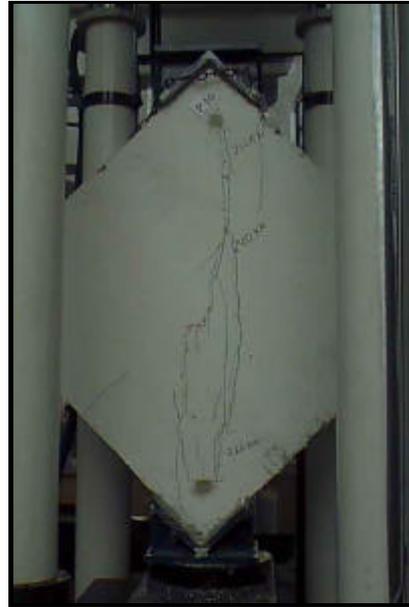


Figura 6.14 – Fissuras na parede P10.

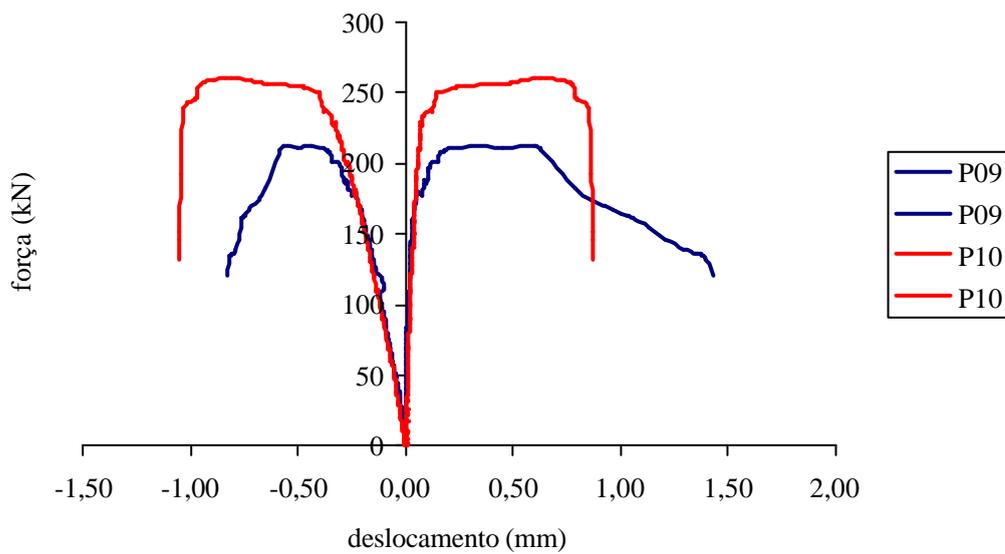


Figura 6.15 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P09 e P10.

- Documentação fotográfica da paredes P11 e P12 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas).

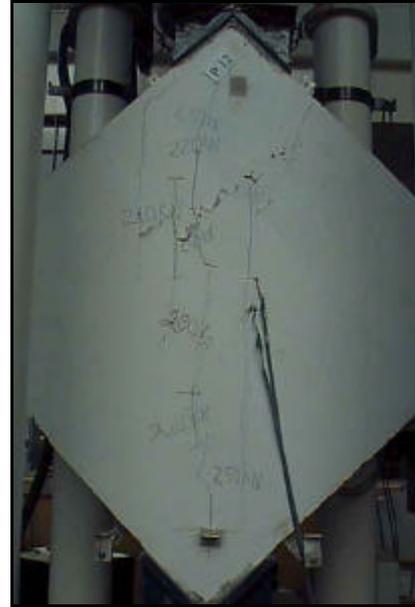
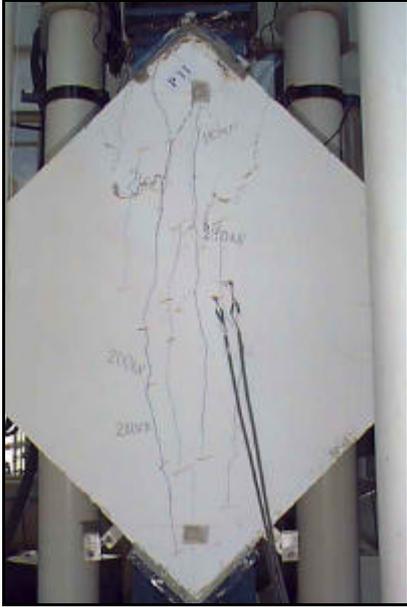


Figura 6.16 – Fissuras na parede P11.

Figura 6.17 – Fissuras na parede P12.

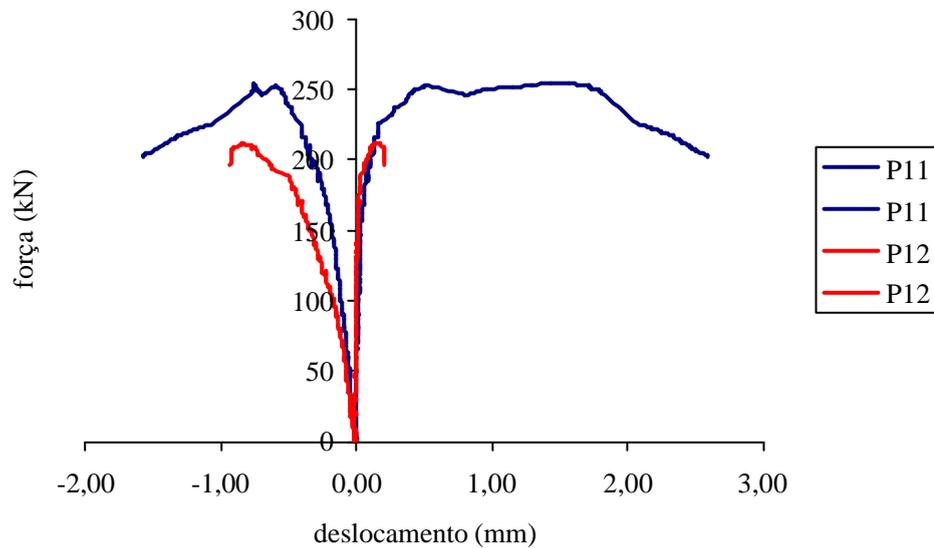


Figura 6.18 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P11 e P12.

- Documentação fotográfica da paredes P15 e P16 (revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores2).

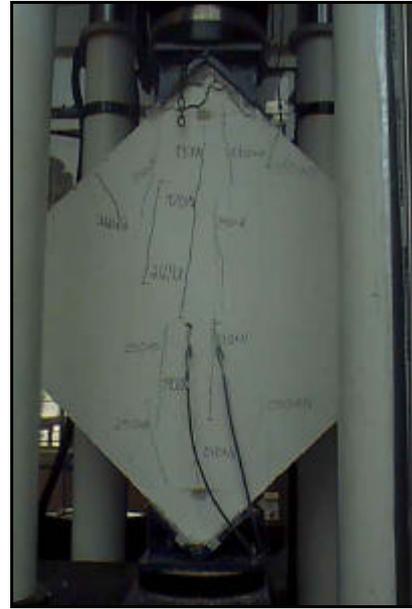
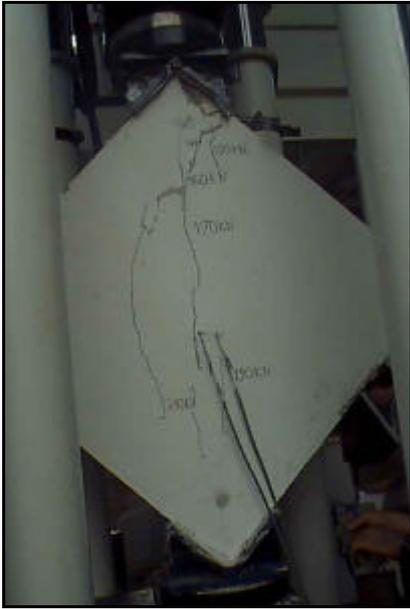


Figura 6.22 – Fissuras da parede P15.

Figura 6.23 – Fissuras na parede P16.

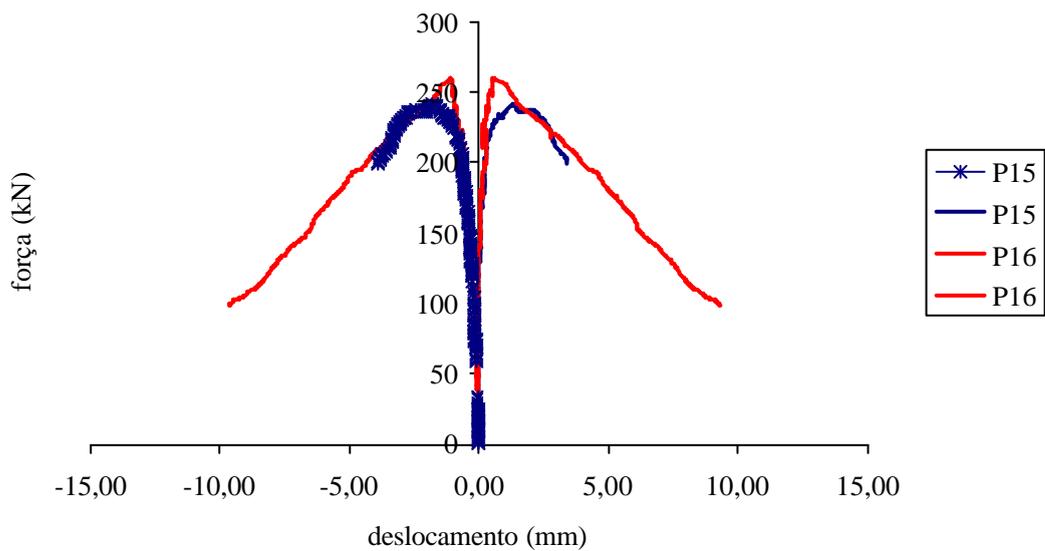


Figura 6.24 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P15 e P16.

6.2 Análise dos resultados

Na tabela abaixo estão demonstrados, de modo resumido, os resultados das paredes ensaiadas e na Figura 6.25 o gráfico *força x deslocamento* das diferentes situações estudadas.

Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios das paredes ensaiadas à compressão diagonal

Condição de revestimento	Parede	$f_{\text{arg.rev.}}$ (MPa)	$F_{\text{máx.}}$ (kN)	τ_b (MPa)
Sem revestimento	P01	—	59	0,38
	P02	—	89	0,57
Argamassa “fraca”	P03	4	154	0,77
	P04	4	140	0,70
Argamassa “forte”	P05	23	200	0,99
	P06	23	188	0,93
Telas soldadas	P11	21	254	1,26
	P12	21	212	1,05
Telas soldadas + conectores 1	P13	21	319	1,59
	P14	21	307	1,53
Argamassa “fraca” + fibras de polipropileno	P07	3	137	0,68
	P08	3	124	0,62
Argamassa forte + fibras de aço	P09	20	212	1,05
	P10	20	261	1,30
Telas soldadas + conectores 2	P15	21	242	1,20
	P16	21	260	1,29

Observações:

$f_{\text{arg.rev.}}$ = resistência à compressão axial da argamassa de revestimento

$F_{\text{máx.}}$ = força máxima aplicada

τ_b = tensão de cisalhamento em relação à área bruta

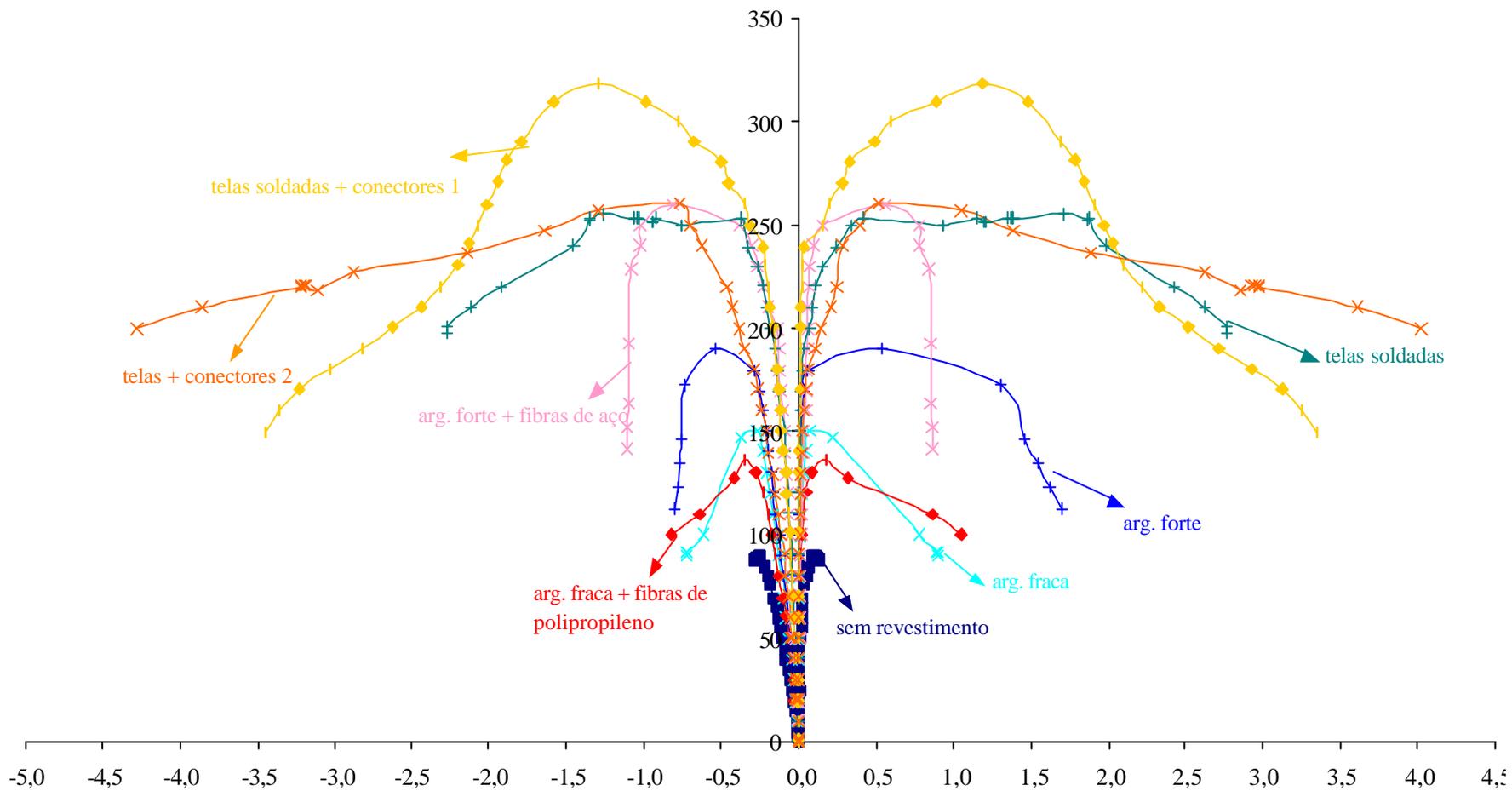


Figura 6.25 - Gráfico força x deslocamento das paredes ensaiadas à compressão diagonal.

Os valores das tensões de cisalhamento mostrados na Tabela 6.1 foram calculados conforme a ASTM 519 – 93 “*Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages*”. A tensão é calculada pela expressão:

$$\hat{\sigma} = \frac{0,707 F}{A} \quad e \quad A = \left(\frac{\ell + h}{2} \right) e \cdot \zeta$$

onde:

τ = tensão de cisalhamento (MPa);

F = força aplicada (N);

A = área bruta ou líquida das duas faces contíguas ao carregamento (mm²);

ℓ = largura da parede (mm);

h = altura da parede (mm);

e = espessura da parede (mm);

h = porcentagem de área bruta da unidade (decimal).

Tentando-se estimar um valor para a carga de ruptura das paredes revestidas adotou-se também um cálculo simplificado, a exemplo da formulação aditiva adotada nas paredes ensaiadas à compressão axial. Essa adição foi feita apenas para a carga de ruptura e não para todas as etapas de carga. O cálculo foi feito somando-se a parcela de resistência à tração das placas de revestimento com a resistência final da parede sem revestimento.

O valor da força máxima adotado para cálculo da parede sem revestimento foi o obtido no ensaio da parede P02 (89 kN). Isto porque as demais paredes sem revestimento ensaiadas à compressão diagonal (parede piloto e parede P01) apresentaram ruptura por perda de aderência na interface da argamassa de assentamento com o bloco — o que não ocorreu com a parede P02 — e não por esgotamento da sua capacidade resistente.

Admitindo-se que o limite de resistência para a tensão principal σ_1 seja igual à resistência à tração da argamassa de revestimento obtida nos ensaios de corpos-de-prova, tem-se:

- para argamassa fraca:

$$f_{cm} = 4 \text{ MPa (resistência média à compressão da argamassa de revestimento)}$$

$$f_{tm} = 0,33 \text{ MPa (resistência média à tração da argamassa de revestimento)}$$

$$A = 2 \times 2 \times 79 = 316 \text{ cm}^2 \text{ (área das duas placas de revestimento)}$$

$$\sigma_1 = f_{tm} = \frac{0,707 F_{\text{arg.fr.}}}{A} \qquad F_{\text{arg.fraca.}} = \frac{0,033 \times 316}{0,707} = 14,75 \text{ kN}$$

logo, para o caso de parede revestida com argamassa fraca:

$$F_{pa} + F_{\text{arg.fr.}} = 104 \text{ kN}$$

- para argamassa forte:

$$f_{cm} = 20 \text{ MPa (resistência média à compressão da argamassa de revestimento)}$$

$$f_{tm} = 2,20 \text{ MPa (resistência média à tração da argamassa de revestimento)}$$

$$A = 2 \times 2 \times 79 = 316 \text{ cm}^2 \text{ (área das duas placas de revestimento)}$$

$$\sigma_1 = f_{tm} = \frac{0,707 F_{\text{arg.fr.}}}{A} \qquad F_{\text{arg.forte.}} = \frac{0,22 \times 316}{0,707} = 98,33 \text{ kN}$$

logo, para o caso de parede revestida com argamassa forte:

$$F_{pa} + F_{\text{arg.forte.}} = 187 \text{ kN}$$

- para paredes com telas de aço soldadas, admite-se que somente as telas resistam ao esforço de tração:

$$F_{1 \text{ fio}} = f_{yd, \text{ tela}} \times A_{s, 1 \text{ fio}} = 70,5 \times 0,06 = 4,25 \text{ kN (força resistida por 1 fio)}$$

$$D = \ell \sqrt{2} = 111,72 \text{ cm (comprimento da diagonal)}$$

$$e = 5 \text{ cm (espaçamento entre os fios)}$$

$$F_{\text{tela}} = \frac{F_{1 \text{ fio}}}{e} \times D = 94,96 \text{ kN} \Rightarrow \text{considerando as 2 faces: } F_{\text{tela}} = 189,92 \text{ kN}$$

$$F_{pa} + F_{\text{tela}} = 279 \text{ kN}$$

Este cálculo corresponde a considerar uma eficiência de cerca de 70% para os fios de aço solicitados por forças a 45° em relação à sua direção. A situação de

armadura em malha ortogonal com fios inclinados em relação à direção das tensões principais é tratada por LEONHARDT e MÖNNIG (1978).

Para comparar esses valores calculados com os resultados obtidos nos ensaios de laboratório pode-se observar a Tabela 6.2 e a Figura 6.26.

Tabela 6.2 – Valores da carga de ruptura experimental e da carga máxima teórica.

Condição de revestimento	Parede	$f_{c, \text{arg. rev.}}$ (MPa)	$f_{t, \text{arg. rev.}}$ (MPa)	$F_{\text{máx.}}$ (kN)	$F_{\text{total.}}$ (kN) (teórico)
Sem revestimento	P01	—	—	59	89
	P02	—	—	89	
Argamassa “fraca”	P03	4	0,33	154	104
	P04	4	0,33	140	
Argamassa “forte”	P05	23	2,20	200	187
	P06	23	2,20	188	
Telas soldadas	P11	21	—	254	279
	P12	21	—	212	
Telas soldadas + conectores 1	P13	21	—	319	279
	P14	21	—	307	
Argamassa “fraca” + fibras de polipropileno	P07	3	0,33	137	104
	P08	3	0,33	124	
Argamassa forte + fibras de aço	P09	20	2,20	212	187
	P10	20	2,20	261	
Telas soldadas + conectores 2	P15	21	—	242	279
	P16	21	—	260	

Observações:
 F_{yd} adotado = 705 MPa
 $f_{\text{arg. rev.}}$ = resistência à compressão da argamassa de revestimento;
 $f_{t, \text{arg. rev.}}$ = resistência à tração da argamassa de revestimento;
 $F_{\text{máx.}}$ = força máxima aplicada;
 $F_{\text{total.}}$ = resistência das placas de revestimento + resistência da parede.

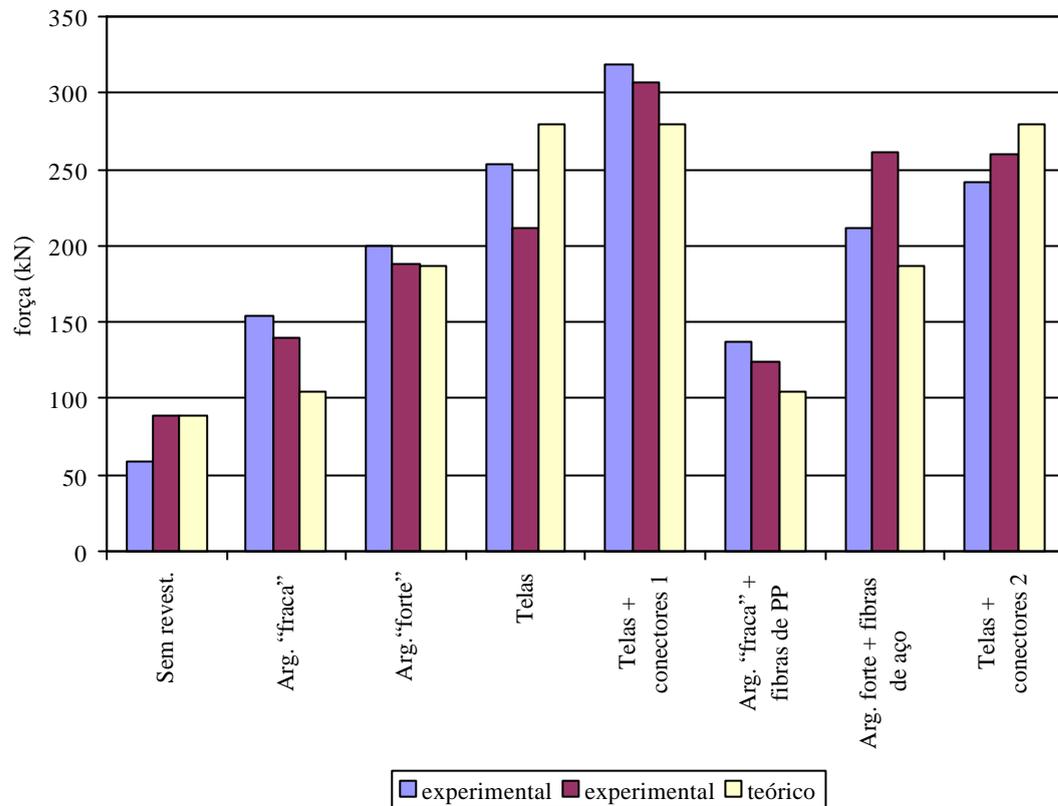


Figura 6.26 – Gráfico representativo da força de ruptura experimental e teórica.

Observa-se que para as paredes revestidas com argamassa fraca a carga de ruptura teórica foi inferior à encontrada experimentalmente. Possivelmente aconteceu o mesmo fenômeno observado na série de compressão axial. No caso de argamassa fraca, a sua baixa resistência tende a aumentar de valor pelo fato de o bloco de concreto ser poroso e absorver água da argamassa de revestimento, reduzindo a relação água/cimento. Já a previsão para o caso de argamassa forte foi condizente com a resistência observada nas paredes ensaiadas em laboratório.

Para as paredes com telas soldadas considerou-se apenas a resistência das telas, desprezando a contribuição da resistência da argamassa à tração. O valor teórico calculado se aproxima do experimental nas paredes revestidas com telas soldadas (P11 e P12) e nas paredes revestidas com telas + conectores 2, com uma diferença da ordem de 10% a mais na previsão teórica. Já nas paredes P13 e P14 (telas soldadas + conectores 1) o valor teórico é inferior ao experimental (cerca de 15% menor). É

provável que as telas localizadas nas juntas horizontais da parede tenham causado alguma influência no acréscimo da resistência da parede com esse tipo de conector.

Ressalta-se que os valores teóricos obtidos são cálculos aproximados para se tentar prever a carga de ruptura em paredes revestidas solicitadas à compressão diagonal. Não se obteve a curva *tensão de tração x deformação* da argamassa de revestimento para verificação da formulação aditiva no trecho linear. Como os valores últimos de carga deram uma boa estimativa da provável carga de ruptura, provavelmente, na fase linear, se obteria curvas *força x deslocamento* (entre os valores teóricos e experimentais) bem parecidas.

Pode-se também comparar as tensões encontradas nos ensaios das paredes com alguns valores recomendados por normas técnicas. A norma BS 5628/1978 apresenta recomendações para resistências de cisalhamento em relação ao traço de argamassa utilizado (Tabela 6.3). CANDIA (1994) também cita valores de resistência de cisalhamento recomendada pela norma chilena NCH 1928/1954 (Tabela 6.4) e por SAHLIM (1971)⁴ (

Tabela 6.5) tomando-se como referência o traço de argamassa utilizado. O traço utilizado nos ensaios deste trabalho está em negrito nas tabelas a seguir

Tabela 6.3 – Resistências ao cisalhamento recomendadas pela BS 5628/1978.

Tipo de argamassa	Traço em volume	Resistência de cisalhamento (MPa)	Resistência de cisalhamento máximo (MPa)
i	1:0 a 0,25:3	0,35 + 0,6 σ	1,75
ii	1:0,5:4 a 4,5	0,35 + 0,6σ	1,75
iii	1:1:5 a 6	0,15 + 0,6 σ	1,4
iv	1:2:8 a 9	0,15 + 0,6 σ	1,4

Tabela 6.4⁵ - Resistências ao cisalhamento recomendadas pela NCH 1928/1954.

Tipo de argamassa	Traço em volume	Resistência de cisalhamento (MPa)
I	1:0,5:4,5	³ 0,4
II	1:1:6	≥ 0,3
III	1:0:5	≥ 0,2

⁴ SAHLIN, S. (1971) *Structural masonry* apud CANDIA, M.C. (1994). p. 153.

Tabela 6.5⁶ - Resistências ao cisalhamento recomendadas por SAHLIN (1971).

Tipo de argamassa	Traço em volume	Resistência de cisalhamento (MPa)
M	1:0,25:3	0,41
S	1:0,5:4,5	0,18
N	1:1:6	0,18

Pelas tabelas apresentadas verifica-se que o valor de tensão encontrado em laboratório para paredes de alvenaria de blocos de concreto satisfazem perfeitamente aos parâmetros recomendados pelas normas inglesa e chilena e por SAHLIN.

Quando as paredes de alvenaria são submetidas a tensões de cisalhamento, estas tendem a deformar-se tal como é mostrado na Figura 6.27. Para se obter o módulo de deformação transversal (G) pode-se realizar ensaios em laboratório ou recorrer-se a conceitos e equações da Teoria da Elasticidade. Neste trabalho obteve-se em laboratório os dados necessários para o cálculo de G .

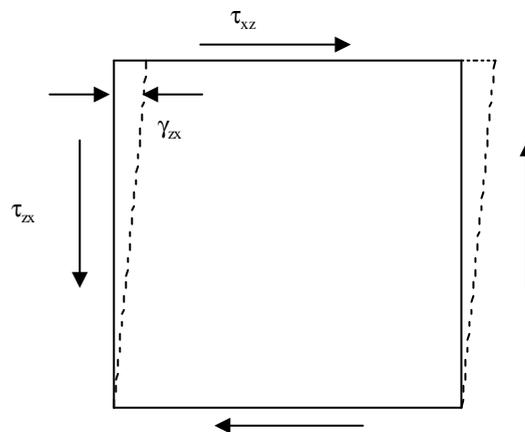


Figura 6.27 - Deformação das paredes transversais ou resistentes ao cisalhamento.

Na norma ASTM 519-93 também são dadas expressões para cálculo das deformações (γ) e do módulo de deformação transversal (G). As fórmulas e os resultados estão demonstrados a seguir.

$$\tilde{a} = \frac{V + H}{g} \quad \text{e} \quad G = \frac{t}{g}$$

⁶ Tabela extraída de CANDIA, M.C. (1994).

onde: γ = deformação (mm);
 V = encurtamento vertical (mm);
 H = deslocamento horizontal (mm);
 g = distância de medição dos deslocamentos (mm);

Tabela 6.6 – Resultados obtidos através da ASTM E 519

Parede	Revestimento	$F_{\text{máx.}}$ (N)	V (mm)	H (mm)	γ_{total}	τ^* (MPa)	G^* (MPa)
P01	Sem revestimento	59000	-0,19887	0,11180	0,00037	0,38	1819
P02	Sem revestimento	89000	-0,27147	0,12612	0,00048	0,57	2171
P03	arg. “fraca”	154000	-0,33754	0,13704	0,00057	0,77	3266
P04	arg. “fraca”	140000	-0,37876	0,21179	0,00071	0,70	3377
P05	arg. “forte”	200000	-0,67663	0,83888	0,00183	0,99	2657
P06	arg. “forte”	188000	-0,31661	0,13245	0,00054	0,93	4144
P11	Telas soldadas	254000	-0,75946	1,29570	0,00248	1,26	3979
P12	Telas soldadas	212000	-0,84958	0,17128	0,00123	1,05	3009
P13	Telas soldadas + conectores 1	319000	-1,41500	1,07013	0,00299	1,59	3493
P14	Telas soldadas + conectores 1	307000	-1,34045	0,90280	0,00270	1,53	3288
P07	arg. “fraca” + fibras de polipropileno	137000	-0,36005	0,17179	0,00064	0,68	3050
P08	arg. “fraca” + fibras de polipropileno	124000	-0,42013	0,37427	0,00096	0,62	3180
P09	arg. forte + fibras de aço	212000	-0,56923	0,60399	0,00141	1,05	4144
P10	arg. forte + fibras de aço	261000	-0,80952	0,63008	0,00173	1,30	3631
P15	Telas soldadas + conectores 2	242000	-1,78105	1,33509	0,00375	1,20	2641
P16	Telas soldadas + conectores 2	260000	-1,05820	0,54336	0,00193	1,29	2740

* Observações:

1. A tensão de cisalhamento (τ) foi calculada em relação à área bruta da parede levando-se em consideração a carga de ruptura;
2. O módulo de elasticidade transversal (G) foi calculado com o valor de 50% da carga de ruptura.

Não foram encontrados na bibliografia consultada valores médios de deformação transversal para se realizar comparações. Então espera-se que estes valores sirvam como referência para futuros trabalhos.

6.3 Conclusões parciais dos ensaios de compressão diagonal

- As paredes sem revestimento apresentaram fissuras em forma de “escada” e também uma ruína brusca, caracterizando a ruptura frágil da alvenaria. A configuração de ruína das paredes revestidas de modo geral mostrou fissuras verticais no plano da parede paralelas ao eixo de aplicação de carga.
- De um modo geral, observa-se pelo gráfico *força x deslocamento* das paredes ensaiadas à compressão diagonal que qualquer revestimento aplicado em uma parede de alvenaria aumenta sua resistência ao cisalhamento.
- Nas paredes revestidas com telas a disseminação das fissuras é bem maior do que nas revestidas com argamassa simples. Pode-se fazer também essa mesma comparação para as paredes revestidas com fibras. Esperava-se que as fibras pudessem proporcionar um controle melhor da fissuração e maior ductilidade. Embora nas paredes revestidas com fibras de aço tenha havido um acréscimo de resistência, no caso de fibras de polipropileno novamente observou-se desempenho inferior ao das paredes revestidas com argamassa fraca.
- Observou-se também que a resistência das paredes cresceu com o aumento da resistência da argamassa do revestimento, ou seja, as paredes que possuíam argamassa forte apresentaram uma força resistente maior que as paredes revestidas com argamassa fraca. Isto demonstra que não houve manifestação de mecanismos prejudiciais ao conjunto, como se observou na série de *paredinhas* ensaiadas à compressão axial
- Os revestimentos com argamassa simples (sem fibras) acrescentaram uma resistência considerável às paredes ensaiadas, mas não proporcionaram grande acréscimo na rigidez ou ductilidade em relação às outras condições de revestimento consideradas. Já as paredes revestidas com fibras de aço mostraram resistência próxima à das paredes revestidas com telas, embora não se tenha acrescentado ductilidade às paredes.

- As paredes revestidas com telas apresentaram melhor comportamento quando comparadas com as demais tanto no acréscimo de resistência, como na ductilidade das paredes.
- Pode-se afirmar que, de uma maneira geral, a adição da capacidade resistente da parede — considerada como um núcleo — com a capacidade resistente dos revestimentos, oferece uma boa previsão da capacidade resistente do conjunto. Obviamente, é preciso considerar a variabilidade dos resultados quando se tratar de projeto.

7. ENSAIOS DE PAREDES DE ALVENARIA SUBMETIDAS À FLEXÃO

Os ensaios de flexão foram realizados em paredes com dimensões de 0,80 x 1,60 m revestidas com as combinações de revestimento de argamassa + telas soldadas, sendo elas: argamassa “forte” + telas soldadas, argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 1, argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2.

As paredes foram ensaiadas com a face maior na posição horizontal, ficando apoiadas nas extremidades sobre perfis de aço, os quais, por sua vez, estavam apoiados em aparelhos de apoio articulados. O vão entre os apoios resultou em 1,40 m.

O carregamento externo foi realizado em duas situações. Na situação 1, as forças foram aplicadas ao longo de uma linha na seção central da parede, com o auxílio de um perfil de aço. Na situação 2, as forças foram aplicadas em duas linhas equidistantes 45 cm dos apoios. Nesta última situação, pretendeu-se aumentar o valor da força cortante para testar a aderência do revestimento aos blocos.

A força foi aplicada por um atuador hidráulico servo-controlado com capacidade de 500 kN em incrementos de carga de 2 kN.

Para medir os deslocamentos verticais, a parede foi instrumentada com três defletômetros no meio do vão e outros três em cada apoio, para controle de recalques de apoio.

A resistência, tanto da argamassa de assentamento como da argamassa de revestimento, foi controlada por meio de corpos-de-prova cilíndricos 5 x 10 cm que foram moldados na mesma data de execução das paredes. A argamassa de assentamento utilizada tinha o traço em volume de 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia) e

apresentou resistência média de 10 MPa. A relação água/cimento utilizada em todas as paredes na argamassa de assentamento foi ≤ 1 . A argamassa de revestimento utilizada tinha o traço em volume de 1:3 (cimento:areia) e apresentou resistência média de 20 MPa.

As paredes foram chapiscadas com o mesmo traço e aditivo utilizado descrito nas séries de compressão axial e diagonal. Em todas as situações adotadas, o revestimento tinha espessura de 2 cm. Para controle da resistência dos blocos foram ensaiados 6 blocos escolhidos aleatoriamente no lote doado pelo fornecedor. A resistência média encontrada nos ensaios em relação a área bruta dos blocos foi de 10 MPa. Os resultados dos blocos ensaiados estão apresentados no *ANEXO C*.

7.1 Resultados obtidos

a) Paredes P01 e P02 - revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas (situação 1 de carregamento).

As paredes P01 e P02 foram revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas e atingiram um momento fletor máximo de 1.033 e 1.066 kN.cm, respectivamente. O carregamento máximo obtido pela parede P01 foi de 29,51 kN e pela parede P02 foi de 30,46 kN. Na parede P01 a primeira fissura observada foi no eixo de aplicação da força com um carregamento de 10 kN. Depois apareceram fissuras paralelas à fissura anterior nas juntas de argamassa. Com um carregamento de 24 kN apareceram fissuras na espessura da parede acompanhando a argamassa. A parede P02 apresentou a mesma configuração de fissuras que a parede P01 com força de primeira fissura igual a 9 kN.

b) Paredes P03 (situação 1 de carregamento) e P04 (situação 2 de carregamento) - revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 1.

As paredes P03 e P04 foram revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas nas juntas horizontais das camadas de argamassa de assentamento e no plano da parede (conectores tipo 1) e atingiram um momento fletor máximo de 1.050 kN.cm e 1.856 kN.cm, respectivamente.

A parede P03 foi ensaiada na situação 1 de carregamento e apresentou a primeira fissura com força externa de 10 kN e carregamento máximo de 30 kN. A configuração de fissura foi a mesma que as paredes P01 e P02 apresentando também fissuras na espessura da parede seguindo a camada de argamassa de assentamento.

Na parede P04 a primeira fissura ocorreu com força externa de 20 kN (situação 2 de carregamento) localizada abaixo de um dos perfis de aplicação de carga. Com o acréscimo de carregamento, novas fissuras apareceram acompanhando as camadas de argamassa. Apareceram também fissuras na espessura da parede, rompendo desta vez o bloco. A força máxima aplicada foi de 82,47 kN.

c) Paredes P05 (situação 1 de carregamento) e P06 (situação 2 de carregamento) - revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2.

As paredes P05 e P06 foram revestidas com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2 e alcançaram momento fletor máximo de 998,80 kN.cm e 1.497,15 kN.cm, respectivamente. Ambas as paredes apresentaram comportamento igual ao das demais paredes ensaiadas nas duas situações de carregamento consideradas. O carregamento máximo aplicado na parede P05 foi de 28,54 kN e na parede P06 foi de 66,54. As primeiras fissuras foram observadas com carregamento de 9 kN para parede P05 e 22 kN para a parede P06.

- Documentação fotográfica das paredes P01 e P02 (revestidas com argamassa “forte” e telas soldadas – situação 1 de carregamento).

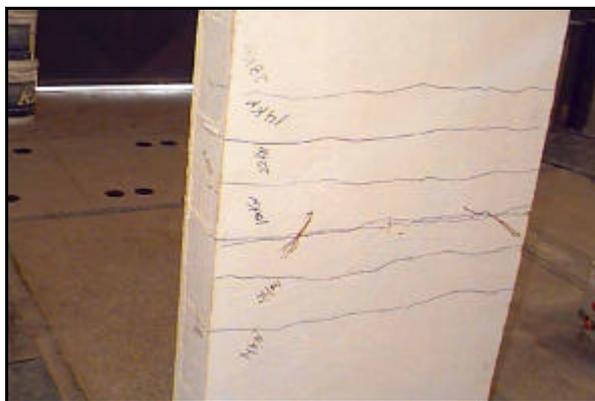


Figura 7.1 – Configuração final de fissuras da parede P01.

Figura 7.2 - Configuração final de fissuras da parede P02.

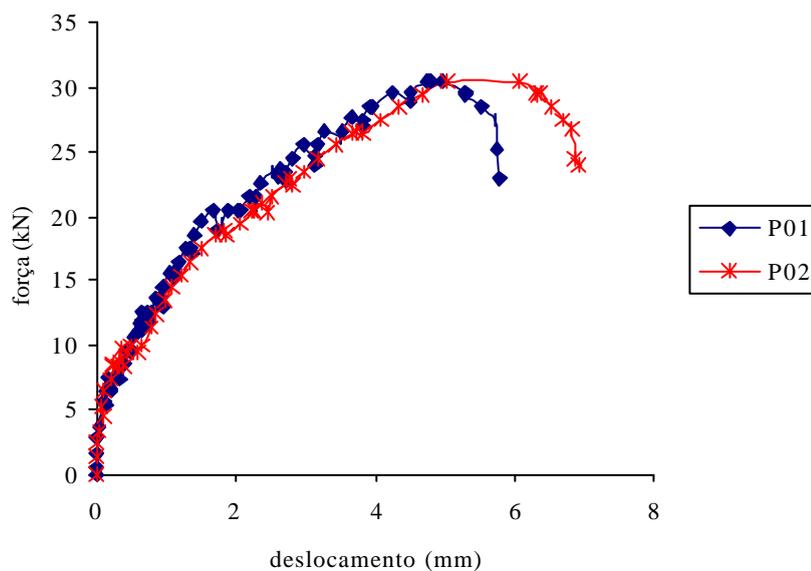


Figura 7.3 - Gráfico força x deslocamento médio das paredes P01 e P02.

- Documentação fotográfica da parede P03 (revestida com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 1 – situação 1 de carregamento).



Figura 7.4 – Esquema de ensaio da parede P03.

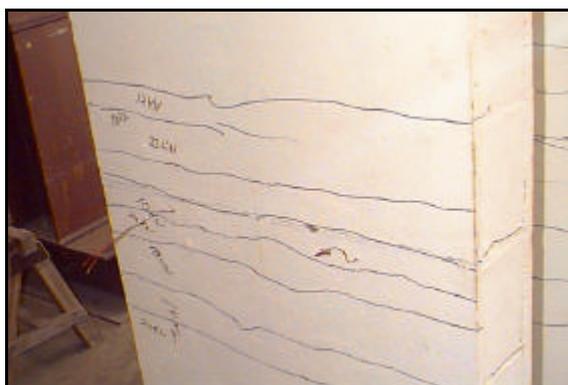


Figura 7.5 – Fissuras na parede P03.

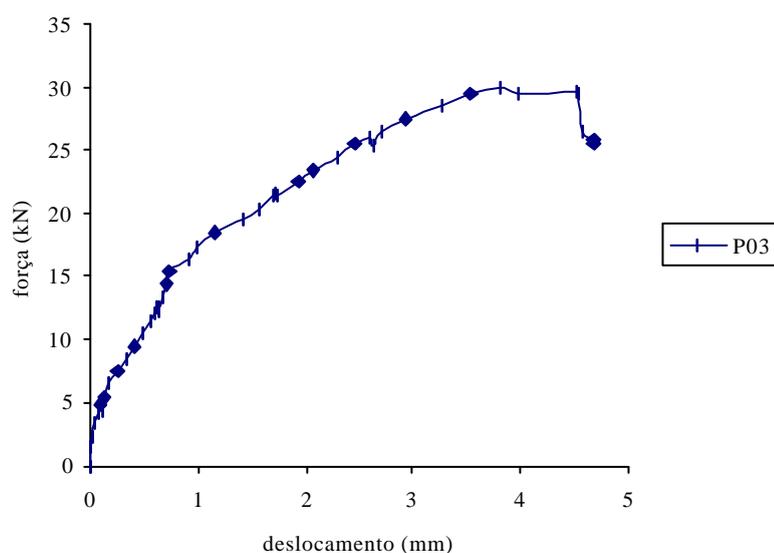


Figura 7.6 - Gráfico força x encurtamento médio da parede P03.

- Documentação fotográfica da parede P04 (revestida com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2 - situação 2 de carregamento)



Figura 7.7 – Ruptura da parede P04.



Figura 7.8 – Seccionamento de toda a fiada de blocos na ruptura da parede P04.

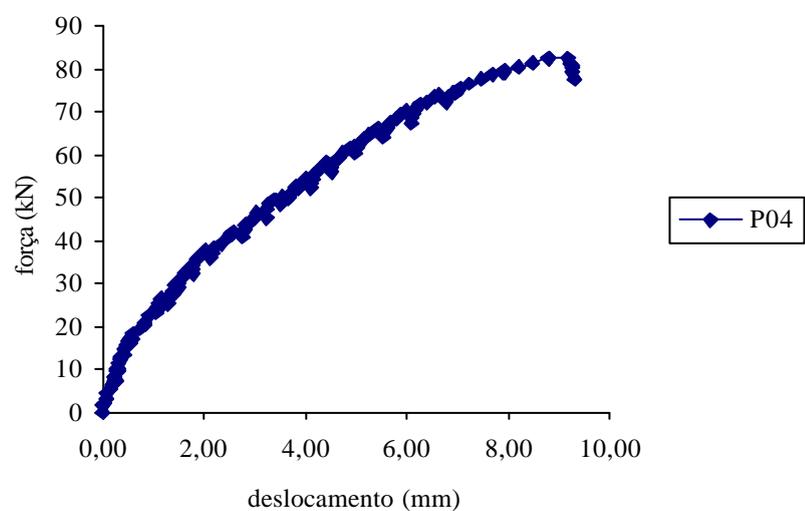


Figura 7.9 - Gráfico força x encurtamento médio da parede P04.

- Documentação fotográfica das paredes P05 (revestida com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2 – situação 1 de carregamento).

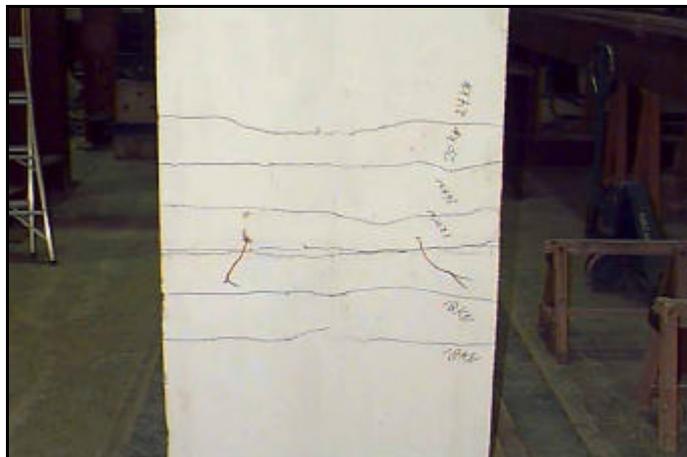


Figura 7.10 – Configuração final de fissuras da parede P05.

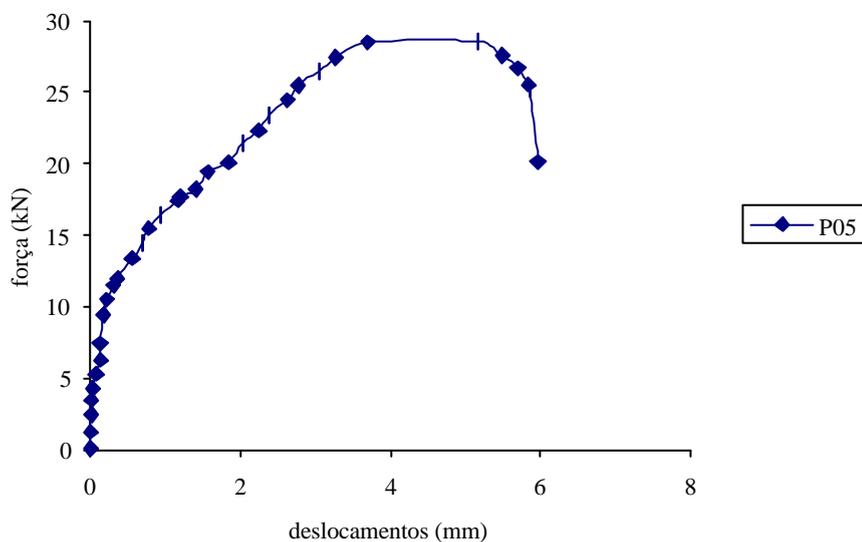


Figura 7.11 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P05.

- Documentação fotográfica das paredes P06 (revestida com argamassa “forte” + telas soldadas + conectores tipo 2 – situação 2 de carregamento)..



Figura 7.12 – Seccionamento de uma das fiadas de bloco da parede P06.

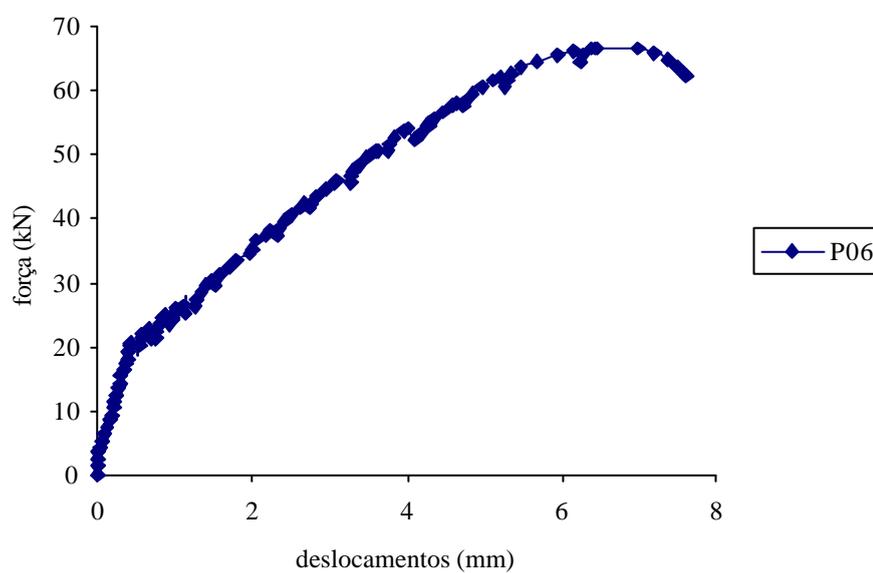


Figura 7.13 - Gráfico força x encurtamento médio das paredes P06.

7.2 Análise dos resultados

Na Tabela 7.1 estão demonstrados os valores obtidos nos ensaios de paredes submetidas à flexão. Ressalta-se que os valores dos momentos fletores apresentados nesta tabela incluem os momentos fletores causados pelo peso próprio da parede e pelos perfis de distribuição de carga.

Tabela 7.1 – Resultados dos ensaios das paredes à flexão.

Condição de revestimento	Parede	$f_{arg,rev}$ (MPa)	$f_{arg,ass}$ (MPa)	Situação de carregamento	$F_{máx}$ (kN)	$M_{máx}$ (kN.cm)
Argamassa “forte” + telas soldadas	P01	20	9	Situação 1	29,51	1.124,20
	P02	18	10	Situação 1	30,46	1.157,45
Argamassa “forte” + telas soldadas + conectores 1	P03	19	9	Situação 1	30,00	1.141,00
	P04	18	9	Situação 2	82,47	1.922,18
Argamassa “forte” + telas soldadas + conectores 2	P05	18	11	Situação 1	28,54	1.090,25
	P06	19	10	Situação 2	66,54	1.569,75

Observações:

$F_{arg,ass}$. = resistência da argamassa de assentamento.

$f_{arg,rev}$. = resistência da argamassa de revestimento.

$M_{máx}$. = momento fletor máximo.

.Observando-se os gráficos força x deslocamento médio (Figura 7.14) das paredes ensaiadas à flexão verifica-se que não houve nenhuma diferença considerável nas três diferentes situações de revestimento investigadas.

Não houve escorregamento das placas de revestimento mesmo depois da mudança dos pontos de aplicação das forças. Analisando-se os resultados e a condição das paredes depois da ruptura concluiu-se que todos os modelos romperam por flexão.

Já que não foi observada nenhuma diferença considerável no comportamento à flexão das paredes em relação aos tipos de revestimentos utilizados, recomenda-se o uso de telas soldadas + argamassa forte (especialmente no caso de reservatórios, muros de arrimo, etc.) pela sua maior facilidade de aplicação.

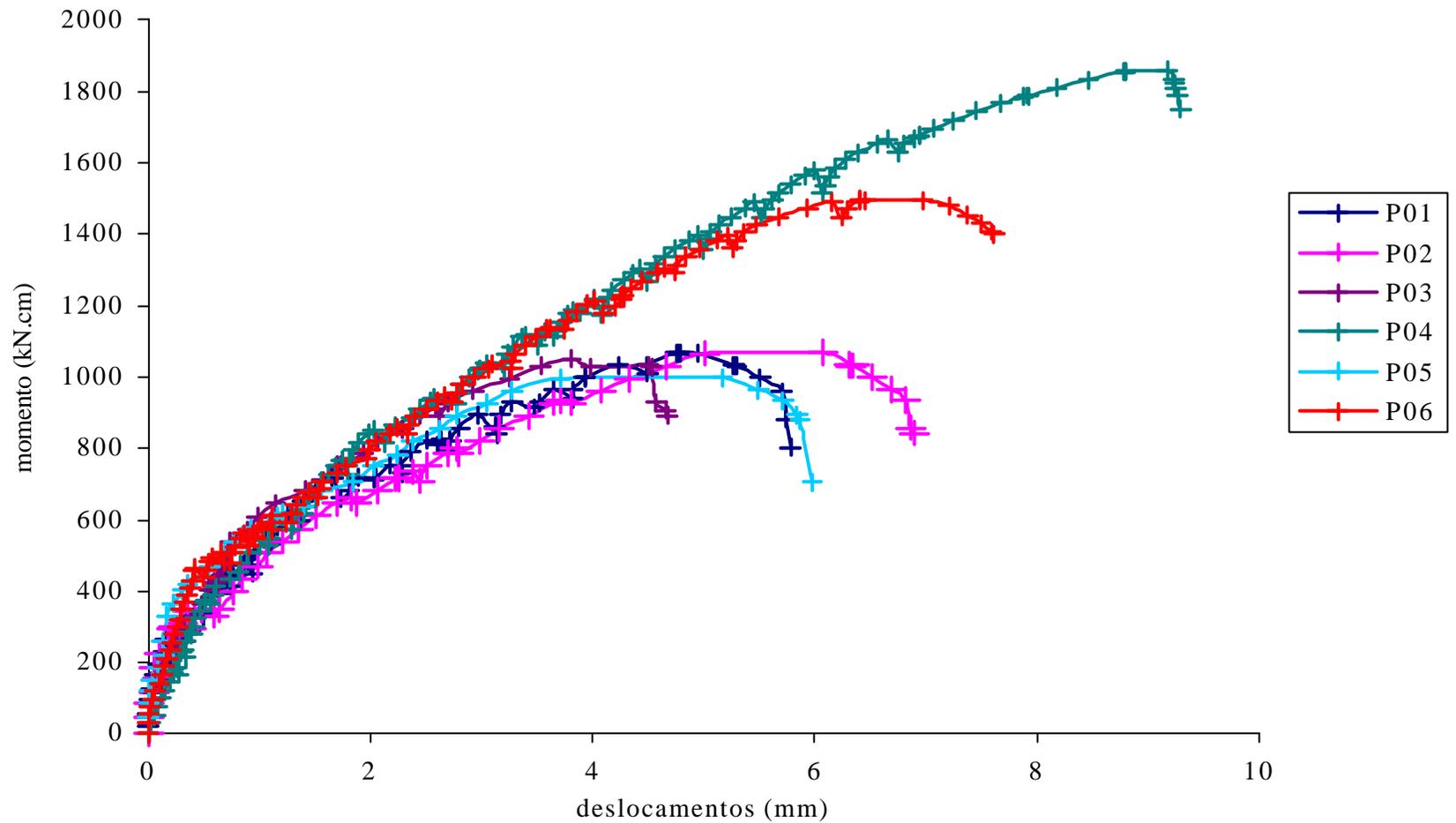


Figura 7.14 - Gráfico momento fletor x deslocamento das paredes ensaiadas a flexão.

A metodologia de análise teórica empregada foi a mesma utilizada nas estruturas de concreto armado, considerando-se as particularidades da alvenaria como elemento estrutural composto.

Como não foi realizado o ensaio à flexão da parede de alvenaria sem revestimento estimou-se uma carga de ruptura pelo cálculo do momento de fissuração (M_r). Considerou-se para esse cálculo a resistência à tração da argamassa de assentamento ($f_{ctm, arg}$) e a resistência à tração do material do bloco de concreto ($f_{ctm, bl}$).

A resistência à tração da argamassa de assentamento foi obtida em laboratório pelo ensaio de compressão diametral em corpos-de-prova cilíndricos de 5 x 10 cm e seu valor foi de 1 MPa. A resistência à tração do material do bloco foi estimada em relação à sua resistência à compressão referente à área bruta. Como a resistência média à compressão dos blocos da série de paredes submetidas à flexão foi de 10 MPa e a relação entre a área bruta e a área líquida dos blocos é de $A_\ell = 0,497A_b$, tem-se:

$$A_\ell = 271,36 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A_\ell} = \frac{546}{271,36} = 2 \text{ kN/cm}^2 \text{ ou } 20 \text{ MPa}$$

Considerando-se que $\sigma_{t, bl} \cong 0,1\sigma_{c, bl}$ conclui-se que:

$$\sigma_{t, bl} = 0,1 \times 20 = 2 \text{ MPa}$$

Observa-se que a resistência à tração da argamassa de assentamento é menor que a resistência à tração do material do bloco. Sendo assim, provavelmente a ruptura ou o aparecimento da primeira fissura irá acontecer nas juntas de argamassa. Por esse motivo foi utilizado o valor da resistência à tração da argamassa de assentamento para cálculo do momento de fissuração.

Calcula-se agora a inércia da seção da parede considerando-se também os vazamentos dos blocos conforme demonstrado na Figura 7.15. A inércia I_1 refere-se à inércia da seção sem os vazamentos e a inércia I_2 refere-se à inércia da seção dos vazamentos.

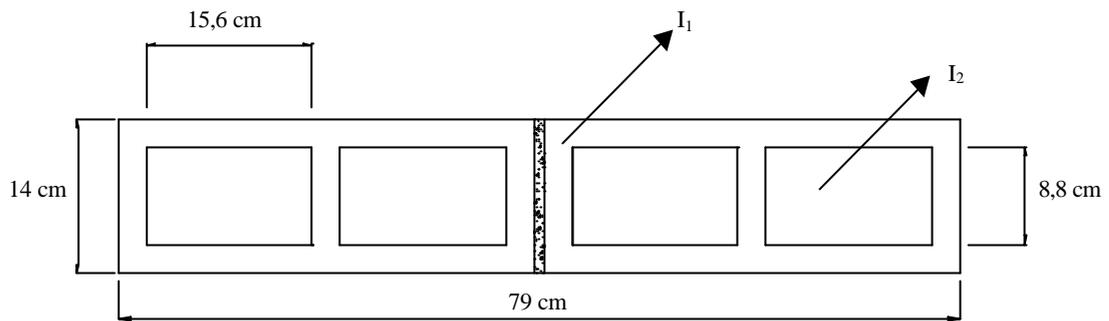


Figura 7.15 – Esquema da parede para cálculo da inércia.

$$I_1 = \frac{b_1 h_1^3}{12} = 18.064,67 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{b_2 h_2^3}{12} = 885,91 \text{ cm}^4$$

$$I_{liq} = I_1 - 4 \times I_2$$

$$I_{liq} = 18.064,67 - (4 \times 885,91)$$

$$I_{liq} = 14.521 \text{ cm}^4$$

Calculando-se o momento fletor de fissuração no Estádio Ia (sem considerar efeito de plastificação do concreto tracionado) com os dados obtidos tem-se:

$$M_r = \frac{f_{ctm} I_{liq}}{y_t}$$

$$M_r = \frac{0,1 \times 14.521}{7} = 207 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Logo a força de ruptura é:

- para carga no meio do vão (situação 1 de carregamento)

$$F = \frac{4M_r}{\ell} = 5,9 \text{ kN}$$

- para carga nos terços do vão (situação 2 de carregamento)

$$F = \frac{2M_r}{a} = 9,2 \text{ kN}$$

Para a parede revestida calculou-se o momento de fissuração, também no Estádio Ia, para comparar a força teórica de aparecimento da primeira fissura com a força experimental encontrada. Considerou-se para a resistência à tração da argamassa de revestimento o valor de $f_{\text{arg.revest.}} = 2,2$ MPa obtida em laboratório. Fazendo-se os mesmos cálculos utilizados nas paredes sem revestimento para obtenção do valor da inércia, só que considerando a espessura da parede igual a 18 cm (espessura da parede + espessura das placas do revestimento) tem-se:

$$I_{\text{liq}} = 34.850 \text{ cm}^4 \qquad M_r = \frac{0,22 \times 34.850}{9} = 851 \text{ kN.cm}$$

Logo a força da 1ª fissura é:

- para carga no meio do vão (situação 1 de carregamento)

$$F = \frac{4M_r}{\ell} = 24 \text{ kN}$$

- para carga nos terços do vão (situação 2 de carregamento)

$$F = \frac{2M_r}{a} = 38 \text{ kN}$$

Para cálculo do momento último admitiu-se que a parede se comportaria como uma viga. Considerando-se as hipóteses básicas do concreto armado no estágio limite último, tem-se:

- a) As seções planas permanecem planas;
- b) Solidariedade dos materiais;
- c) Diagrama de tensões (desprezou-se a resistência à tração do núcleo).

Com base nessas hipóteses, efetuou-se o equilíbrio de forças ($R_{cc} = R_{st}$) considerando apenas as placas de revestimento resistente. Tendo os valores de $f_{yd} = 705$ MPa e $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$, obtém-se:

$$R_{st} = 1,92 \times 70,5 = 135,36 \text{ kN}$$

Logo o momento fletor último é:

$$M_{ud} = R_{st} \times z \quad \text{onde: } z = e - h_t = 18 - 2 = 16 \text{ cm (braço de alavanca)}$$

$$M_{ud} = 135,6 \times 12 = 1.624,32 \text{ kN.cm}$$

Então a força de ruptura é:

- para carga no meio do vão (situação 1 de carregamento)

$$F = \frac{4M_{ud}}{\ell} = 46,4 \text{ kN}$$

- para carga nos terços do vão (situação 2 de carregamento)

$$F = \frac{2M_{ud}}{a} = 72,2 \text{ kN}$$

Para comparar esses valores calculados com os resultados obtidos nos ensaios de laboratório pode-se observar a Tabela 7.2. Vale ressaltar que os valores da força da primeira fissura e do momento fletor máximo experimental estão somados com os efeitos do peso próprio da parede e dos perfis de aplicação de carga.

Tabela 7.2 - Valores obtidos nas análises teórica e experimental.

Parede	Revestimento	Situação de carregamento	Força da 1ª fissura (kN)		Momento fletor máximo (kN.cm)	
			Teórico	Exp.	Teórico	Exp.
P _{1, teórica}	Sem revestimento	Situação 1	6	—	207	—
P _{2, teórica}	Sem revestimento	Situação 2	9,2	—	207	—
P01	Telas soldadas	Situação 1	24	13	1.624	1.124,20
P02	Telas soldadas	Situação 1	24	12	1.624	1.157,45
P03	Telas+conectores 1	Situação 1	24	13	1.624	1.141,00
P04	Telas+conectores 1	Situação 2	38	33	1.624	1.922,18
P05	Telas+conectores 2	Situação 1	24	12	1.624	1.090,25
P06	Telas+conectores 2	Situação 2	38	25	1.624	1.569,75

7.3 Conclusões parciais dos ensaios de flexão

- Verificou-se pelo gráfico força x deslocamento que as paredes ensaiadas à flexão comportaram-se de maneira semelhante mesmo com tipos de revestimento diferentes.
- Não se observou nenhum escorregamento das placas dos revestimentos constatando-se assim uma boa aderência entre revestimento e substrato, para o nível de tensão de cisalhamento testado.
- Mesmo depois de aplicado o carregamento nos terços do vão, tentando-se aumentar o valor da força cortante para testar a aderência do revestimento aos blocos, as paredes continuaram rompendo por flexão. Para uma definição mais precisa do limite de resistência por aderência é necessário realizar mais ensaios especificamente para isso.
- Os conectores utilizados não contribuíram para uma melhoria da resistência e nem da ductilidade das paredes, possivelmente porque não chegou a se observar perda de aderência entre blocos e revestimento.
- Observa-se que os valores teóricos foram todos superiores aos valores experimentais encontrados exceto nos casos em que o carregamento foi aplicado no meio do vão.
- Na realidade os cálculos teóricos não levam em conta o fato da parede ser composta de dois materiais diferentes (bloco e argamassa) com regiões muito mais propícias à ruptura (camada de argamassa de assentamento).
- Os valores dos momentos nas paredes ensaiadas na situação 1 de carregamento (carregamento no meio do vão) foram inferiores ao valor teórico. Provavelmente houve influência do fato da linha de carregamento ter coincidido com a junta de argamassa central da parede.

- Este estudo teve como objetivo efetuar uma avaliação preliminar da resistência à flexão de paredes revestidas. Para obtenção de resultados mais precisos é necessário realizar mais ensaios e elaborar modelos teóricos mais adequados. No entanto, os resultados obtidos mostram que é possível reforçar ou projetar paredes com capacidade resistente à flexão com o emprego da técnica de revestimentos resistentes.

8. ENSAIOS DE PAREDES DE ALVENARIA COM ABERTURA

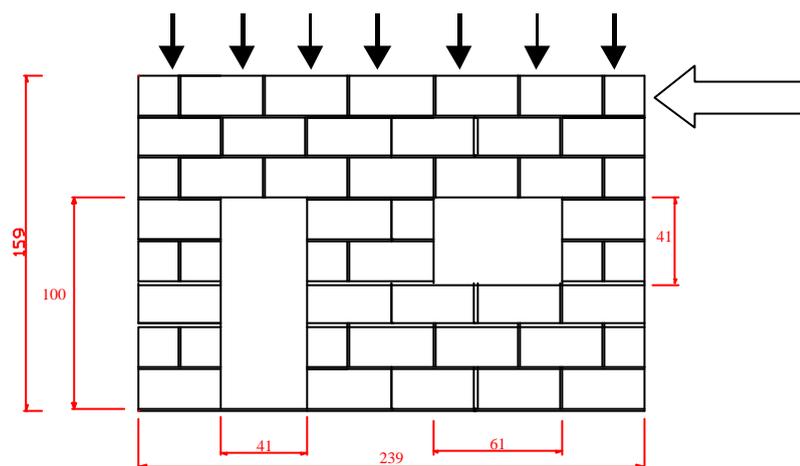
Com a análise dos resultados dos ensaios sobre *paredinhas* verificou-se que a aplicação de um revestimento armado contribuiu, de modo geral, para a melhoria da ductilidade, rigidez e resistência de paredes de alvenaria solicitadas à compressão axial, diagonal e flexão.

Para aplicação da técnica em protótipos, isto é, em condições mais próximas das reais, procurou-se idealizar uma parede em tal situação que ficasse submetida a algumas das solicitações estudadas (compressão, cisalhamento e tração indireta).

A idéia foi basicamente desenvolvida mais com o sentido de elaborar um exemplo demonstrativo da técnica de reabilitação do que propriamente estabelecer um método de dimensionamento, até mesmo porque na prática da Engenharia as situações são muito diversificadas. Antes que fosse executado o protótipo foram feitas análises teóricas para avaliação da distribuição das tensões, da ordem de grandeza dos esforços e do provável comportamento do protótipo na ruptura, sob determinadas condições de geometria da parede e condições de carregamento.

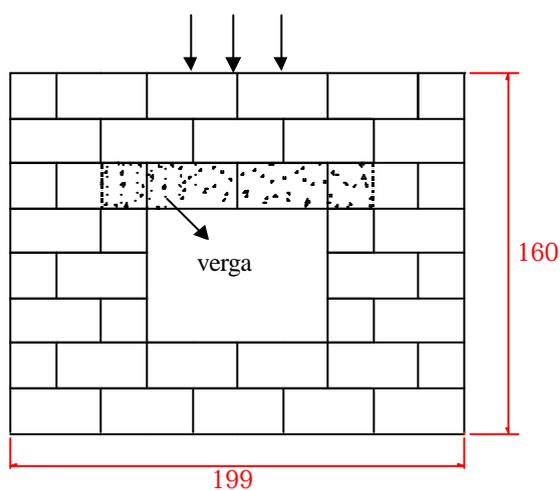
Primeiramente, buscando realizar um ensaio simples, de fácil execução e baixo custo, tomou-se a decisão de estudar protótipos com uma ou duas aberturas, para que houvesse desvio de tensões e conseqüentemente a contribuição do revestimento fosse significativa e pudesse ser melhor observado o seu desempenho. Idealizou-se então um protótipo (Figura 8.1) com carregamento distribuído no topo de toda parede. Mas, na prática de laboratório, a distribuição do carregamento aplicado seria de difícil execução, devido ao tamanho do modelo e à necessidade de diversos atuadores hidráulicos, sem que haja atuadores servo-controlados em número e capacidade de carga suficientes.

Sendo assim, eliminou-se uma das aberturas, passando-se a estudar um modelo físico simples com uma única abertura, e o carregamento passou a ser concentrado em uma área reduzida, acima da abertura considerada, conforme esquema ilustrado na Figura 8.2. Considerou-se também a existência de verga na parte superior da janela.



Medidas em cm

Figura 8.1 – Aspecto em elevação do primeiro protótipo idealizado.



Medidas em cm

Figura 8.2 - Aspecto em elevação do protótipo ensaiado.

8.1 Descrição dos modelos

Como pode ser visto na Figura 8.2 os modelos possuíam dimensões de 1,99 x 1,60 m com aberturas de 80 x 60 cm. As três situações de paredes consideradas para ensaio foram: parede ensaiada sem danos prévios, parede danificada e depois reabilitada e parede revestida sem danos prévios.

Os modelos foram construídos com blocos de concreto com dimensões de 39 x 19 x 14 cm assentados com juntas em amarração e apresentaram resistência à compressão média de 10 MPa. A argamassa de assentamento utilizada foi de traço 1:0,5:4,5 (em volume) apresentando resistência média de 10 MPa. . A relação água/cimento utilizada em todas as paredes na argamassa de assentamento foi ≤ 1 .

Nas paredes revestidas a argamassa de revestimento aplicada foi de traço 1:3 (em volume) apresentando resistência média à compressão aos 28 dias igual a 20 MPa. As telas soldadas utilizadas foram do tipo EQ – 120, de fios de 2,77 mm, espaçados 50 mm, de aço CA-60B. Em todas as paredes revestidas a espessura do revestimento considerada foi de 2 cm.

A verga construída sobre a abertura de cada paredes era de blocos tipo canaleta preenchidos por graute de traço 1:0,1:3:1,7 (em volume) e apresentou resistência média de 14 MPa. A verga foi armada com 2 barras de ϕ 8 mm e localizavam-se apenas na parte superior da abertura (Figura 8.3). Os blocos que ficavam em contato com a chapa de aplicação de carga também foram grauteados.

Para cada modelo construído foram moldados 2 prismas cheios com graute e dois prismas sem graute.

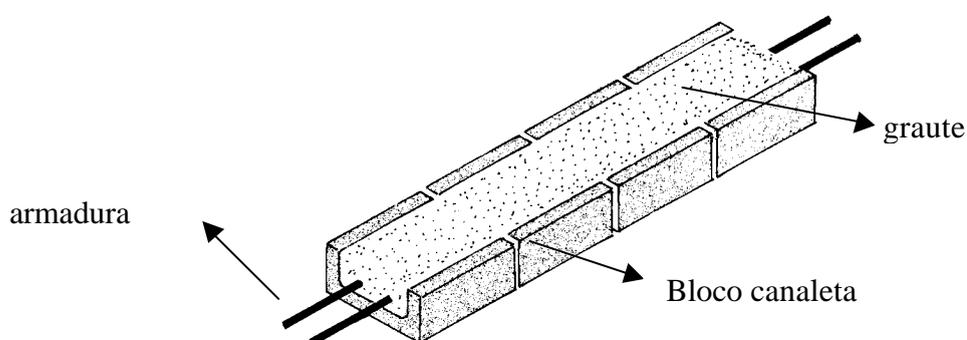


Figura 8.3 – Ilustração dos componentes de uma verga.

Na região de aplicação da força externa, foi feita uma verificação do efeito da compressão localizada, limitando-a de forma que a tensão de contato atuante não superasse a tensão de contato admissível. Sendo assim tem-se para paredes sem revestimento:

$$F_{\text{máx.}} = 155 \text{ kN}$$

$$f_p = 15 \text{ MPa} \quad \Leftarrow \quad \text{resistência de prismas grauteados, conforme os resultados apresentados no Anexo D}$$

$$\bar{f}_{\text{con}} = 0,25f_p \quad \Leftarrow \quad \text{tensão admissível de contato em toda a área}$$

$$\text{Tensão admissível} = 0,25 \times 15 = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\text{Tensão atuante} = 155 \times 14 \times 40 = 2,7 \text{ MPa}$$

Deste modo, a tensão atuante foi menor que o valor admissível. Para as paredes revestidas não foi possível fazer essa verificação, pois os prismas que foram revestidos para ensaio sofreram erro de moldagem e seus resultados foram descartados para efeito desta análise.

8.2 Descrição dos ensaios

O ensaio consistiu em aplicar uma força concentrada topo da parede, acima do centro do vão da abertura. Os blocos na área de aplicação da força foram preenchidos por graute e a superfície regularizada com massa plástica. O carregamento foi aplicado por atuadores servo-controlados com capacidade máxima de 500 kN, por incrementos de carga correspondente a 10 kN. Depois de aplicado o carregamento era feita a vistoria na parede para verificação de qualquer fissura aparente. A velocidade de aplicação da força foi de 0,005 mm/s.

O esquema da instrumentação do modelo pode ser visto na Figura 8.4. Foram medidos por transdutores de deslocamento os encurtamentos longitudinais nos dois planos da parede e a flecha obtida na abertura da parede.

Os principais fenômenos observados foram a força última, força da primeira fissura, forma de ruína e configuração das fissuras. Os gráficos da flecha e dos

deslocamentos dos demais transdutores (1, 2, 3, 4, 5 e 7 estão apresentados no *ANEXO D*.

Foram também realizados ensaios em blocos e prismas com e sem graute segundo a NBR 7186 e a NBR 8215. Os resultados desses ensaios também estão descritos no *ANEXO D*.

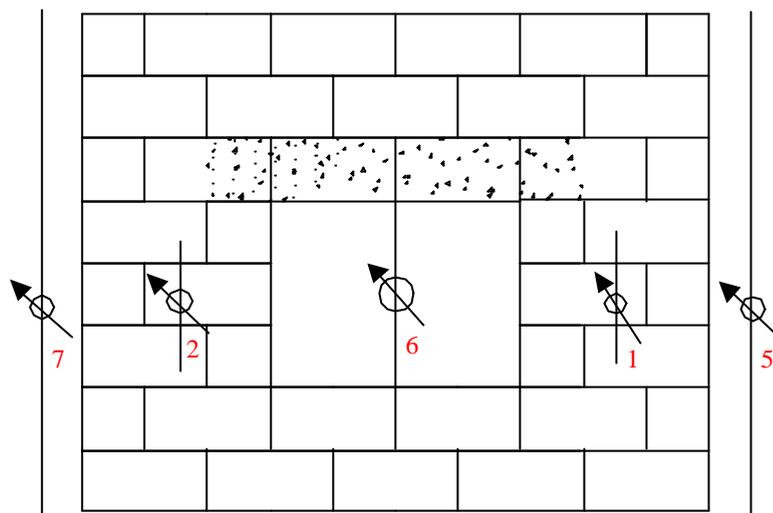


Figura 8.4 – Instrumentação do modelo.

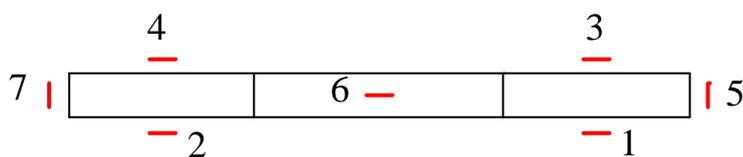


Figura 8.5 - Vista de cima dos do protótipo instrumentado.

8.3 Resultados obtidos

a) Parede P01 (sem revestimento)

O ensaio da parede P01 foi interrompido com um carregamento de 150 kN quando já se apresentava um quadro de fissuração bastante disseminada. A 1ª fissura apareceu com uma força de 60 kN no meio do vão da abertura. As demais fissuras apareceram com cargas mais elevadas e apresentavam-se inclinadas ($\cong 120$ kN).

Com um carregamento bem próximo do máximo obtido verificou-se o aparecimento de fissuras verticais nos cantos do vão tanto na parte superior como na

parte inferior. A fissura vertical que apareceu embaixo do ponto de aplicação da força prolongou-se pela camada horizontal da argamassa de assentamento alcançando a extremidade da parede. Observou-se também fissuras na face da espessura da parede na fiada que se encontrava abaixo da que estava aplicada a força. Verificou-se também um pequeno esmagamento dos blocos localizados na fiada abaixo da verga.

b) Parede P02 (revestida sem danificação prévia)

A parede P02 foi ensaiada reforçada sem nenhum dano prévio. A força de ruptura da parede foi de 363 kN. A primeira fissura ocorreu com uma força de 140 kN no meio do vão da abertura. Só com um carregamento de 180 kN observou-se aumento da abertura da mesma fissura. As demais fissuras apresentaram-se de forma inclinada. Observou-se também fissuras horizontais na espessura da parede e fissuras verticais nos cantos da abertura. Também houve esmagamento dos blocos que se encontravam embaixo da verga.

c) Parede P03 (sem revestimento)

A parede P03 chegou à ruptura com um carregamento máximo de 155,8 kN. A configuração de fissuras foi a mesma apresentada pela parede P01 inclusive a carga de primeira fissura. Na última etapa de carregamento houve descolamento total da primeira fiada de blocos. Observou-se também fissuras nos cantos superiores e inferiores do vão, acompanhando a camada de argamassa.

d) Parede P01r (reabilitada)

A parede P01r foi ensaiada após ter sido previamente danificada (P01). A carga de ruptura foi de 312,12 kN. A primeira fissura foi observada com um carregamento de 120 kN. De um modo geral as fissuras se apresentaram de forma inclinada mas, também foram observadas fissuras verticais nas fiadas superiores de blocos. Não foram observadas fissuras verticais nos cantos dos vãos, nem esmagamento dos blocos da fiada abaixo da verga.

- Documentação fotográfica da Parede P01 (danificada)

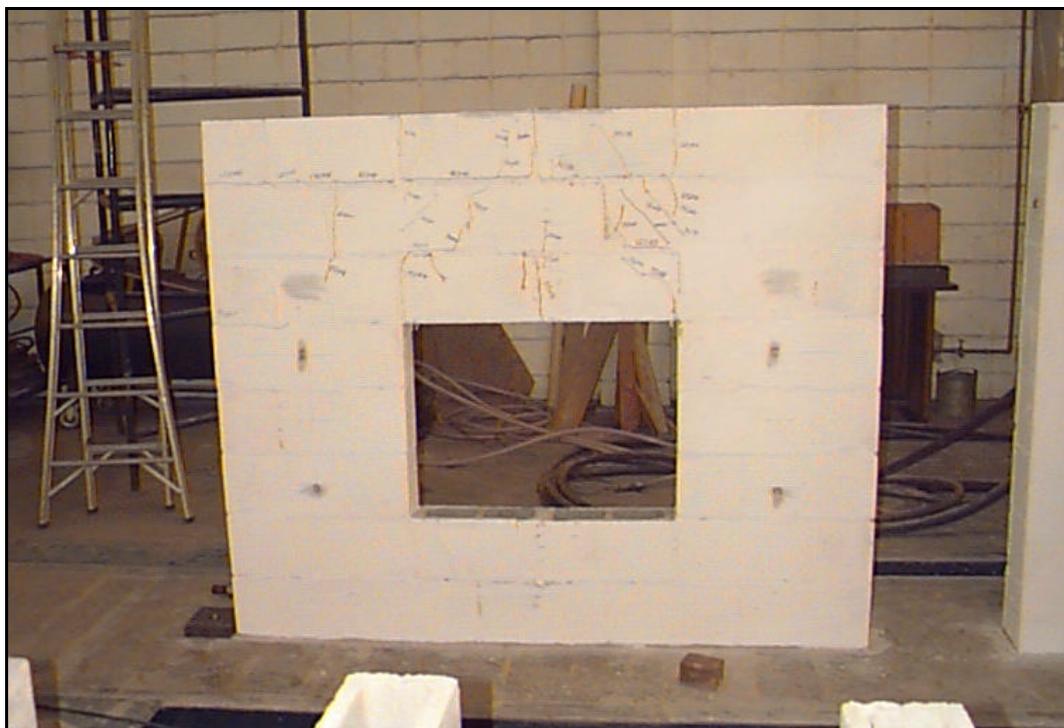


Figura 8.6 – Aspecto geral da parede P01 (sem revestimento).

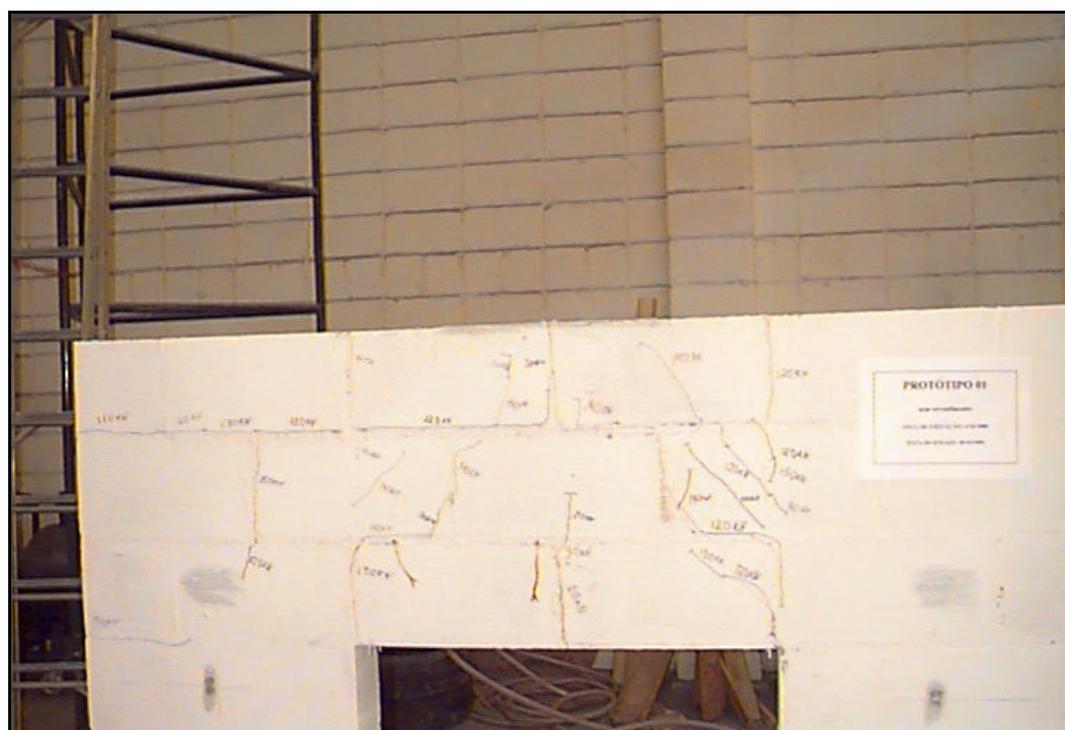


Figura 8.7 – Configuração de fissuras da parede P01.

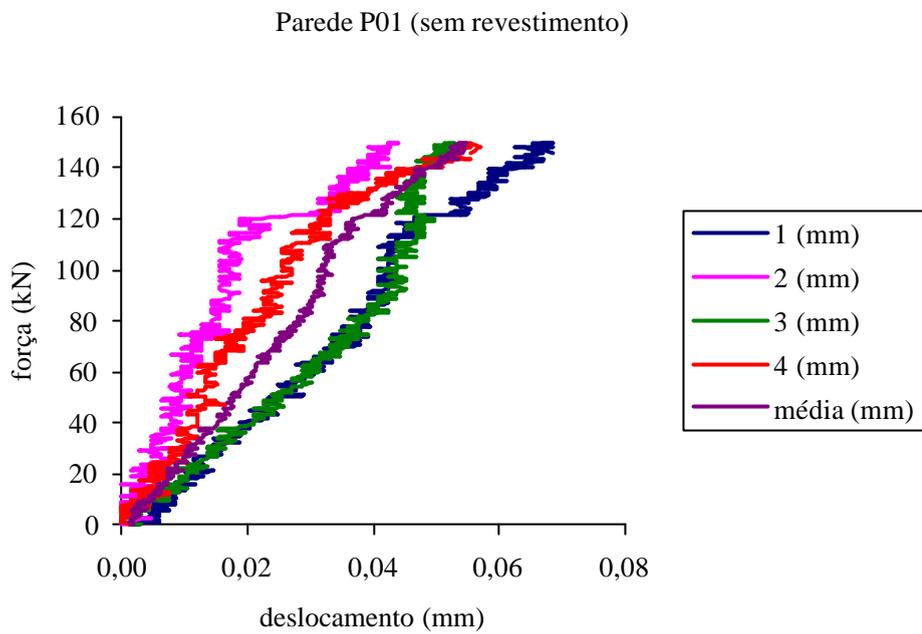


Figura 8.8 – Gráfico força x deslocamento da parede P01 – transdutores 1, 2, 3 e 4.

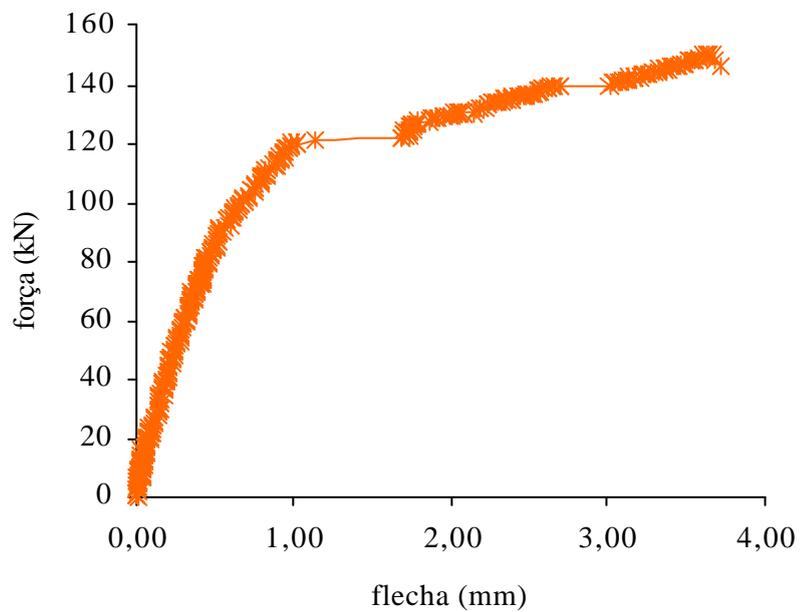


Figura 8.9 – Gráfico força x deslocamento da parede P01 – transdutor 6.

- Documentação fotográfica da Parede P02 (revestida sem danificação prévia)

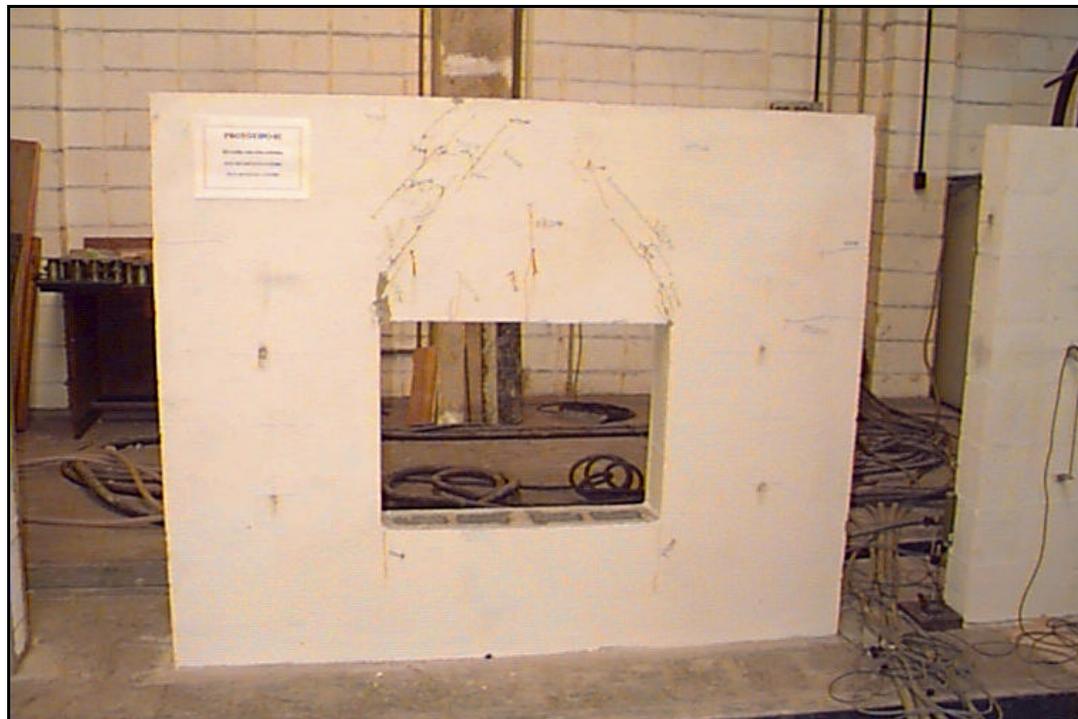


Figura 8.10 – Aspecto geral da parede P02 (revestida).

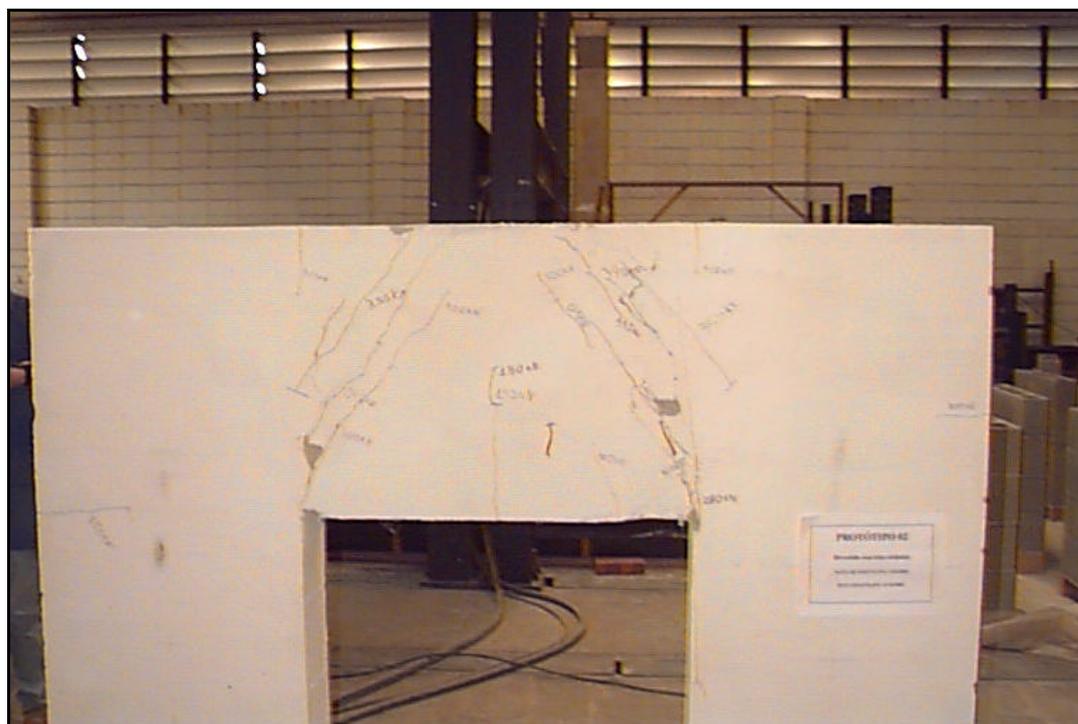


Figura 8.11 – Configuração das fissuras.

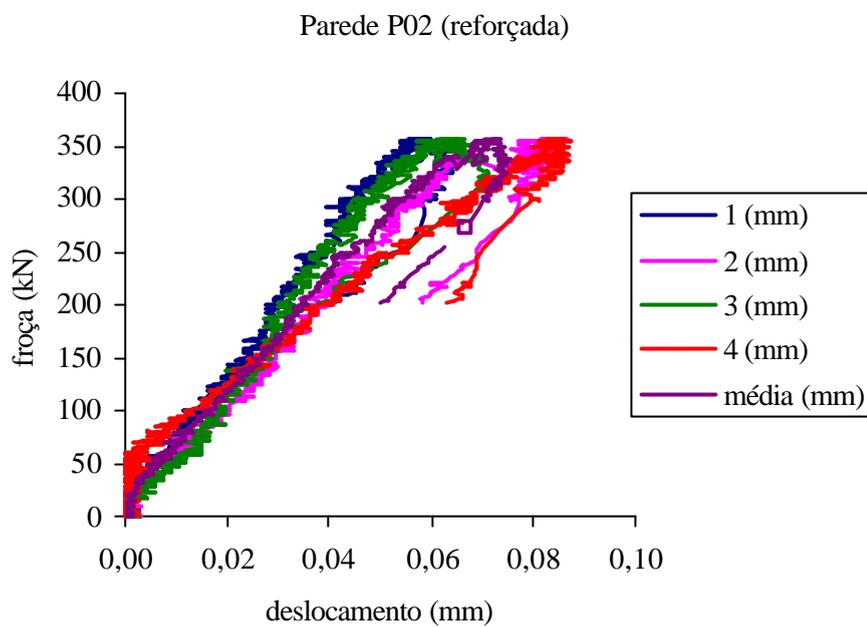


Figura 8.12 – Gráfico força x deslocamento da parede P02 – transdutores 1, 2, 3 e 4.

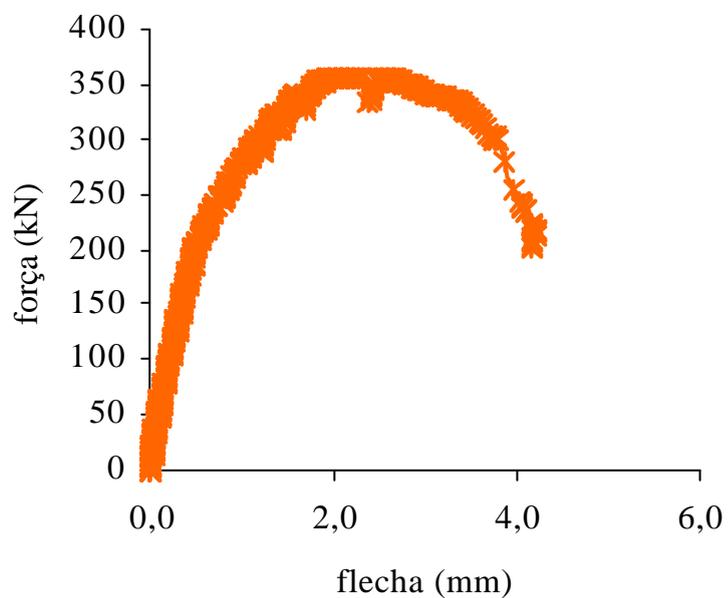


Figura 8.13 – Gráfico força x deslocamento da parede P02 – transdutor 6.

- Documentação fotográfica da Parede P03 (sem revestimento)

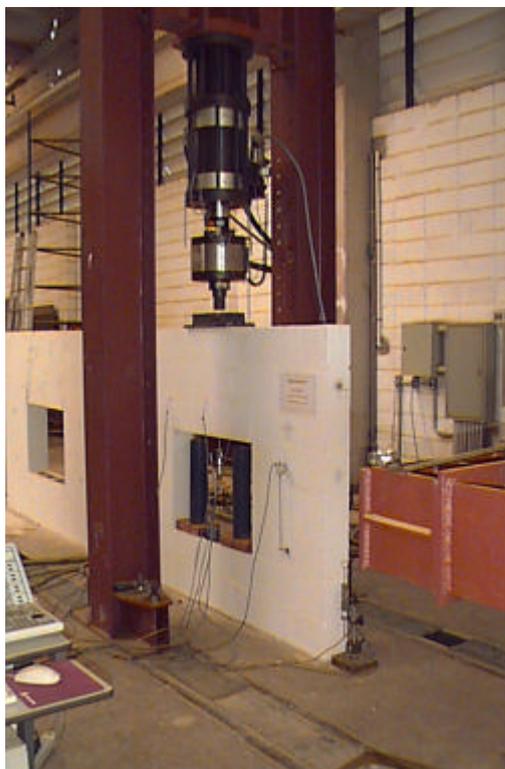


Figura 8.14 – Esquema de ensaio da parede P03.

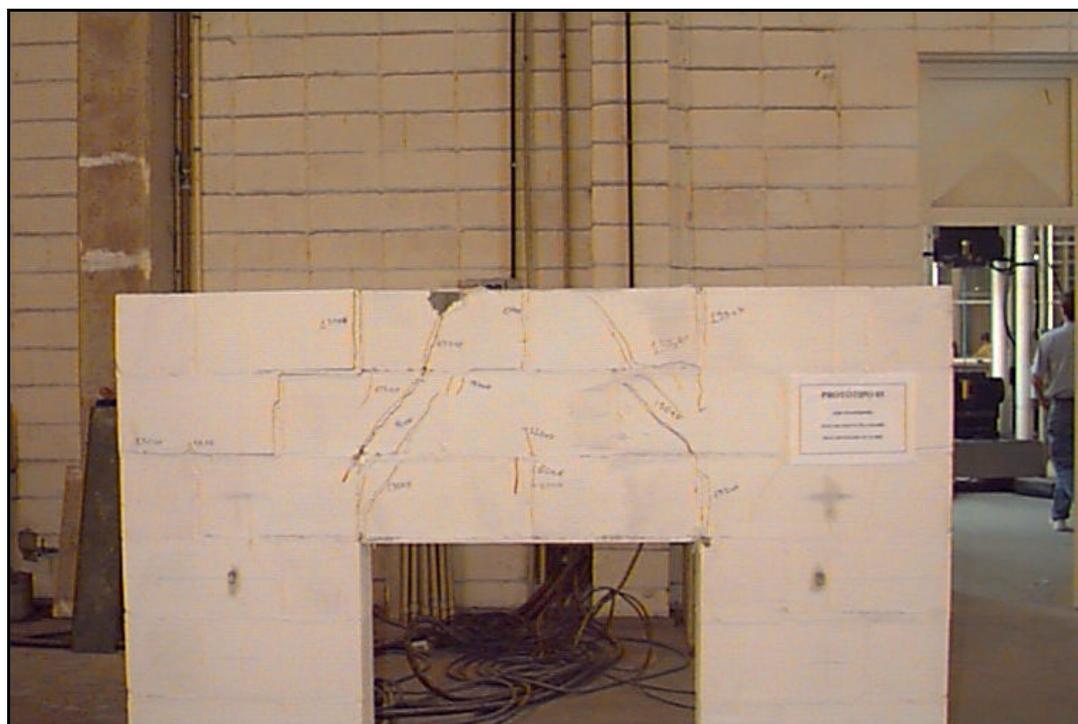


Figura 8.15 – Configuração de fissuras da parede sem revestimento.

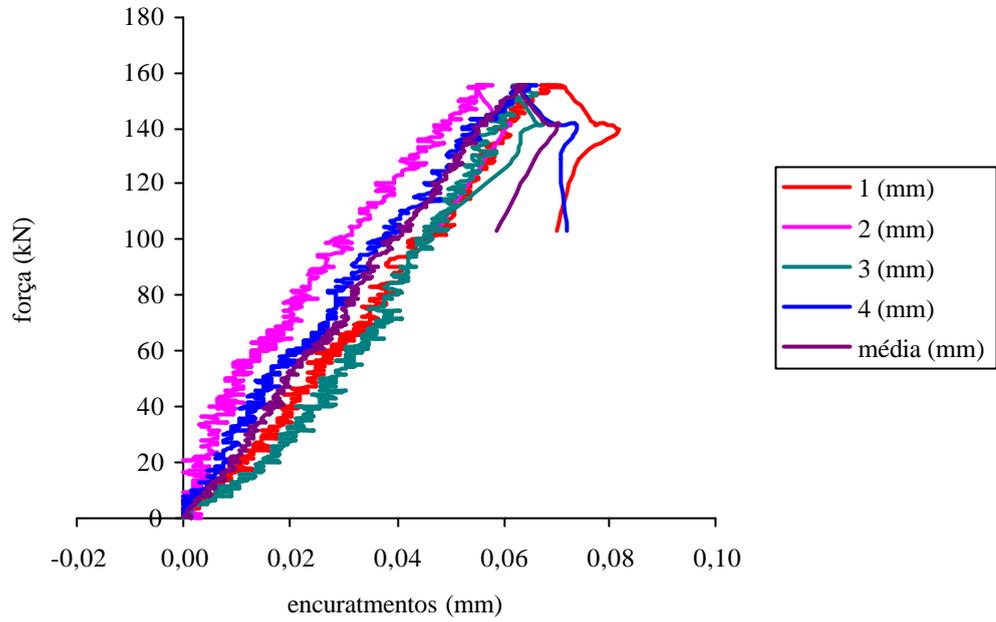


Figura 8.16 – Gráfico força x deslocamento da parede P03 – transdutores 1, 2, 3 e 4.

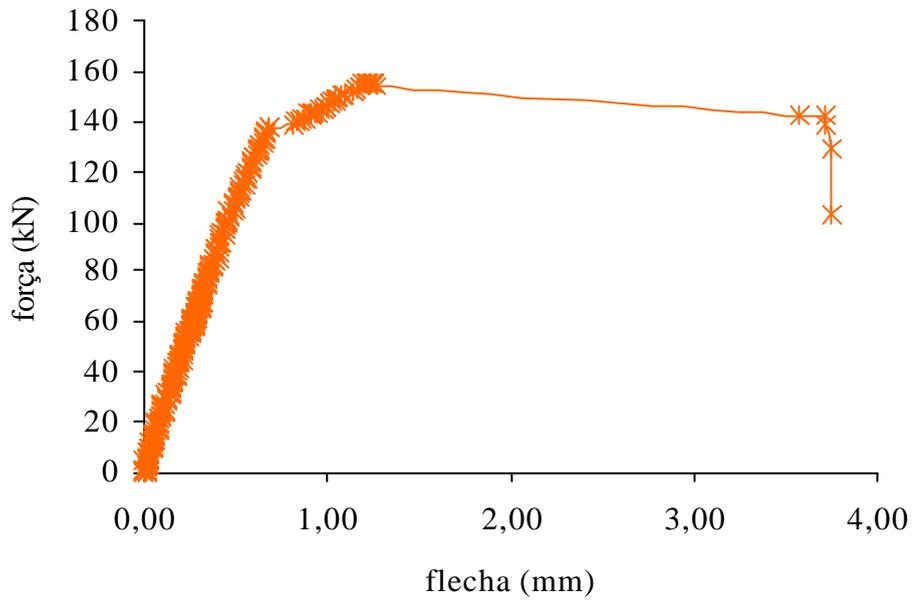


Figura 8.17 – Gráfico força x deslocamento da parede P03 – transdutor 6.

- Documentação fotográfica da Parede P01r (recuperada)

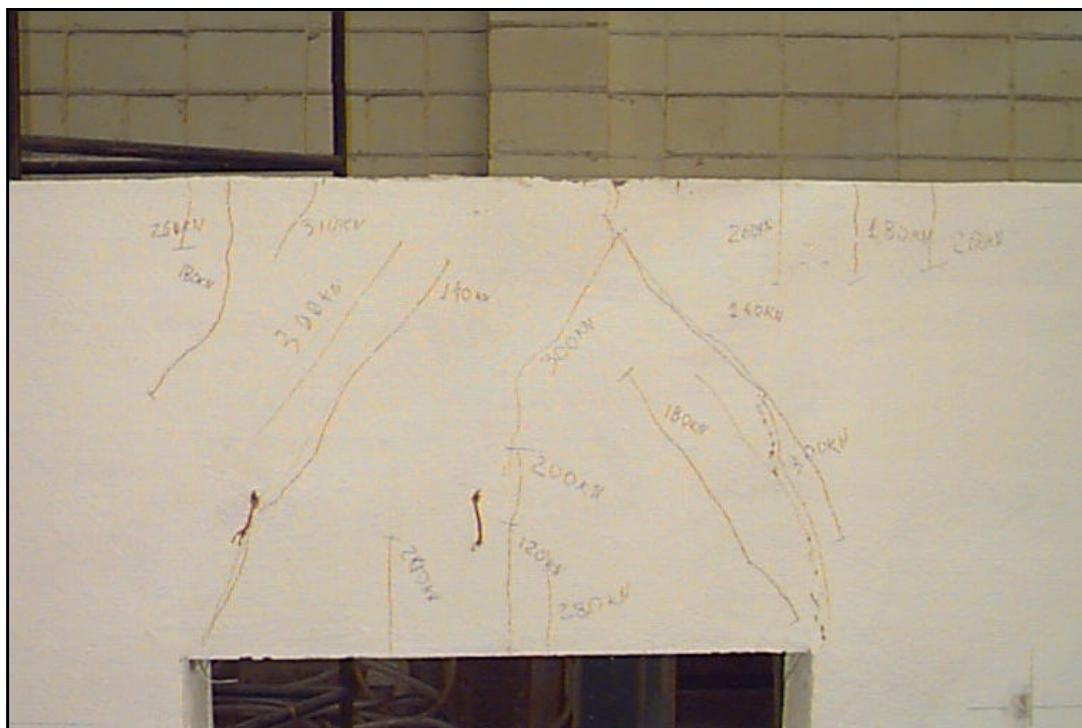


Figura 8.18 – Configuração de fissuras da parede reabilitada – face A.

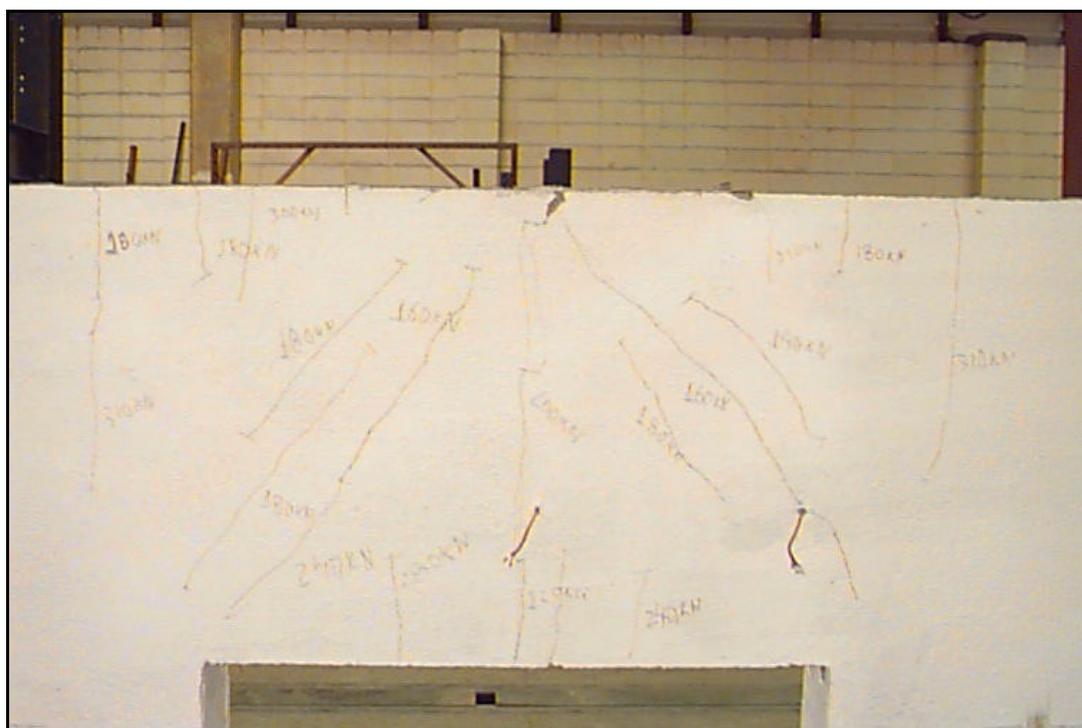


Figura 8.19 – Configuração de fissuras da parede P1r – face B.

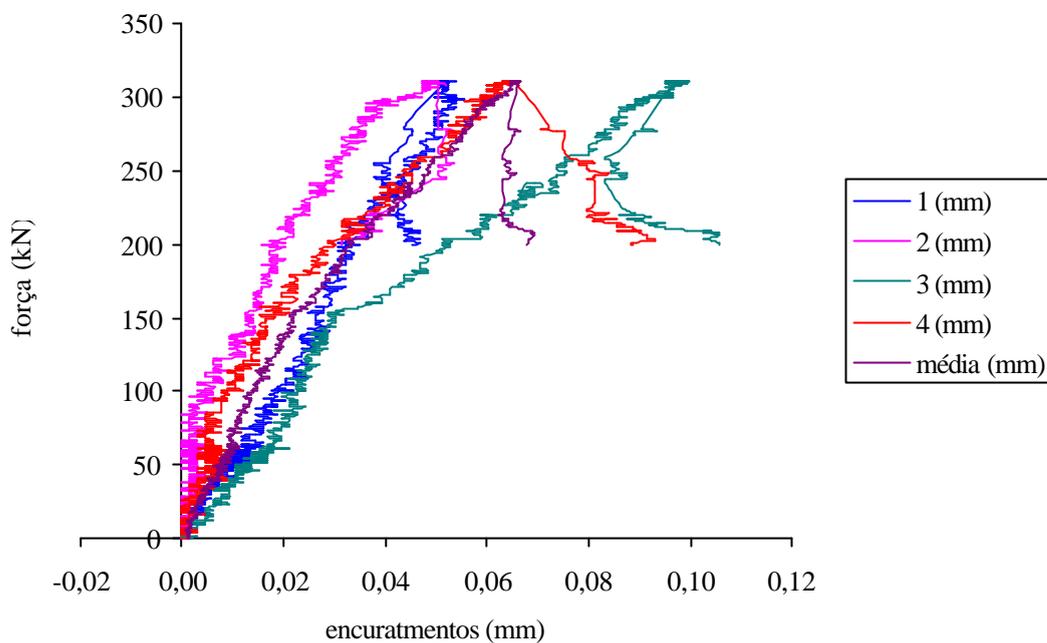


Figura 8.20 – Gráfico força x deslocamento da parede P01r – transdutores 1, 2, 3 e 4.

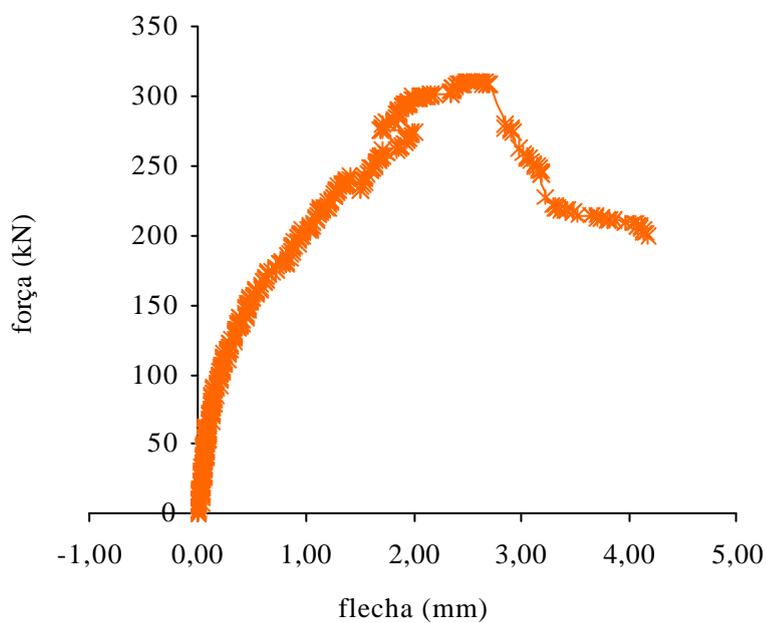


Figura 8.21 – Gráfico força x deslocamento da parede P01r – transdutor 6

8.4 Análise dos resultados

Na Tabela 8.1 estão demonstrados, de modo resumido, os resultados dos protótipos ensaiados e na Figura 8.22 e Figura 8.23 os gráficos *força x deslocamento* das diferentes situações estudadas.

Tabela 8.1 – Resumo dos resultados obtidos

Parede analisada	Situação de revestimento	$f_{\text{arg.rev.}}$ (MPa)	$F_{1^{\text{a}} \text{ fissura}}$ (kN)	$F_{\text{máx.}}$ (kN)	$\delta_{\text{máx}}$ (mm)
P01	Sem revestimento	—	60	150,00	1,4156
P02	Reforçada	20	140	356,41	2,1382
P03	Sem revestimento	—	60	155,80	1,2285
P01r	Reabilitada	20	120	312,12	2,5777

Observações:

$f_{\text{arg.rev.}}$ = resistência da argamassa de revestimento;

$F_{1^{\text{a}} \text{ fissura}}$ = força da primeira fissura;

$F_{\text{máx.}}$ = força de ruína;

$\delta_{\text{máx.}}$ = flecha devida à força de ruína (medida pelo transdutor 6)

Analisando-se os resultados experimentais, pode-se dizer que, de modo geral, a ruína das paredes ocorreu como consequência do cisalhamento, com manifestação de escorregamento de blocos nas juntas e de fissuras inclinadas na região superior à abertura.

O esforço de tração que surgiu na parte superior da abertura foi absorvido pela verga embutida, que conta com armadura. A fissuração inicial da verga não alterou significativamente a rigidez do conjunto, tanto que por ocasião da abertura da primeira fissura, não se notou fortes indícios de perda de rigidez, a não ser na parede P01r, que já havia sido danificada previamente.

Uma discussão mais detalhada dos resultados experimentais é apresentada no item seguinte, em conjunto com os resultados teóricos da análise numérica.

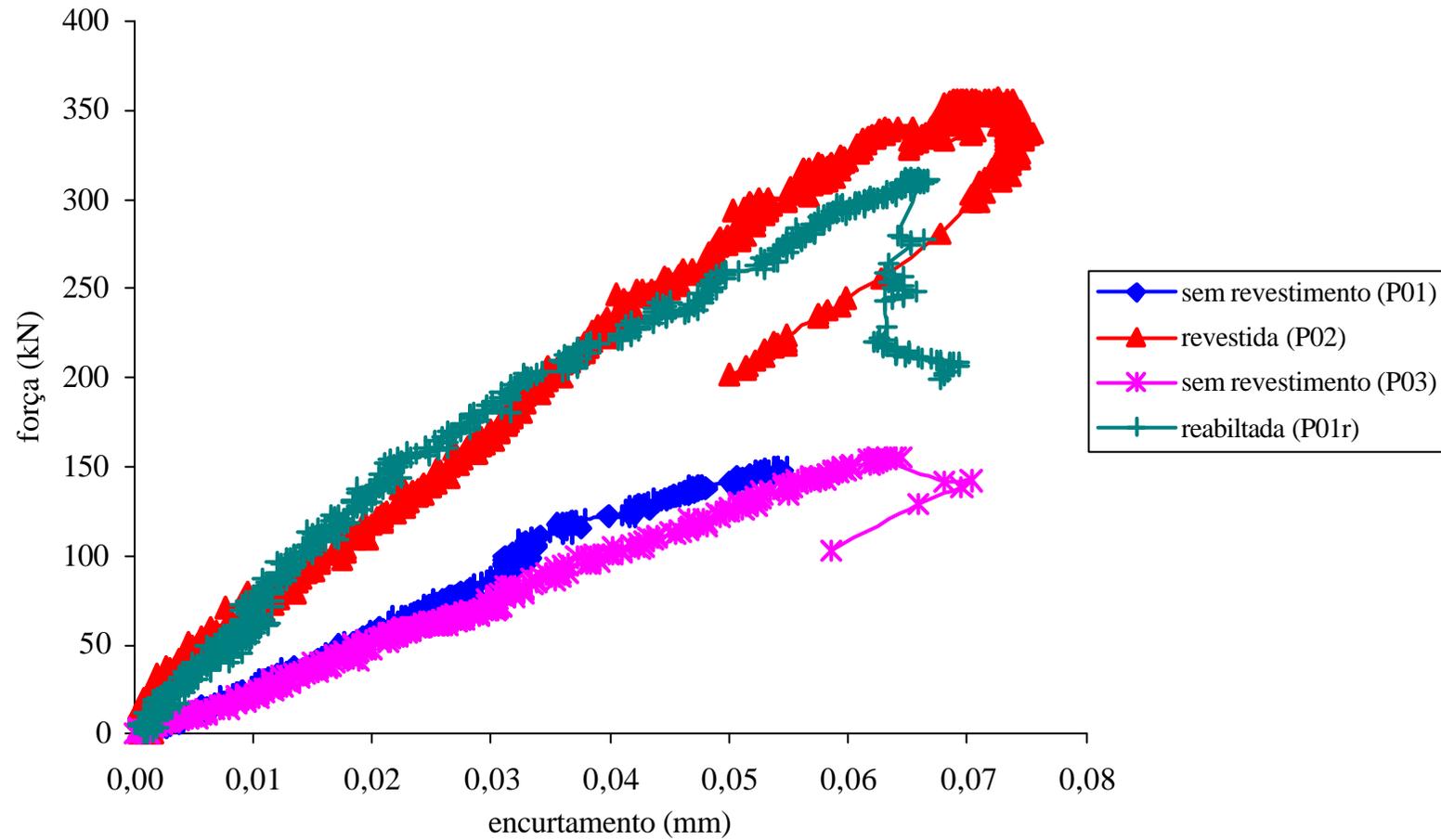


Figura 8.22 –Gráfico força x deslocamento das protótipos ensaiados – transdutores 1, 2, 3 e 4.

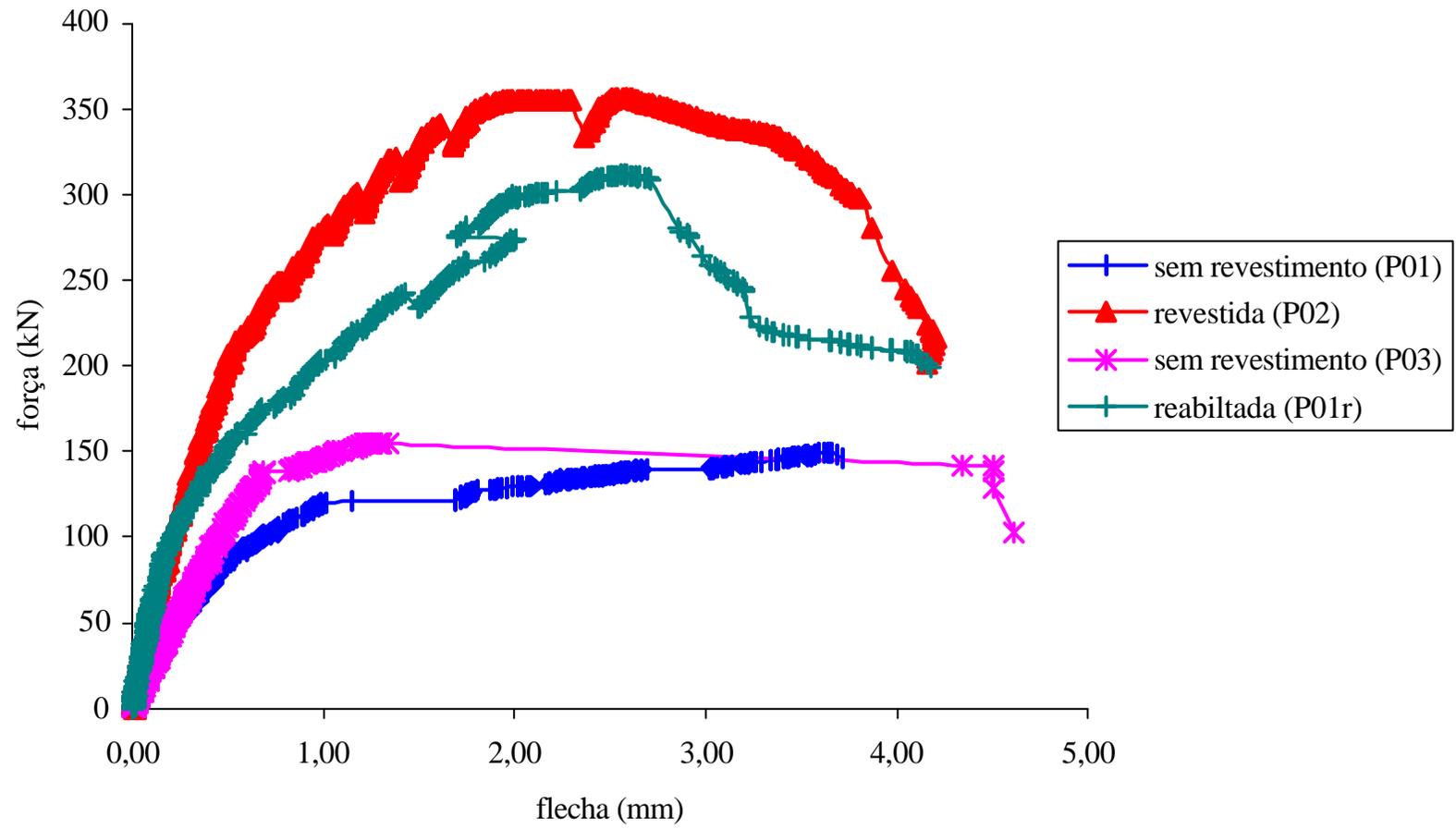


Figura 8.23 –Gráfico força x deslocamento das protótipos ensaiados – transdutor 6.

8.5 Análise numérica

O objetivo das análises numéricas realizadas foi tão somente constatar a distribuição de tensões e a ordem de grandeza dos esforços que surgem em paredes de alvenaria quando submetidas às forças aplicadas em uma região do topo da parede. No entanto, algumas conclusões interessantes puderam ser formuladas com base nesta análise e na comparação de seus resultados teóricos com os experimentais.

O elemento plano utilizado para essa análise foi o PLANE 42 cujas características já foram descritas no *Capítulo 4*. As dimensões da parede analisada são de 1,99 x 1,60 m com abertura de 80 x 60 cm (dimensões iguais ao protótipo ensaiado em laboratório).

Nas análises considerou-se X o eixo horizontal (ao longo do comprimento da parede) e Y o eixo vertical (ao longo da altura da parede), adotando-se a origem no vértice inferior esquerdo. As placas de ensaio foram consideradas infinitamente rígidas, restringindo-se os nós da base nas direções x e y ; e no topo, nos nós onde o carregamento foi aplicado, estabeleceu-se restrição na direção x , mantendo-se os demais nós livres (direção y).

A malha gerada do protótipo considerado possui 1.080 elementos e 1.188 nós (Figura 8.24). Na Figura 8.25 pode-se observar a deformação do protótipo após aplicação do carregamento.

No caso de *paredes não revestidas*, as propriedades assumidas dos materiais foram decorrentes das considerações efetuadas na análise numérica das *paredinhas* submetidas à compressão axial e referem-se ao conjunto da parede (bloco + argamassa) obtidas pelo modelo de associação em série. As propriedades adotadas foram: $E_{pa} = 873,29 \text{ kN/cm}^2$ e $\nu_{pa} = 0,20$, as quais refletem aproximadamente o comportamento conjunto dos materiais bloco + argamassa de assentamento. Para a verga o material considerado foi de $E_{verga} = 1.500 \text{ kN/cm}^2$ e $\nu_{pa} = 0,20$. As solicitações foram introduzidas pela aplicação de um carregamento concentrado de 155 kN (o valor máximo encontrado no ensaio da parede P03).

No caso de *paredes revestidas*, as propriedades assumidas dos materiais foram correspondentes à associação em paralelo das características da parede sem revestimento com as dos revestimentos de argamassa "forte", de modo análogo ao

empregado no *Capítulo 5*. Os valores empregados foram: $E_{pa,rev} = 1.161,67 \text{ kN/cm}^2$ e $\nu_{pa} = 0,20$. As solicitações foram introduzidas pela aplicação de um carregamento concentrado de 363 kN (o valor máximo encontrado no ensaio da parede P02).

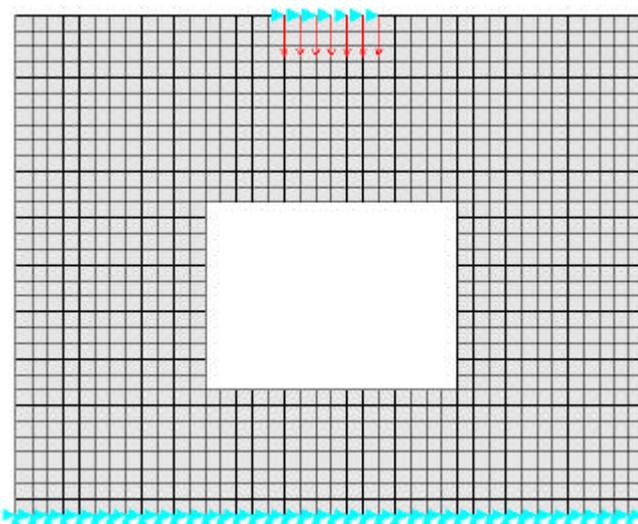


Figura 8.24 – Protótipo analisado – ilustração da malha de discretização

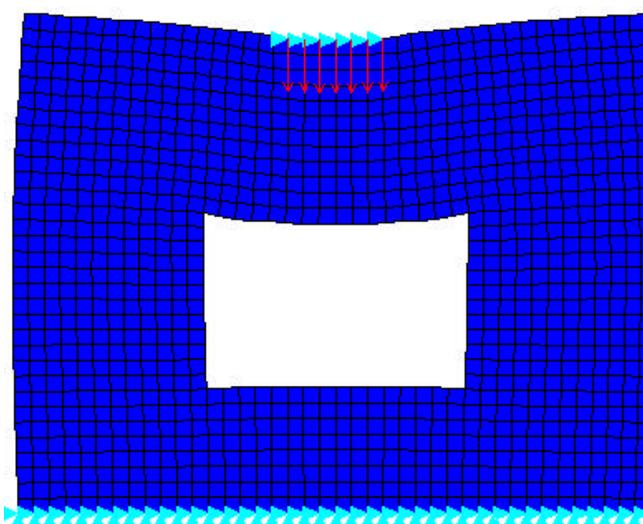


Figura 8.25 – Ilustração da malha deformada após aplicado o carregamento

Nas figuras a seguir apresenta-se os gráficos obtidos a partir das considerações mencionadas, tanto para a parede não-revestida como para a revestida. É demonstrada a distribuição das tensões normais nas direções paralelas à bordas da parede, das tensões de cisalhamento e das tensões principais.

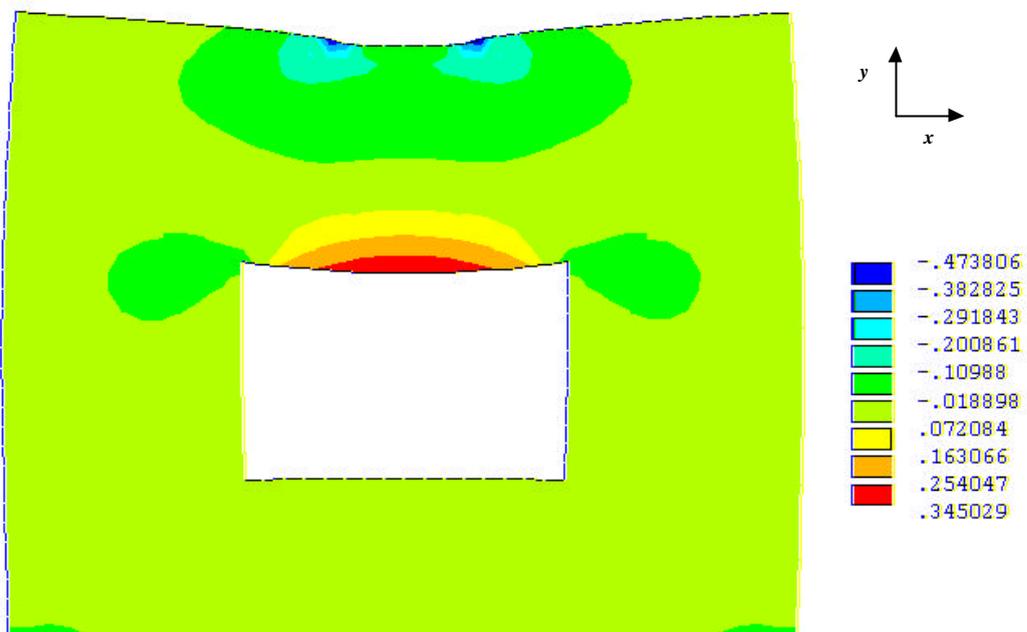


Figura 8.26 - Distribuição das tensões σ_x (kN/cm²) - protótipo sem revestimento.

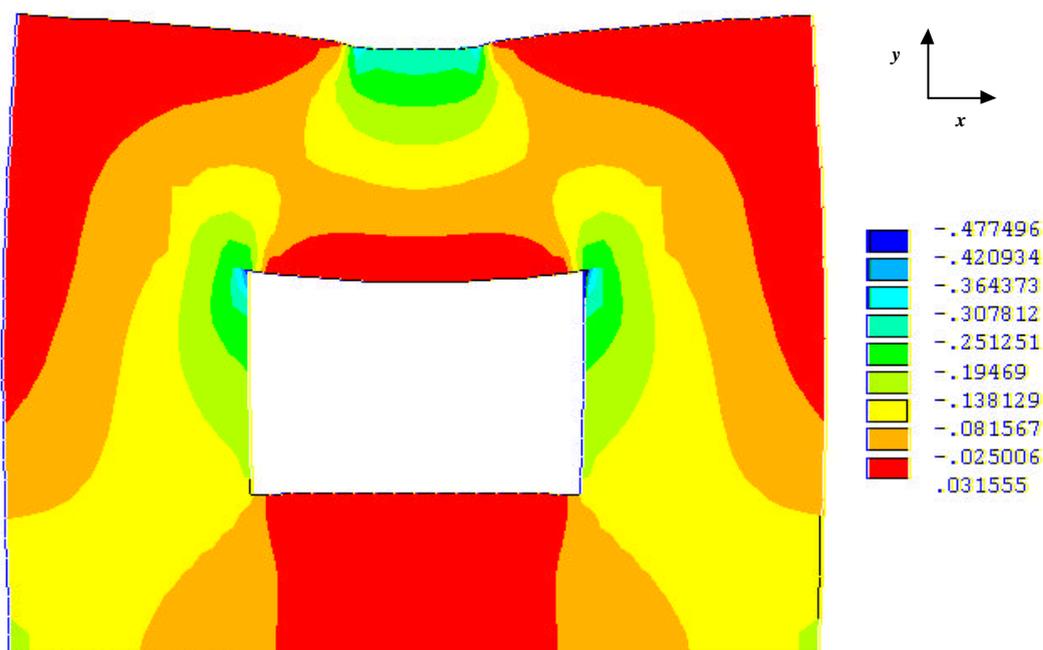


Figura 8.27 - Distribuição das tensões σ_y (kN/cm²) - protótipo sem revestimento.



Figura 8.28 - Distribuição das tensões τ_{xy} (kN/cm²) - protótipo sem revestimento.

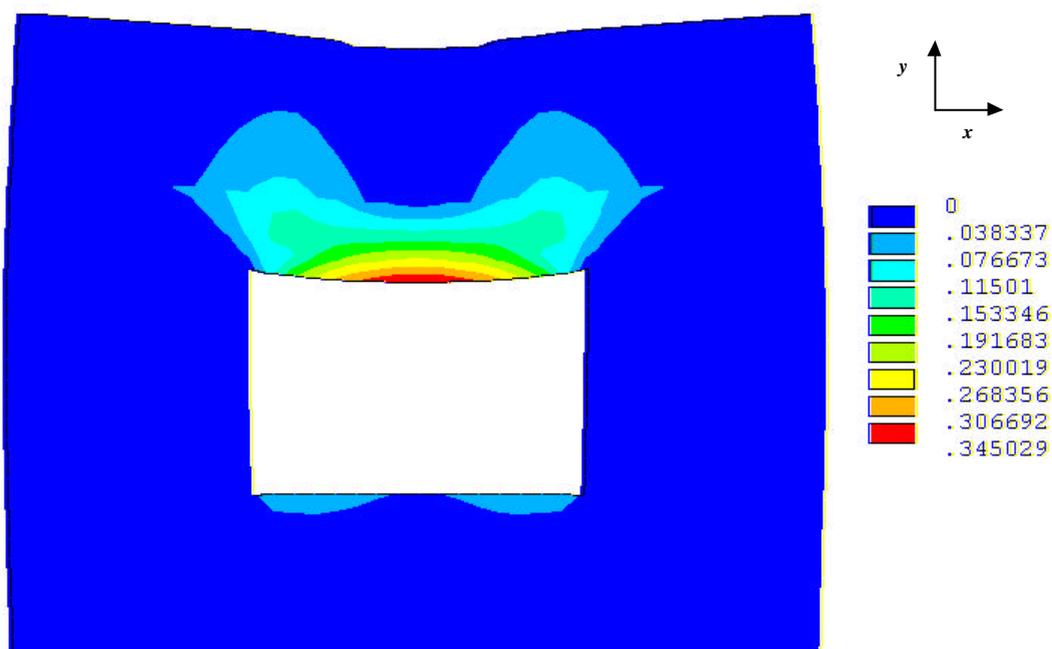


Figura 8.29 - Distribuição das tensões σ_1 (kN/cm²) - protótipo sem revestimento.

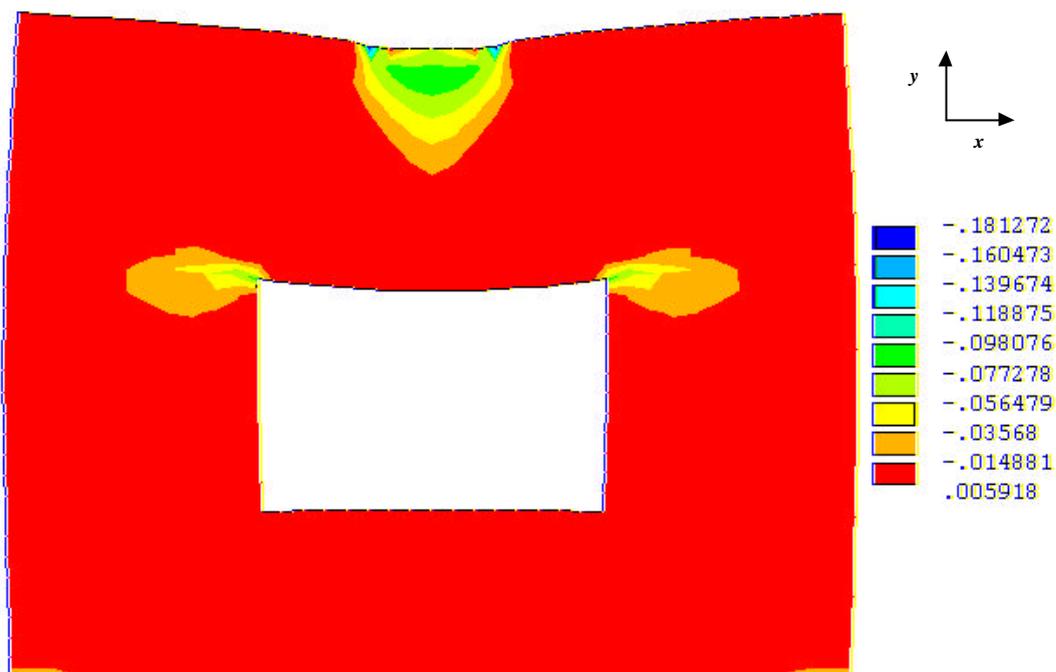


Figura 8.30 - Distribuição das tensões σ_2 (kN/cm²) - protótipo sem revestimento.



Figura 8.31 - Distribuição das tensões σ_x (kN/cm²) – protótipo com revestimento.

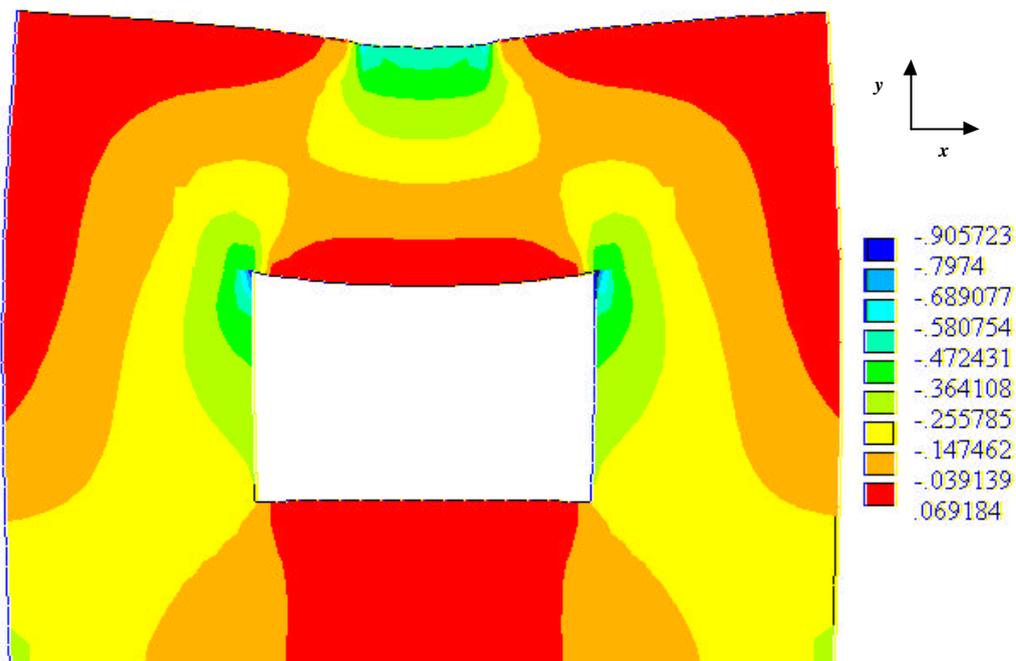


Figura 8.32 - Distribuição das tensões σ_y (kN/cm^2) – protótipo com revestimento.

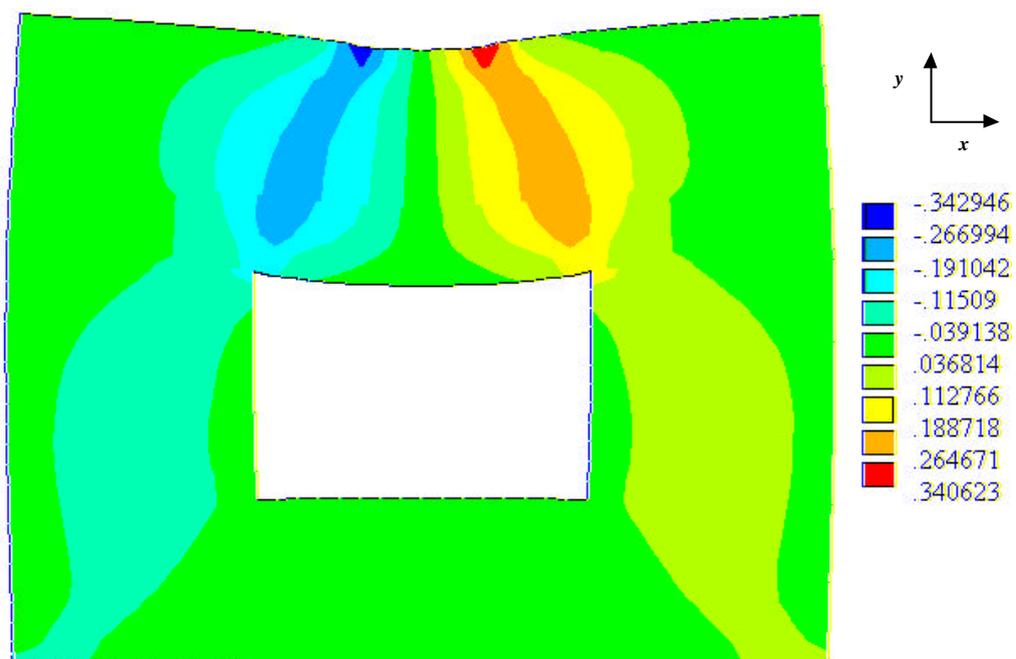


Figura 8.33 - Distribuição das tensões τ_{xy} (kN/cm^2) – protótipo com revestimento.

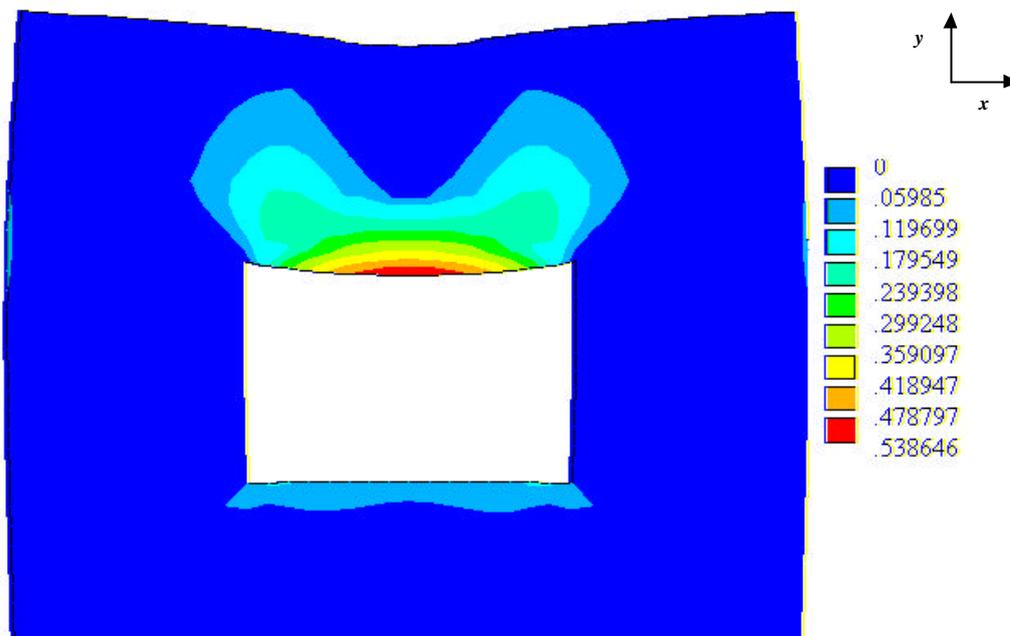


Figura 8.34 - Distribuição das tensões σ_1 (kN/cm²) – protótipo com revestimento.

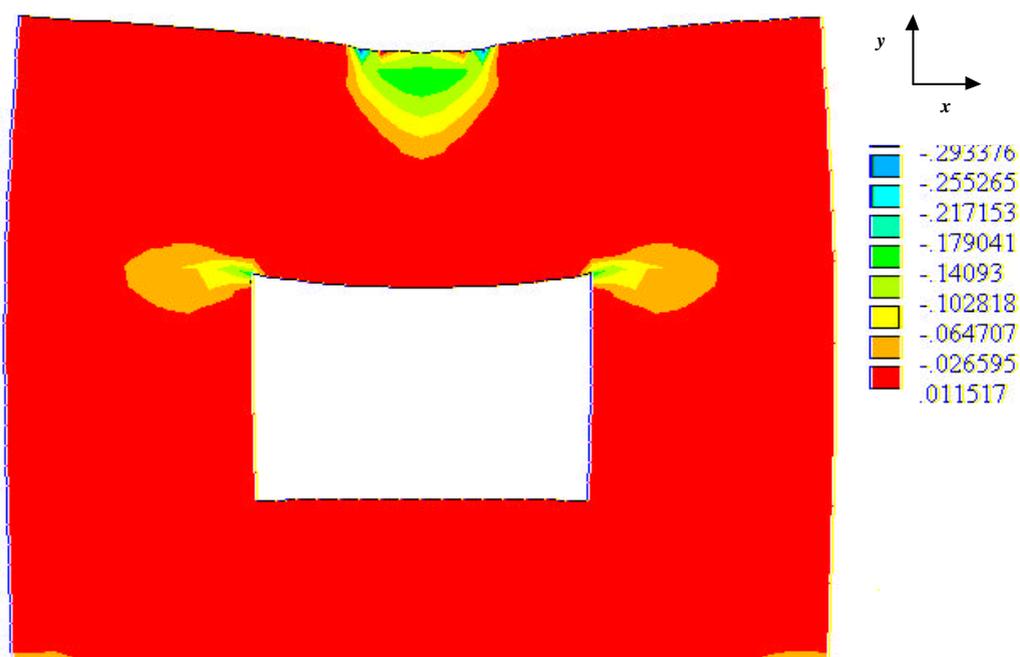


Figura 8.35 - Distribuição das tensões σ_2 (kN/cm²) – protótipo com revestimento.

Observando-se os resultados da análise numérica, os gráficos *força x deslocamento* experimentais das diferentes situações estudadas, a documentação fotográfica e outros fenômenos visualmente anotados durante os ensaios, elaborou-se a Tabela 8.2. Nesta tabela, consta uma lista de eventos de interesse, associados aos **valores aproximados** da força aplicada e das tensões encontradas na análise numérica.

Tabela 8.2 - Principais eventos e valores da força aplicada e de tensões

Evento	F_{aplicada} (kN)	$\sigma_{1,\text{verga}}$ (MPa)	$\sigma_{1,\text{cisalh}}$ (MPa)
Primeira fissura em P01 e P03 (1/2 da verga)	60	1,34	0,30
Primeiras fissuras inclinadas e sinais de escorregamento nas juntas em P01 e P03	110	2,45	0,55
Início da instabilidade de P01	120	2,67	0,60
Início da instabilidade de P03	140	3,12	0,70
Ruína de P01 e P03	155	3,45	0,77
Primeira fissura em P01r	120	1,79	0,40
Primeira fissura em P02	140	2,08	0,46
Início da instabilidade de P01r	270	4,02	0,89
Ruína de P01r	312	4,64	1,03
Ruína de P02	363	5,40	1,20

Observações:
 F_{aplicada} = força externa aplicada no topo da parede
 $\sigma_{1,\text{verga}}$ = tensão principal de tração junto à borda inferior da verga
 $\sigma_{1,\text{cisalh}}$ = tensão principal de tração na região com fissuras inclinadas

Admitindo-se, para efeito desta análise aproximada os seguintes valores:

$f_{t,\text{verga}} = 1,4$ MPa (resistência à tração simples do concreto da verga)

$f_{t,\text{rev}} = 2,2$ MPa (resistência à tração simples da argamassa de revestimento)

$\tau_{\text{lim}} = \sigma_{1,\text{lim}} = 0,57$ MPa (tensão de cisalhamento média para paredes não-revestidas, conforme ensaios de compressão diagonal)

$\tau_{\text{lim,rev}} = \sigma_{1,\text{lim,rev}} = 1,14$ MPa (tensão de cisalhamento média para paredes revestidas, conforme ensaios de compressão diagonal)

Analisando os resultados da Tabela 8.2 e observando os valores limites das tensões, pode-se chegar — a grosso modo — às seguintes considerações:

- a) a primeira fissura surgiu nas paredes P01 e P03, na região sob a verga, quando os valores teóricos das tensões se aproximaram do limite de resistência à tração do concreto da verga;
- b) de modo semelhante, a primeira fissura surgiu nas paredes P01r e P02 quando os valores teóricos se aproximaram do limite de resistência à tração da argamassa de revestimento. Lembra-se que a parede P01r foi previamente danificada, por isso fissurou antes da parede P02;
- c) as primeiras fissuras inclinadas e sinais de escorregamento dos blocos nas juntas ocorreram nas paredes P01 e P03 quando passaram a sofrer tensões principais de tração próximas ao limite de resistência determinado nos ensaios de compressão diagonal de paredes sem revestimento;
- d) como a ruína das paredes ocorreu basicamente pelo efeito de cisalhamento, pode-se notar que o processo de instabilidade começou nas paredes P02 e P01r quando as tensões principais ultrapassaram o limite de resistência determinado nos ensaios de compressão diagonal de paredes revestidas com argamassa forte e telas soldadas.

Os esforços de tração no restante da parede não provocaram maiores danos, com diminuição da sua capacidade resistente. Nas laterais dos modelos, esforços de tração, como previstos na análise numérica, causaram fissuras nas juntas de argamassa, como se pode observar na documentação fotográfica apresentada.

Quanto aos esforços de compressão, observa-se nas paredes sem revestimento que com o carregamento considerado as maiores tensões de compressão se encontram nos cantos superiores da abertura, no encontro com a verga (Figura 8.27). Os valores dessas tensões teóricas são da ordem de 4,8 MPa. Para esse mesmo valor de tensão, as paredes sem revestimentos que foram ensaiadas à compressão axial já apresentavam uma certa não-linearidade. Considerando também que o efeito de

tensões concentradas em cantos vivos são mais danosos, justifica-se o esmagamento dos blocos nesse mesmo local durante os ensaios das paredes com abertura. Nas paredes revestidas, uma concentração de tensões também ocorre, mas o revestimento e a armadura existente minimizam as suas conseqüências.

A não ser nos cantos e na região de aplicação da força externa, os esforços de compressão são pequenos e não causam maiores danos.

Esta análise comparativa de tensões, ainda que grosseira, permite afirmar que os limites de resistência ao cisalhamento ou à tração por compressão diagonal ofereceram um bom parâmetro para avaliação da capacidade resistente das paredes de alvenaria, reforçadas ou não com revestimentos resistentes.

Nas Figuras 8.29 a 8.32, pode-se comparar os resultados oferecidos pela análise numérica simplificada com os resultados experimentais.

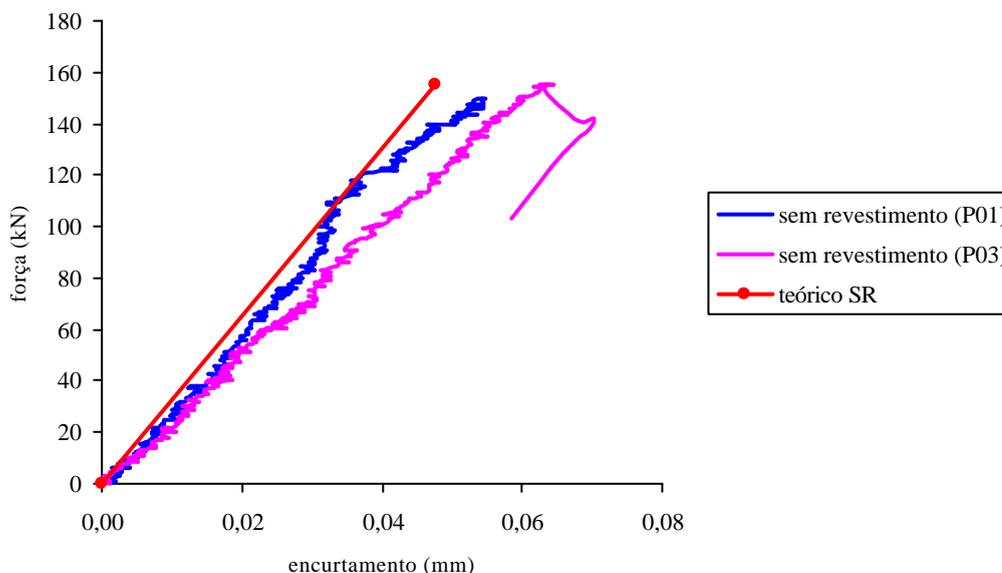


Figura 8.36 – Gráfico força x deslocamento das paredes sem revestimento na análise experimental e teórica (transdutores 1, 2, 3 e 4).

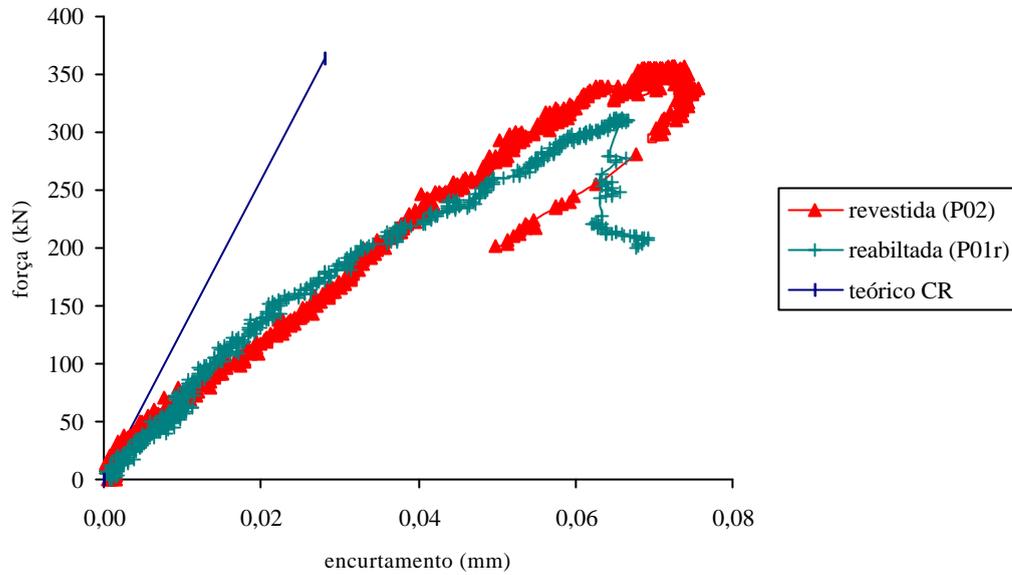


Figura 8.37 – Gráfico força x deslocamento das paredes revestidas na análise experimental e teórica (transdutores 1, 2, 3 e 4).

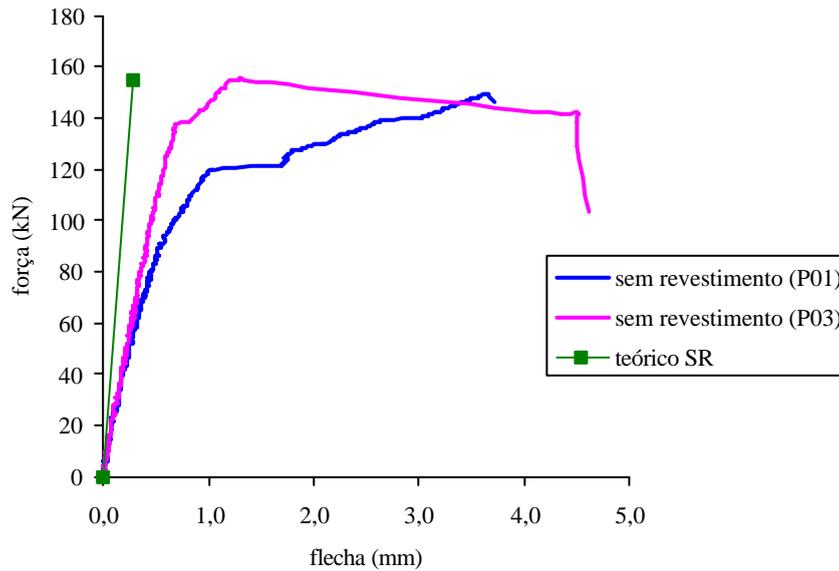


Figura 8.38 - Gráfico força x deslocamento das paredes sem revestimento na análise experimental e teórica (transdutor 6).

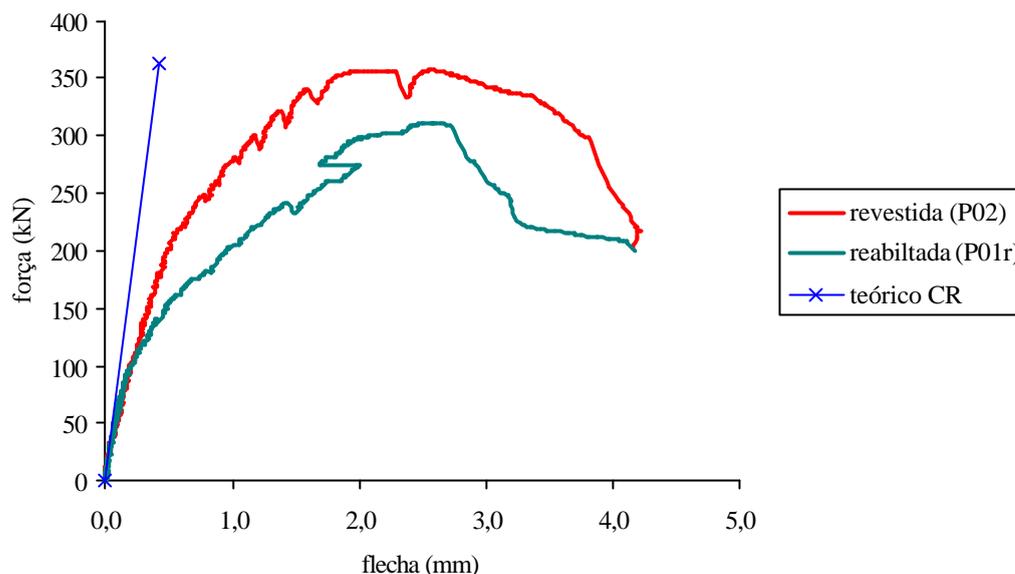


Figura 8.39- Gráfico força x deslocamento das paredes revestidas na análise experimental e teórica (transdutor 6).

Pela análise dos gráficos, pode-se observar claramente que os resultados teóricos da flecha medida sob a verga não representaram bem a deformabilidade da parede. Por outro lado, os deslocamentos das partes laterais à abertura foram melhor avaliados pelo modelo teórico, no caso das paredes não-revestidas. No caso de paredes revestidas, os resultados também não foram bons.

Para explicar esses fatos, é preciso observar os seguintes aspectos:

- o modelo numérico assume linearidade física e geométrica, portanto tem sérias limitações iniciais;
- admite-se que a parede é constituída por um único material, linear e isótropo, com módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de valores iguais aos obtidos em ensaios de compressão axial. Deve-se salientar que neste caso, de paredes com aberturas, as solicitações já não são mais axiais e paralelas à direção das faces dos blocos, nem perpendiculares às camadas de argamassa de assentamento horizontais. As forças inclinadas tendem a provocar distorção dos blocos e solicitações nas camadas de argamassa nas juntas verticais, nem sempre bem preenchidas;

- nessas condições, a parede tem características anisotrópicas que o modelo teórico não tem condições de suprir. Há uma forte tendência, nessas condições dos deslocamentos teóricos serem inferiores aos experimentais;
- a avaliação de tensões, feita de modo aproximado, não fica tão prejudicada quanto a avaliação da deformabilidade.

8.3 Conclusões parciais

- o exemplo demonstrativo apresentado neste capítulo mostra que a técnica de reabilitação tem condições de ser explorada em situações reais;
- a análise numérica simplificada ofereceu diretrizes para a identificação de regiões críticas, demonstrando que há condições de se desenvolver métodos mais requintados de dimensionamento dos revestimentos e do reforço como um todo;
- demonstrou-se também que é importante o desenvolvimento de métodos numéricos mais adequados para avaliação dos esforços para projeto e reabilitação de estruturas de alvenaria. Para isso, este trabalho oferece informações experimentais que podem ser úteis na aferição e calibragem dos modelos teóricos;
- é possível elaborar, com o auxílio dos resultados aqui obtidos e em outros trabalhos como este, um conjunto de recomendações práticas para a reabilitação de patologias típicas em alvenaria estrutural, assim como para o projeto de estruturas novas.

9. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi feita uma ampla revisão bibliográfica sobre as patologias nas alvenarias e suas técnicas de recuperação, como também sobre as técnicas de recuperação de estruturas de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes. Esta pesquisa teórica serviu de base para um estudo experimental sobre paredes de blocos de concreto submetidas a diversas solicitações (compressão axial, compressão diagonal e flexão), reforçadas ou não pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa simples, argamassa com fibras e argamassa armada com telas de aço soldadas.

Considerando as informações obtidas na revisão bibliográfica e os resultados obtidos e devidamente interpretados no trabalho experimental, elaborou-se as conclusões julgadas de maior importância que são apresentadas nos itens a seguir.

9.1 Sobre a técnica de reabilitação e o comportamento geral das paredes

O objetivo geral da pesquisa era avaliar a eficiência da técnica de reabilitação de parede de alvenaria por meio da aplicação de revestimentos resistentes e estudar as possibilidades de sua aplicação prática. Nesta avaliação global, as conclusões estabelecidas são as seguintes:

- Tanto as referências bibliográficas como os resultados desta pesquisa demonstram que o revestimento das paredes, de modo geral, aumenta a sua capacidade resistente e a sua rigidez, podendo, em determinadas condições, melhorar a sua ductilidade. Portanto, pode-se afirmar que a técnica em análise tem condições de ser aplicada tanto na reabilitação de paredes e outros

elementos de alvenaria como no projeto e na execução de elementos com propriedades especiais de desempenho;

- As paredes submetidas à compressão axial podem ter sua capacidade resistente aumentada por revestimentos resistentes. Todavia — considerando os complexos mecanismos de resistência envolvidos — eles podem se revelar ineficientes, sobretudo se houver concentração de tensões ou má distribuição de forças no conjunto. Esta afirmativa baseia-se no fato de que em alguns ensaios observou-se aumento desprezível ou até mesmo diminuição da resistência, o que pode ser eventualmente atribuído a defeitos de ensaio ou execução;
- As paredes ou partes delas submetidas a esforços de cisalhamento podem ter a sua capacidade resistente significativamente aumentada por revestimentos resistentes. Desde que os materiais e o processo de aplicação garantam um mínimo de qualidade de aderência — tanto entre argamassa de assentamento e bloco como entre argamassa de revestimento e parede de alvenaria — e comportamento conjunto, o efeito da técnica será sempre positivo. Este potencial de melhoria do desempenho das paredes ao cisalhamento torna a técnica especialmente atraente no caso de ações horizontais e ações dinâmicas como a de sismos, conforme se observou também na bibliografia;
- As paredes submetidas à flexão simples mostraram que os revestimentos armados aumentam substancialmente a sua capacidade resistente. Embora não tenha sido realizado um estudo detalhado sobre a resistência de aderência entre o revestimento e os blocos, pode-se afirmar que o comportamento observado nos ensaios foi muito bom. Este bom desempenho fornece uma indicação muito importante sobre as paredes de alvenaria sujeitas à flexo-compressão. Como nas condições reais as paredes estarão sempre sujeitas à flexo-compressão — a compressão axial perfeita raramente ocorre — os revestimentos armados poderão tornar o comportamento da estrutura muito mais bem definido e portanto mais previsível;

- O estudo de aplicação da técnica demonstrado no *Capítulo 8* permite concluir que diversas situações patológicas podem ser sanadas com a aplicação de revestimentos resistentes e que a utilização de métodos numéricos, ainda que simplificados, podem fornecer dados importantes para o projeto da reabilitação;
- As informações coletadas e analisadas constituem uma referência importante na reavaliação ("*assessment*") da segurança estrutural de uma obra já construída. Com base nessas informações, pode-se, por exemplo, avaliar a segurança de uma obra que esteja sob suspeita e que tenha elementos revestidos. Neste caso, os revestimentos poderão de alguma forma estar desempenhando um papel importante na estabilidade da construção;
- Os resultados obtidos nos diversos ensaios são, de modo geral, de boa qualidade e com bom conteúdo de informações sobre o comportamento estrutural de paredes revestidas ou não. As avaliações de caráter teórico, ainda que tenham sido efetuadas de forma restrita, apontam algumas direções seguras que podem ser melhor exploradas em trabalhos futuros, sejam eles teóricos ou experimentais.

9.2 Sobre a metodologia geral de análise

Para alcançar as metas estabelecidas nesta pesquisa, programou-se uma investigação experimental e analítica do comportamento composto ou parcialmente composto do conjunto formado pelas camadas de revestimento de argamassa e núcleo de alvenaria. As seguintes conclusões podem ser estabelecidas:

- Todos os ensaios de paredes de alvenaria realizados nesta pesquisa foram feitos com deformação controlada, o que permitiu se obter a curva *tensão x deformação* da estrutura até o momento da ruína e após o pico de resistência. Com isso, foi possível avaliar não só o acréscimo de resistência e rigidez proporcionado pela aplicação dos revestimentos usados, mas também verificar a sua influência na ductilidade do elemento estrutural;

-
- O objetivo de diminuir a variabilidade dos resultados dos ensaios foi em grande parte alcançado, com o uso de elementos de menores dimensões, construídos com auxílio de gabaritos metálicos. Programas experimentais mais detalhados — dirigidos especificamente ao aperfeiçoamento da metodologia de ensaio — podem ser realizados no futuro, inclusive para o aperfeiçoamento das correlações entre as resistências de blocos, prismas e paredes e o estabelecimento de métodos de cálculo mais elaborados;
 - As análises numéricas realizadas objetivaram preliminarmente apenas o conhecimento da distribuição das tensões para melhor se entender o comportamento dos elementos de alvenaria frente aos diversos tipos de solicitação. Como se sabe, o comportamento de uma simples parede de alvenaria é um fenômeno altamente complexo, e encontrar um modelo teórico que o simule não é uma tarefa fácil. Na prática estão envolvidos fenômenos de difícil consideração numa análise numérica. Entende-se, no entanto, que as análises numéricas efetuadas em combinação com hipóteses de associação de propriedades dos materiais em elementos estruturais mistos levaram a resultados interessantes do ponto de vista prático. Parece possível desenvolver métodos teóricos de análise mais eficientes do que os atualmente empregados, sem a necessidade de se utilizar modelos numéricos extremamente complexos;
 - O desenvolvimento da chamada "formulação aditiva", aplicada no *Capítulo 5*, — pela qual se combinam resultados experimentais devidamente transformados pela adoção de hipóteses teóricas — mostrou-se de grande interesse para a análise dos resultados experimentais e a identificação dos mecanismos resistentes em elementos compostos de diferentes materiais. É interessante salientar que pelo fato dessa formulação se basear nos diagramas experimentais ou equações constitutivas, ela tem condições de oferecer uma referência para a definição da equação constitutiva do material composto.

9.3 Sobre o comportamento na compressão axial

Com a análise dos resultados de paredes ensaiadas à compressão axial foi possível observar aspectos importantes em relação à resistência, deformabilidade, ductilidade e mecanismo de ruína. Apesar da análise numérica ter sido realizada com muitas restrições, foi possível interpretar alguns fenômenos importantes, com boa precisão até cerca de 40% da capacidade resistente da parede, mesmo com uso de análise linear. As principais conclusões consideradas nesta parte são:

- A força de ruína para paredes de alvenaria de blocos de concreto calculada pela NBR –10837 teve o valor bem próximo ao encontrado em laboratório nos ensaios de compressão axial. A força teórica calculada em relação à resistência do prisma foi aproximadamente 10% maior que a observada nos ensaios;
- De modo geral a ruptura das paredes nos ensaios de compressão axial se deu por ruptura dos septos dos blocos. Isto ocorreu porque a parede de alvenaria submetida a esforços de compressão ficou sob estado triaxial de tensões. Esses esforços originam-se do fato da argamassa ser normalmente mais deformável que os blocos e tende a ser expulsa por eles. A deformação induzida na argamassa produz, conseqüentemente, tensões laterais tangenciais ao plano da junta. Essas tensões são restringidas pelas unidades de alvenaria, as quais podem assim ficar submetidas a tensões de tração lateral que venham a suplantar a resistência do bloco e provocar a ruína pelo desenvolvimento de fissuras paralelas ao eixo de carregamento;
- Inicialmente imaginava-se que a aderência entre o núcleo (parede) e o revestimento estivesse sendo insuficiente pois, durante os ensaios ocorria descolamento parcial ou total do revestimento. Mas, possivelmente esse fenômeno de descolamento está ligado a problemas de instabilidade interna dos componentes e materiais envolvidos. Perto da ruína os componentes e os materiais passam a sofrer deslocamentos relativos internos, apresentando fissuras ou trincas e perdem totalmente sua estabilidade dimensional e capacidade resistente, podendo assim desagregar-se um dos outros;

-
- Conforme se observou nos gráficos da Figura 5.27, relativos aos ensaios de compressão axial, quando a parede está revestida com argamassa “fraca” o revestimento perde sua capacidade resistente antes da parede e apenas o núcleo passa a resistir às solicitações de carregamento. Com o revestimento de argamassa “forte” a parede chega à ruína antes do revestimento atingir sua capacidade máxima resistente. Sendo assim, quando o núcleo determina o início da ruína da parede — as fissuras verticais no plano da parede acarretam também fissuras no revestimento — o uso de um revestimento mais resistente que outro não acarreta aumento a resistência da parede na mesma proporção. Portanto, diferentes mecanismos de resistência podem se manifestar, em função das propriedades de deformação de todas as partes envolvidas e da interação entre elas.
 - a aplicação de revestimentos de argamassa com fibras produziu resultados controvertidos. Enquanto se esperava uma melhoria da ductilidade e eventualmente um acréscimo da resistência, isto não se comprovou. É possível que a qualidade do revestimento, tanto em termos da sua própria compacidade e propriedades mecânicas, como também da sua aderência com os blocos, tenham sido prejudicadas pelo processo manual de lançamento e adensamento. Talvez isto tenha interferido também na qualidade do ensaio, com modelos defeituosos e irregularidades na distribuição da força aplicada nos ensaios;
 - O uso do revestimento de telas soldadas torna a parede mais rígida não só pela diminuição da esbeltez e pelo acréscimo de área (placas do revestimento), mas também porque inibe a fissuração na face maior da parede melhorando sua rigidez. Como a parte mais frágil da parede se encontra nos septos dos blocos e sua ruptura se dá por fenômenos já descritos, o núcleo (parede) rompe mesmo que o revestimento ainda não tenha esgotado a sua capacidade resistente. Sendo assim, mesmo que fosse usado um tipo de tela com taxa de armadura maior que a usada na pesquisa, os resultados provavelmente não seriam diferentes, uma vez que existe apenas um efeito parcial de confinamento. É possível que as telas de aço tenham colaborado no retardamento de mecanismos de fratura que

provocariam instabilidade das partes (núcleo e revestimento) da parede, trabalhando como uma armadura de fretagem;

- Nos ensaios de compressão axial a carga crítica da parede é muito sensível à excentricidade. O controle da verticalidade do eixo da peça é muito difícil, e pequenos desvios do eixo da peça podem provocar variações na carga última. Portanto, quando se ensaiam paredes à compressão centrada, na realidade os resultados são afetados por uma excentricidade acidental que transforma o ensaio de compressão centrada em ensaio de flexo-compressão;
- O procedimento de ensaio de compressão axial — descrito pela NBR 8949 - *Paredes de alvenaria estrutural: ensaio à compressão simples* — deve ser revisto, pois o tamanho especificado para a parede (1,20 x 2,60 m) deixa-a muito sujeita a efeitos de excentricidades e a instrumentação indicada não é apropriada para constatação desse fenômeno. Dessa forma, um procedimento mais adequado seria ensaiar paredes com baixa altura e depois se aplicar o efeito de esbeltez nos resultados. Quanto à instrumentação, devem ser colocados relógios comparadores em torno da parede para melhor verificação de qualquer diferença entre os deslocamentos devido à excentricidades acidentais no carregamento ;
- Mesmo sendo feita uma análise numérica linear teve-se uma boa previsão do comportamento da parede de alvenaria com e sem revestimento em estágios de carregamento até cerca de 50% da força última. A aplicação de valores de módulos de elasticidade aparente dos blocos, da argamassa de assentamento e da argamassa de revestimento, e a sua combinação em modelos reológicos em série e em paralelo, também levou a bons resultados;
- a formulação aditiva realizada representou muito bem a fase elástica das paredes de alvenaria. Em alguns casos o deslocamento de ruína foi bem previsto quando comparado com os dados experimentais;
- Nessa mesma análise teórica pode-se observar que a resistência da argamassa moldada em corpo-de-prova não é exatamente representativa da argamassa projetada na parede. As paredes revestidas com argamassa fraca apresentaram

um gráfico experimental com valores de força maiores que os dados pela formulação aditiva, porém com uma ductilidade menor que a prevista. Por se tratar de uma argamassa de baixa resistência, possivelmente qualquer influência externa tenderia a aumentar a sua resistência.

9.4 Sobre o comportamento na compressão diagonal

Os ensaios de compressão diagonal ofereceram parâmetros de resistência de grande interesse para a análise do desempenho de paredes solicitadas por tração e cisalhamento. Pode-se dizer também que qualquer revestimento da parede, com adequada aderência, aumenta a capacidade resistente do elemento. As conclusões neste aspecto são:

- Já era esperado que a contribuição das telas soldadas fosse mais eficiente quando houvesse significativos esforços de tração atuantes, como nos ensaios de compressão diagonal e flexão. Nos ensaios de compressão diagonal o uso do revestimento armado aumentou quase 2,4 vezes a resistência ao cisalhamento da parede. O revestimento com argamassa “forte” + fibras de aço trouxe o mesmo resultado, pelo efeito que as fibras tem de “costurar” as fissuras fazendo com isso que o revestimento não perca sua capacidade resistente. Como nesse ensaio a resistência dos blocos não interfere nos valores das tensões de cisalhamento e sim a aderência entre bloco e argamassa de assentamento, um revestimento armado (telas ou fibras de aço) mostra-se muito eficiente;
- No caso de fibras de polipropileno, novamente observou-se um desempenho inferior ao esperado, possivelmente pelas mesmas razões já destacadas no caso de compressão axial;
- A previsão teórica da carga de ruptura, pela adição da capacidade resistente da parede com a capacidade resistente dos revestimentos, pode ser considerada satisfatória, dentro do contexto da complexidade do material e dos tipos de solicitação envolvidos.

9.5 Sobre o comportamento na flexão

Os ensaios de flexão simples foram os menos detalhados nesta pesquisa, pela prioridade que se deu aos demais ensaios que tratam de solicitações no plano da parede. No entanto, acredita-se que o comportamento das paredes de alvenaria submetidas à flexão deva ser melhor estudado no futuro, especialmente tendo em vista a sua importância na análise da instabilidade na flexo-compressão. As seguintes conclusões são delineadas neste item:

- Embora tenham sido analisados três tipos de revestimentos resistentes em paredes submetidas à flexão, todas apresentaram comportamento semelhante, porque não se manifestou nenhuma tendência de deslizamento relativo entre o revestimento e os blocos. Não houve diferenças significativas na resistência, ductilidade ou deformabilidade das paredes;
- A situação 1 de carregamento induziu a valores de momentos fletores inferiores aos valores teóricos calculados. Isto ocorreu provavelmente porque o perfil de aço utilizado para a distribuição do carregamento coincidia com a junta de argamassa que se localizava na parte central da parede, causando assim um efeito de dano localizado e a ruptura nessa região;
- Mesmo contando-se somente com o cálculo teórico da carga resistente da parede sem revestimento, pode-se dizer que o revestimento de telas soldadas aumentou significativamente a capacidade resistente à flexão simples da parede.

9.6 Sobre o comportamento misto nas paredes com abertura

O estudo desenvolvido mostra que a técnica de reabilitação tem condições de ser explorada em situações reais, mas que cada situação deve ser analisada com suas peculiaridades. As conclusões, em síntese, são as seguintes:

- É possível obter por meio de análises numéricas simplificadas algumas diretrizes para a identificação de regiões críticas de paredes com patologias e a elaboração

de projetos de reabilitação, empregando-se dados obtidos em ensaios de compressão axial e compressão diagonal;

- É importante e viável o desenvolvimento de métodos numéricos mais adequados para avaliação dos esforços para projeto e reabilitação de estruturas de alvenaria, sendo que a presente pesquisa fornece informações experimentais úteis para a aferição e a calibragem dos modelos teóricos;
- É possível elaborar, por meio de um trabalho sistemático e com o auxílio de resultados experimentais, um conjunto de recomendações práticas para a reabilitação de estruturas com patologias típicas, assim como para o projeto de estruturas novas.

9.7 Desenvolvimento de pesquisas futuras

Diversos temas podem ser propostos para a continuidade desta pesquisa. Embora ela tenha focado o aspecto da reabilitação de paredes de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes, praticamente todo o conjunto de conhecimentos da Tecnologia de Alvenaria Estrutural teve que ser abordado, em maior ou menor grau de profundidade. Neste sentido, os temas sugeridos a seguir não tratam necessariamente da questão da reabilitação, mas das lacunas de conhecimento identificadas durante a execução desta pesquisa:

- Estudos similares a este aqui apresentado, com utilização de outros tipos de blocos, como os cerâmicos, tanto estruturais como de vedação;
- Uso de outros tipos de revestimento na reabilitação de paredes de alvenaria como as mantas de compósitos poliméricos coladas;
- Influência do revestimento na resistência de paredes de alvenaria sujeitas a ações repetidas, ações dinâmicas, sismos, etc.;

- Influência dos revestimentos no desempenho estrutural de painéis de contraventamento;
- Instabilidade de paredes esbeltas sujeitas à flexo-compressão;
- Comportamento anisotrópico de paredes de alvenaria submetidas à solicitação bi-axial;
- Identificação de mecanismos de resistência e deformação nas paredes de alvenaria e estabelecimento de correlações entre propriedades dos blocos, prismas, paredinhas e paredes, por meio de ensaios sobre blocos moldados em laboratório, para a caracterização mais precisa dos materiais e para o estabelecimento e calibração de modelos teóricos;
- Correlações de resistência entre argamassa projetada e argamassa moldada em corpos-de-prova;
- Adequação da segurança estrutural de edifícios de alvenaria sob suspeita pela aplicação de revestimentos resistentes em combinação com outras técnicas.

BIBLIOGRAFIA

- ACCETTI, K. M. (1998). *Contribuições ao projeto de edifícios em alvenaria estrutural*. 247p. Dissertação de Mestrado. EESC-USP, São Carlos.
- AHMED, T. et al. (1994). *Experimental study of ferrocement as a retrofit material for masonry columns*. In: FERROCEMENT INTERNATIONAL SYMPOSIUM, 5., Manchester. p. 269-276.
- ALCOCER, S. M. & KLINGNER, R.E. (1994). *Masonry research in the Americas*. Masonry in the Americas. Detroit, Michigan. American Concrete Institute.
- ALCOCER, S.M. et al. (1996). *Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh*. In World Conference on Earthquake Engineering, 11. Junho. Acapulco, México. *Proceedings*. nº1471.
- ALY, V.L.C. (1992). *Determinação da capacidade resistente do elemento parede de alvenaria armada de blocos de concreto submetido a esforços de compressão*. 247p. Dissertação de Mestrado. EPUSP. São Paulo.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1987). *Standard specification for mortar for unit masonry*. ASTM C270.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1993). *Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages*. ASTM E 519-93.
- ANDRADE, A. A. (1998). *Comportamento estrutural das paredes de alvenaria*. 97p. Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo.
- ANSYS 5.5 (1998) *Manuais*
- ANWAR, A. W. et al. (1991). *Rehabilitation of structural beam elements using ferrocement*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM, 4., AND NATIONAL CONGRESS ON FERROCEMENT, 3., Cuba. v.II, p. I.67-I.78.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (1990). *Manual técnico de alvenaria*. São Paulo, ABCI.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NB-1 Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR-6120 Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). *NBR-7186 Bloco vazado de concreto simples para alvenaria com função estrutural*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR-8215 Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural: preparo e ensaio à compressão*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR-8681 Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR-8798 Execução e controle de obras de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR-8949 Paredes de alvenaria estrutural: ensaio à compressão simples*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *NB-1228 Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *NBR-10837 Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *NBR-11173 Projeto e execução de argamassa armada*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *NBR-6123 Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999). *NBR 14321 – Paredes de alvenaria estrutural – Determinação da resistência ao cisalhamento*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999). *NBR-14322 Paredes de alvenaria estrutural – verificação da resistência à flexão simples ou à flexo-compressão*. Rio de Janeiro.
- ATKINSON, R. H. & SCHULLER, M. P. (1993). *Evaluation of injectable cementitious grouts for repair and retrofit of masonry*. Masonry: design and construction, problems and repair. Melander/Lauersdorf editors. STP 1180. ASTM. p. 355-368.
- BRITISH STANDARD (1992). *Use of Masonry*. BS 5628. Part 1. Londres, Inglaterra.

- C.S.T.C. (1967). *Fissuration des maçonneries*. Bruxelles, Centre Scientifique et Technique de la Construction.
- CAMACHO, J. F. (1986). *Alvenaria estrutural não armada – parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes*. 183p. Dissertação de Mestrado. UFRGS. Porto Alegre.
- CAMACHO, J. F. (1987). *Fatores que afetam a resistência à compressão da alvenaria*. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO: O USO DA ALVENARIA COMO ESTRUTURA, 6., EPUSP. São Paulo. p.01-11.
- CANDIA, M.C. (1994). *Resistência de aderência ao cisalhamento da alvenaria estrutural não armada de blocos cerâmicos*. 170p. Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo.
- CÁNOVAS, M.F. (1988). *Patologia e terapia do concreto armado*. Trad. de M. Celeste Marcondes, Carlos Wagner Fernandes dos Santos, Beatriz Cannabrava. São Paulo. PINI.
- CAVALHEIRO, O. P. & MÜLLER, L. E. (1991). Influência do revestimento na resistência de pequenas paredes de blocos cerâmicos comuns. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 25., Rio Grande do Sul. *Anais*. p. 25-36.
- CINCOTTO, M.A. (1988). *Patologia das argamassas de revestimento: análise e recomendações*. Tecnologia de edificações. São Paulo, PINI. p.549-554.
- CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. (1996). *Alvenaria estrutural*. Notas de aula da disciplina SET-606 Alvenaria Estrutural. EESC-USP, São Carlos.
- COSTA, A. C. (1993). *A linguagem das trincas*. Revista Técnica, mar/abr 93, ano 1. p. 14-16.
- DUARTE, R. B. (1988). *Correção de fissuras em alvenarias*. In: SEMINÁRIO SOBRE MANUTENÇÃO DE EDIFÍCIOS, 1., Porto Alegre. *Anais*. UFRGS – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil. p. 87-98.
- EHSANI, M.R. & SAADATMANESH, H. (1996). *Seismic retrofitting of URM walls with fiber composites*, The masonry society journal. 1996.
- FIORITO, A. J. S. I. (1994). *Manual de argamassas e revestimentos*. São Paulo, Pini.
- FONSÊCA, F.J.C. (1994). *Projeto de painéis-sanduiche de concreto pré-moldado*. 172p. Dissertação de Mestrado. EESC-USP, São Carlos.
- FRANCO, L. S. (1987). *A capacidade resistente de paredes de alvenaria*. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO: O USO DA ALVENARIA COMO ESTRUTURA, 6., EPUSP. São Paulo.

- FRANCO, L.S. (1987). *Desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria empregado na alvenaria estrutural não-armada, quando submetido a esforços de compressão*. 136p. Dissertação de Mestrado. EPUSP-USP, São Paulo.
- FRANCO, L.S. et al. (1991). *Desenvolvimento de um novo processo construtivo em alvenaria estrutural não-armada de blocos de concreto*. Manual do processo construtivo Poli-ENCOL: projeto. Relatório Técnico R5-25/91. São Paulo.
- GALLEGOS, H. (1991). *Albañilería Estructural*. Pontifica Universidad Catolica Del Peru.
- GALLEGOS, H. (1993). *Albañilería Estructural: diseño y calculo de muros*. Pontifica Universidad Catolica Del Peru.
- GARCIA, P.D. (2000) *Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos*. 115p. Dissertação de Mestrado. EESC - USP, São Carlos.
- GOMES, N. S. (1983). *A resistência de paredes de alvenaria*. 190p. 191p. Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo.
- GREGORIAN, Z. B. (1999). *Evaluation, rehabilitation, and innovative design procedures for masonry structures: case studies*. In: REHABILITATION, RENOVATION, AND PRESERVATION OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES. Detroit, Gajanan Sabnis. p. 95-109.
- GRIMM, C. T. (1998). *Masonry cracks: a review of the literature*. Masonry: materials, design, construction and maintenance, ASTM STP 992, H. A. Harris, Ed. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1998, p. 257-280.
- HAMID, A. A. et al. (1994). *Strengthening and repair of unreinforced masonry structures: state-of-the-art*. In: INTERNATIONAL BRICK AND BLOCK MASONRY CONFERENCE, 10. Calgary, Alberta, Canada. vol. 2.
- HANAI, J.B. (1992). *Construções de argamassa armada fundamentos tecnológicos para projeto e execução*. São Paulo. PINI.
- HELENE, P.R.L. (1986). *Corrosão em armaduras para concreto armado*. São Paulo. PINI.
- HELENE, P.R.L. (1992). *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. 2ª ed. São Paulo, PINI.
- HENDRY, A.W. (1981). *Structural brickwork*. London. MacMillian Press.
- IRIMIES, M & CRAINIC, L. (1993). *Behavior of repair/strengthened unreinforced masonry shear walls*. North American Masonry Conference,6, Drexel University, Junho, *Proceedings*, p.555-563.

- JABAROV, M. et al. (1985) *Strengthening of damaged masonry by reinforced mortar layers*. World Conference on Earthquake Engineering, 7, vol. 15, nº 3, *Proceedings*, p. 73-80.
- KAHN, L.F. (1984). *Shotcrete retrofit for unreinforced brick masonry*. World Conference on Earthquake Engineering, 8, San Francisco, Julho, *Proceedings*, p. 583-590.
- KHALAF, F.M. (1987). *Concrete blocks compressed parallel to bed face: a theoretical study*. Masonry International, v.1, nº 2, p. 36-70.
- LA ROVERE, H. L. & RODRIGUES, R.M. (1997). Análise do comportamento mecânico de prismas de alvenaria de blocos de concreto pelo MEF. In: JORNADAS SUL-AMERICANA DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, XXVIII. São Carlos, p.179-188.
- LEONHARD, F. ; MÖNNING, E (1978) *Construções de concreto, casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado*. vol.2. Rio de Janeiro. Editora Interciência.
- LIBÓRIO, J.B.L. (1997). *Patologia das construções I*. Notas de aula da disciplina SAP – 817 Patologia das construções I. Departamento de Arquitetura e Urbanismo. EESC-USP, São Carlos.
- LICHTENSTEIN, N.B. (1985). *Patologia das construções: procedimento para formulação do diagnóstico de falhas e definição de conduta adequada à recuperação de edificações*. 191p. Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo.
- LOGEAS, L. (1989). *L'étanchéité a l'eau des façades lourdes*. Deuxième partie. Paris, E. G., (Qualité Construction).
- LORDSLEEM JR., A.C. (1997). *Sistemas de recuperação de fissuras da alvenaria de vedação: avaliação da capacidade de deformação*. 174p. Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo.
- LOURENÇO, P.J.B.B. (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Delft, The Netherlands, Delft University Press.
- MELANDER, J.M.; LAUERRSDORF, L. R. (1993). *Masonry: design and construction, problems and repair*. ASTM, STP 1180. Philadelphia.
- METHA, P. K. & MONTEIRO, P. J. M. (1993) *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo. PINI.
- MOLITERNO, A. (1995). *Caderno de estruturas em alvenaria e concreto simples*. São Paulo, Edgard Blücher Ltda.
- MOURA, W. A. (1996). *Patologia e terapêutica das estruturas de concreto armado*. In: SEMINÁRIO NACIONAL DOS ESTUDANTES DE ENGENHARIA, 17., Goiânia.

- MULLER, M.S.K. (1989). Estudo das correlações entre resistência à compressão de paredes e prismas de alvenaria estrutural cerâmica não armada submetidos a esforços de compressão axial. São Paulo. EPUSP
- NAYAK, G.C. et al. (1988). *Tests on composite masonry ferrocement elements*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FERROCEMENT APPLICATIONS AND PROGRESS, 3., Roorkee, Índia. p. 375-385.
- NEDWELL, P.J. et al. (1994). *Investigation into the repair of short square columns using ferrocement*. In: FERROCEMENT INTERNATIONAL SYMPOSIUM, 5., Manchester. p. 277-285.
- NEVILLE. A.M. (1997). *Propriedades do concreto*. Trad. de Salvador E. Giammusso. 2ª ed. São Paulo, PINI.
- OLIVEIRA JÚNIOR, V. (1992). *Recomendações para o projeto de edifícios em alvenaria estrutural*. 266p. Dissertação de Mestrado. EESC-USP. São Carlos.
- PAGE, A. W. (1981). The biaxial compressive strength of brick masonry. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. London, v.71, p.893-906, set. 1981.
- PEREZ, A. R. (1988). *Manutenção dos edifícios*. Tecnologia de edificações. São Paulo, PINI. p.611-614.
- PFEFFERMANN, O. (1968). *Les fissures dans les constructions conséquence de phénomènes physiques naturels*. Annales de Línstitut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, v.21, n.250, p.1453-82, oct.1968.
- PROENÇA, S.P.B. (1989). *Notas sobre análise não-linear física de estruturas. Parte 1: teoria da plasticidade e técnicas numéricas*. EESC.
- PRUDÊNCIO JÚNIOR, L. R. (1986). *Resistência à compressão da alvenaria e correlação entre a resistência de unidades, prismas e paredes*. 123p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.
- REINHORN, A.M.; PRAWEL, S.P. (1985). *Ferrocement for seismic retrofit of structures*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FERROCEMENT, 2., Roorkee, Índia. p. 157-172.
- ROCHA, C. C. (1997). *Durabilidade: palavra bonita, mas pouco compreendida*. Revista Recuperar, mar/abr 1997, nº 16. p. 28-34.
- ROY, R.K. (1991). *Strengthening and rehabilitation of old structure using ferrocement-some case studies in Bangladesh*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM, 4., AND NATIONAL CONGRESS ON FERROCEMENT, 3., Cuba. v.I, p. J18-J28.
- RUTHERFORD & CHEKENE (1997). *Development of procedures to enhance the performance of rehabilitated URM buildings*. California.

- SABBATINI, F. H. (1984). *O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico cálcica*. 298p. Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo.
- SABBATINI, F. H. et al. (1980). *Argamassas*. Apostila do Departamento de construção Civil da EPUSP, São Paulo.
- SABBATINI, F. H. et al. (1986). *Alvenaria*. Notas de aula da disciplina Técnicas e materiais de construção civil II. EPUSP, São Paulo.
- SABBATINI, F. H. et al. (1998-a). *Recomendações para execução de revestimentos de argamassa para paredes de vedação e tetos*. São Paulo, EPUSP-PCC, 1988. (Relatório CPqDCC nº220012 – EP/ENCOI-1).
- SABBATINI, F. S. (1998-b). *As fissuras com origem na interação vedação estrutura*. In: SEMINÁRIO SOBRE VEDAÇÕES VERTICAIS TECNOLOGIA E GESTÃO NA PRODUÇÃO DE EDIFÍCIOS. EPUSP. São Paulo, p. 169-186.
- SCHNEIDER, R.R. & DICKEY, W.L. (1980) *Reinforced masonry design*. Prentice-Hall, Inc., 1ª edição.
- SCHULLER, M. P.; ATKINSON, R. H. & BORGSMILLER, J.T. (1994) *Injection grouting for repair and retrofit of unreinforced masonry*. In: INTERNATIONAL BRICK AND BLOCK MASONRY CONFERENCE, 10. Calgary, Alberta, Canada. vol. 2.
- SHARMA, P.C.; TRIKHA, D.N. (1988). *Use of ferrocement for repair of fire damaged walls and columns*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FERROCEMENT APPLICATIONS AND PROGRESS, 3., Roorkee, Índia. p. 580-584.
- SHRIVE, N.G. (1982). *The failure mechanism of face-shell bedded (ungROUTED and unreinforced) masonry*. *Masonry International*, v.2, nº 3, p. 115-128.
- SILVA, I.M. (1996). *Análise de edifícios de alvenaria estrutural sujeitos às ações do vento*. 80p. Dissertação de Mestrado. EESC-USP. São Carlos.
- SINGH, K.K. et al. (1988). *Strengthening of brick masonry columns by ferrocement*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FERROCEMENT APPLICATIONS AND PROGRESS, 3., Roorkee, Índia. p. 306-313.
- SOLÓRZANO, M.G.P.(1994). *Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto*. 203p. Dissertação de Mestrado. EPUSP, São Paulo.
- THOMAZ, E. (1989). *Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação*. São Paulo, PINI.
- THOMAZ, E. (1990). *Patologia*. Manual Técnico de Alvenaria, ABCI, p. 97-117, São Paulo.

-
- THOMAZ, E. (1998). *As causas de fissuras*. Revista Técnica, set/out 98, ano 7. p. 44-49.
- TOZAKI, A. et al. (1990). *Manual técnico de manutenção e recuperação*. São Paulo, FDE.
- UEMOTO, K.L. (1988). *Patologia: danos causados por eflorescência*. Tecnologia de edificações. São Paulo, PINI. p.561-564.
- WAINSHOTOK, H. (1992) *Ferrocemento diseño y construccion*. Editorial Félix Varela, La Habana, Cuba.
- YOSHIMOTO, E. (1986). *Incidências de manifestações patológicas em edificações habitacionais*. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO: “Patologia das construções”, 3., São Paulo. p. 28-42.

**ANEXO A - Resultados dos ensaios das paredes submetidas à
compressão axial**

- Resultados dos ensaios de blocos da série de compressão axial.

Tabela A.1 – Largura dos blocos.

CP	L1	L2	L3	L4	Lm
1	39,2	39,2	39,2	39,2	39,20
2	39,1	39,2	39,3	39,3	39,23
3	39,3	39,4	39,2	39,2	39,28
4	39,3	39,3	39,1	39,1	39,20
5	39,2	39,2	39,1	39,1	39,15
6	39,2	39,2	39,2	39,2	39,20

Tabela A.2 – Espessura dos blocos.

CP	e1	e2	e3	e4	em
1	13,90	14,00	13,90	13,90	13,93
2	13,90	13,90	13,90	14,00	13,93
3	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
4	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
5	14,00	14,00	13,90	13,90	13,95
6	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00

Tabela A.3 – Altura dos blocos.

CP	A1	A2	A3	A4	Am
1	18,80	19,00	18,80	19,00	18,90
2	19,10	18,90	19,20	19,00	19,05
3	19,00	19,20	19,10	19,20	19,13
4	19,00	19,20	19,00	19,10	19,10
5	19,00	19,20	19,00	19,20	19,10
6	19,10	18,80	19,00	18,80	18,93

Tabela A.4 – Resultados obtidos

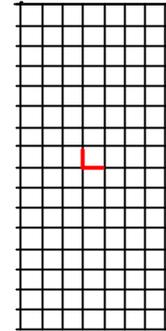
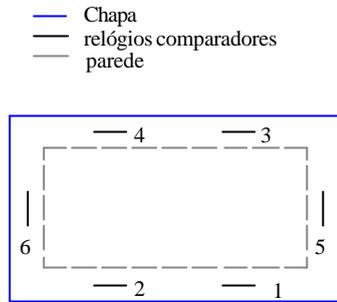
CP	Carga aplicada	Resistência obtida (MPa)
1	583,40	10,68
2	500,30	9,16
3	443,00	8,06
4	506,60	9,23
5	572,60	10,48
6	495,10	9,02

Resistência média dos blocos = 9,44 MPa

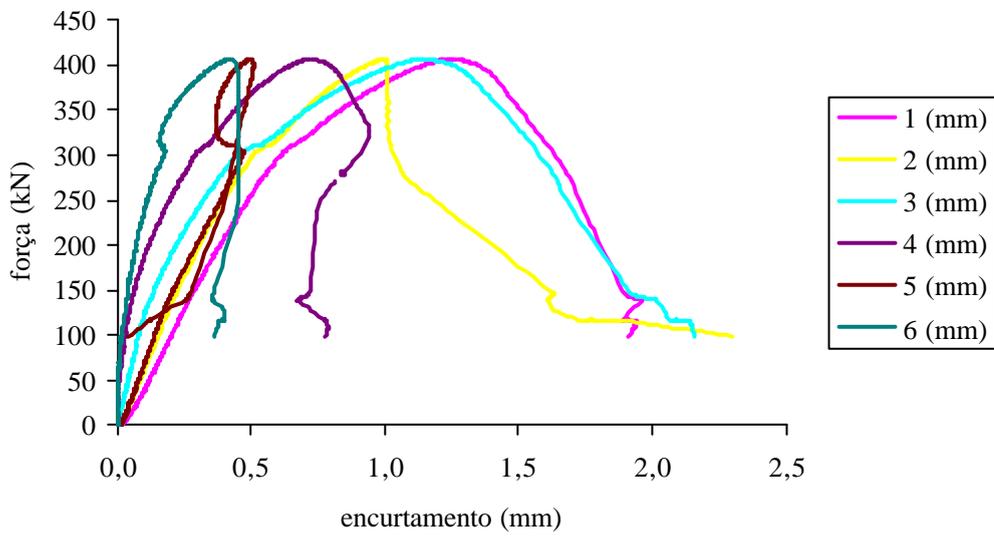
- Gráficos das *paredinhas* ensaiadas à compressão axial.

Posição dos relógios comparadores

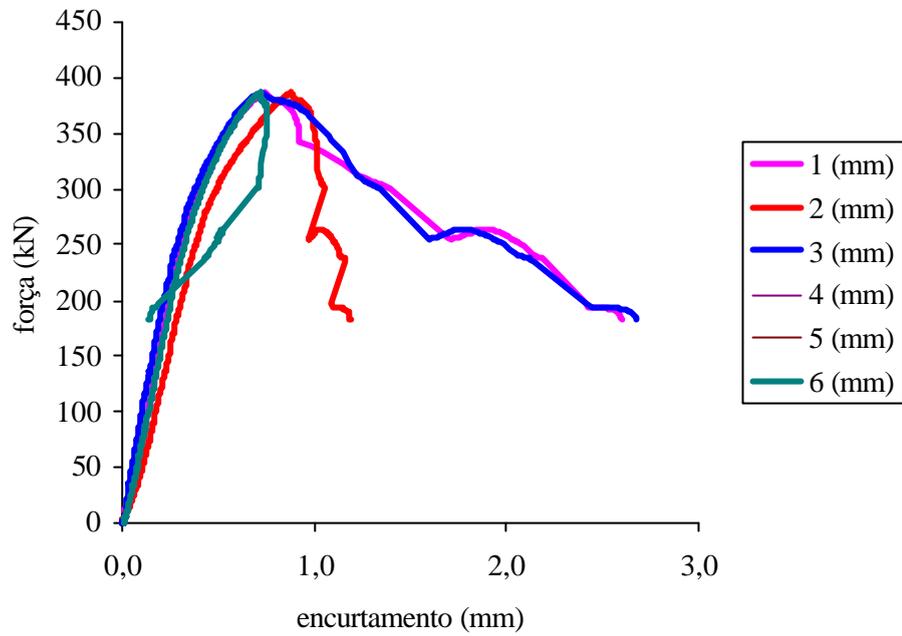
Posição dos extensômetros nas telas soldadas



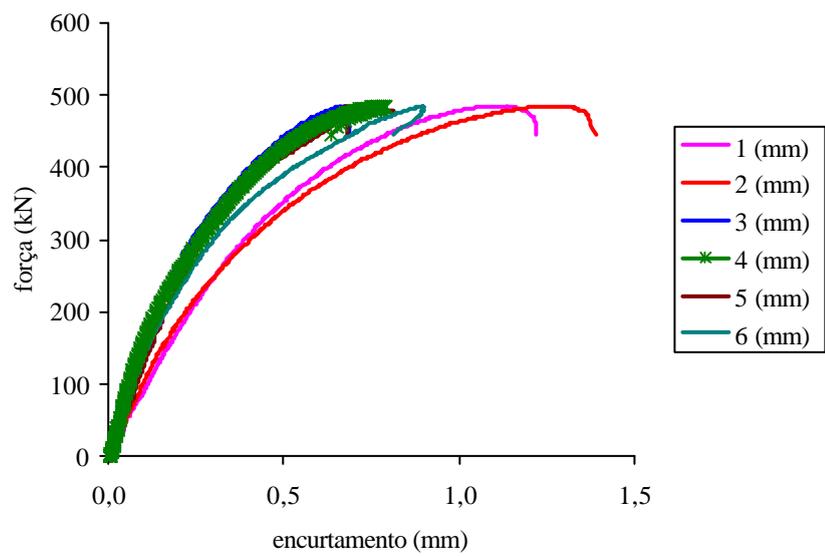
Parede P01 (sem revestimento)



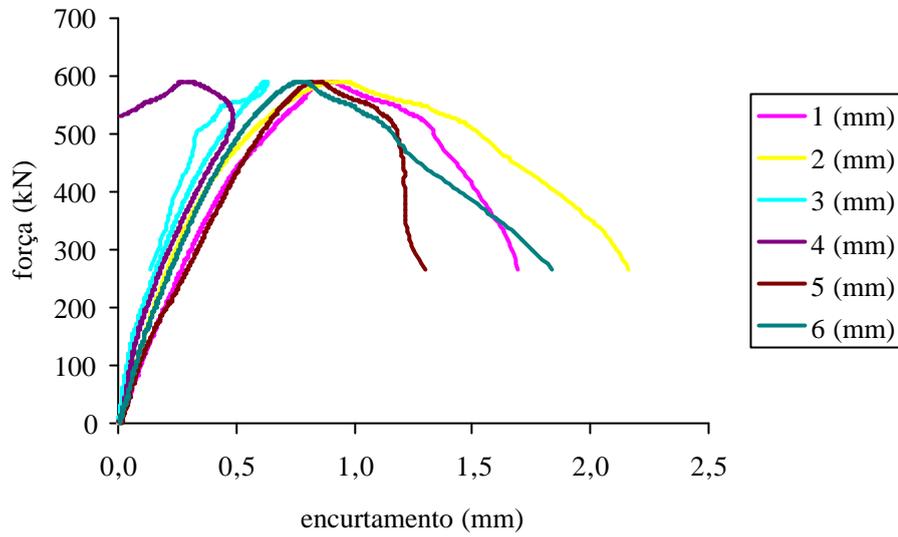
Parede P02 (sem revestimento)



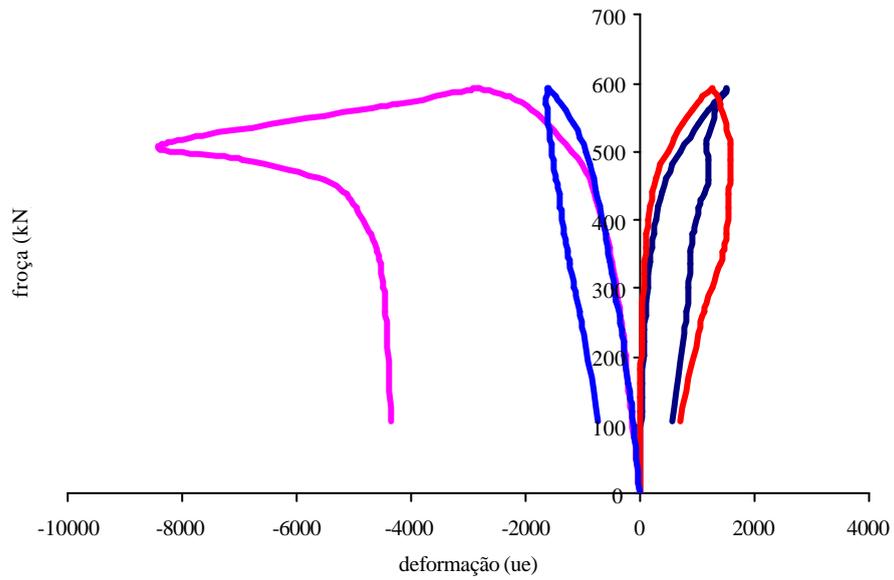
Parede P03 (argamassa fraca)



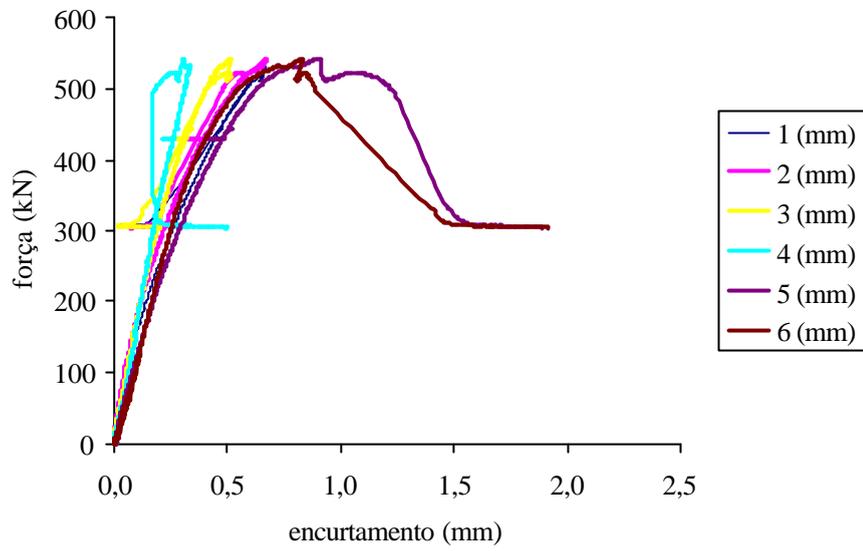
P07 (telas soldadas)



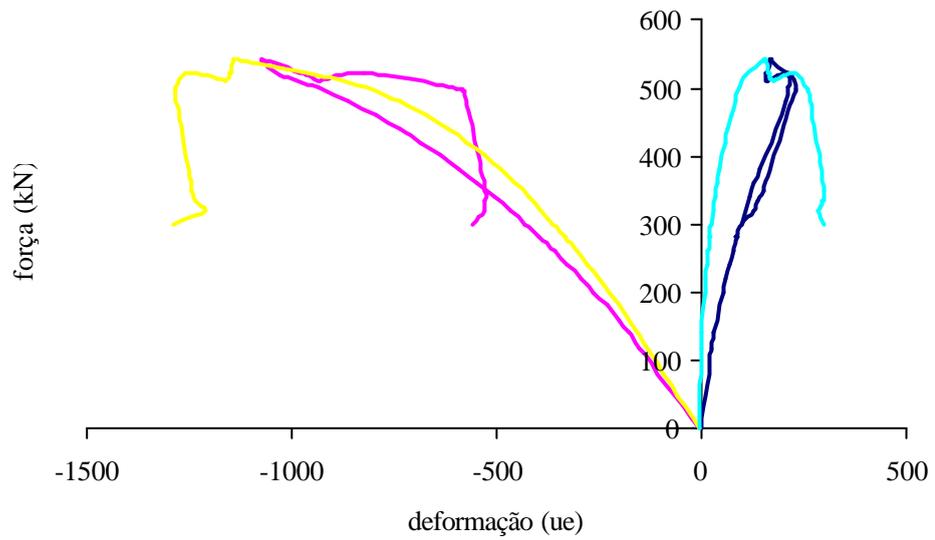
Parede P07 (telas soldadas) - gráfico da armadura da tela



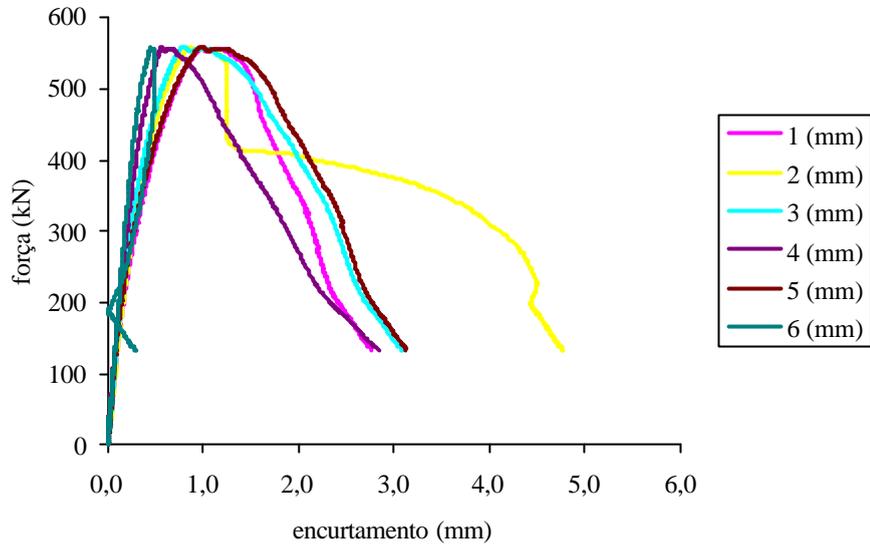
P08 (telas soldadas)



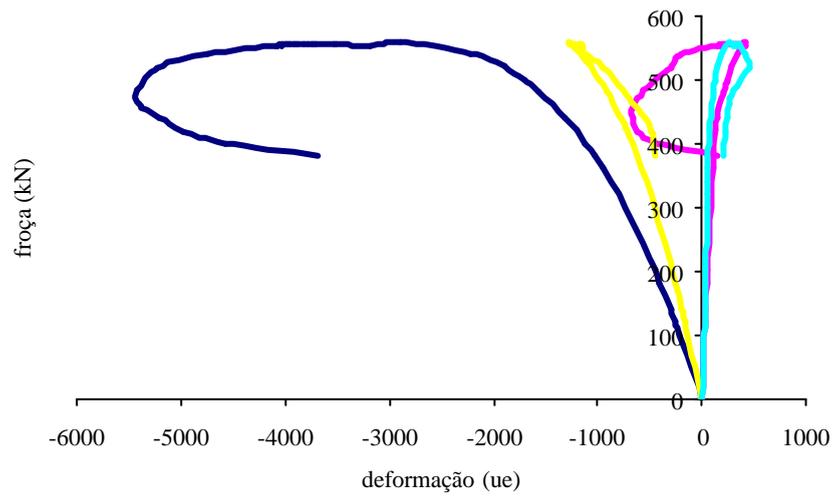
Parede P08 (telas soldadas) - gráfico das telas



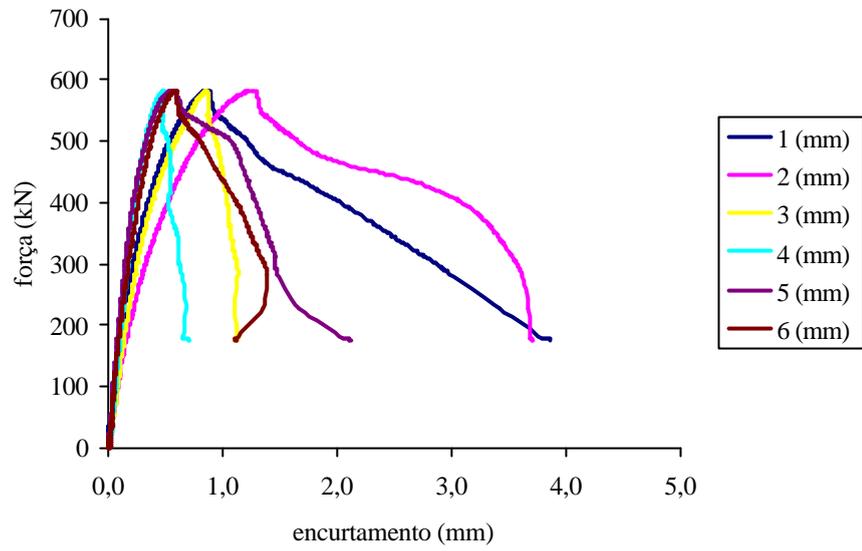
P09 (telas soldadas + conectores1)



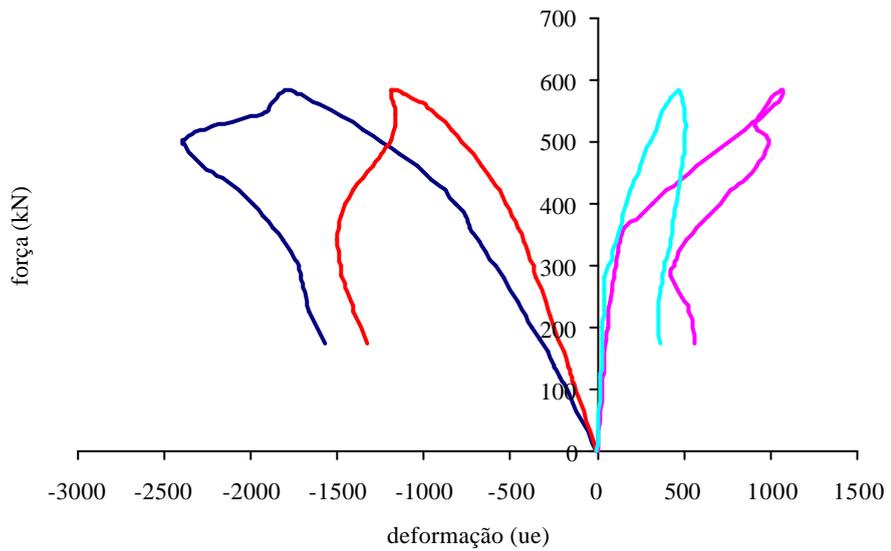
Parede P09 (telas soldadas + conectores 1) - gráfico da armadura das telas



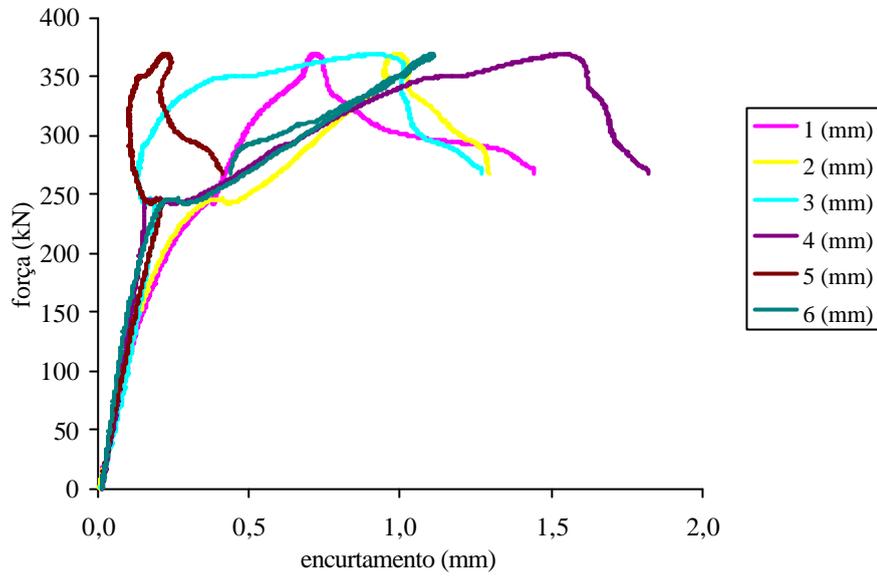
P10 (telas soldadas + conectores1)



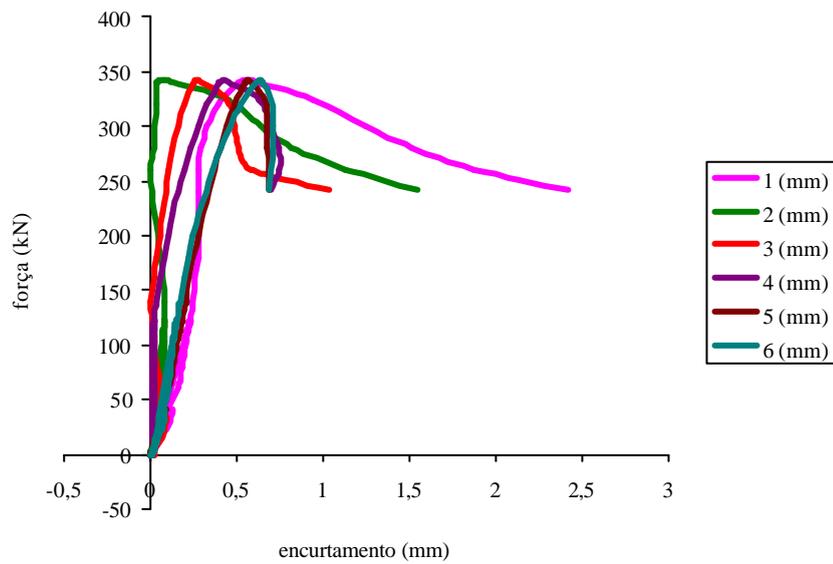
Parede P10 (telas soldadas + conectores 1) - gráfico da armadura das telas



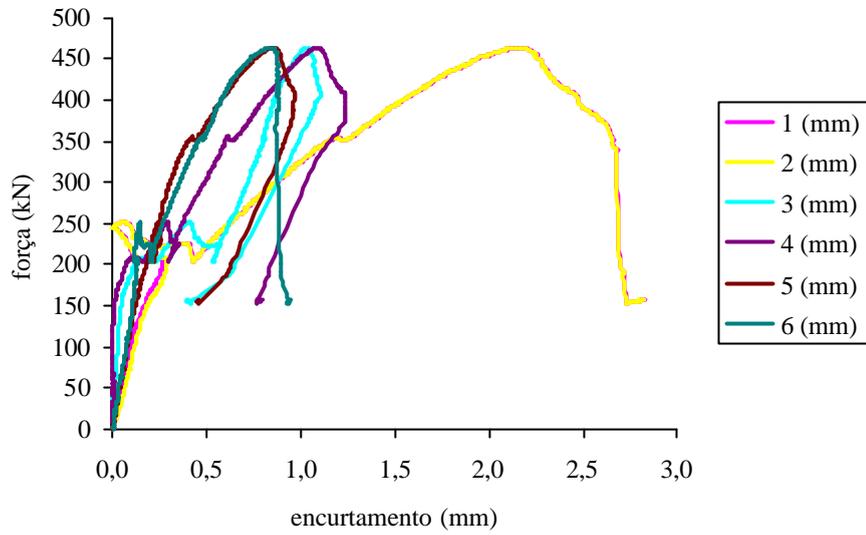
P11 (argamassa fraca + fibras de polipropileno)



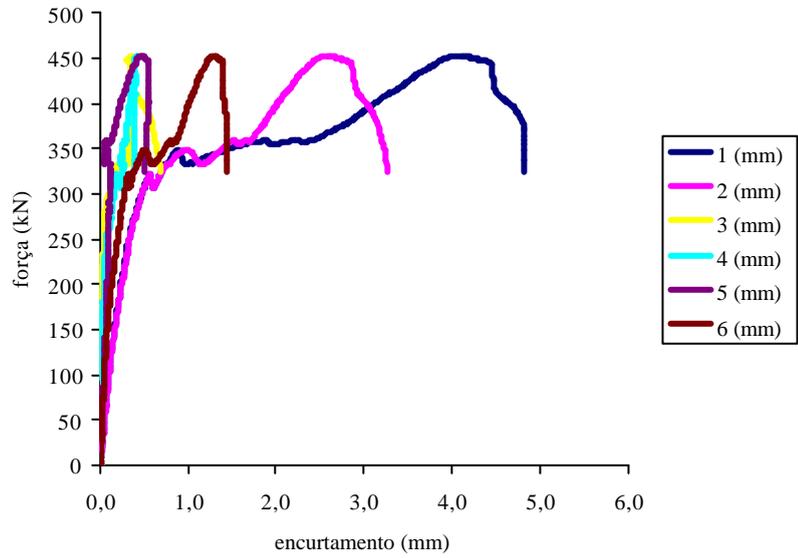
Parede P12 (argamassa fraca + fibras de polipropileno)



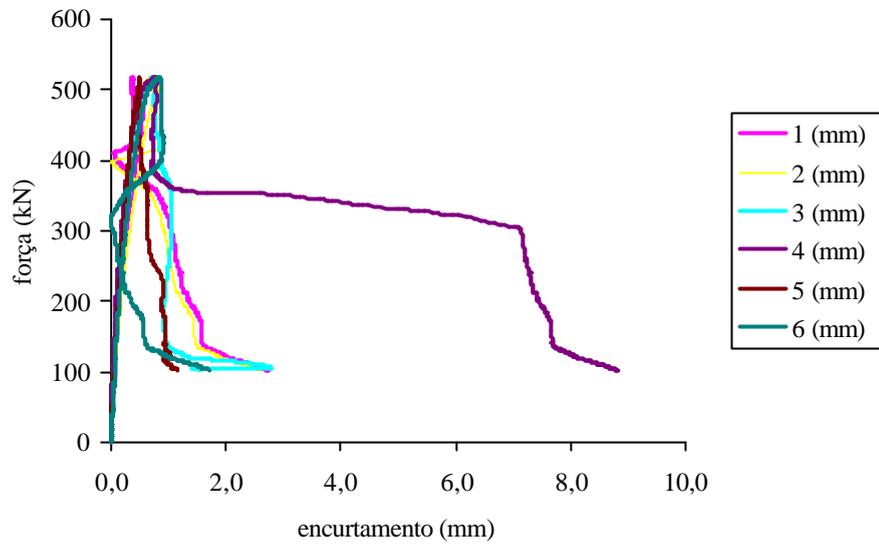
P13 (argamassa forte + fibras de aço)



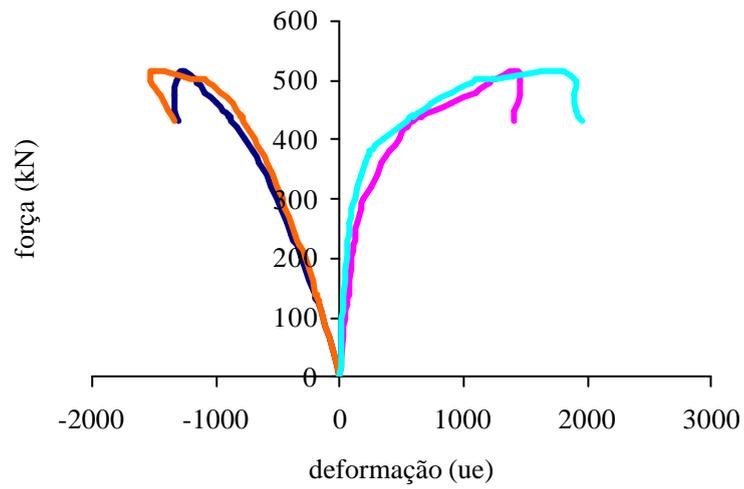
P14 (argamassa forte + fibras de aço)

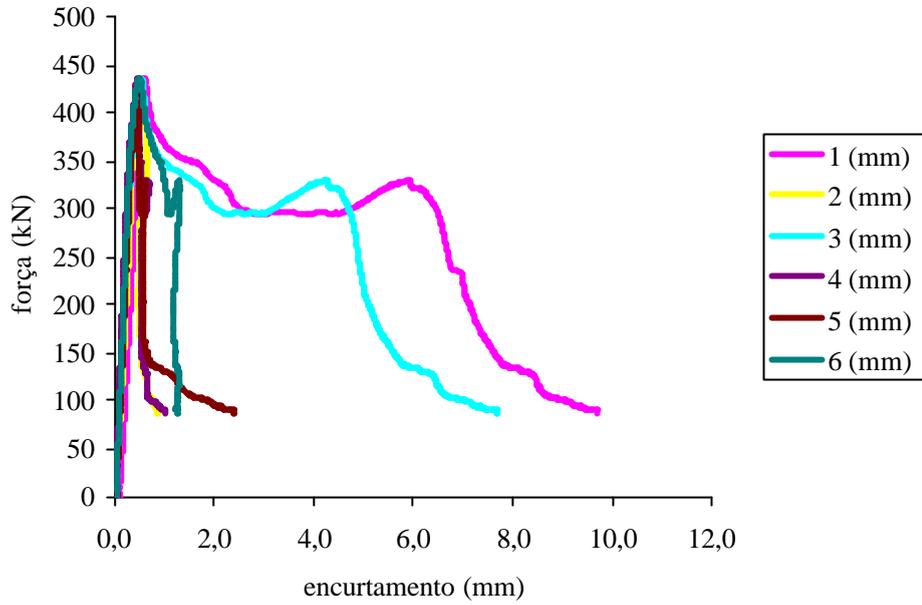


P15 (telas soldadas + conectores 2)

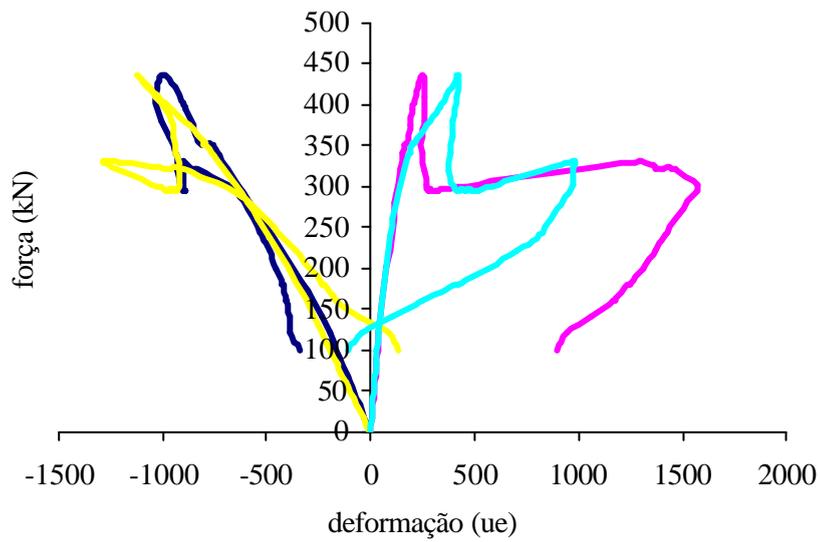


Parede P15 (telas soldadas + conectores 2) - gráfico da armadura das telas





Parede P16 (telas soldadas + conectores 2) - gráfico da armadura das telas



ANEXO B - Resultados dos ensaios das paredes submetidas à compressão diagonal

- Resultados dos ensaios de blocos da série de compressão diagonal.

Tabela B.1 – Altura dos blocos ensaiados.

CP	H1	H2	H3	H4	H _m
1	18,90	19,10	18,80	19,00	18,95
2	19,30	19,30	19,30	19,20	19,28
3	18,70	18,90	18,70	19,00	18,83
4	19,20	19,10	19,30	19,20	19,20
5	19,50	19,30	19,40	19,20	19,35
6	19,10	19,40	19,00	19,30	19,20

Tabela B.2 – Espessura dos blocos ensaiados.

CP	e1	e2	e3	e4	e _m
1	13,90	13,90	13,90	13,90	13,90
2	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
3	13,90	14,00	13,90	13,90	13,93
4	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
5	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
6	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00

Tabela B.3 – Largura dos blocos ensaiados.

CP	L1	L2	L3	L4	L _m
1	39,10	39,20	39,30	39,30	39,23
2	39,20	39,20	39,20	39,30	39,23
3	39,10	39,20	39,10	39,10	39,13
4	39,20	39,20	39,20	39,20	39,20
5	39,20	39,20	39,40	39,30	39,28
6	39,20	39,10	39,30	39,20	39,20

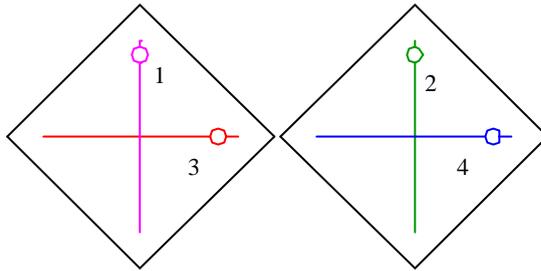
Tabela B.4 – resultados obtidos

CP	força (kN)	R _m (MPa)
1	509,9	9
2	421,2	8
3	575,5	11
4	487,5	9
5	441,3	8
6	450,2	8

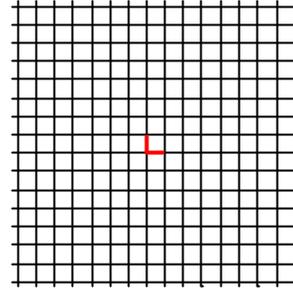
Resistência média dos blocos = 9 MPa

- Gráficos das paredes ensaiadas à compressão diagonal.

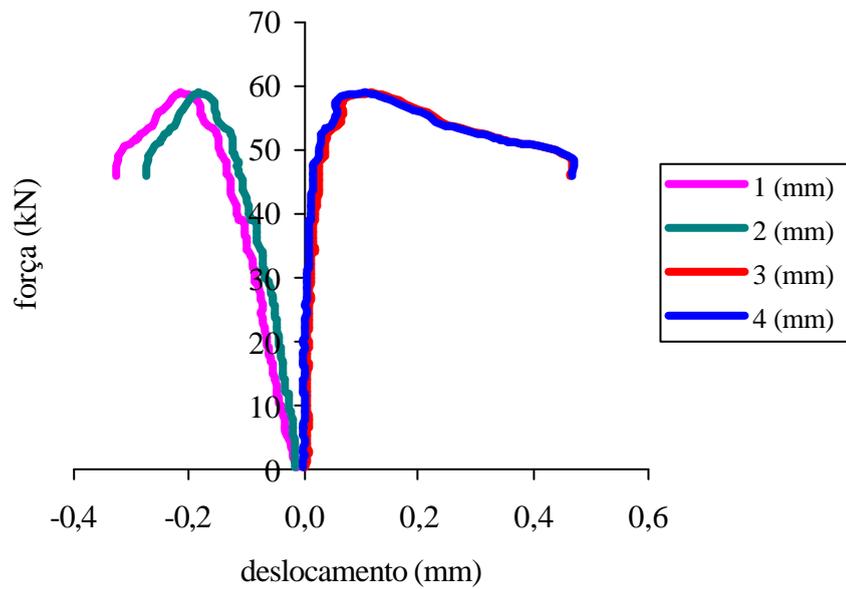
Posição dos relógios comparadores



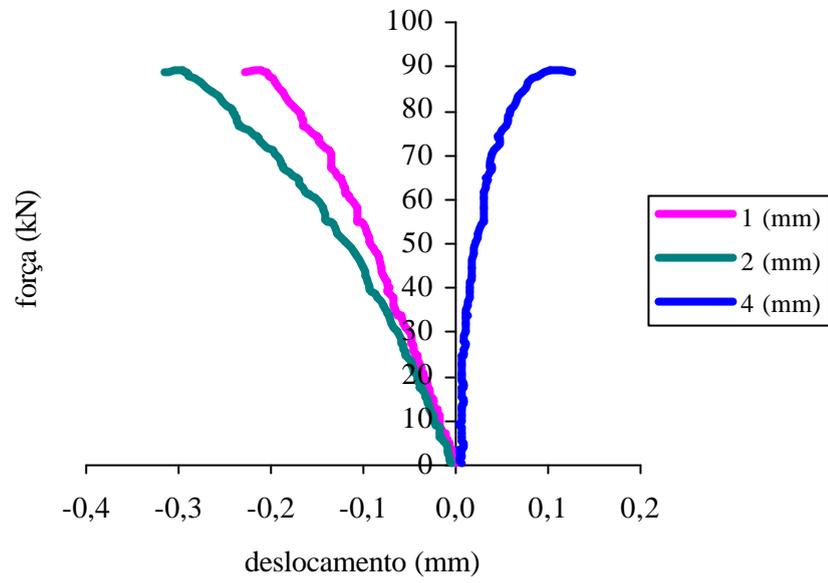
Posição dos extensômetros nas telas soldadas



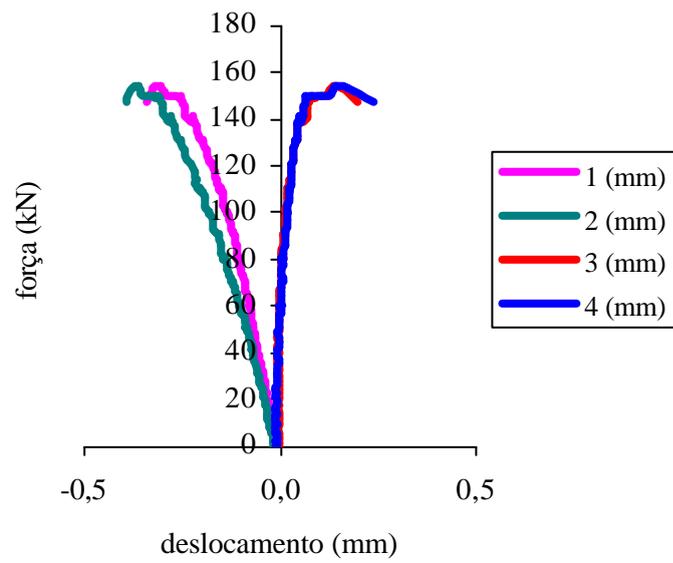
Parede P01 (sem revestimento)



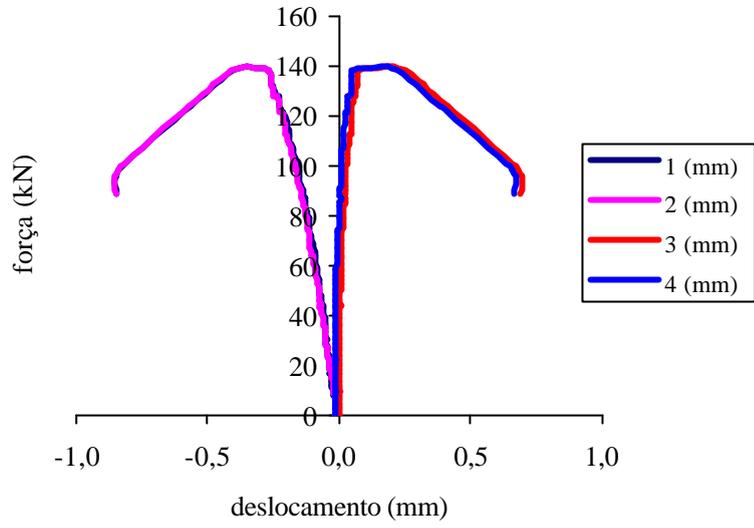
Parede P02 (sem revestimento)



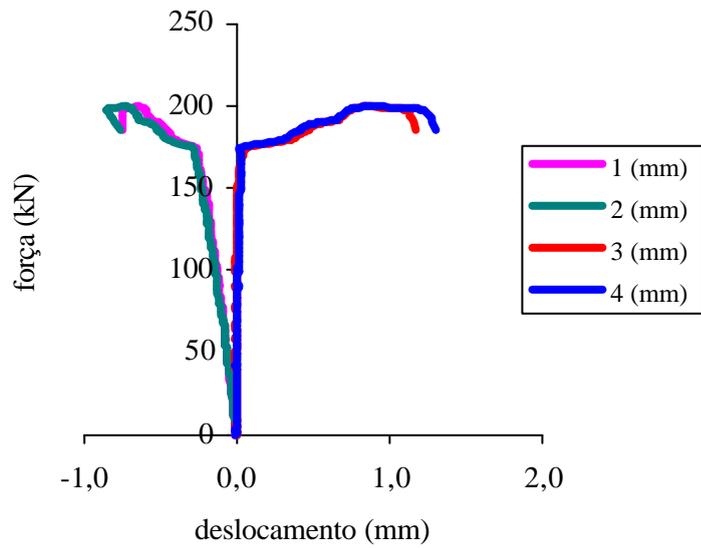
Parede P03 (argamassa fraca)



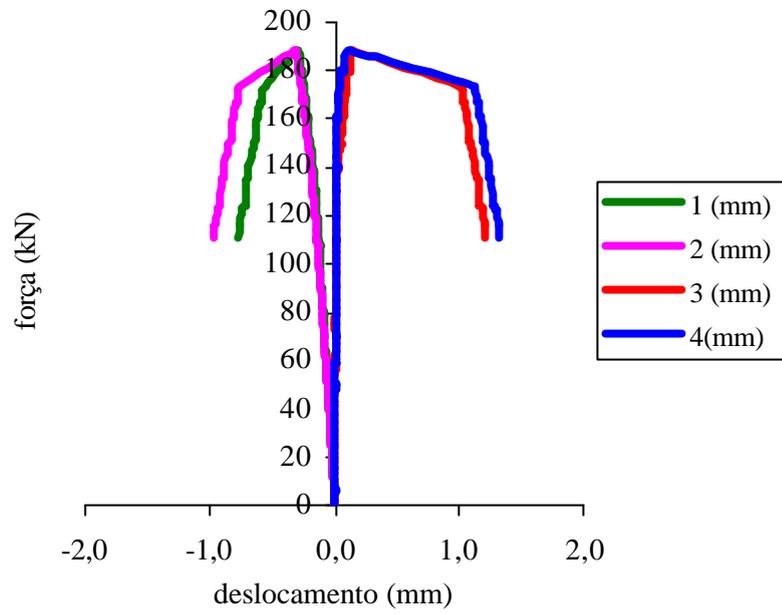
Parede P04 (argamassa fraca)



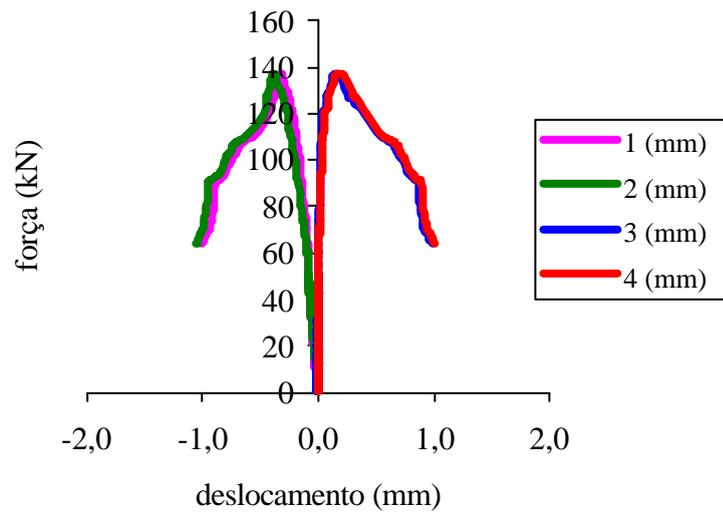
Parede P05 (argamassa forte)



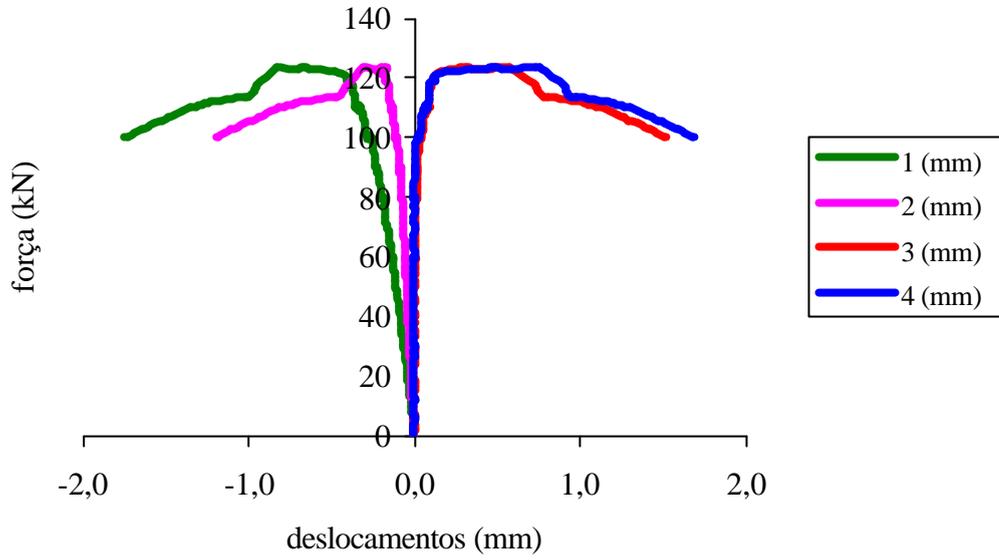
Parede P06 (argamassa forte)



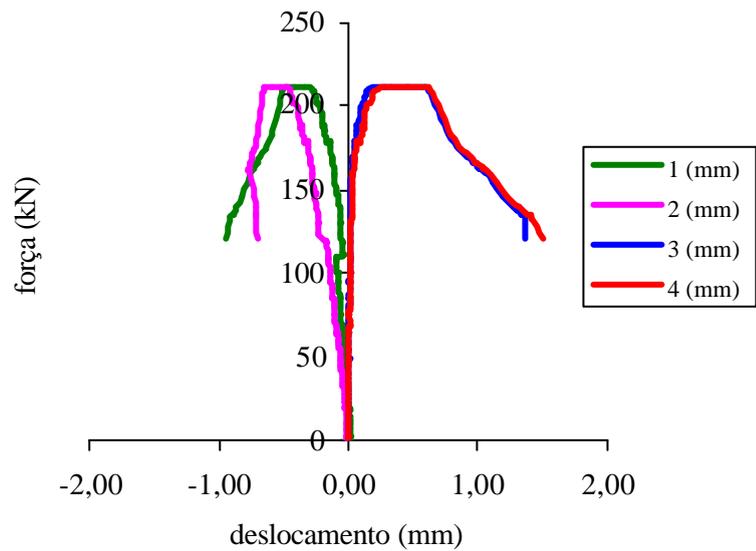
Parede P07 (argamassa fraca + fibras de polipropileno)



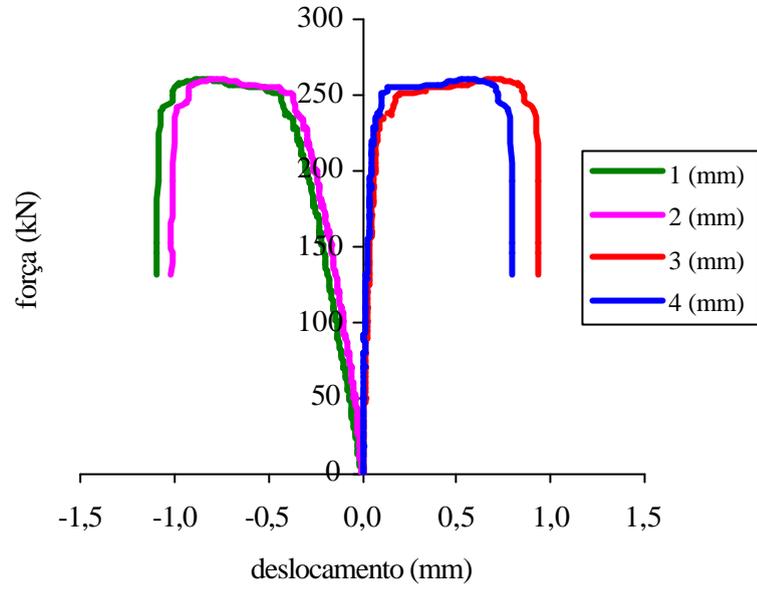
Parede P08 (argamassa fraca + fibras de polipropileno)



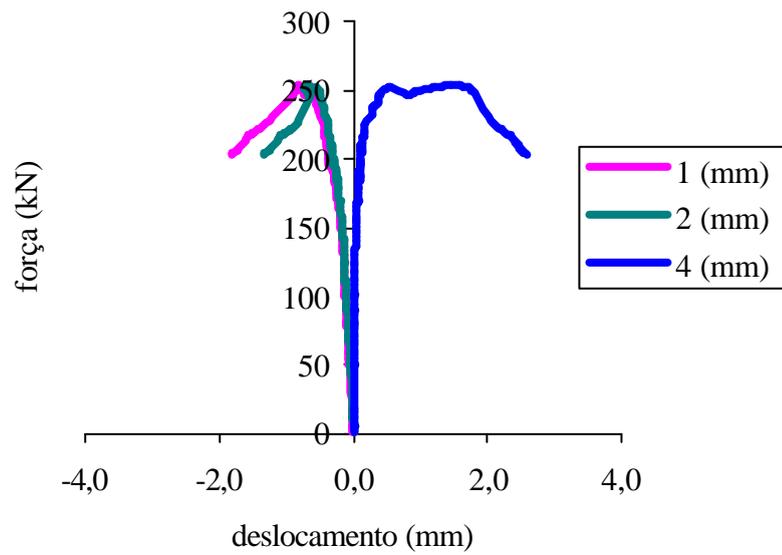
Parede P09 (argamassa forte + fibras de aço)



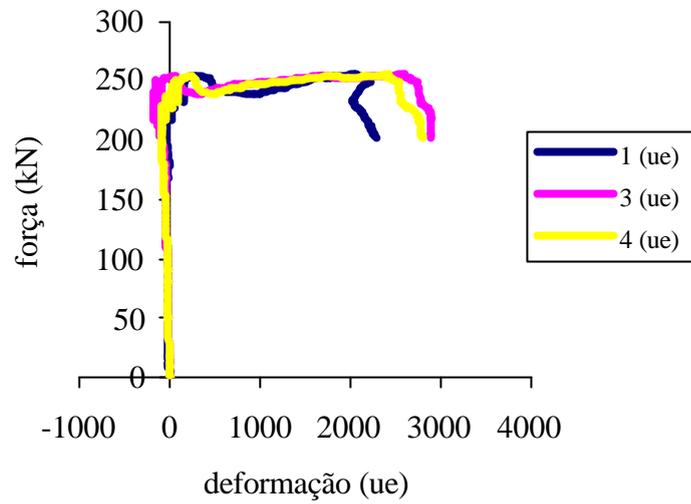
Parede P10 (argamassa forte + fibras de aço)



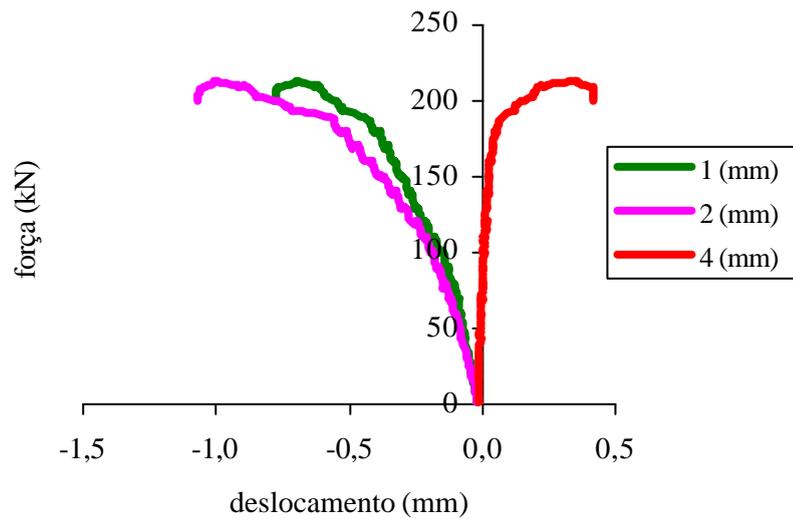
Parede P11 (telas soldadas)]



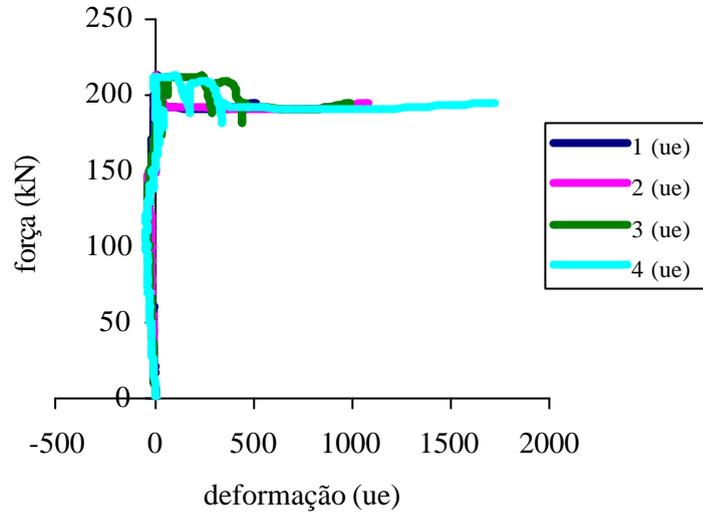
Parede P11 (telas soldadas) - gráfico da armadura das telas soldadas



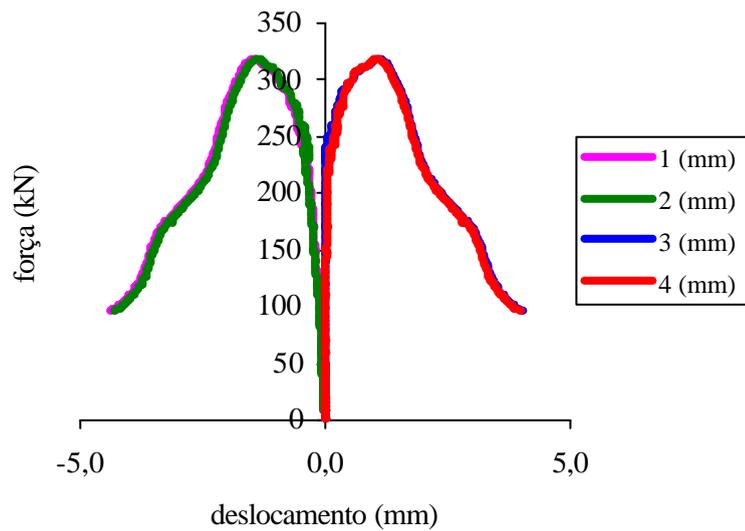
Parede P12 (telas soldadas)



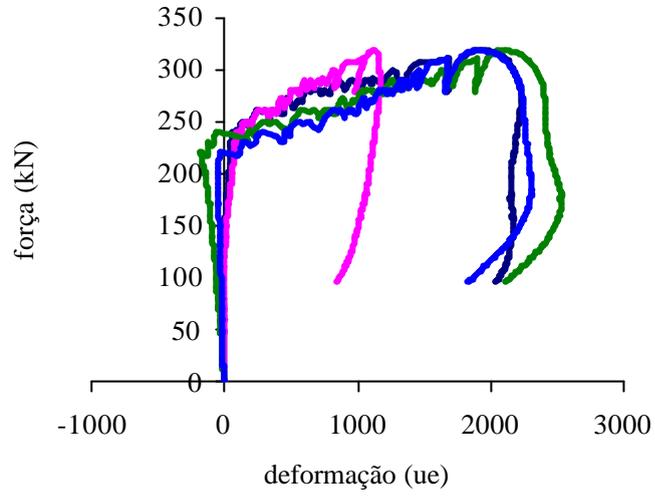
Parede P12 (telas soldadas) - gráfico da armadura das telas



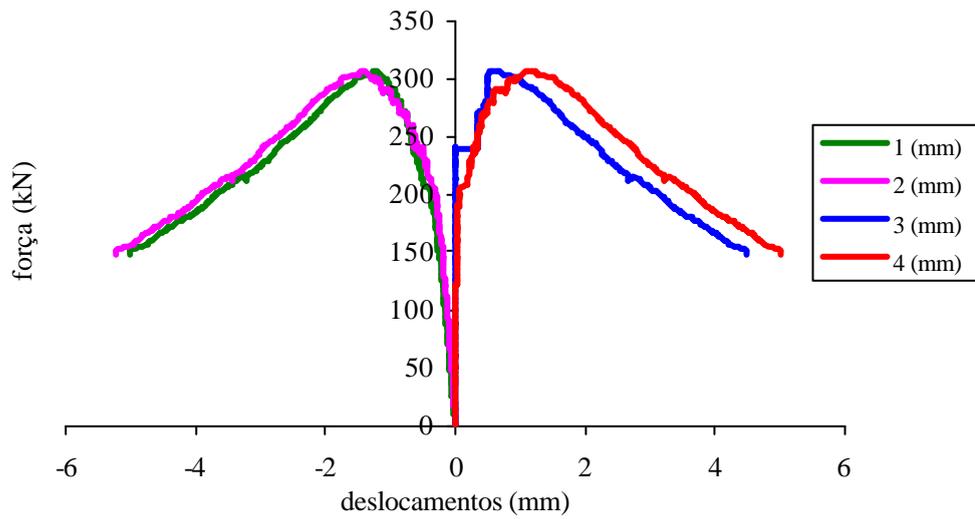
Parede P13 (telas soldadas + conectores 1)



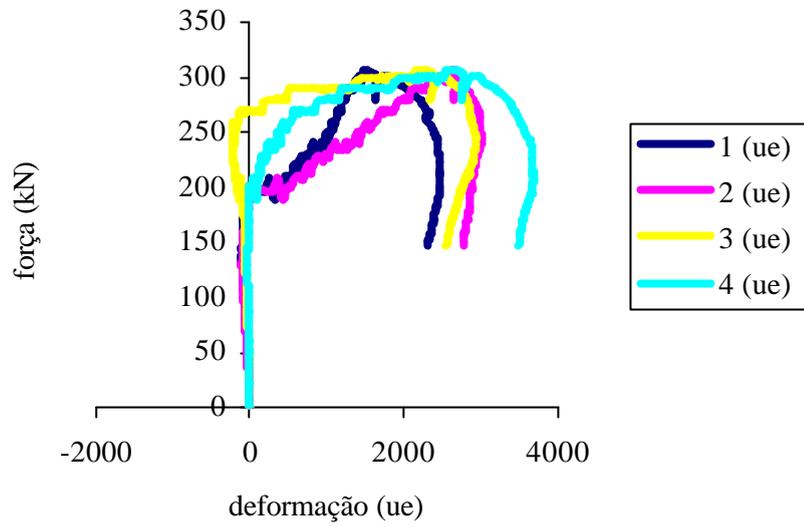
Parede P13 (telas soldadas) - gráfico da armadura das telas



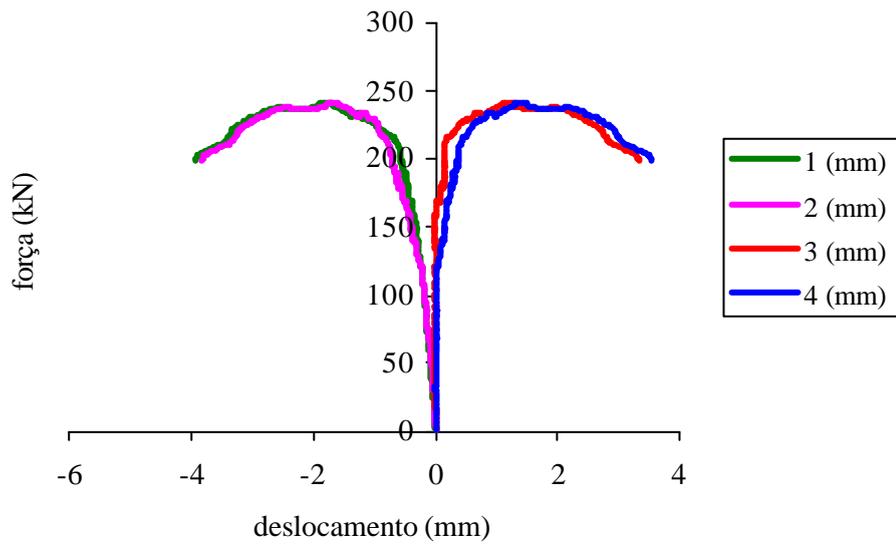
Parede P14 (telas soldadas + conectores 1)



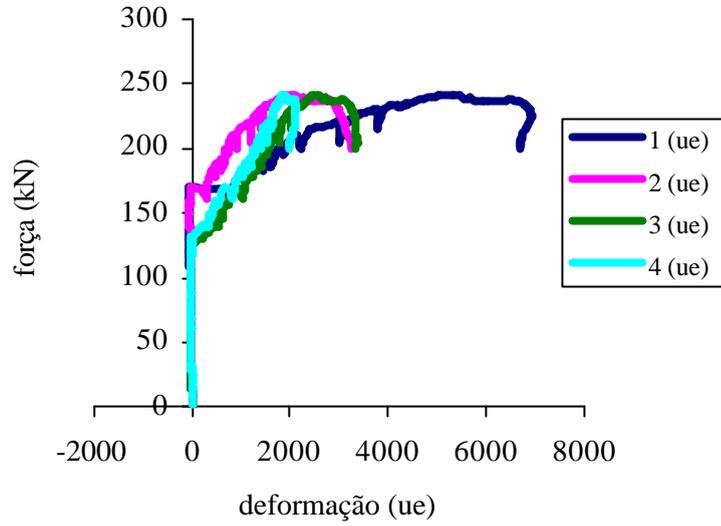
Parede P14 (telas soldadas + conectores 1) - gráfico da armadura das telas



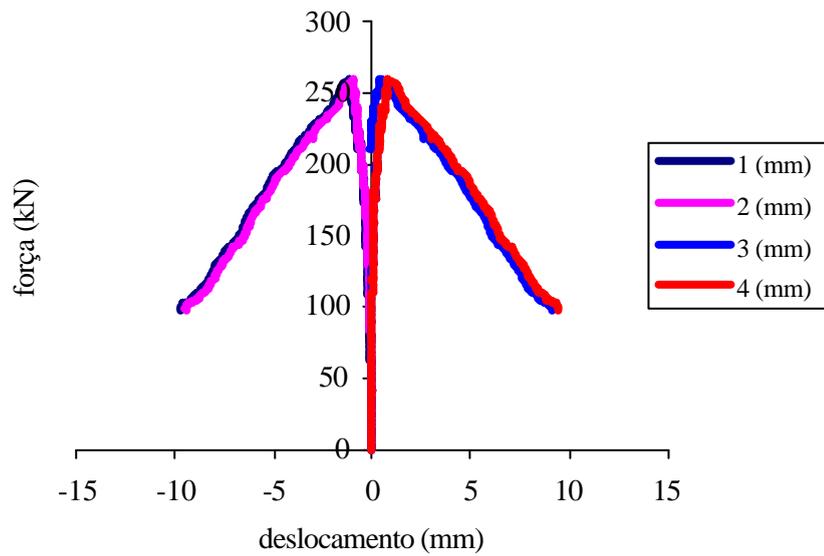
Parede P15 (telas soldadas + conectores 2)



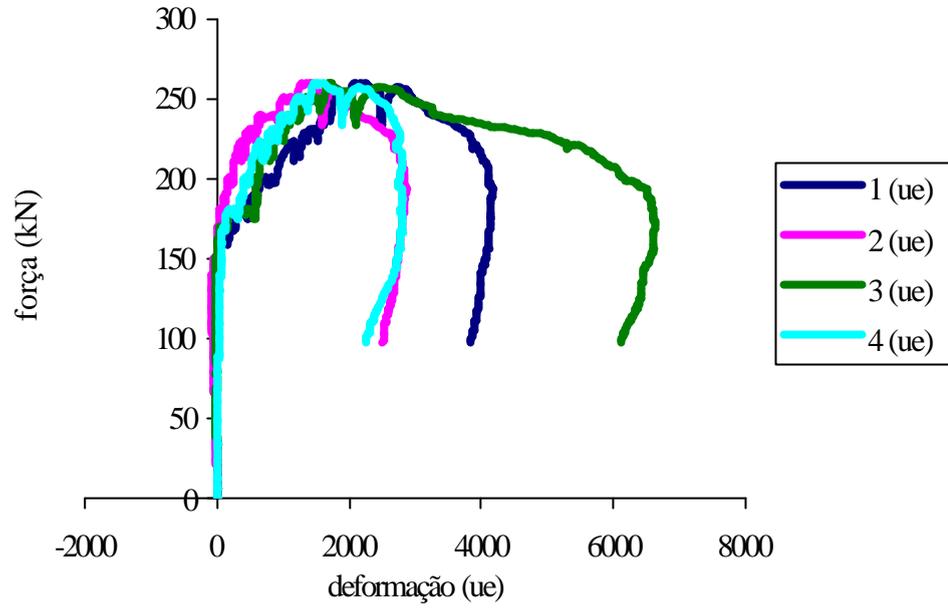
Parede P15 (telas soldadas + conectores 2) -
gráfico da armadura das telas



Parede P16 (telas soldadas + conectores 2)



Parede P16 (telas soldadas + conectores 2) - gráfico da armadura das telas



ANEXO C – Resultados dos ensaios das paredes submetidas à flexão

- Resultados dos ensaios de blocos da série das paredes submetidas à flexão.

Tabela C.1 – Altura dos blocos ensaiados.

CP	H1	H2	H3	H4	H _m
1	19,20	19,10	19,30	19,10	19,18
2	19,30	19,10	19,30	19,00	19,18
3	19,20	19,00	19,30	19,20	19,18
4	19,00	19,30	19,10	19,30	19,18
5	19,20	19,30	19,10	19,30	19,23
6	19,00	19,20	19,00	19,20	19,10

Tabela C.2 – Espessura dos blocos ensaiados.

CP	e1	e2	e3	e4	e _m
1	14,00	14,00	14,00	13,90	13,98
2	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
3	13,90	14,00	14,00	14,00	13,98
4	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
5	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
6	13,90	13,90	13,90	13,90	13,90

Tabela C.3 – Largura dos blocos ensaiados.

CP	L1	L2	L3	L4	L _m
1	39,10	39,10	39,20	39,30	39,18
2	39,10	39,20	39,20	39,10	39,15
3	39,20	39,20	39,20	39,10	39,18
4	39,10	39,10	39,20	39,20	39,15
5	39,20	39,20	39,30	39,30	39,25
6	39,10	39,20	39,20	39,10	39,15

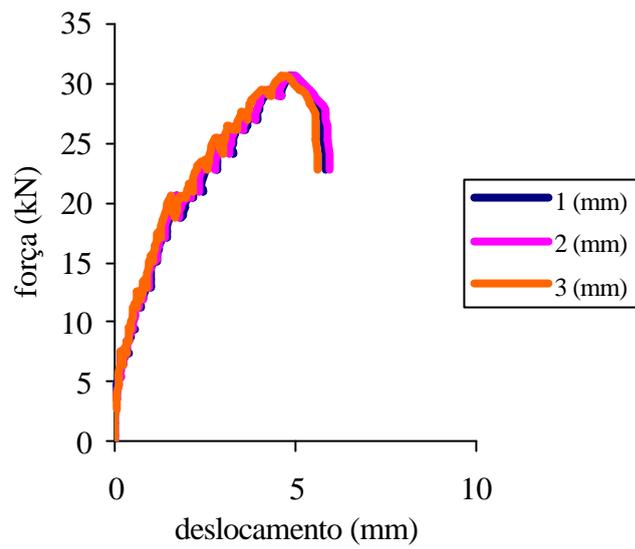
Tabela C.4 – Resultados obtidos

CP	força (kN)	R _m (MPa)
1	579,7	11
2	575,5	10
3	570,3	10
4	558,6	10
5	506,9	9
6	559,3	10

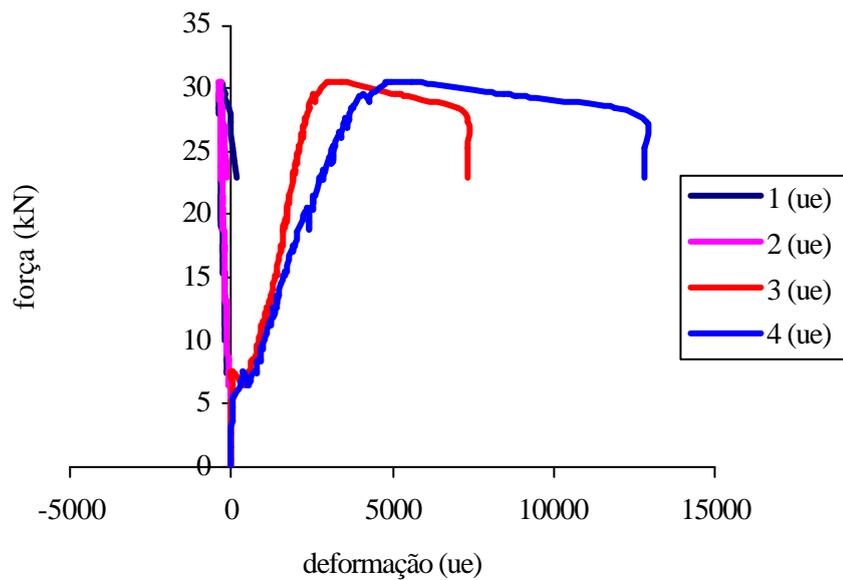
Resistência média dos blocos = 10 MPa

- Gráficos das paredes ensaiadas à flexão.

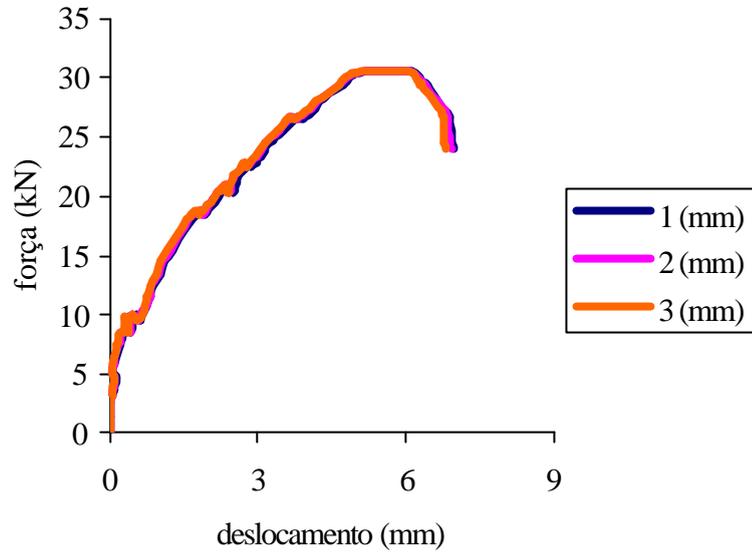
Parede P01 (telas soldadas)



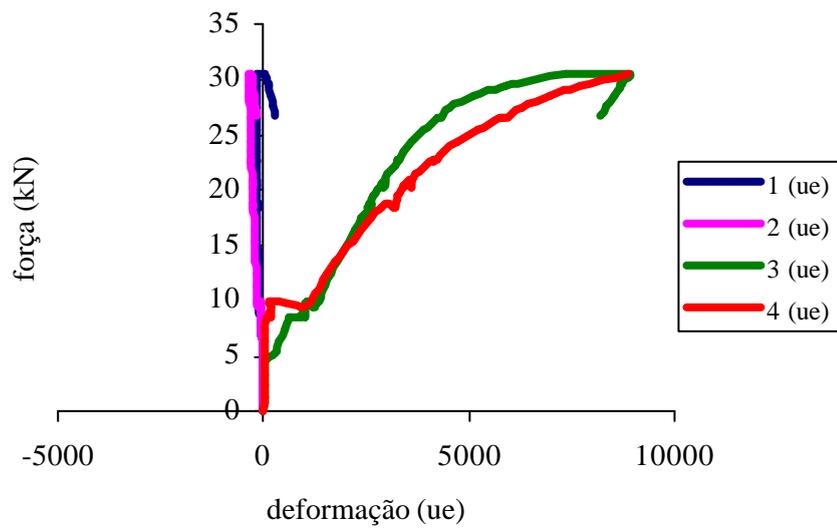
Parede P01 (telas soldadas) - gráfico da armadura das telas



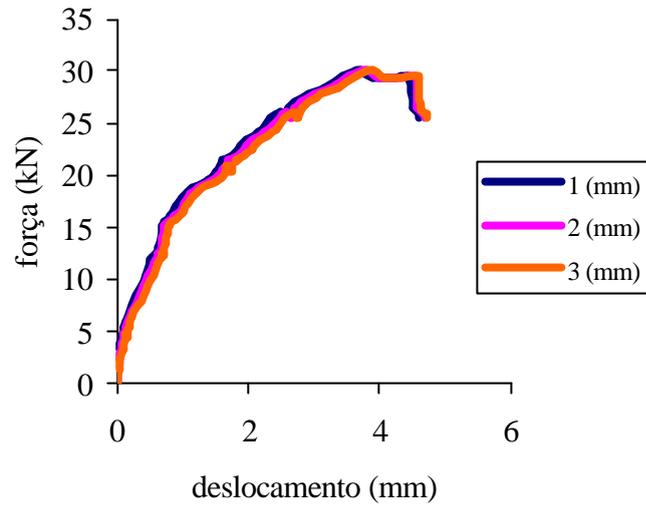
Parede P02 (telas soldadas)



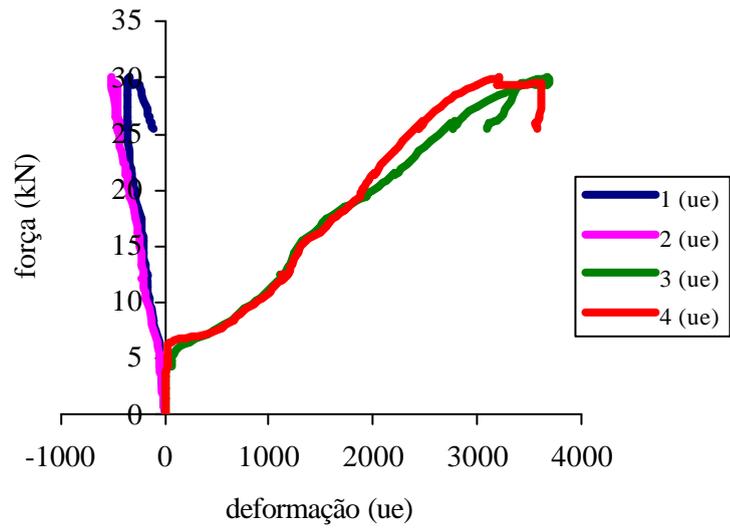
Parede P02 (telas soldadas) - gráfico da armadura das telas



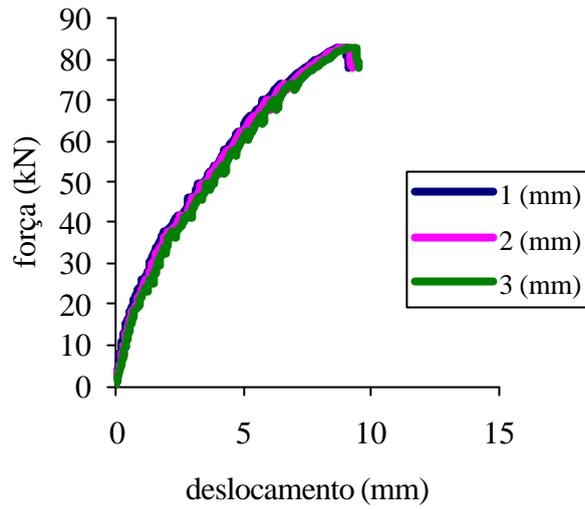
Parede P03 (telas soldadas + conectores 1)



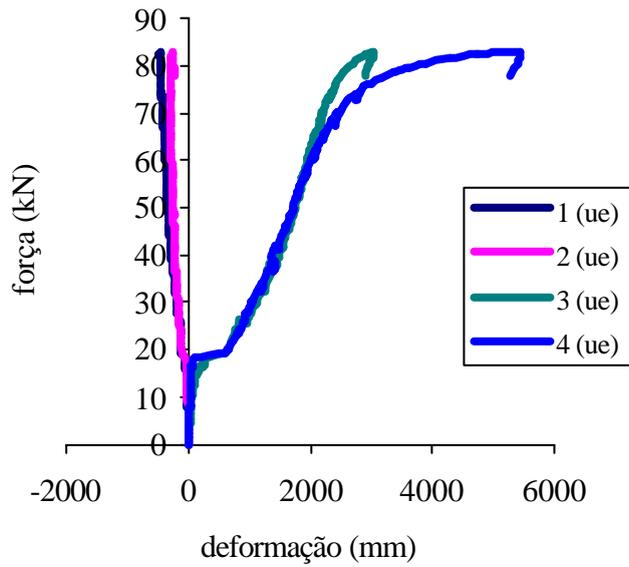
Parede P03 (telas soldadas + conectores 1) - gráfico da armadura das telas



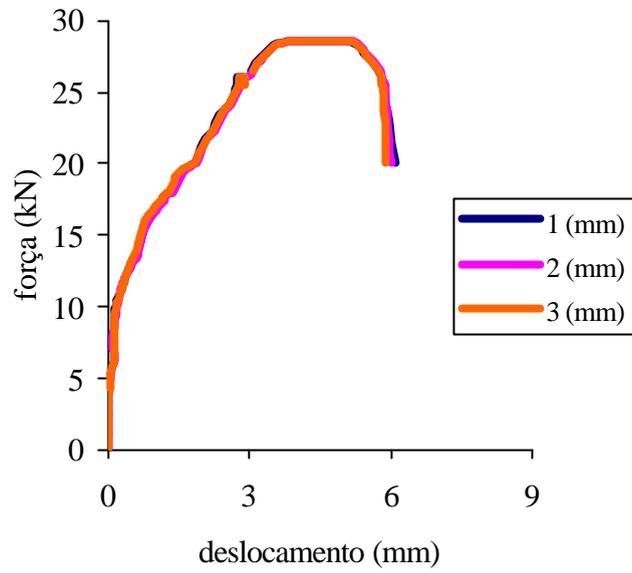
Parede P04 (telas soldadas + conectores 1)



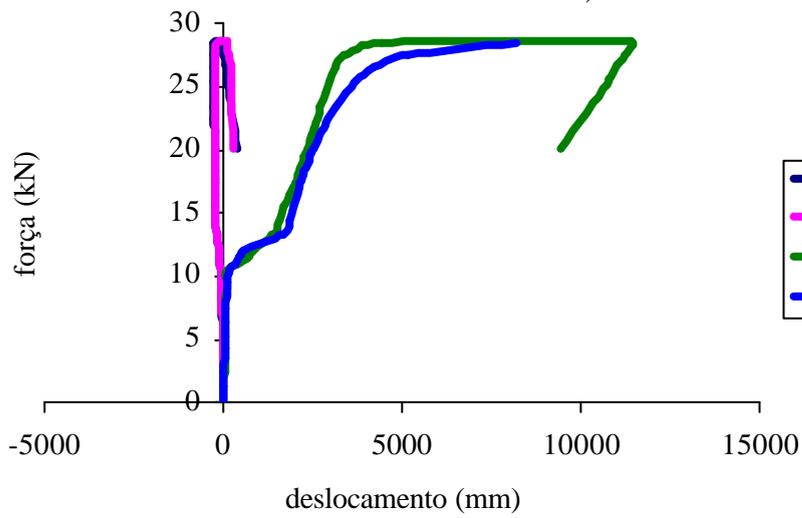
Parede P04 (telas soldadas + conectores 1) - gráfico da armadura das telas



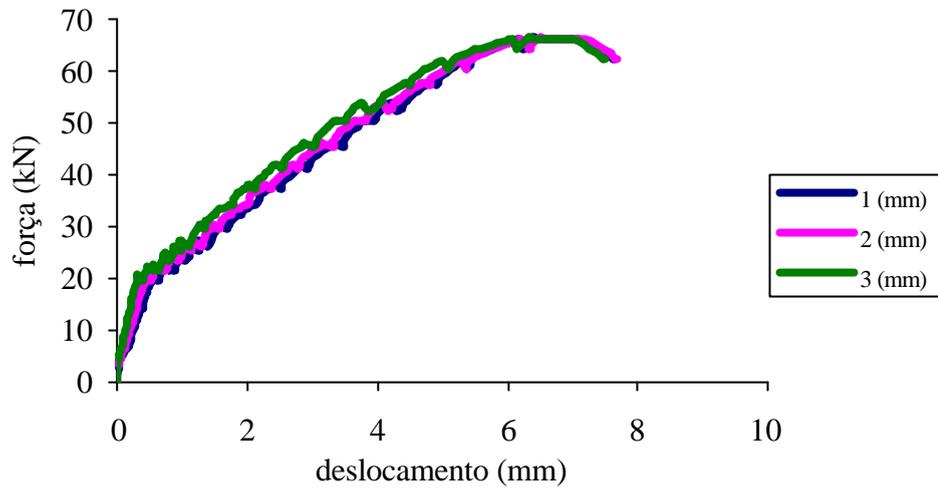
Parede P05 (telas soldadas + conectores 2)



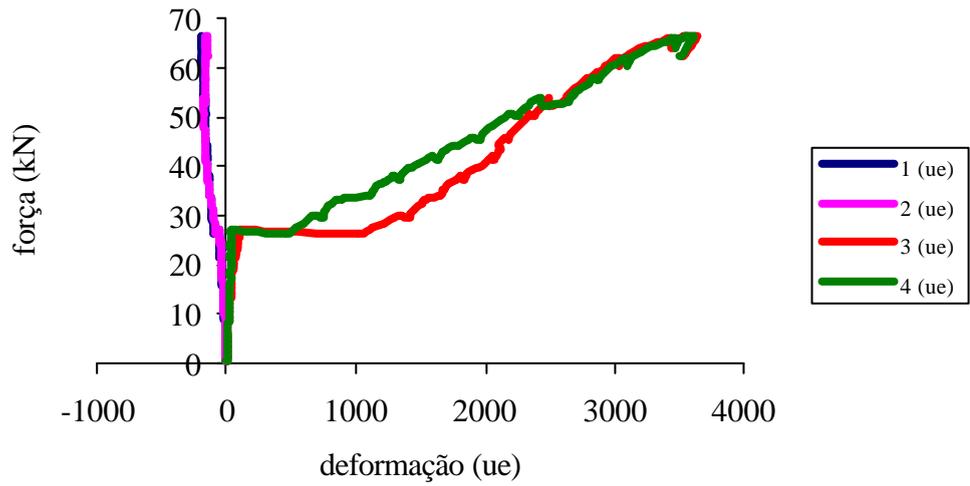
Parede P05 (telas soldadas + conectores 2)



Parede P06 (telas soldadas + conectores 2)



Parede P06 (telas soldadas + conectores 2) - gráfico da armadura das telas



ANEXO D - Resultados dos ensaios de paredes de alvenaria com abertura

- Resultados dos ensaios de blocos da série de paredes com abertura.

Tabela D.1– Altura dos blocos ensaiados.

CP	H1	H2	H3	H4	H _m
1	19,1	19,1	19,0	19,0	19,1
2	19,1	19,1	19,2	19,0	19,1
3	19,1	19,0	19,0	19,1	19,1
4	19,1	19,1	19,0	19,0	19,1
5	19,0	19,1	19,0	19,1	19,1
6	19,1	19,1	19,0	19,1	19,1

Tabela D.2 – Espessura dos blocos ensaiados.

CP	e1	e2	e3	e4	e _m
1	13,90	14,00	13,90	13,90	13,93
2	14,00	14,00	13,90	14,00	13,98
3	13,90	14,00	14,00	14,00	13,98
4	14,00	14,00	14,00	13,90	13,98
5	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
6	13,90	13,90	14,00	14,00	13,95

Tabela D.3 – Largura dos blocos ensaiados.

CP	L1	L2	L3	L4	L _m
1	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1
2	39,1	39,0	39,1	39,0	39,1
3	39,0	39,0	39,0	39,0	39,0
4	39,0	39,0	39,0	39,0	39,0
5	39,0	39,0	39,0	39,0	39,0
6	39,0	39,0	39,0	39,0	39,0

Tabela D.4 – Resultados obtidos

CP	força (kN)	R _m (MPa)
1	496,00	9,11
2	512,10	9,38
3	562,20	10,32
4	529,70	9,72
5	561,80	10,29
6	472,00	8,68

Resistência média dos blocos = 9,58 MPa

- Resultados dos ensaios dos prismas da série de paredes com abertura.

Tabela D.5 - Prismas da parede P01 (sem revestimento)

Prisma	tipo	Força (kN)	Tensão (MPa)	$F_{p\text{ médio}}$ (MPa)
P1	s/graute	443,90	8	8
P2	s/graute	404,00	7	
P3	grauteado	873,90	16	15
P4	grauteado	816,40	15	

Tabela D.6 - Prismas da parede P02 (revestida)

Prisma	tipo	Força (kN)	Tensão (MPa)	$F_{p\text{ médio}}$ (MPa)
P1	s/graute	539,30	10	8
P2	s/graute	385,60	7	
P3	grauteado	807,50	15	14
P4	grauteado	743,90	14	

Tabela D.7 - Prismas da parede P03 (sem revestimento)

Prisma	tipo	Força (kN)	Tensão (MPa)	$F_{p\text{ médio}}$ (MPa)
P1	s/graute	464,50	9	8
P2	s/graute	431,20	8	
P3	grauteado	875,60	16	16
P4	grauteado	830,20	15	

- Gráficos das paredes com abertura.

Vista de cima da instrumentação dos protótipos

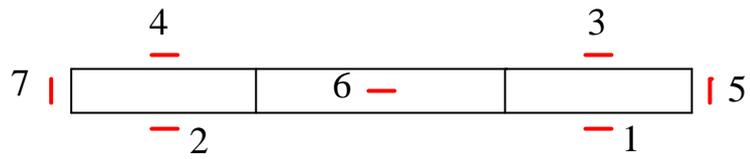
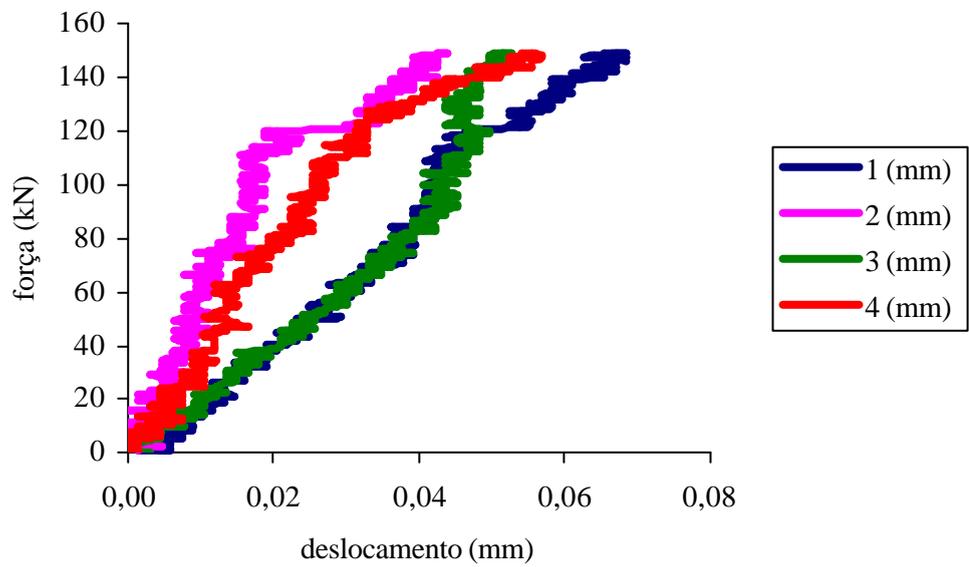
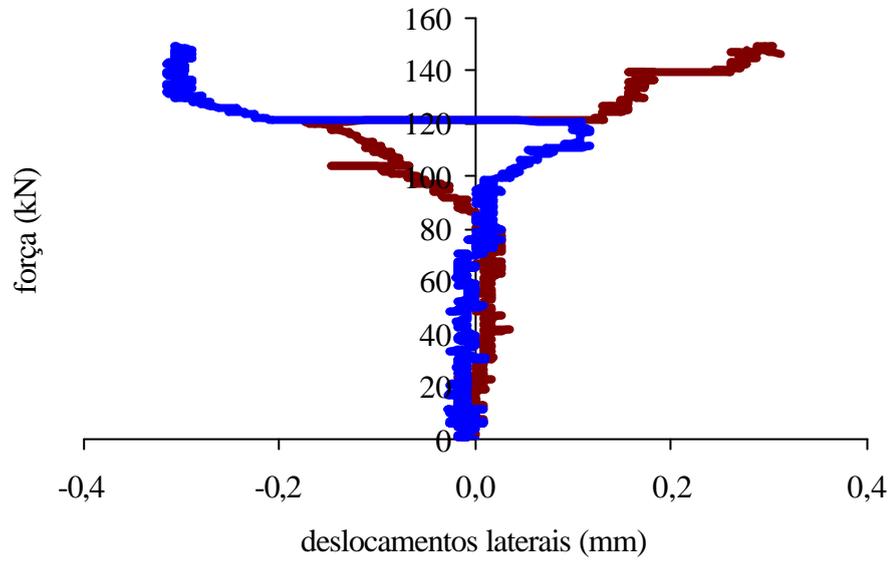


Figura D.1 – Instrumentação do modelo.

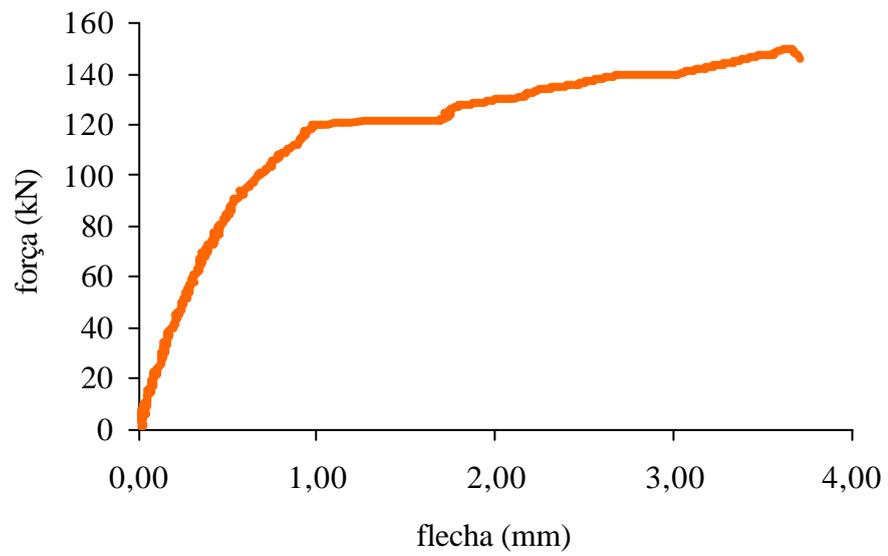
Parede P01 (sem revestimento)



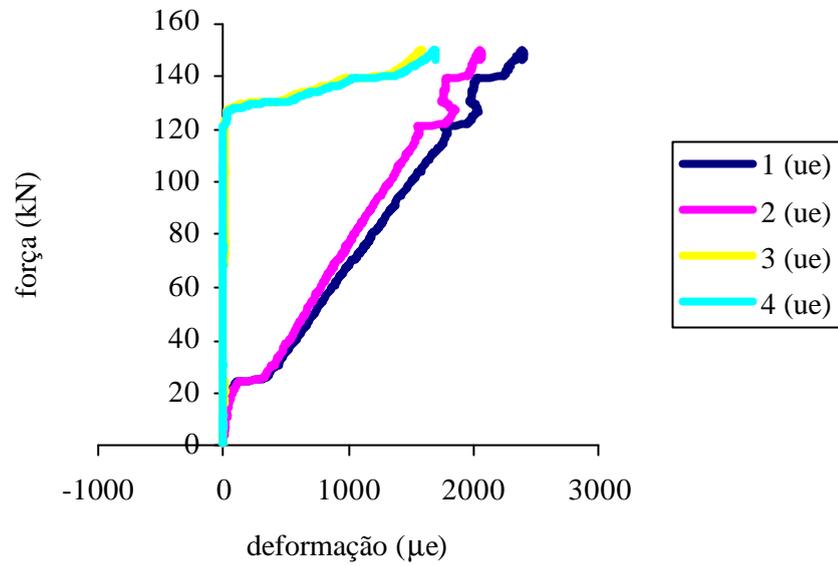
Parede P01 (sem revestimento)



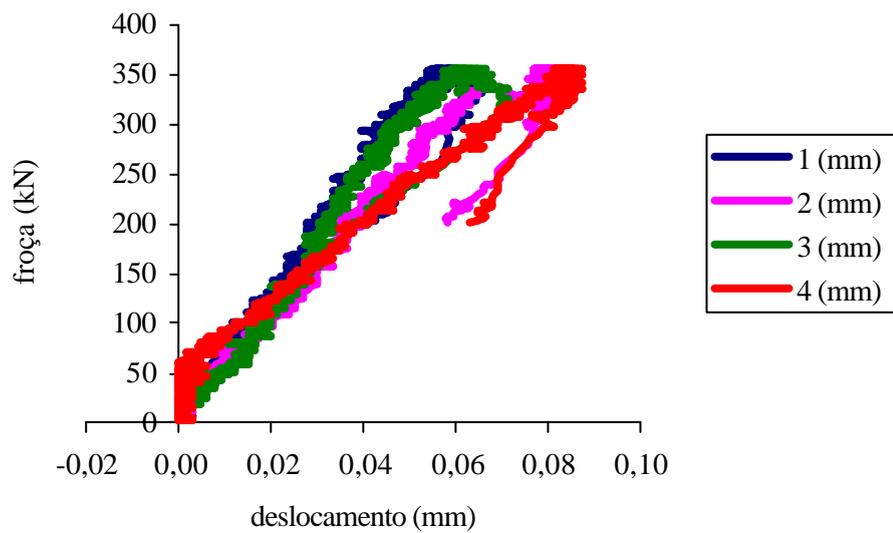
Parede P01 (sem revestimento)



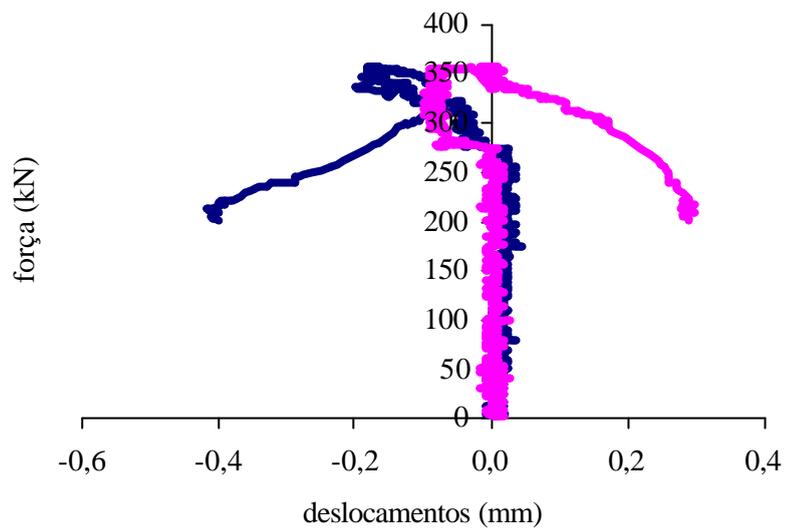
Parede P01 (sem revestimento) - armadura das vergas



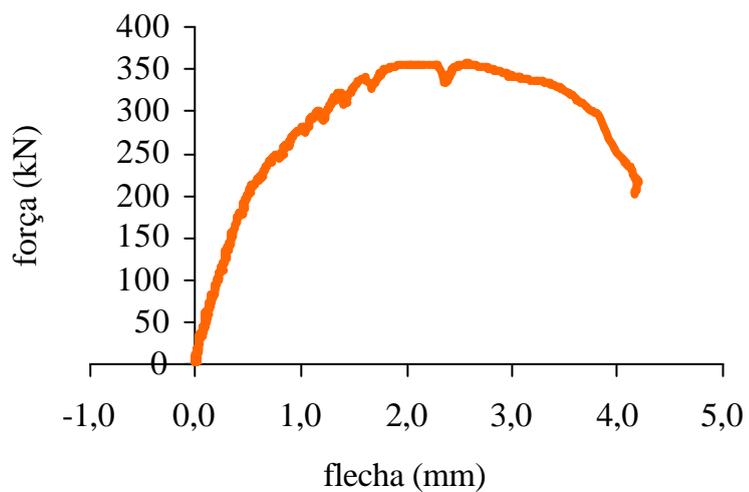
Parede P02 (revestida)



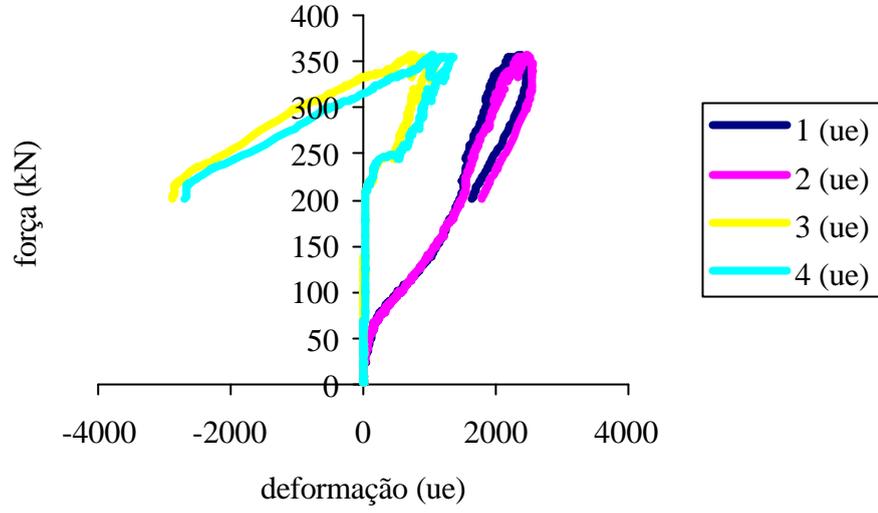
Parede P02 (revestida)



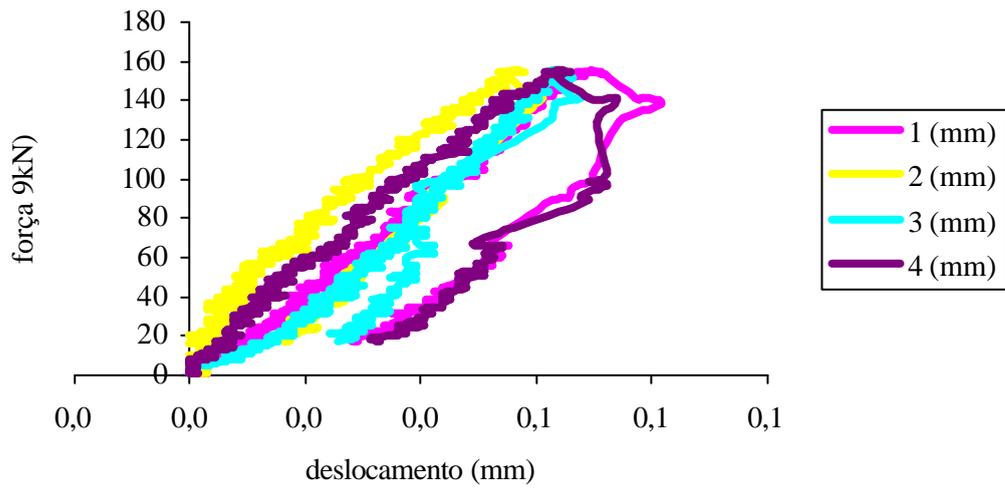
Parede P02 (revestida)



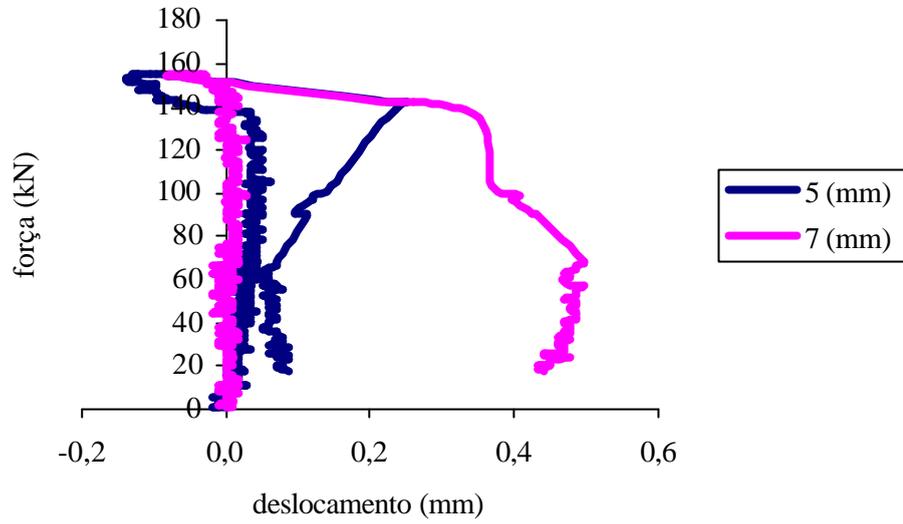
Parede P02 (revestida) - armadura da verga



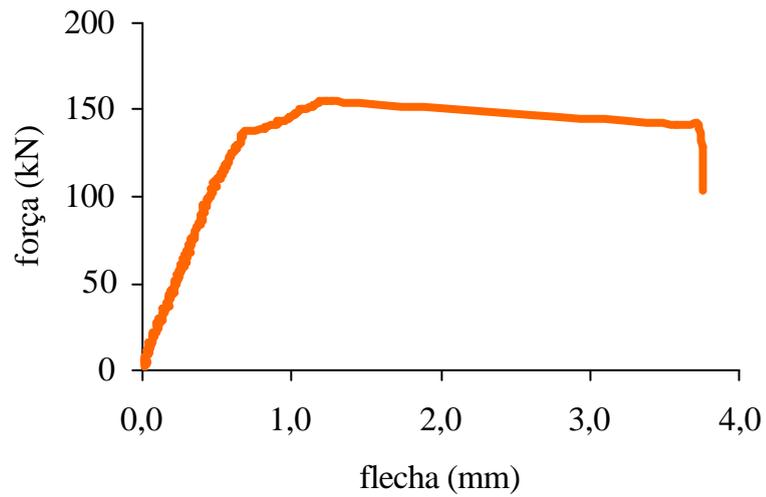
Parede P03 (sem revestimento)



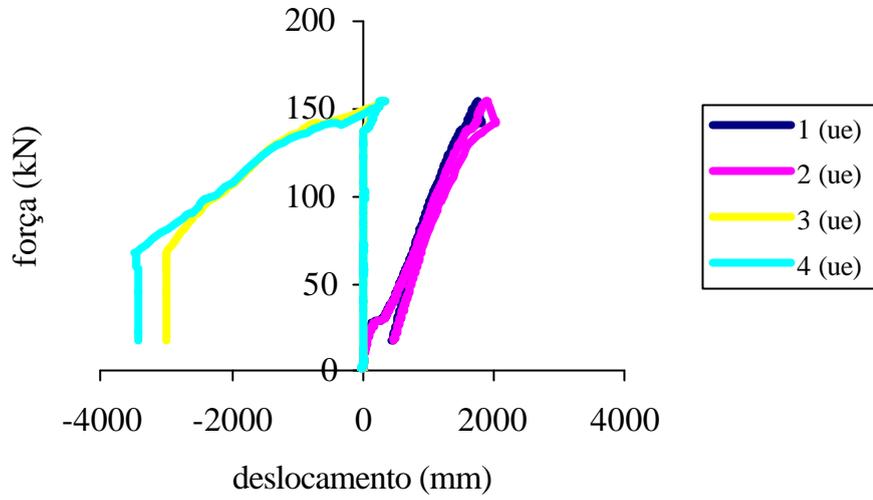
Parede P03 (sem revestimento)



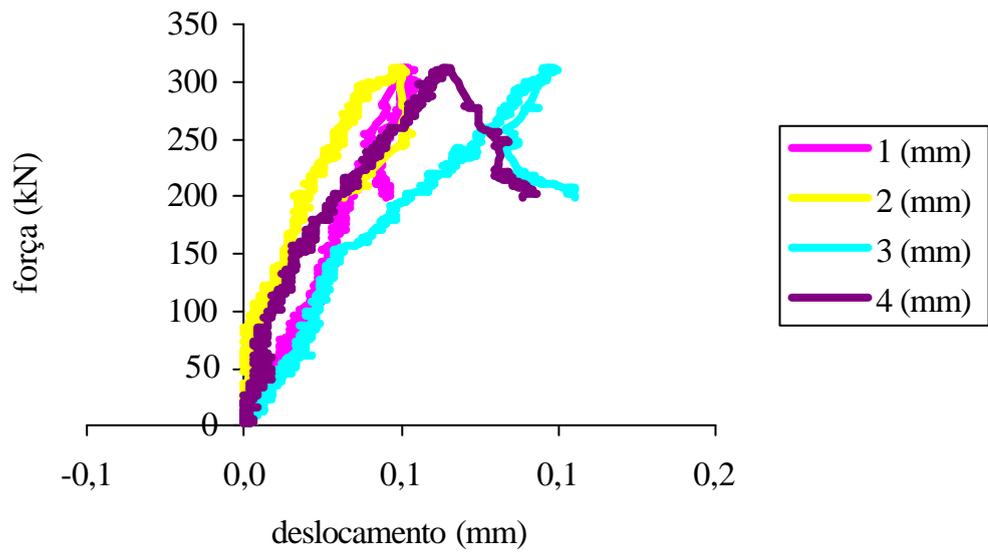
Parede P03 (sem revestimento)

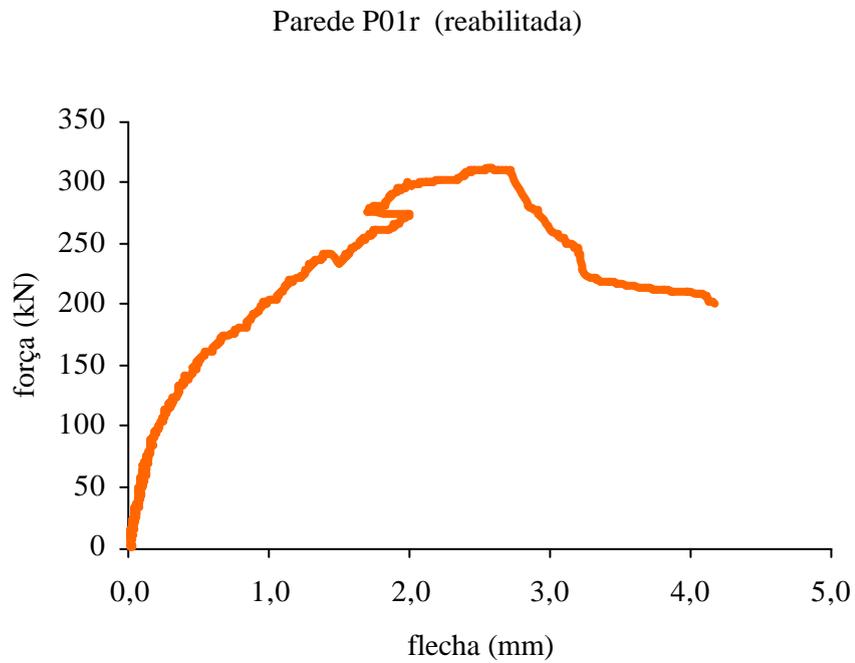
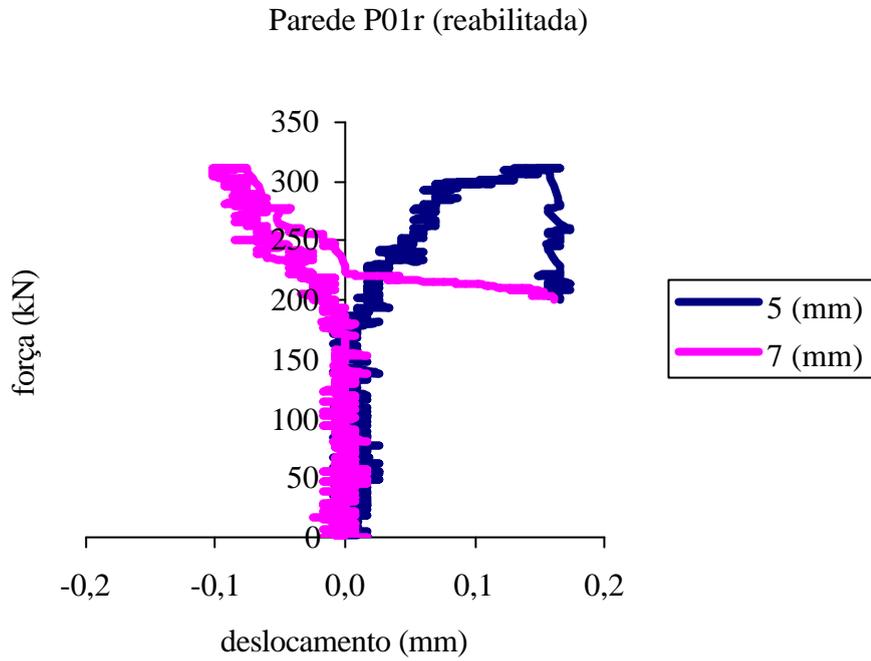


Parede P03 (sem revestimento) - armadura das vergas

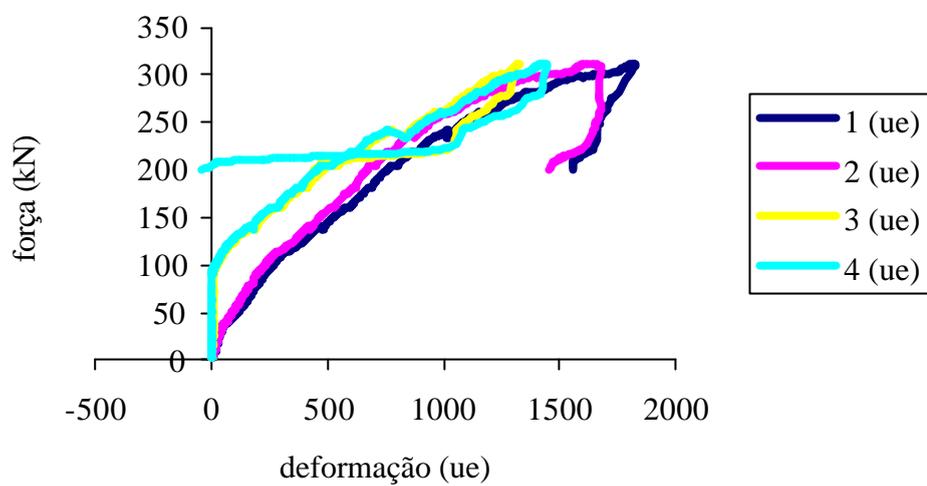


Parede P1r (reabilitada)





Parede P01r (reabilitada) - armaduras da verga



ANEXO E – Resultados da análise teórica (formulação aditiva)

- Tabela dos resultados dos ensaios da parede sem revestimento e das argamassas de revestimento para obtenção dos gráficos *tensão x deformação*.

tensão (MPa)	Deformação ($\mu\epsilon$) P01	tensão (MPa)	Deformação ($\mu\epsilon$) Arg. forte	tensão (MPa)	Deformação ($\mu\epsilon$) Arg. fraca
0,00	0,0000	0,00	0,00000	0,00	0,00000
0,38	0,0000	1,27	0,00006	0,25	0,00004
0,75	0,0001	2,55	0,00011	0,51	0,00008
1,10	0,0001	3,82	0,00016	0,76	0,00014
1,49	0,0002	5,09	0,00021	1,02	0,00020
1,85	0,0002	6,37	0,00027	1,27	0,00029
2,23	0,0002	7,64	0,00033	1,53	0,00042
2,58	0,0003	8,91	0,00040	1,78	0,00067
2,94	0,0003	10,19	0,00046	2,04	0,00119
3,32	0,0003	11,46	0,00053	2,29	0,00179
3,68	0,0004	12,73	0,00060	2,55	0,00184
4,03	0,0005	14,01	0,00068	2,80	0,00185
4,41	0,0005	15,28	0,00076	—	—
4,77	0,0006	16,55	0,00085	—	—
5,15	0,0006	17,83	0,00095	—	—
5,51	0,0007	19,10	0,00106	—	—
5,86	0,0008	20,37	0,00118	—	—
6,24	0,0009	21,65	0,00131	—	—
6,60	0,0010	22,92	0,00146	—	—
6,97	0,0011	24,19	0,00166	—	—
7,44	0,0014	25,46	0,00183	—	—
7,42	0,0014	26,74	0,00211	—	—
7,43	0,0014	—	—	—	—
7,42	0,0015	—	—	—	—
7,42	0,0015	—	—	—	—
7,39	0,0015	—	—	—	—
7,02	0,0016	—	—	—	—
6,64	0,0016	—	—	—	—
6,20	0,0017	—	—	—	—
5,85	0,0017	—	—	—	—
5,54	0,0017	—	—	—	—
5,18	0,0017	—	—	—	—
4,98	0,0017	—	—	—	—
4,36	0,0018	—	—	—	—
2,68	0,0019	—	—	—	—

- Tabela dos valores obtidos na transformação dos gráfico *tensão x deformação* para *força x deslocamento*.

força (kN)	Deslocamento (mm) P01	força (kN)	Deslocamento (mm) Arg. forte	força (kN)	Deslocamento (mm) Arg. fraca
0,08	0,0078	0,00	0	0,00	0,0000
20,60	0,0256	19,86	0,03319	3,97	0,0226
40,97	0,0464	39,73	0,06254	7,95	0,0487
60,05	0,0660	59,59	0,09278	11,92	0,0807
81,34	0,0891	79,45	0,12582	15,89	0,1201
100,87	0,1128	99,31	0,16004	19,86	0,1735
121,55	0,1389	119,18	0,19647	23,84	0,2463
140,93	0,1506	139,04	0,23541	27,81	0,3937
160,38	0,1743	158,90	0,27243	31,78	0,7021
181,06	0,2053	178,76	0,31226	35,75	1,0532
200,90	0,2342	198,63	0,35592	39,73	1,0841
220,21	0,2660	218,49	0,40341	43,70	1,0933
240,88	0,3018	238,35	0,44943	—	—
260,57	0,3371	258,21	0,50135	—	—
280,94	0,3769	278,08	0,55976	—	—
300,71	0,4179	297,94	0,62378	—	—
320,01	0,4666	317,80	0,69443	—	—
340,84	0,5158	337,66	0,77202	—	—
360,15	0,5775	357,53	0,85889	—	—
380,60	0,6605	377,39	0,97793	—	—
406,46	0,8464	397,25	1,07970	—	—
405,32	0,8492	417,11	1,24490	—	—
405,47	0,8517	—	—	—	—
405,24	0,8584	—	—	—	—
405,32	0,8607	—	—	—	—
403,64	0,8769	—	—	—	—
383,19	0,9273	—	—	—	—
362,44	0,9511	—	—	—	—
338,25	0,9779	—	—	—	—
319,63	0,9954	—	—	—	—
302,46	1,0057	—	—	—	—
282,93	1,0153	—	—	—	—
271,86	1,0202	—	—	—	—
238,14	1,0452	—	—	—	—
146,42	1,1333	—	—	—	—

- Tabela dos valores obtidos após a interpolação dos pontos do gráfico *força x deslocamento*.

Deslocamento (mm)	força (kN)		
	P01 – sem revestimento	Argamassa forte	Argamassa fraca
0,00	0,00	0,00	0,00
0,04	34,70	24,47	6,62
0,08	72,95	51,20	11,92
0,12	106,52	75,96	15,89
0,16	148,64	99,31	18,86
0,20	177,52	120,97	21,31
0,24	204,42	141,51	23,50
0,28	228,29	162,68	24,75
0,32	251,03	182,27	25,83
0,36	272,29	200,34	26,90
0,40	292,08	217,07	27,89
0,44	309,47	234,29	28,41
0,48	325,68	250,04	28,92
0,52	342,15	264,54	29,44
0,56	354,67	278,08	29,95
0,60	365,69	290,55	30,47
0,64	375,55	302,50	30,98
0,68	383,31	313,35	31,50
0,72	388,88	324,35	31,98
0,76	394,44	334,59	32,43
0,80	400,00	344,06	32,89
0,84	405,57	353,21	33,34
0,88	402,38	361,05	33,79
0,92	386,15	372,59	34,24
0,96	354,41	375,91	34,70
1,00	311,96	386,70	35,15
1,04	250,52	389,50	35,60
1,08	201,91	397,29	36,62
1,12	—	402,09	—
1,16	—	406,90	—
1,20	—	411,71	—
1,24	—	416,52	—